



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

CONEXIONES DE ACERO CON COLUMNAS EMBEBIDAS EN CONCRETO
CONFORME A LA PRACTICA MEXICANA

TESIS
QUE PARA OPTAR POR EL GRADO DE:
MAESTRO EN INGENIERÍA

PRESENTA:
ALEJANDRO TOXTEGA SANTOS

TUTOR PRINCIPAL
DR. EDGAR TAPIA HERNÁNDEZ
UAM-AZCAPOTZALCO

CIUDAD UNIVERSITARIA, CD. MÉXICO. JULIO DE 2023.



Universidad Nacional
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

Biblioteca Central



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.

1 er. Vocal: DR. EDGAR TAPIA HERNÁNDEZ.

2 do. Vocal: DR. ADRIAN POZOS ESTRADA.

3 er. Vocal: DR. HÉCTOR GUERRERO BOBADILLA.

Lugar donde se realizó la tesis: **Instituto de Ingeniería, UNAM.**
Laboratorio de Estructuras Grandes del CENAPRED.

TUTOR DE TESIS:

DR. EDGAR TAPIA HERNÁNDEZ

DEDICATORIA.

*A Dios por concederme vida
y permitirme vivir esta experiencia.*

*A mis padres y a mi hermano por su incondicional apoyo,
por motivarme cada día a superarme, por su confianza,
dedicación, perseverancia y por brindarme
la oportunidad de estudiar.*

*No existe número de palabras para agradecerles
su apoyo, su comprensión y sus consejos.*

AGRADECIMIENTOS.

Sirvan estas palabras como agradecimiento a todos los involucrados, ya que con su apoyo hicieron posible concluir con éxito este trabajo:

A mi tutor de tesis el Dr. Edgar Tapia Hernández por la confianza brindada, por su paciencia, por compartir sus conocimientos, por su entusiasmo y por nunca dejar de creer en mí.

Al Dr. Héctor Guerrero Bobadilla por su apoyo en esta investigación, por brindándome sus consejos, y por compartir su experiencia y conocimientos dentro y fuera del salón de clases.

A la Universidad Nacional Autónoma de México que me ha permitido formar parte de su extensa comunidad desde la preparatoria y que actualmente me brinda la posibilidad de concluir un posgrado.

Al Consejo Nacional de Ciencia y Tecnología (CONACYT) por apoyarme de principio a fin.

Al Centro Nacional de Prevención de Desastres (CENAPRED) y su personal por permitir la utilización de sus herramientas e instalaciones para desarrollar las pruebas experimentales.

Al Dr. Oscar López Batís por ser el enlace con el CENAPRED y estar al pendiente de las pruebas.

A los compañeros Alejandro Santiago y Juan José por su apoyo y colaboración durante las pruebas experimentales.

A la empresa PRO-GPIC S.A de C.V y compañeros, por permitirme estudiar un posgrado y en los tiempos libres colaborar con ellos.

A mi novia Erandi Rosas Castillo por siempre alentarme con sus palabras, por su confianza, por no dejar de creer en mí y su paciencia.

Por último, pero no menos importante, a mi abuela María Domínguez y mi tía Magaly Toxtega que sin su apoyo al inicio de esta etapa hubiese sido complicado concluir.

GRACIAS.

RESUMEN.

En México ha habido un crecimiento en la construcción de edificios con elementos compuestos, donde el diseño está basado en reglamentos especializados que se han adaptado a la tendencia constructiva de la practica mexicana. Sin embargo, algunos de los criterios no han sido formalmente estudiados o ensayados lo que ocasiona incertidumbre en su respuesta ante demandas sísmicas. Esta investigación está centrada en estudiar el comportamiento de vigas de acero conectadas a columnas de acero embebidas en concreto armado siguiendo la tendencia y condiciones de la practica mexicana. El principal inconveniente está asociado a la colocación del acero de confinamiento en la conexión, puesto que el alma de la trabe impide la colocación de estribos.

En este documento se discute el estado del arte, el proceso de diseño, fabricación, Configuración de la prueba, resultados experimentales y comparación con modelos matemáticos de algunas de las conexiones trabe-columna más utilizadas en la práctica de la construcción en México.

Se probaron tres conexiones de trabes de acero conectadas a columnas de acero embebidas en concreto reforzado en escala natural ante demandas cuasi-estáticas. Se utilizo perfiles de acero laminados en caliente con acero tipo ASTM A992, varillas de acero de alta resistencia y el concreto con una resistencia de $f'c= 350 \text{ kg/cm}^2$. En los ensayos se siguieron los protocolos de carga del manual AISC 341-2016 y sus criterios para evaluar la estabilidad de incursión inelástica de esas conexiones. Entre los especímenes seleccionados, se evaluó la respuesta de un espécimen con una conexión a momento conectado al eje mayor de la columna y dos conexiones al eje menor de la columna. Las pruebas se realizaron en el Laboratorio de Estructuras Grandes del Centro Nacional de Prevención de Desastres (CENAPRED).

El diseño por capacidad de los elementos trabe – columna de los prototipos, se realizó siguiendo los criterios y especificaciones de las Normas Técnicas Complementarias para el Diseño y Construcción de Estructuras de Acero (2023). El criterio cumplió la filosofía columna fuerte-trabe débil para el desarrollo de articulaciones plásticas en los extremos de la trabe de acero y donde las columnas compuestas deberían permanecer elásticas. De acuerdo con los resultados experimentales, el mecanismo de falla estuvo dominado por el desarrollo de la articulación plástica de la trabe, caracterizada por el pandeo de los patines y del alma. La columna de concreto mostro un patrón de fisuras que se asemeja a un cono superficial con grietas y desprendimiento de concreto alrededor de la trabe de acero y cercano a la zona de la conexión. Las conexiones ensayadas bajo grandes deformaciones inelásticas desarrollaron la concentración de daño esperada para una estructura de acero de ductilidad alta

En forma complementaria, se realizaron modelos matemáticos en un programa de análisis estructural de los especímenes ensayados. Los resultados indican que los modelos predicen razonablemente el momento máximo y son una representación adecuada del daño cuando la incursión inelástica es moderada. Se espera que los resultados experimentales y analíticos de esta investigación contribuyan a mejorar el conocimiento adquirido para casos y soluciones de la practica local y ofrezcan un sustento para desarrollar criterios conservadores que puedan ser incorporados a la normativa local.

CONTENIDO.

ÍNDICE DE FIGURAS.....	VIII
ÍNDICE DE TABLAS.....	XVII
CAPITULO 1. ESTADO DEL ARTE.....	1
1.1 INTRODUCCION.....	2
1.2 EDIFICIOS EN MÉXICO CON SISTEMA COMPUESTO.....	3
1.3 CONEXIONES.....	8
1.4 INVESTIGACIONES EXPERIMENTALES SOBRE SISTEMAS COMPUESTOS.....	10
1.5 CONCLUSIONES DEL CAPÍTULO.....	64
CAPITULO 2. DISEÑO DE LOS PROTOTIPOS.....	65
2.1 PROPIEDADES DE LOS MATERIALES.....	66
2.2 CRITERIOS PARA EL DISEÑO DE ESTRUCTURAS DÚCTILES.....	70
2.3 CRITERIOS Y ESPECIFICACIONES DE DISEÑO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES.....	79
2.4 DISEÑO DE LOS PROTOTIPOS.....	90
2.5 DISEÑO Y REVISIÓN DEL PROTOTIPO 1 (CONEXIÓN AL EJE MAYOR DE LA COLUMNA).....	94
2.6 DISEÑO Y REVISIÓN DEL PROTOTIPO 2 (CONEXIÓN AL EJE MENOR DE LA COLUMNA).....	114
2.7 CONCLUSIONES DEL CAPÍTULO.....	131
CAPITULO 3. CONFIGURACIÓN DE ESPECIMENES Y DE LA PRUEBA.....	132
3.1 CONDICIONES DEL LABORATORIO.....	133
3.2 FABRICACIÓN DE LOS ESPECÍMENES.....	134
3.3 DEFINICIÓN DE LOS ESPECÍMENES.....	136
3.4 INSTRUMENTACIÓN.....	143
3.5 CIMBRADO Y COLADO DE LOS ESPECÍMENES.....	148
3.6 INSTALACIÓN DE LA PRUEBA.....	150
3.7 CONCLUSIONES DEL CAPÍTULO.....	166
CAPITULO 4. RESULTADOS DE LAS PRUEBAS EXPERIMENTALES.....	167
4.1 PROTOCOLO DE CARGA.....	168
4.2 REQUISITOS DEL INFORME DE PRUEBA.....	172
4.3 CRITERIOS DE ACEPTACIÓN.....	173
4.4 RECOMENDACIONES PARA SOLDADURA EN ZONA SÍSMICA.....	176
4.5 PRUEBA 1 - ESPÉCIMEN MASG.....	179
4.6 PRUEBA 2 - ESPÉCIMEN MESC.....	191
4.7 PRUEBA 3 - ESPÉCIMEN MES1.....	202
4.8 RESULTADOS DE LOS ESPECÍMENES.....	212
4.9 CONCLUSIONES DEL CAPÍTULO.....	215
CAPITULO 5. COMPARACIÓN CON LOS MODELOS MATEMÁTICOS.....	216
5.1 SOFTWARE EMPLEADO.....	217
5.2 MODELOS MATEMÁTICOS.....	219
5.3 MODELOS DEL ESPÉCIMEN MASG.....	231
5.4 MODELOS DEL ESPÉCIMEN MESC.....	243
5.5 MODELOS DEL ESPÉCIMEN MES1.....	254
5.6 CONCLUSIONES DEL CAPÍTULO.....	265
CAPITULO 6. CONCLUSIONES.....	266
6.1 CONTENIDO DE LA INVESTIGACIÓN.....	267
6.2 PRINCIPALES CONTRIBUCIONES.....	268
6.3 INVESTIGACIONES FUTURAS.....	270
CAPITULO 7. REFERENCIAS.....	271

APÉNDICE A. CERTIFICADOS DE CALIDAD.	275
APENDICE B. ENSAYE DE CILINDROS DE CONCRETO.	290
B.1 CONCLUSIONES DEL CAPÍTULO.....	298
APENDICE C. COMPENDIO DE PLANOS DE FABRICACIÓN.....	299

ÍNDICE DE FIGURAS.

Figura 1.1 Rotación angular del espécimen.	2
Figura 1.2 Torre Noria en Puebla.....	3
Figura 1.3 Sección compuesta de columnas en Torre Noria en Puebla.....	3
Figura 1.4 Torre Mayor en la Ciudad de México.....	4
Figura 1.5 Reforma 222 en la Ciudad de México.	4
Figura 1.6 Torre Renoir en la Ciudad de México.....	5
Figura 1.7 Armado de Columnas de la Torre Renoir.	6
Figura 1.8 Detalle de conexión para la columna C-1.....	7
Figura 1.9 Torre Cervantes Saavedra 303.....	7
Figura 1.10 Conexiones típicas de trabes y columnas de acero embebidas en concreto.....	8
Figura 1.11 Mecanismos de transferencia y resistencia entre el acero y el concreto.	9
Figura 1.12 Conexiones de acero, a) conexión simple, b) conexión rígida, c) conexión semi rígida.	9
Figura 1.13 Clasificación de una conexión: rígida (FR), semirrígida (PR) y simple (AISC, 2010).....	10
Figura 1.14 Configuración de los especímenes para la prueba (Parra-Montesinos y Wight, 2000).....	11
Figura 1.15 Detalle del nodo del espécimen 1 (Parra-Montesinos y Wight, 2000).....	11
Figura 1.16 Detalle de placas en el espécimen 7 (Parra-Montesinos y Wight, 2000).	12
Figura 1.17 Patrón de desplazamientos laterales (Parra-Montesinos y Wight, 2000).....	13
Figura 1.18 Daños del espécimen 6 a una distorsión del 3.9% (Parra-Montesinos y Wight, 2000).....	14
Figura 1.19 Daños del espécimen 8 a una distorsión del 5.0% (Parra-Montesinos y Wight, 2000).....	15
Figura 1.20 Gráficas de histéresis carga-distorsión (Parra-Montesinos y Wight, 2000).	16
Figura 1.21 Gráficas de rigidez normalizada al 2.0% de distorsión (Parra-Montesinos y Wight, 2000).	17
Figura 1.22 Deformaciones en estribos para muestras del grupo 1 (Parra-Montesinos y Wight, 2000).	17
Figura 1.23 Medidas y armados de los especímenes (Ma et al. 2019).	19
Figura 1.24 Proceso de fabricación de los especímenes (Ma et al. 2019).	20
Figura 1.25 Configuración de la prueba (Ma et al. 2019).	20
Figura 1.26 Fotos de la configuración final de la prueba (Ma et al. 2019).	21
Figura 1.27 Protocolo de carga aplicado (Ma et al. 2019).	21
Figura 1.28 Configuración de la instrumentación para cada espécimen: (a) transductores de desplazamiento. (b) medición de la deformación unitaria (Ma et al. 2019).	22
Figura 1.29 Daños al finalizar la prueba en cada espécimen (Ma et al. 2019).	23
Figura 1.30 Curvas de histéresis de cada espécimen (Ma et al. 2019).	24
Figura 1.31 Curvas envolventes y envolventes adimensionales (Ma et al. 2019).	25
Figura 1.32 Degradación de la rigidez de especímenes (Ma et al. 2019).	26
Figura 1.33 Configuración y geometría de los especímenes (Le et al. 2020).	28
Figura 1.34 Armado y colado de los especímenes (Le et al. 2020).	28

Figura 1.35 Configuración y preparación del área para la prueba (Le et al. 2020).	29
Figura 1.36 Protocolo de carga lateral (Le et al. 2020).	30
Figura 1.37 Ubicación de los strain gauges en los especímenes (Le et al. 2020).	30
Figura 1.38 Patrón de grietas del espécimen SC1 (Le et al. 2020).	31
Figura 1.39 Patrón de grietas del espécimen SC2 (Le et al. 2020).	32
Figura 1.40 Curva de histéresis momento-distorsión de los dos especímenes (Le et al. 2020).	33
Figura 1.41 Comparación entre las curvas envolventes (Le et al. 2020).	33
Figura 1.42 Disipación de energía para cada ciclo (Le et al. 2020).	34
Figura 1.43 Geometría de los especímenes y detalles de refuerzo (Chu et al. 2020).	35
Figura 1.44 Detalles de barras de refuerzo en forma de X y estribos en el espécimen SCR-4 (Chu et al. 2020).	36
Figura 1.45 Esquema de carga para pruebas cíclicas (Chu et al. 2020).	37
Figura 1.46 Configuración de prueba (Chu et al. 2020).	37
Figura 1.47 Disposición de strain gauges (a) refuerzos longitudinales de columna y de estribo (b) área central del alma de la viga (c) patines de las columnas (d) patines de vigas (Chu et al. 2020).	38
Figura 1.48 Modos de falla del espécimen SRC-1. (a) fisura en la capacidad de rendimiento (b) desarrollo de grietas (c) grietas finales (d) espécimen general al fallar (Chu et al. 2020).	39
Figura 1.49 Modos de falla del espécimen SRC-4 (a) pandeo del ala superior de la viga (b) modo de falla final (Chu et al. 2020).	39
Figura 1.50 Modos de falla del espécimen SRC-3. (a) pandeo del ala superior de la viga. (b) pandeo del alma de la viga. (c) modo de falla final (Chu et al. 2020).	40
Figura 1.51 Curva histerética y curva envolvente para el espécimen SRC-1 (Chu et al. 2020).	40
Figura 1.52 Curva histerética y curva envolvente para el espécimen SRC-2 (Chu et al. 2020).	41
Figura 1.53 Curva histerética y curva envolvente para el espécimen SRC-3 (Chu et al. 2020).	41
Figura 1.54 Curva histerética y curva envolvente para el espécimen SRC-4 (Chu et al. 2020).	41
Figura 1.55 Elementos mallados. (a) unión de elementos de acero. (b) junta de columna de concreto con viga de acero (Chu et al. 2020).	42
Figura 1.56 Curva histerética y envolvente del espécimen SRC-3. (a) curva histerética. (b) curva envolvente (Chu et al. 2020).	42
Figura 1.57 Modo de falla del espécimen SRC-3. (a) agrietamiento final. (b) pandeo en el ala de la viga. (c) resultado del análisis de elementos finitos (Chu et al. 2020).	43
Figura 1.58 Agrietamiento del concreto (Chu et al. 2020).	43
Figura 1.59 Sección de columna y sección de viga (Sermet et al. 2021).	45
Figura 1.60 Detalle del refuerzo de los especímenes (Sermet et al. 2021).	46
Figura 1.61 Ciclo de carga histerético (Sermet et al. 2021).	46
Figura 1.62 Ubicación de strain gauges tanto en el perfil de acero como en las barras de refuerzo: (a) muestra de control (R); (b) muestra adaptada, c) muestra adaptada (los perfiles i están en el eje débil) (S2); (d) muestra modificada (el perfil I en la columna está en el eje débil; la viga está en el eje fuerte) (S3) (Sermet et al. 2021).	47
Figura 1.63 Desarrollo de grietas en la muestra de control (R): (a) grietas en la viga; (b) progreso de grietas (lado posterior) (Sermet et al. 2021).	47

Figura 1.64 Curva carga-desplazamiento de las muestras: (a) muestra de control R; (b) muestra adaptada (los perfiles I están en el eje fuerte) (S1); (c) muestra adaptada (los perfiles I están en el eje débil) (S2); (d) muestra reacondicionada (el perfil i en la columna está en el eje débil y en el fuerte en la viga) (S3) (Sermet et al. 2021).	48
Figura 1.65 Curvas envolventes de los especímenes (Sermet et al. 2021).	48
Figura 1.66 Comparación del daño de la muestra entre los resultados experimentales y el análisis matemático (Sermet et al. 2021).	49
Figura 1.67 Configuración de los especímenes y detalles del extremo de la viga (Yu et al. 2020).	51
Figura 1.68 Carga de prueba cuasi estática (Yu et al. 2020).	52
Figura 1.69 Curvas de histéresis de los especímenes (Yu et al. 2020).	52
Figura 1.70 Curvas envolventes de los especímenes (Yu et al. 2020).	53
Figura 1.71 Curva de degradación de la resistencia (Yu et al. 2020).	53
Figura 1.72 Curva de degradación de la rigidez (Yu et al. 2020).	54
Figura 1.73 Modelo de elementos finitos del espécimen PCB1 (Yu et al. 2020).	54
Figura 1.74 Comparación de la prueba PCB1 y los resultados del análisis de elementos finitos: (a) curva de histéresis. (b) curva envolvente (Yu et al. 2020).	55
Figura 1.75 Configuración de prueba de la conexión de viga de acero a columna (Weng et al. 2008).	56
Figura 1.76 Dimensiones de la sección transversal de los especímenes (Weng et al. 2008).	56
Figura 1.77 Detalles de la viga de acero a la unión soldada de la columna (Weng et al. 2008).	57
Figura 1.78 Pernos de cortante y refuerzos en la unión del espécimen (Weng et al. 2008).	57
Figura 1.79 Curvas de histéresis para cada espécimen (Weng et al. 2008).	58
Figura 1.80 Articulación plástica del espécimen SRC1–BOX–N: (a) desplazamiento en $9 \Delta_y$. (b) desplazamiento en $12 \Delta_y$ (Weng et al. 2008).	58
Figura 1.81 Articulación plástica del espécimen SRC2–BOX–S: (a) desplazamiento en $9 \Delta_y$. (b) desplazamiento en $14 \Delta_y$ (Weng et al. 2008).	58
Figura 1.82 Detalles de la Configuración del espécimen con la unión viga-columna IPE 300 T-BEAM 8 e IPE 300 T-BEAM 8R1 INV (Manos y Nalmpantidou, 2021).	60
Figura 1.83 Protocolo de desplazamiento de tipo sísmico cíclico para carga de fatiga baja (Manos y Nalmpantidou, 2021).	60
Figura 1.84 Articulación plástica del espécimen T-BEAM 8 (Manos y Nalmpantidou, 2021).	61
Figura 1.85 Articulación plástica del espécimen T-BEAM 8R1 INV (Manos y Nalmpantidou, 2021).	61
Figura 1.86 Curva de histéresis del espécimen T-BEAM 8 (Manos y Nalmpantidou, 2021).	61
Figura 1.87 Curva de histéresis del espécimen T-BEAM 8R1 INV (Manos y Nalmpantidou, 2021).	62
Figura 1.88 Comparación de curva envolvente del análisis matemático y de la prueba para el espécimen T-BEAM 8 (Manos y Nalmpantidou, 2021).	62
Figura 1.89 Comparación de curva envolvente del análisis matemático y de la prueba para el espécimen T-BEAM 8R1 INV (Manos y Nalmpantidou, 2021).	63
Figura 2.1 Curva esfuerzo-deformación del concreto, (Álvarez, 2018).	67
Figura 2.2 Curva esfuerzo-deformación del acero estructural, (Bruneau et al., 2022).	68
Figura 2.3 Comportamiento inelástico de marcos con articulaciones plásticas en las vigas, (FEMA-350, 2000a).	70
Figura 2.4 Ubicación de la formación de articulaciones plásticas y el equilibrio de la viga, (NTC-DCEA-2023).	72

Figura 2.5 Ubicación de articulación plástica en miembros que trabajan en flexión, (NTC-DCEA-2023).	73
Figura 2.6 Configuración de la conexión con patines y alma soldada, (NTC-DCEA-2023).	74
Figura 2.7 Detalles de conexión de patines y alma soldada: a) detalles de la placa de conexión, b) detalles de soldadura, (NTC-DCEA-2023).	76
Figura 2.8 Relaciones momento-deflexión de vigas, (NTC-DCEA-2023).	80
Figura 2.9 Columnas compuestas, (NTC-DCEA-2023).	82
Figura 2.10 Mecanismos de transferencia de la carga, (NTC-DCEA-2023).	88
Figura 2.11 Configuraciones de los prototipos ensayadas en esta investigación.	90
Figura 2.12 Conexión a momento WUF-W, (AISC 358-16).	91
Figura 2.13 Dimensiones de los prototipos.	91
Figura 2.14 Comparación de las dimensiones de columnas.	93
Figura 2.15 Ubicación de la articulación plástica y cálculo del cortante, (FEMA-350, 2000a).	99
Figura 2.16 Sección transversal y configuración de la columna de compuesta, unidades: mm.	101
Figura 2.17 Localización del eje neutro en secciones compuestas (ANSI/AISC 360-2016, Design examples).	107
Figura 2.18 Secciones y configuración final del prototipo 1, unidades: cm.	113
Figura 2.19 Sección transversal y configuración de la columna de compuesta, unidades: mm.	120
Figura 2.20 Localización del eje neutro en secciones compuestas (ANSI/AISC 360-2016, Design examples).	125
Figura 2.21 Secciones y configuración final del prototipo 2, unidades: cm.	130
Figura 3.1 Espacio del Laboratorio de Estructuras Grandes del Centro Nacional de Prevención de Desastres (CENAPRED) para la realización de las pruebas.	133
Figura 3.2 Fabricación de placas y miembros estructurales.	134
Figura 3.3 Armado de los especímenes.	135
Figura 3.4 Traslado de los especímenes.	135
Figura 3.5 Detalle de conexión del espécimen MASG.	137
Figura 3.6 Características de la conexión MASG.	137
Figura 3.7 Armado de la conexión MASG.	138
Figura 3.8 Detalle de conexión del espécimen MESC.	139
Figura 3.9 Características de la conexión MESC.	140
Figura 3.10 Armado de la conexión MESC.	140
Figura 3.11 Detalle de conexión del espécimen MES1.	141
Figura 3.12 Características de la conexión MES1.	142
Figura 3.13 Armado de la conexión MES1.	142
Figura 3.14 Ubicación de los strain gauges para los especímenes MASG y MESC.	144
Figura 3.15 Ubicación de los strain gauges para el espécimen MES1.	144
Figura 3.16 Colocación de los strain gauges al interior de la sección de concreto armado.	145
Figura 3.17 Ubicación de los transductores de desplazamiento (CDP) para los especímenes, cotas en cm.	146

Figura 3.18 Ubicación de los transductores de desplazamiento (CDP) para los especímenes durante la prueba.....	147
Figura 3.19 Cimbrado final de los especímenes.....	148
Figura 3.20 Colado de los especímenes.	149
Figura 3.21 Cilindros de concreto.....	150
Figura 3.22 Colocación y fijación de ancla de apoyo (PL-A) a losa de reacción.....	151
Figura 3.23 Configuración general del espécimen MASG (cotas en milímetros).....	152
Figura 3.24 Detalle de los apoyos, vista en planta del espécimen MASG (cotas en milímetros).	153
Figura 3.25 Detalle de los apoyos, vista lateral (corte A-A) del espécimen MASG (cotas en milímetros).	153
Figura 3.26 Detalle de los apoyos, vista lateral (corte B-B) del espécimen MASG (cotas en milímetros).....	154
Figura 3.27 Detalle de placas, tornillos y rosca empleadas para la fijación de los especímenes.....	155
Figura 3.28 Anclaje del espécimen MASG a la losa de reacción.....	155
Figura 3.29 Configuración general del espécimen MESC (cotas en milímetros).	156
Figura 3.30 Configuración general del espécimen MESC (cotas en milímetros).	157
Figura 3.31 Detalle de los apoyos, vista lateral (corte A-A) del espécimen MESC y MES1 (cotas en milímetros)..	157
Figura 3.32 Detalle de los apoyos, vista lateral (corte B-B) del espécimen MESC y MES1 (cotas en milímetros)..	158
Figura 3.33 Detalle de placa PL-2 empleada para la fijación del espécimen.	158
Figura 3.34 Colocación y anclaje de espécimen MESC a losa de reacción.	159
Figura 3.35 Configuración general del espécimen MES1 (cotas en milímetros).	160
Figura 3.36 Colocación y anclaje de espécimen MES1 a losa de reacción.....	161
Figura 3.37 Instalación, nivelación y anclaje del actuador al muro de reacción y al espécimen.....	161
Figura 3.38 Tornillo utilizado para para la fijación del actuador a la placa PL-C.....	162
Figura 3.39 Detalle de placa pl-c empleada para la fijación del actuador.....	162
Figura 3.40 Detalles de la instalación del actuador con la conexión a eje mayor.	163
Figura 3.41 Detalles de la instalación del actuador con la conexión a eje menor.	164
Figura 3.42 Configuración del sistema que funciona como apoyo lateral.	165
Figura 4.1 Rotación angular del espécimen.	168
Figura 4.2 Historia de desplazamientos y ángulos de distorsión para los especímenes.	169
Figura 4.3 Curva de histéresis con degradación de resistencia aceptable, (AISC-341 2016).	173
Figura 4.4 Curva de histéresis para una viga en voladizo conectada a pr (AISC-341 2016).	174
Figura 4.5 Marco formado por los especímenes para el cálculo de distorsiones.....	176
Figura 4.6 Detalles de soldadura en la ranura de acuerdo al suplemento AWS D1.8 (2016).....	177
Figura 4.7 Detalles agujero de acceso para soldadura, (NTC-DCEA-2023).....	178
Figura 4.8 Especímen MASG con restricciones e instrumentación antes de iniciar la prueba.	179
Figura 4.9 Fisuras por tensión en la columna de concreto.	180
Figura 4.10 Inicio del pandeo del patín izquierdo y desprendimiento del concreto de la columna.....	180
Figura 4.11 Deformación en patines y alma para una rotación angular de 0.05 rad.	181

Figura 4.12 Formación de articulación plástica.	181
Figura 4.13 Fractura entre el patín derecho y el alma de la trabe.	182
Figura 4.14 Zona de desprendimiento del concreto del espécimen MASG.	183
Figura 4.15 Progreso del daño en el ensaye del espécimen MASG.	183
Figura 4.16 Gráfica momento-rotación del espécimen MASG.	184
Figura 4.17 Gráfica momento-rotación normalizada del espécimen MASG.	185
Figura 4.18 Gráfica momento-rotación normalizada con curva envolvente del espécimen MASG.	186
Figura 4.19 Ubicación de los strain gauges para los especímenes MASG.	187
Figura 4.20 Gráficas de los strain gauge del espécimen MASG.	188
Figura 4.21 Evolución de grietas del espécimen MASG con el protocolo de carga (elevación).	189
Figura 4.22 Evolución de grietas del espécimen MASG con el protocolo de carga (planta).	190
Figura 4.23 Especímen MESC con restricciones e instrumentación antes de iniciar la prueba.	191
Figura 4.24 Fisuras en el espécimen MESC a la altura de los patines de la trabe.	192
Figura 4.25 Desprendimiento de concreto y pandeo del patín en el espécimen MESC.	192
Figura 4.26 Formación de la articulación plástica en el espécimen MESC.	193
Figura 4.27 Daños en el espécimen MESC al término de la prueba.	193
Figura 4.28 Longitud de la articulación plástica de 15 cm.	194
Figura 4.29 Zona de desprendimiento del concreto del espécimen MESC.	195
Figura 4.30 Secuencia de carga con daños en el espécimen MESC durante la prueba.	195
Figura 4.31 Gráfica momento-rotación del espécimen MESC.	196
Figura 4.32 Gráfica momento-rotación normalizada del espécimen MESC.	197
Figura 4.33 Gráfica momento-rotación normalizada con curva envolvente del espécimen MESC.	198
Figura 4.34 Ubicación de los strain gauges para los especímenes MESC.	199
Figura 4.35 Gráficas de los strain gauges del espécimen MESC.	200
Figura 4.36 Evolución de grietas del espécimen MESC con el protocolo de carga (planta).	200
Figura 4.37 Evolución de grietas del espécimen MESC con el protocolo de carga (elevación).	201
Figura 4.38 Especímen MES1 con restricciones e instrumentación antes de iniciar la prueba.	202
Figura 4.39 Fisuras por tensión en la columna de concreto.	202
Figura 4.40 Pandeo de patines y desprendimiento del concreto de la columna.	203
Figura 4.41 Deformación en patines y alma, formación de articulación plástica.	203
Figura 4.42 Formación de articulación plástica de 15 cm.	204
Figura 4.43 Fractura entre los patines y el alma de la trabe.	204
Figura 4.44 Zona de desprendimiento del concreto del espécimen MES1.	205
Figura 4.45 Secuencia de carga con daños en el espécimen MES1 durante la prueba.	205
Figura 4.46 Gráfica momento-rotación del espécimen MES1.	206

Figura 4.47 Gráfica momento-rotación normalizada del espécimen MES1.....	207
Figura 4.48 Gráfica momento-rotación normalizada con curva envolvente del espécimen MES1.....	208
Figura 4.49 Ubicación de los strain gauges para los especímenes MES1.....	208
Figura 4.50 Gráficas de los strain gauge del espécimen MES1.	209
Figura 4.51 Evolución de grietas del espécimen MESC1 con el protocolo de carga (elevación).	210
Figura 4.52 Evolución de grietas del espécimen MES1 con el protocolo de carga (planta).	211
Figura 4.53 Curva de histéresis de un elemento estructural de acero (NTC-DCEA, 2023).	212
Figura 4.54 Definición de parámetros para la curva de histéresis.	213
Figura 4.55 Curvas envolventes de cada espécimen.	214
Figura 5.1 Interfaz gráfica de trabajo del programa midas gen.....	218
Figura 5.2 Tipos de cargas y modelo creados en midas gen.	218
Figura 5.3 Esquemas de los modelos creados.	219
Figura 5.4 Modelo esfuerzo-deformación por Mander et al.1988.....	220
Figura 5.5 Núcleo efectivo de concreto confinado para una sección rectangular por Mander et al.1988.	222
Figura 5.6 Modelo de mander para el concreto en el software.....	223
Figura 5.7 Modelo constitutivo del acero estructural por Menegotto y Pinto (1973).	223
Figura 5.8 Modelo de Menegotto y Pinto para el acero estructural en el software.	224
Figura 5.9 Modelo constitutivo del acero de refuerzo por Park y Paulay (1975).....	224
Figura 5.10 Modelo constitutivo del acero de refuerzo por Park y Paulay (1975).....	225
Figura 5.11 Modelos de idealización de elementos viga-columna (Deierlein g. et al., 2010).....	226
Figura 5.12 Sección transversal de la trabe de acero con fibras en el software.....	227
Figura 5.13 Asignación del protocolo de carga en el software.	228
Figura 5.14 Protocolo de desplazamientos y ángulos de distorsión para los especímenes.....	228
Figura 5.15 Asignación de carga lateral, protocolo de carga y análisis en el software.	229
Figura 5.16 Modelo con elementos placa en el software.	230
Tabla 5.1 Propiedades de los materiales en el software.	231
Figura 5.17 Modelo del espécimen MASG en el software.	231
Figura 5.18 Curvas de histéresis del espécimen MASG.	233
Figura 5.19 Comparación de curva momento contra rotación del espécimen MASG.	234
Figura 5.20 Configuración del modelo para esfuerzos del espécimen MASG.....	235
Figura 5.21 Vistas del modelo de esfuerzos del espécimen MASG.....	237
Figura 5.22 Acercamiento a la zona de la conexión (etapa de fluencia).	237
Figura 5.23 Grietas en la columna en la prueba experimental.	237
Figura 5.24 Vistas del modelo de esfuerzos del espécimen MASG.....	239
Figura 5.25 Acercamiento a la zona de la conexión (etapa de pandeo).	239
Figura 5.26 Pandeo global y desprendimiento de concreto.....	240

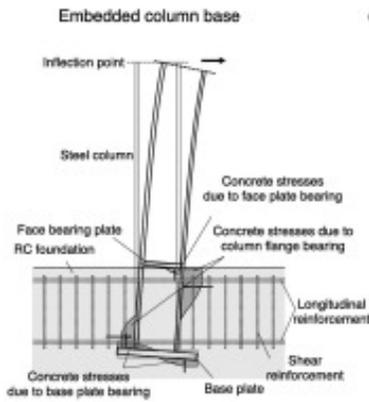
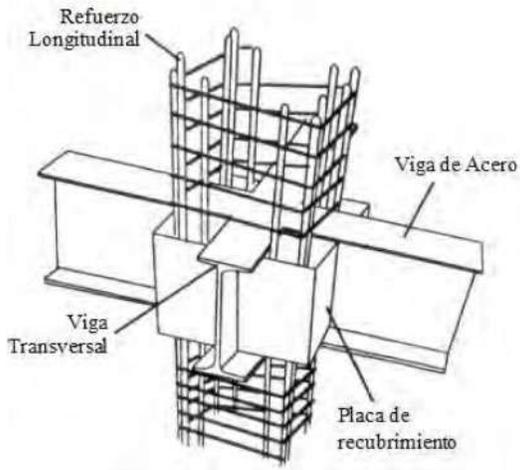
Figura 5.27 Vistas del modelo de esfuerzos del espécimen MASG.....	241
Figura 5.28 Acercamiento a la zona de la conexión (etapa final).	242
Figura 5.29 Daños en el espécimen al final de la prueba.	242
Figura 5.30 Modelo del espécimen MESC en el software.	243
Figura 5.31 Curvas de histéresis del espécimen MESC.	244
Figura 5.32 Comparación de curva momento contra rotación del espécimen MESC.....	245
Figura 5.33 Configuración del modelo para esfuerzos del espécimen MESC.	246
Figura 5.34 Vistas del modelo de esfuerzos del espécimen MESC.	248
Figura 5.35 Acercamiento a la zona de la conexión (etapa de fluencia).	248
Figura 5.36 Daños en el espécimen en la etapa de fluencia.	248
Figura 5.37 Vistas del modelo de esfuerzos del espécimen MESC.	250
Figura 5.38 Acercamiento a la zona de la conexión (etapa de pandeo).	250
Figura 5.39 Pandeo global y desprendimiento de concreto.....	251
Figura 5.40 Vistas del modelo de esfuerzos del espécimen MESC.	252
Figura 5.41 Acercamiento a la zona de la conexión (etapa final).	253
Figura 5.42 Daños en el espécimen al final de la prueba.	253
Figura 5.43 Modelo del espécimen MES1 en el software.....	254
Figura 5.44 Curvas de histéresis del espécimen MES1.....	255
Figura 5.45 Comparación de curva momento contra rotación del espécimen MES1.....	256
Figura 5.46 Configuración del modelo para esfuerzos del espécimen MES1.....	257
Figura 5.47 Vistas del modelo de esfuerzos del espécimen MES1.....	259
Figura 5.48 Acercamiento a la zona de la conexión (etapa de fluencia).	259
Figura 5.49 Daños en el espécimen en la etapa de fluencia.	260
Figura 5.50 Vistas del modelo de esfuerzos del espécimen MES1.....	261
Figura 5.51 Acercamiento a la zona de la conexión (etapa de pandeo).	262
Figura 5.52 Pandeo global y desprendimiento de concreto.....	262
Figura 5.53 Vistas del modelo de esfuerzos del espécimen MES1.....	264
Figura 5.54 Acercamiento a la zona de la conexión (etapa final).	264
Figura 5.55 Daños en el espécimen al final de la prueba.	265
Figura A.1 Certificado de calidad del perfil IR 356 x 110.4 kg/m (w 14"x74 lb/pie).....	277
Figura A.2 Certificado de calidad del perfil IR 406 x 46.20 kg/m (w 16"x31 lb/pie).....	278
Figura A.3 Certificado de calidad del perfil IR 457 x 59.80 kg/m (w 18"x 40 lb/pie).....	279
Figura A.4 Estudio metalográfico de los especímenes al finalizar la prueba (hoja 1 de 10).....	280
Figura A.5 Estudio metalográfico de los especímenes al finalizar la prueba (hoja 2 de 10).....	281
Figura A.6 Estudio metalográfico de los especímenes al finalizar la prueba (hoja 3 de 10).....	282

Figura A.7 Estudio metalográfico de los especímenes al finalizar la prueba (hoja 4 de 10).....	283
Figura A.8 Estudio metalográfico de los especímenes al finalizar la prueba (hoja 5 de 10).....	284
Figura A.9 Estudio metalográfico de los especímenes al finalizar la prueba (hoja 6 de 10).....	285
Figura A.10 Estudio metalográfico de los especímenes al finalizar la prueba (hoja 7 de 10).....	286
Figura A.11 Estudio metalográfico de los especímenes al finalizar la prueba (hoja 8 de 10).....	287
Figura A.12 Estudio metalográfico de los especímenes al finalizar la prueba (hoja 9 de 10).....	288
Figura A.13 Estudio metalográfico de los especímenes al finalizar la prueba (hoja 10 de 10).....	289
Figura B.1 Obtención de diámetros para el cilindro 5.....	291
Figura B.2 Cabeceo de los cilindros con mortero de alta resistencia.....	292
Figura B.3 Dispositivo para medir las deformaciones del cilindro de concreto (compresómetro).....	292
Figura B.4 Máquina universal de pruebas.....	293
Figura B.5 Calculo de la resistencia a compresión de los cilindros de concreto.....	293
Figura B.6 Determinación del módulo de elasticidad del concreto.....	294
Figura B.7 Ensayo de cilindros en la maquina universal.....	294
Figura B.8 Ensayo de cilindros en la maquina universal.....	295
Figura B.9 Curva esfuerzo-deformación del cilindro 1.....	296
Figura B.10 Curva esfuerzo-deformación del cilindro 2.....	296
Figura B.11 Curva esfuerzo-deformación del cilindro 3.....	297
Figura B.12 Curva esfuerzo-deformación del cilindro 4.....	297
Figura B.13 Curva esfuerzo-deformación del cilindro 5.....	298
Figura C.1 Plano de fabricación para el espécimen MASG (CTPC1-1).....	301
Figura C.2 Plano de fabricación para el espécimen MASG (CTPC1-1) (plano complementario).....	302
Figura C.3 Plano de fabricación para el espécimen MESC y MES1 (CTAC1-1).....	303
Figura C.4 Plano de fabricación para el espécimen MESC y MES1 (CTAC1-1) (plano complementario).....	304
Figura C.5 Plano de fabricación de la columna de concreto para el espécimen MASG.....	305
Figura C.6 Plano de fabricación de la columna de concreto para el espécimen MESC.....	306
Figura C.7 Plano de fabricación de la columna de concreto para el espécimen MES1.....	307

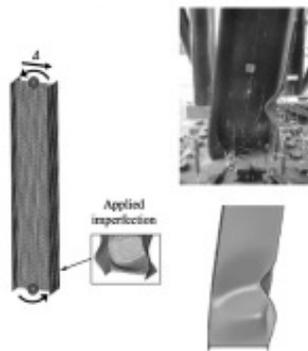
ÍNDICE DE TABLAS.

Tabla 1.1. Detalles de armado de cada espécimen (Parra-Montesinos y Wight, 2000).	13
Tabla 1.2. Propiedades mecánicas del agregado grueso reciclado (Ma et al. 2019).	19
Tabla 1.3. Parámetros de diseño de cada espécimen (Ma et al. 2019).	19
Tabla 1.4. Coeficientes de amortiguamiento viscoso equivalentes de las juntas (Ma et al. 2019).	25
Tabla 1.5. Propiedades del acero estructural y de refuerzo (Le et al. 2020).	28
Tabla 1.6. Sección transversal y detalles de refuerzo de acero, en los especímenes (Chu et al. 2020).	36
Tabla 1.7. Propiedades del concreto (Chu et al. 2020).	36
Tabla 1.8. Modos de falla de todos los especímenes, (Chu et al. 2020).	40
Tabla 1.9. Detalle de desplazamiento y ductilidad (Chu et al. 2020).	42
Tabla 1.10. Detalle de desplazamiento y ductilidad, (Sermet et al. 2021).	45
Tabla 1.11. Tamaño de la placa de conexión del extremo de la viga y método de conexión (Yu et al. 2020).	51
Tabla 2.12. Esfuerzos f_y y f_u de aceros estructurales, (adaptada de la Tabla 1.4.2.1, NTC-DCEA-2023).	69
Tabla 2.13. Magnitudes de r_y y r_u del acero estructural utilizado en los prototipos, (adaptada de la tabla 16.1.1, NTC-DCEA-2023).	70
Tabla 2.14. Valores mínimos de las relaciones ancho/grueso para elementos de ductilidad media y alta de miembros en compresión, (adaptada de la tabla 16.1.2, NTC-DCEA-2023).	78
Tabla 2.4. Valores máximos de las relaciones ancho/grueso para elementos comprimidos que forman parte de miembros en flexión o flexocompresión, (adaptada de la tabla 2.2.1.2.6.b, NTC-DCEA-2023).	79
Tabla 2.5. Propiedades del acero estructural a emplear en los prototipos.	92
Tabla 2.6. Sección transversal de los prototipos.	92
Tabla 3.1. Definición e identificación de los especímenes.	136
Tabla 3.2. Ubicación de los strain gauges en los especímenes.	144
Tabla 4.1 Límites del ángulo de distorsión para varios niveles de rendimiento, (adaptada de la tabla 3-13, FEMA-350, 2000a).	168
Tabla 4.2 Desplazamientos y distorsiones para cada ciclo de carga para los especímenes.	170
Tabla 4.3 Capacidades mínimas de ángulo de distorsión total para los valores de θ_{sd} y θ_u para estructuras dúctiles (adaptada de la tabla 3-15, FEMA-350, 2000a).	174
Tabla 4.4 Ductilidad desarrollada de cada espécimen.	213
Tabla 4.5 Respuesta inelástica de cada espécimen.	213
Tabla 5.2 Propiedades de las secciones del espécimen MASG.	231
Tabla 5.3 Propiedades de las secciones del espécimen MESC.	243
Tabla 5.4 Propiedades de las secciones del espécimen MES1.	254
Tabla A.1. Propiedades del acero estructural empleado en los especímenes.	276
Tabla B.1. Cálculo de la resistencia a compresión y del módulo de elasticidad para cada cilindro de concreto.	295
Tabla C.1. Definición e identificación de los especímenes.	300

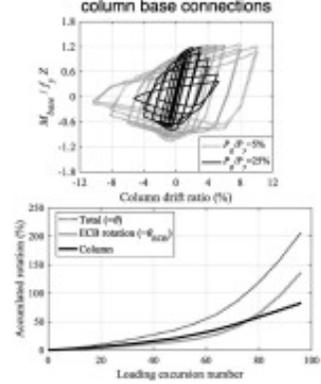
CAPITULO 1. ESTADO DEL ARTE.



Continuum finite element model and validation



Hysteretic behavior of embedded column base connections



Estado del Arte.

1.1 Introducción.

A lo largo de los años los sistemas estructurales han tenido un avance significativo, esto gracias a estudios e investigaciones en el área de la ingeniería estructural y sísmica con apoyo de las nuevas tecnologías para comprender el comportamiento y respuesta de las estructuras.

Es en 1908 cuando aparecen los primeros estudios de elementos combinados de concreto y acero en la Universidad de Columbia. En Japón se tiene conocimiento de estructuras compuestas desde 1910, pero es hasta 1951 cuando el *Architectural Institute of Japan* (AIJ) publica la primera normativa para diseñar estructuras compuestas, *Steel Reinforced Concrete* (SRC). Se conoce como sección compuesta a las estructuras que están constituidas por la combinación de dos o más materiales, como lo son el acero y el concreto.

La sección compuesta se define como una columna de acero fabricada a partir de perfiles laminados o soldados, embebida en concreto con acero de refuerzo estructural (“*Steel Reinforced Concrete*”, SRC), o a partir de perfiles tubulares de acero rellenos con concreto (“*Concrete Filled Tube*”, CFT o “*Rectangular Concrete Filled Tube*”, RCFT), siendo las primeras las más utilizadas en edificios mediante un perfil I embebido en concreto y en segundo término las constituidas por un tubo de acero, de sección transversal circular o rectangular relleno de concreto. De acuerdo con el Eurocódigo (2004), una columna se denomina compuesta si la sección de acero soporta entre el 20% y 90% de la carga de la columna.

Existen distintos tipos de secciones compuestas en las estructuras de acero estructural embebido en concreto armado, a continuación, se muestran algunas de las secciones transversales más comunes y utilizadas en la práctica (figura 1.1).

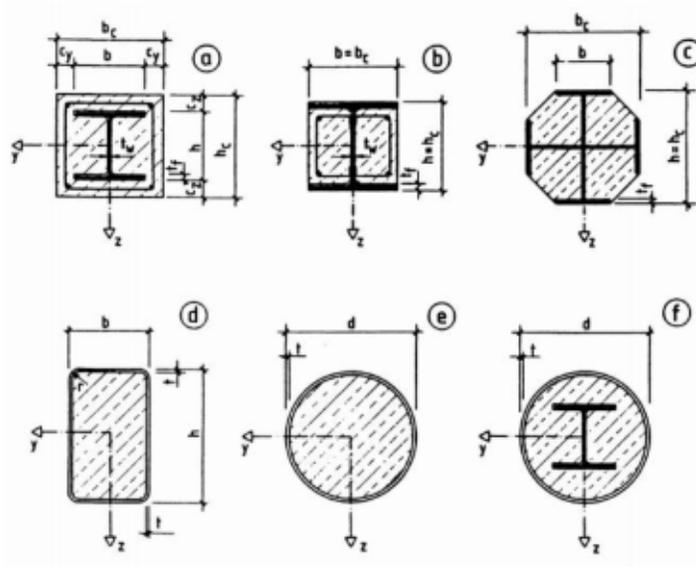


Figura 1.1 Rotación angular del espécimen.

1.2 Edificios en México con sistema compuesto.

- **Torre Noria.**

El sistema estructural de marcos rígidos en construcción compuesta para su uso en edificios de gran altura es cada vez más común en nuestro país y, en particular, en la Ciudad de México, debido a las múltiples ventajas que ofrece el sistema en relación a su adecuado desempeño estructural y en su proceso de construcción. La construcción de secciones compuestas en México data de más de un siglo, pero su aplicación en estructuras de edificios es de alrededor de 50 años, en edificios de mediana altura es común embeber las columnas de acero para protegerlas del fuego y corrosión y, en edificios altos, los marcos perimetrales son compuestos, donde las columnas trabajan en conjunto con las vigas para resistir las cargas laterales.



Figura 1.2 Torre Noria en Puebla.

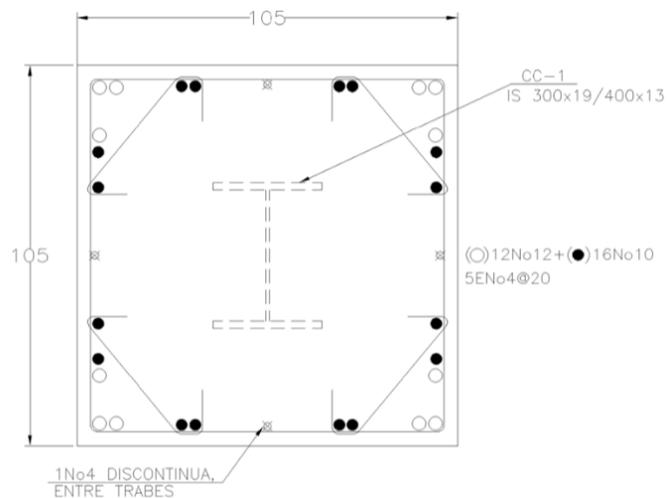


Figura 1.3 Sección compuesta de columnas en Torre Noria en Puebla.

- **Torre mayor.**

Una de las estructuras más icónicas de la Ciudad de México es la Torre Mayor ubicada en Paseo de la Reforma No. 505, Alcaldía Cuauhtémoc, con una altura de 230.4 m y 55 pisos, cuenta con columnas perimetrales e interiores utilizando el sistema compuesto desde la cimentación hasta el piso 30, aunque la estructura principal es de acero, además de contar con 98 amortiguadores viscosos tipo Taylor, los cuales para reducir su desplazamiento durante un sismo.



Figura 1.4 Torre Mayor en la Ciudad de México.

- **Reforma 222.**

El complejo Reforma 222 está constituido por un grupo de tres torres ubicadas sobre Paseo de la Reforma en la Ciudad de México. Fue diseñado por el arquitecto Teodoro González de León de origen mexicano, la presentación del proyecto fue en 2003 a cargo de grupo Danos, la estructura principal es a base de acero y las columnas constituidas de perfiles I embebidos en concreto reforzado. El complejo cuenta con una torre de oficinas (Torre Uno), otra residencial (Torre Dos) y una última que es centro comercial (Torre Tres). Todo el desarrollo está equipado con 50 amortiguadores sísmicos a lo largo de la estructura y 78 pilotes de acero con una profundidad de 50 metros.



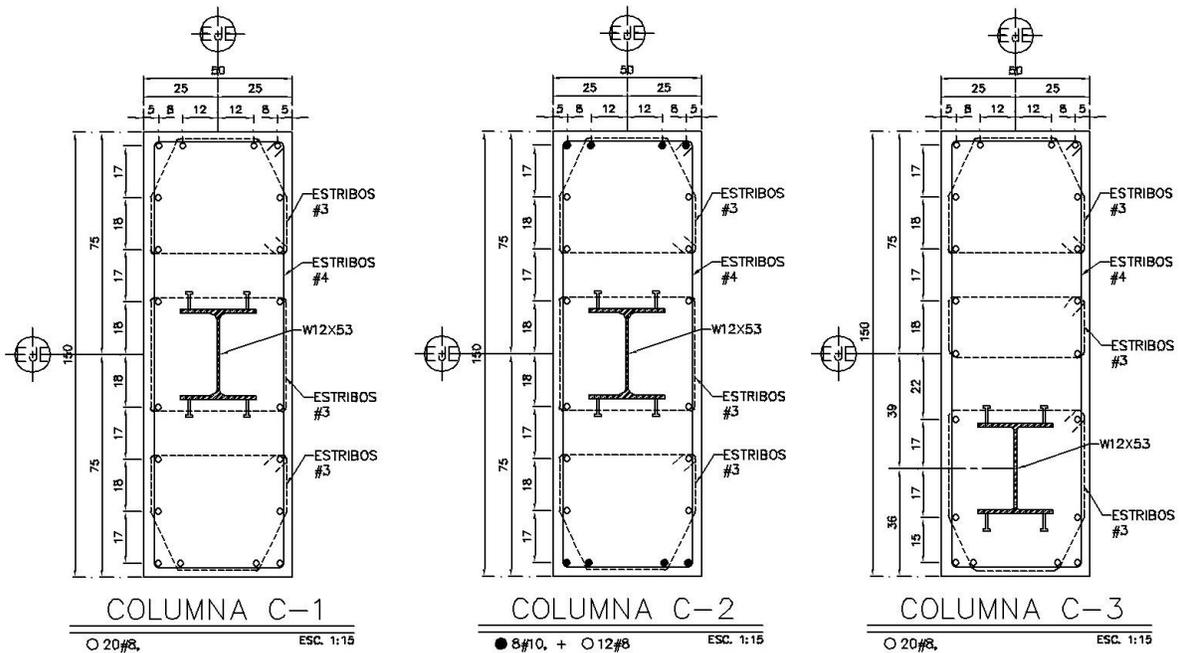
Figura 1.5 Reforma 222 en la Ciudad de México.

- **Torre Renoir.**

Torre Renoir es un residencial de lujo ubicado en Plaza Carso en la Ciudad de México con amenidades increíbles. Construido por grupo Carso y diseñado por el arquitecto Fernando Romero, con una altura de 65 m en 17 niveles. El sistema constructivo que se emplea para este edificio consta de columnas compuestas con perfiles de acero estructural IR305x129.5 o W12x87 revestidas de concreto reforzado de 50 x 150 cm, con varillas longitudinales del #10 y estribos del #4 (Rasgado 2012), Figuras 1.6, 1.7 y 1.8.



Figura 1.6 Torre Renoir en la Ciudad de México.



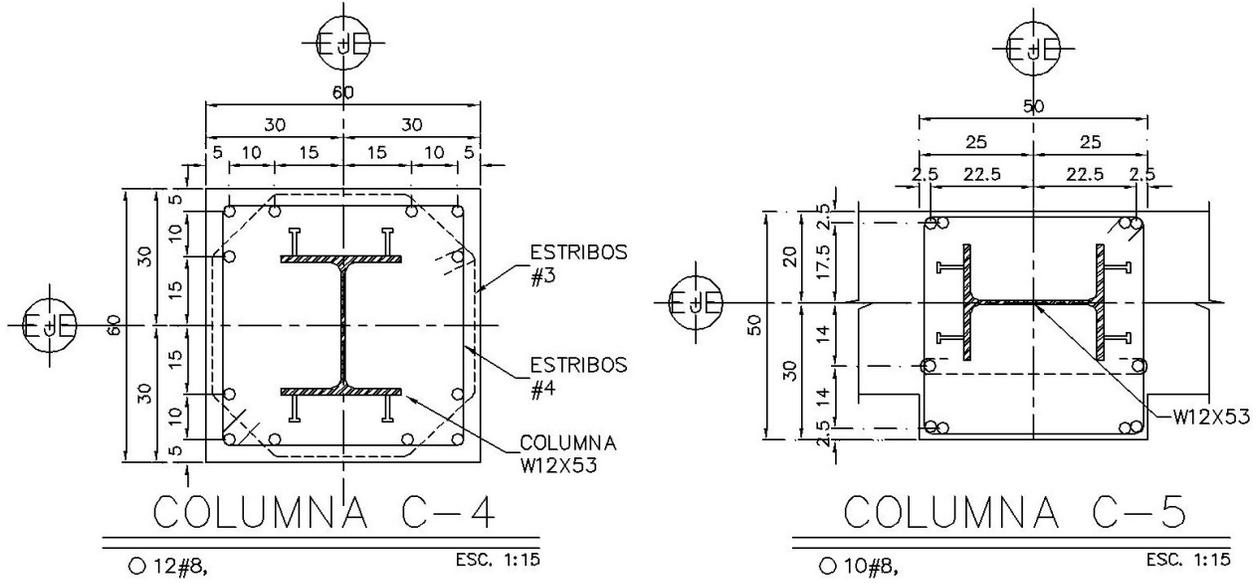
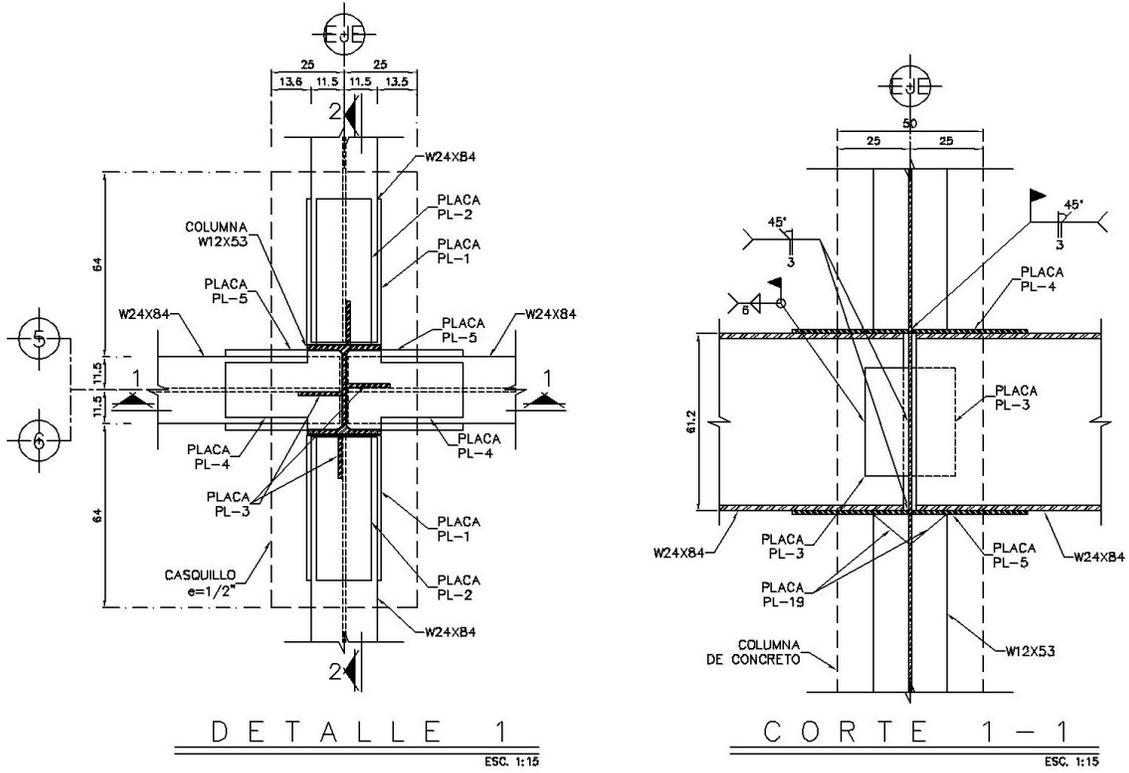


Figura 1.7 Armado de Columnas de la Torre Renoir.



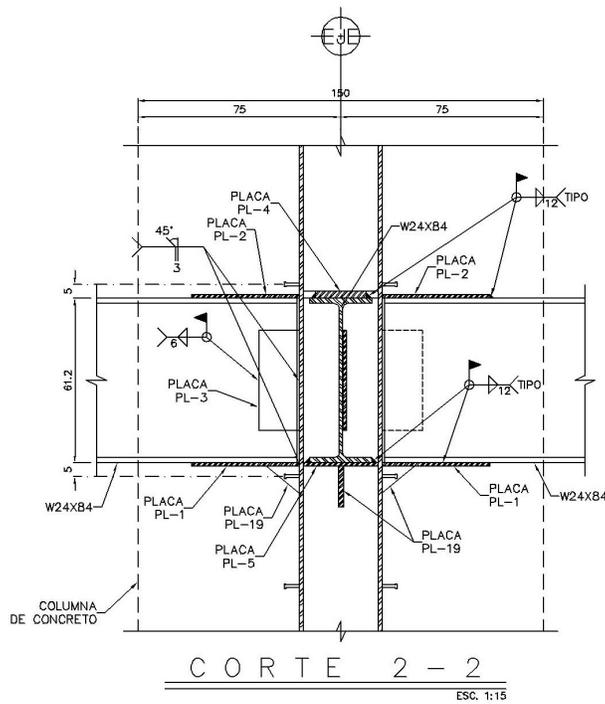


Figura 1.8 Detalle de conexión para la columna C-1.

Los detalles de las conexiones fueron proporcionados por la empresa *PRO-GPIC & BROS S.A DE C.V* en el año 2022.

- **Torre Cervantes Saavedra 303.**

Torre de viviendas de 22 niveles, el estacionamiento y la torre de viviendas con base en una estructura de acero ASTM grado 50 y columnas compuestas con perfiles de acero estructural W12x106, W12x152 y W14x283, las cuales serán revestidas con una sección circular de concreto reforzado e 1.8 m de diámetro. Los entresijos con base en losacero y firmes de concreto armado (figura 1.9).



Figura 1.9 Torre Cervantes Saavedra 303.

1.3 Conexiones.

Este sistema estructural tiene un inconveniente y es la colocación del acero de refuerzo transversal de la columna en el nodo ya que el alma de la trabe de acero impide su paso. Las normativas de diseño como el AISC-341 (2016) y las NTC-DCEA (2023) realizan la recomendación de no barrenar agujeros en el alma para el paso de los estribos y mejor reemplazar los estribos por soleras, colocar placas que confinen el nudo o colocar pernos que sirvan para sujetar el estribo, todo esto para realizar el confinamiento adecuado de la conexión. Esto debido a que un buen desempeño del sistema depende significativamente de garantizar una acción conjunta del acero estructural con el concreto en los miembros estructurales compuestos. Se muestra alguna solución práctica a este problema que se realizan en la actualidad la figura 1.10.



Figura 1.10 Conexiones típicas de traves y columnas de acero embebidas en concreto.

Una de las principales problemáticas de estas conexiones siempre es la de garantizar una adecuada transferencia de fuerzas cortantes y momentos en la unión viga – columna; y resistencia de las fuerzas internas entre el acero y el concreto que se transmiten desde la viga de acero a la columna compuesta. Una investigación sobre el tema se presenta en *Tiziano et al (2016)*.

Las distintas normativas vigentes de acero (*e.g.*, NTC-DCEA-2023, IMCA 2023, AISC-341-2016) reconocen que la magnitud de las fuerzas en la superficie de contacto entre el acero y el concreto de la columna compuesta depende de la forma en la que la viga transmite las cargas actuantes a los distintos componentes que conforman el nodo entre la viga de acero y la columna, pudiendo llegar al perfil de acero embebido (figura 1.11.a.a), a la sección de concreto (figura 1.11.a.b), o a ambos (figura 1.11.a.c).

Estas normas especifican que las fuerzas internas se deben resistir mediante placas diafragmas o que comprimen al núcleo de concreto (figura 1.11.b.a), o por conectores de cortante (figura 1.11. b. b), o por adherencia entre la superficie de contacto concreto-acero (figura 1.11.b.c). Cabe recalcar que las fuerzas internas son de mayor magnitud en donde se transmite la carga, para el caso de marcos a momento esto es principalmente en las conexiones con las vigas, por lo que el sistema debe desarrollar una mayor resistencia en esta zona.

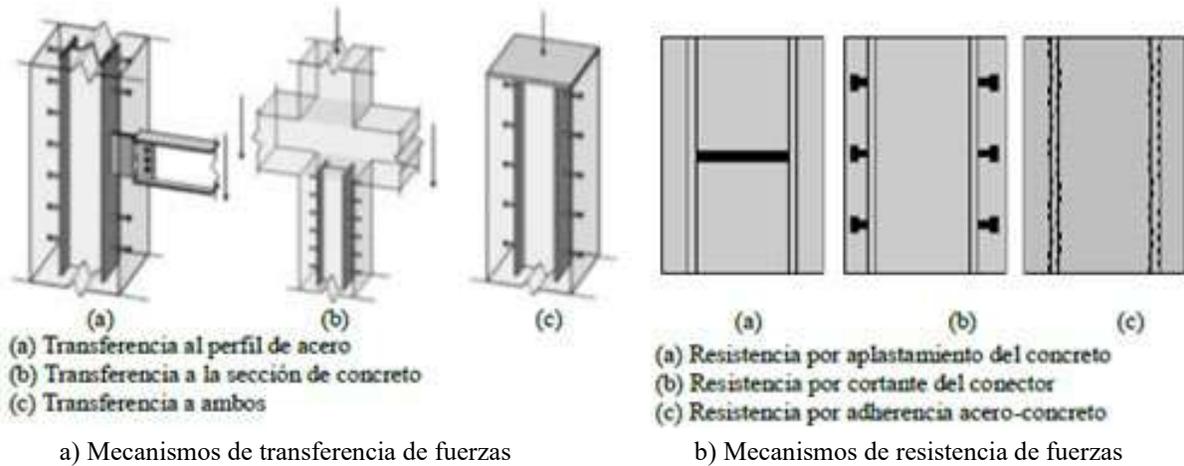


Figura 1.11 Mecanismos de transferencia y resistencia entre el acero y el concreto.

La especificación del AISC (*American Institute of Steel Construction*) las conexiones se clasifican en función de su relación momento-rotación y son, básicamente, de tres tipos: conexiones simples, conexiones rígidas (FR) y conexiones semi rígidas (PR). Existen tres tipos básicos de conexiones viga-columna: cuando una conexión cuenta con una resistencia completa a momento y, por lo tanto, a la rotación se le llama conexión rígida, una conexión que no opone ninguna resistencia a la rotación se conoce como simple y existe además otro tipo de conexiones cuyas características rotacionales caen en algún punto entre las de los dos tipos antes mencionados; este tipo de conexiones recibe el nombre de semi rígidas (figuras 1.12 y 1.13).

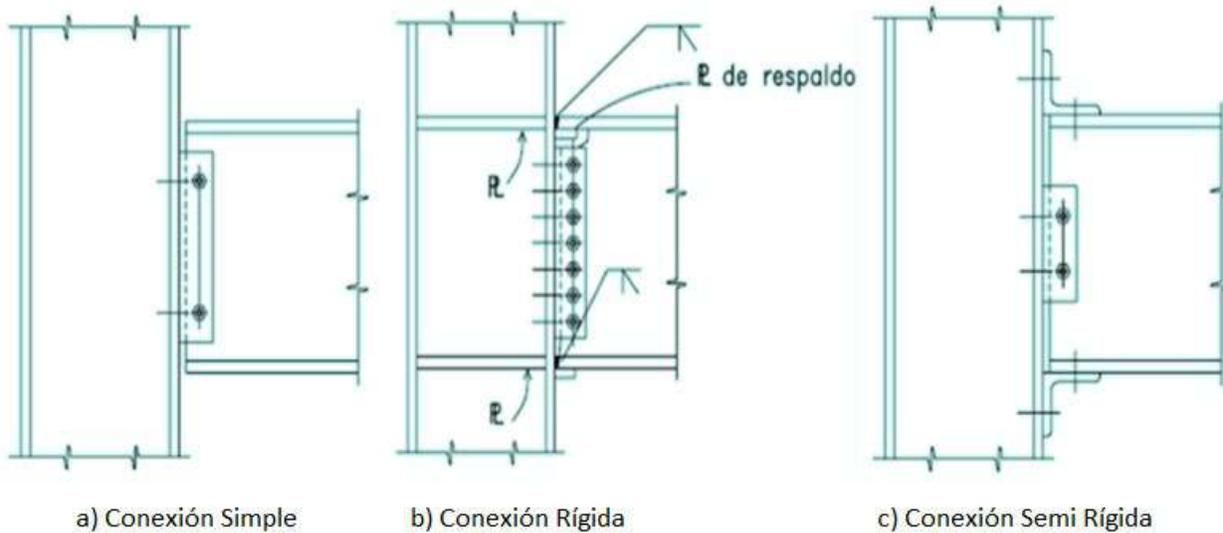


Figura 1.12 Conexiones de acero, a) Conexión simple, b) Conexión rígida, c) Conexión semi rígida.

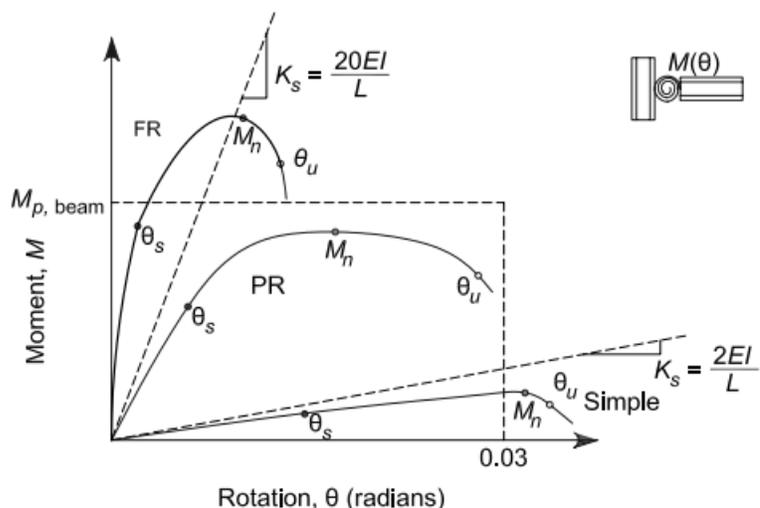


Figura 1.13 Clasificación de una conexión: rígida (FR), semirrígida (PR) y simple (AISC, 2010).

Las estructuras compuestas consisten en elementos de acero y concreto reforzado trabajando en conjunto se han utilizado a un ritmo creciente durante las últimas tres décadas, pero en los últimos años, han ganado popularidad el uso de nuevos sistemas que combinan las ventajas del concreto reforzado y del acero. Uno de estos nuevos sistemas mixtos consta de columnas de concreto y vigas de acero.

En México, la falta de información acerca de este tipo de conexiones hace que su utilización en la construcción tenga cierta incertidumbre sobre su comportamiento, la investigación en conexiones de acero es muy escasa (e.g. Martín del Campo 2013; Santiago 2021; Gil 2023), por lo que este tipo de conexiones son muy utilizadas sin conocimiento de su respuesta ante demandas sísmicas.

En la última década, se llevaron a cabo varios programas experimentales para abordar la falta de información sobre la interacción entre el concreto y el acero en estructuras compuestas. A continuación, en la siguiente sección de este documento, se discuten algunas de las más representativas y relevantes publicadas, siendo el enfoque principal el comportamiento de la conexión viga de acero columna de acero embebida en concreto.

1.4 Investigaciones experimentales sobre sistemas compuestos.

1.4.1 Parra-Montesinos y Wight (2000).

Este artículo discute la respuesta cíclica inelástica de conexiones híbridas compuestas por columnas de concreto y vigas de acero. El objetivo de la investigación de este artículo proporciona nueva información sobre el comportamiento cíclico inelástico de las conexiones compuestas exteriores; además, de investigar la aplicación de nuevos detalles de conexión y conceptos de materiales, como fibra de acero y materiales cementosos de ingeniería en juntas o nodos.

1.4.1.1 Descripción de Especímenes.

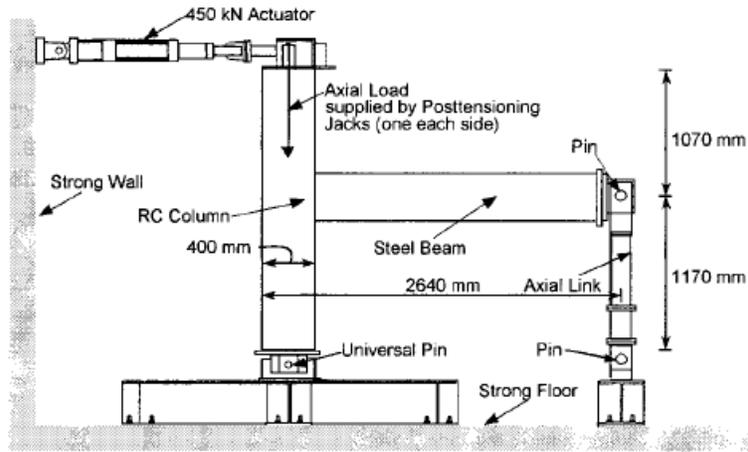


Figura 1.14 Configuración de los especímenes para la prueba (Parra-Montesinos y Wight, 2000).

Los nueve especímenes consisten en una columna de concreto de sección cuadrada de 400 mm (15 3/4 in.) armada con 12 barras #19 que representan una relación de área de acero de 2.1%. Una sección W6x25 se incrustó en la columna de concreto con resistencias a la compresión entre 29 MPa (4,200 psi) y 46 MPa (6,700 psi).

Los especímenes de prueba se dividen en dos grupos dependiendo de la relación entre la profundidad de la viga y la profundidad de la columna, el primer grupo incluye los especímenes 1 a 5, con una proporción de 0.60 y el segundo grupo incluye los especímenes 6 a 9, con una proporción de aproximadamente 1.0.

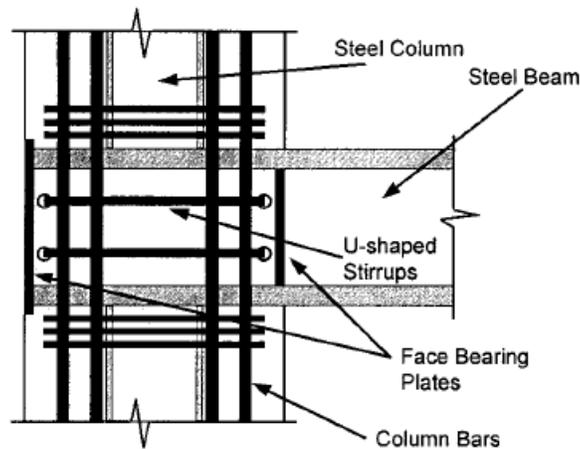


Figura 1.15 Detalle del nodo del espécimen 1 (Parra-Montesinos y Wight, 2000).

El espécimen 2 tiene el mismo detalle en el nodo que el espécimen 1, pero la viga de acero fue reemplazada por una W8x58. En el Especímen 3, se usó fibra de acero en la junta de la viga de acero con la columna de concreto, y el volumen de la junta se redujo de 0.9 a 0.5% cambiando los estribos en forma de

U del No.10. En el espécimen 4, se fijaron en los patines de la viga barras de pasador de acero con diámetro de 19mm y 600mm (24 in.) de largo, paralelas a las barras longitudinales de la columna.

El Espécimen 5, el refuerzo transversal se reemplazó por placas de acero con un espesor de 6 mm (1/4 in.) que envolvían la columna se soldaron en ángulo a la viga de acero. El espécimen 6 utilizó vigas de acero W14x38, placas de cubierta 150x16 mm (6x5/8 pulgadas), se soldaron en filete a los patines de la viga de acero. El espécimen 7 cambió el refuerzo transversal en la columna por placas de banda de acero exteriores envueltas alrededor de la columna como se muestra en la figura 1.16.

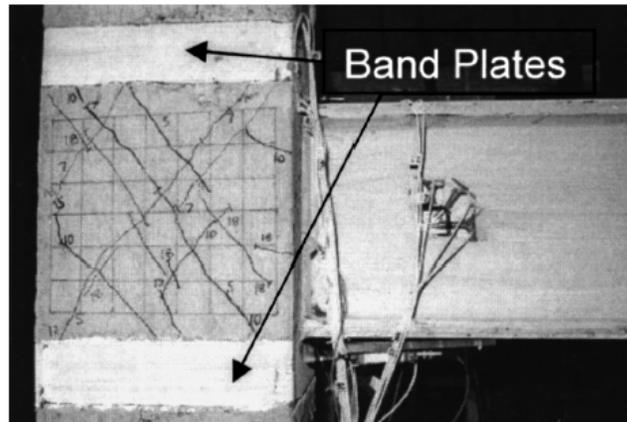


Figura 1.16 Detalle de placas en el espécimen 7 (Parra-Montesinos y Wight, 2000).

En el espécimen 8, se utilizó en la conexión un material compuesto cementoso (*Li et al. 1998*), el refuerzo transversal de la junta se eliminó por completo. Para el espécimen 9 se agregaron vigas transversales al detalle de unión, éstas se conectaron a cortante a la viga principal y no se usaron placas de apoyo en la dirección transversal. Se eliminó el refuerzo transversal en la conexión. Sin embargo, se usaron placas de banda de acero como en el espécimen 7, para ayudar a confinar la región de la junta.

La tabla 1.1 muestra un resumen con las principales características de los nueve especímenes probados.

Tabla 1.1. Detalles de armado de cada espécimen (Parra-Montesinos y Wight, 2000).

Specimen number (1)	Features (2)
1	Built-up beam ($d_{beam} = 241$ mm), FBP, two #13 stirrups in joint
2	W8×58 beam ($d_{beam} = 222$ mm), FBP, two #13 stirrups in joint
3	Built-up beam ($d_{beam} = 241$ mm), steel fiber concrete, FBP, two #10 stirrups in joint
4	Built-up beam ($d_{beam} = 241$ mm), bearing bars, FBP, two #13 stirrups in joint
5	Built-up beam ($d_{beam} = 241$ mm), steel CP around joint, no stirrups in joint
6	W14×38 beam with CP ($d_{beam} = 390$ mm), FBP, three #13 stirrups in joint
7	W14×38 beam with CP ($d_{beam} = 390$ mm), FBP, steel band plates, three #13 stirrups in joint
8	W14×38 beam with CP ($d_{beam} = 390$ mm), FBP, ECC, no stirrups in joint
9	W14×38 beam with CP ($d_{beam} = 390$ mm), FBP, transverse beams, band plates, no stirrups in joint

Note: FBP = face bearing plate; CP = cover plate.

1.4.1.2 Protocolo de carga.

Se aplicaron veinte ciclos de desplazamiento lateral a cada espécimen, comenzando desde el 0.5% de distorsión (desplazamiento lateral dividido por la altura de la columna) y alcanzando un desplazamiento lateral máximo de 5.0% de distorsión (figura 1.17). Cada ciclo a un nivel de distorsión superior se realizó dos veces para evaluar la pérdida de rigidez y resistencia de las muestras durante los ciclos repetidos.

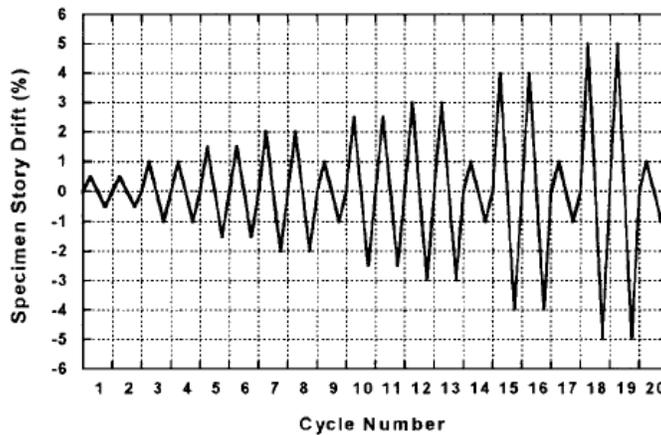


Figura 1.17 Patrón de desplazamientos laterales (Parra-Montesinos y Wight, 2000).

1.4.1.3 Resultados Experimentales.

Para los especímenes 1 y 6, se formaron grietas diagonales con una distorsión del 1.0%, junto con algunas grietas por flexión en las columnas. Con una distorsión del 2.0%, las juntas reportaron varias grietas diagonales. Al llegar a una distorsión del 3.0%, las grietas diagonales giraron verticalmente por encima y por debajo de la junta, siguiendo la dirección de las barras longitudinales de las columnas, provocando el desconchamiento del concreto en las esquinas de las columnas y, en consecuencia, a una pérdida de

adherencia en las barras longitudinales de las columnas [figuras 1.20 (a y e)]. Al final de la prueba conservaron más del 50% de su rigidez medida al 2.0% de distorsión [figuras 1.21 (a y b)], distorsión a la que ya se había producido la fluencia en la mitad del alma.

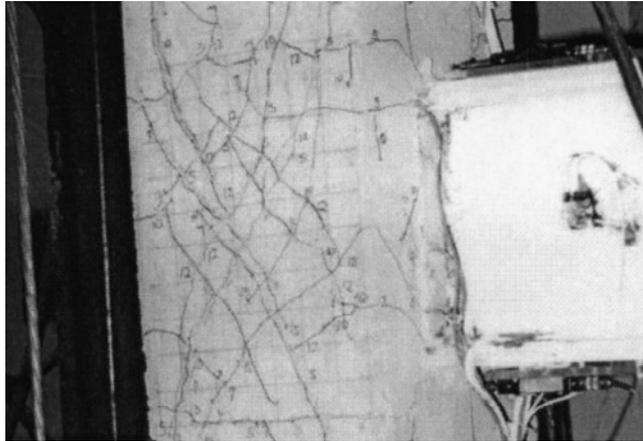


Figura 1.18 Daños del espécimen 6 a una distorsión del 3.9% (Parra-Montesinos y Wight, 2000).

Los especímenes del 2 a 5 faltantes mostraron daño de ligero a moderado en la articulación al final de las pruebas. En el espécimen 2, las grietas que se formaron fueron muy similares al observado para el Especimen 1 antes de que la viga de acero cediera al 2.0% de distorsión, al pasar este nivel de distorsión se mantuvo estable el crecimiento de grietas diagonales. Con una distorsión del 5.0%, solo se notó un ligero daño en la conexión.

En el espécimen 3, con fibra de acero en la junta, la formación de grietas diagonales fue más lenta en comparación con las muestras 1 y 2, las más cortas comenzaron a aparecer con una distorsión del 2.0%. Al final de la prueba se observó muy poco daño en la junta con solo unas pocas grietas diagonales cortas, como se nota en las gráficas de histéresis de carga-desplazamiento, figura 1.20 (b).

Para el espécimen 4 aumento un 16% la resistencia al corte del nodo con una distorsión del 5.0% en comparación con la muestra 1, Figura 1.20 (c).

En el espécimen 5, se midió un aumento del 13% en la resistencia en comparación con el Especimen 1. Además, mostró la mejor capacidad de retención de rigidez de los especímenes del Grupo 1, reteniendo el 67% de la rigidez medida al 2.0% de distorsión al final de la prueba, figura. 1.21(a).

El espécimen 7, mostró un aumento del 50% en la resistencia al corte en comparación con la muestra 6, Figura 1.20 (f). Mostró la mejor capacidad de retención de rigidez entre las muestras del grupo 2, figura 1.21(b). La formación de grietas diagonales comenzó a una distorsión del 1.5%, mientras que a una distorsión del 2.0%, solo se notaron unas pocas grietas, dejando la región del nodo sin daño.

El espécimen 8, mostro una respuesta de histéresis carga-desplazamiento bastante estable, figura 1.19 (g). También mostró un aumento del 50% en la resistencia en comparación con la muestra 6 y una mayor capacidad de disipación de energía en comparación con las muestras 6 y 7.

A medida que avanzaba la prueba, se siguió formando una gran cantidad de grietas inclinadas en la junta y, al final de la prueba, con una distorsión del 5.0%, se formaron varias grietas diagonales finas sobre zona de la junta, figura 1.19.

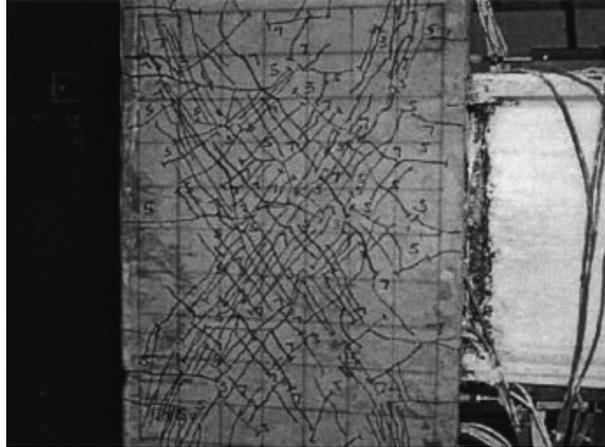


Figura 1.19 Daños del espécimen 8 a una distorsión del 5.0% (Parra-Montesinos y Wight, 2000).

El espécimen 9, con vigas transversales de acero, exhibió un comportamiento de histéresis carga-desplazamiento muy estable, Figura 1.19. Las grietas inclinadas comenzaron a aparecer en las primeras etapas de la prueba 0.5% de distorsión, y a 1.5% de distorsión se observó un peculiar patrón de agrietamiento, caracterizado por grietas diagonales que se originaban en las esquinas de los patines inferiores de las vigas transversales y se extendían hacia las esquinas de la articulación, continuaron creciendo siguiendo este patrón, lo que provocó el desconchado del concreto en las esquinas de la junta a una distorsión del 5.0 %.

La forma en la que se armó el nodo para cada espécimen fue con ligeras variaciones en algunos casos y para otros se utilizó una Configuración distinta a la original, en seis de los nueve especímenes probados el confinamiento fue a través de estribos en forma de U de dos partes que pasan a través de agujeros perforados en el alma de la viga de acero, en otros se utilizaron placas de acero y para dos especímenes no se utilizaron estribos, a continuación se muestran las gráficas de histéresis para cada muestra (figura 1.20).

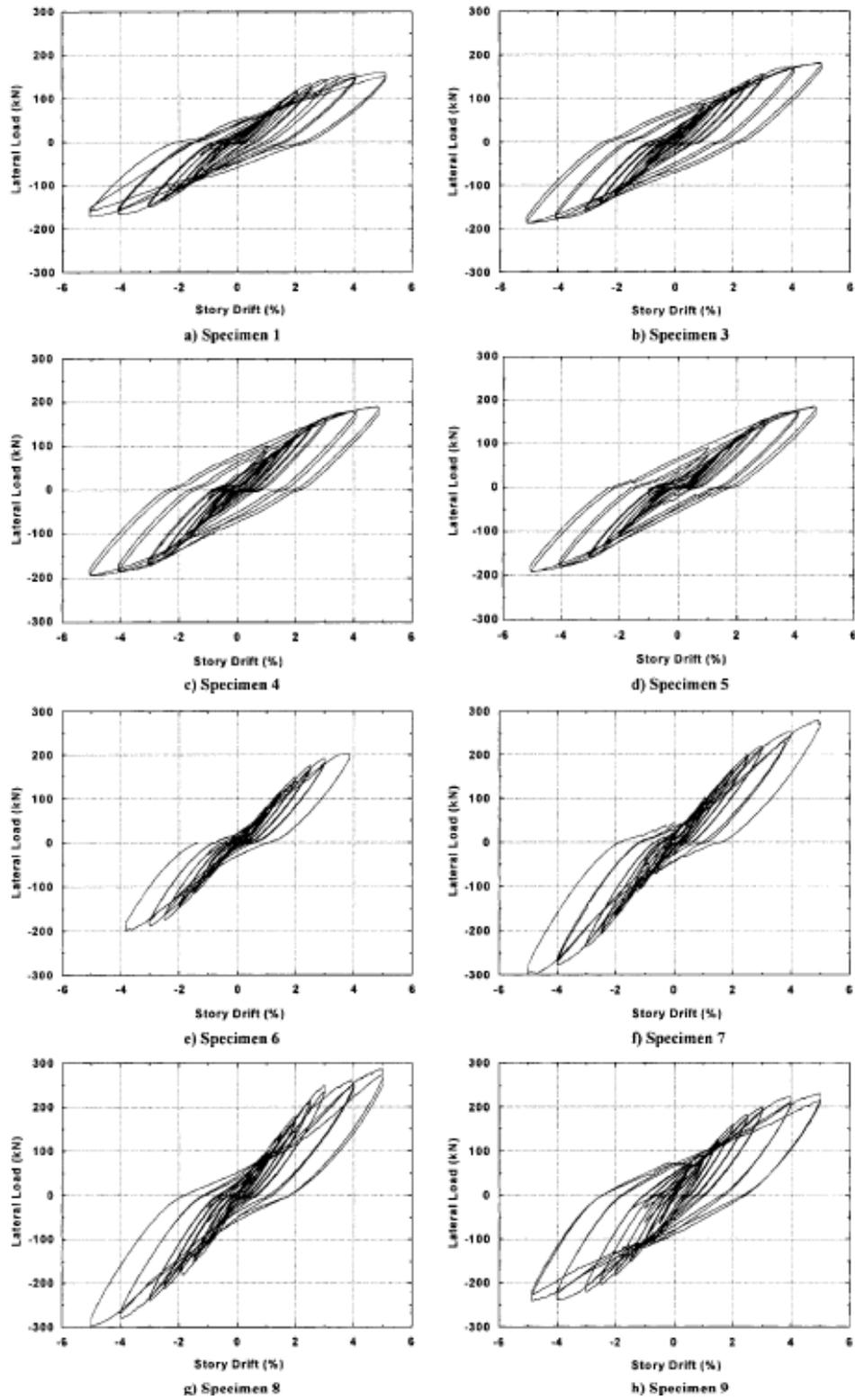


Figura 1.20 Gráficas de histéresis carga-distorsión (Parra-Montesinos y Wight, 2000).

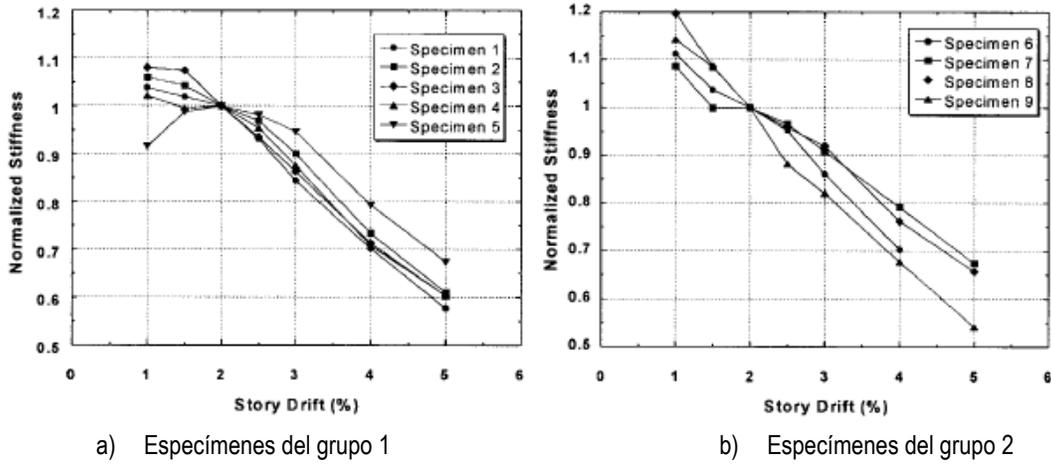


Figura 1.21 Gráficas de rigidez normalizada al 2.0% de distorsión (Parra-Montesinos y Wight, 2000).

Las lecturas de los *strain gauges* conectados a los estribos revelaron que la mayoría de los estribos se comportaron de manera elástica a lo largo de las pruebas, para una distorsión del 5.0%, lo que indica que una relación volumétrica del 0.9 % fue suficiente para confinar la junta. En la figura 1.22, la deformación unitaria promedio medida en el refuerzo transversal de la unión en los especímenes 1 a 4 se representa para varios niveles de carga lateral. Para pequeñas fuerzas laterales, en las que el concreto de la junta permaneció sin fisuras, las deformaciones en los estribos fueron despreciables. Después de que comenzaron a formarse grietas diagonales, los estribos comenzaron a contribuir al confinamiento de la junta.

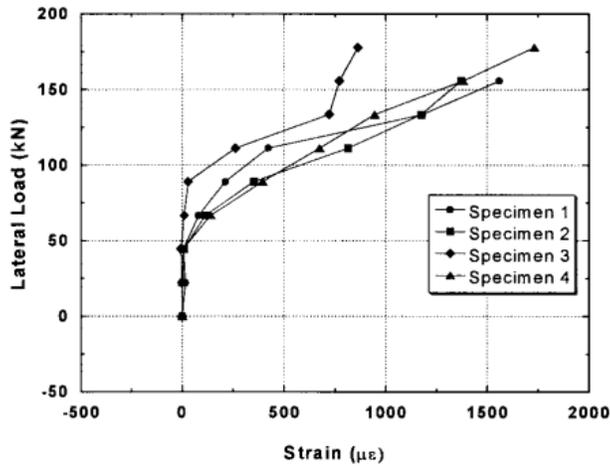


Figura 1.22 Deformaciones en estribos para muestras del grupo 1 (Parra-Montesinos y Wight, 2000).

1.4.1.4 Conclusiones de la investigación.

1. Los nueve especímenes mostraron una respuesta general estable ante el patrón de carga cíclica, en las muestras donde se utilizaron estribos, con una relación con el volumen de la junta de 0.90% fue adecuada para proporcionar confinamiento y contribuir a la resistencia al corte de la junta. La adición

de detalles de unión especiales, como placas de banda de acero, compuesto cementoso y fibra de acero, permitió la reducción o incluso la eliminación de estribos en la conexión.

2. Las juntas pudieron soportar deformaciones de corte de hasta 0.0075 rad con daños menores, pero al superar este valor condujo a una pérdida significativa de la rigidez al corte y un aumento del daño en las juntas, caracterizado por grandes grietas diagonales y desconchado del concreto.
3. Se recomienda limitar la longitud mínima de anclaje en las barras de las columnas longitudinales a 20 diámetros de barra. Este límite se puede disminuir a 16 diámetros de barra si se utilizan detalles especiales, como placas de acero para confinar, placas de cubierta o compuesto cementoso en la región de unión.

1.4.1.5 Conclusiones personales de la investigación.

La investigación experimental discute las curvas de histéresis de los especímenes ensayados en las que se observa que soportaron por lo menos 4% de distorsión, pero no alcanzando el momento plástico para clasificarla como una conexión precalificada, donde soportaron magnitudes bajas de carga lateral. Al pasar el límite de 0.01 radianes de deformación se formaron grietas diagonales considerables y se produjo el desconchamiento del concreto provocando la pérdida de adherencia de las barras de refuerzo longitudinal de la columna. Se observó que el aumento en la longitud de anclaje condujo a una reducción y retraso del deterioro de la adherencia.

Se notó que, si la magnitud de las fuerzas laterales es pequeña, cuando aún no se formaban fisuras en el concreto, las deformaciones en los estribos fueron despreciables. Posteriormente, después de que se formaron grietas diagonales, los estribos comenzaron a contribuir al confinamiento de la conexión.

1.4.2 Ma et al. (2019).

En este artículo se discuten los resultados de pruebas que se realizaron en el laboratorio estructural de la Universidad Tecnológica de Xi'an.

Los ensayos se efectuaron ante pruebas de carga cíclica para ocho especímenes (cinco juntas interiores y tres juntas exteriores) con columnas de concreto reciclado reforzado con acero y vigas de acero bajo carga cíclica. La relación de compresión axial y el porcentaje de reemplazo de agregado grueso reciclado se consideraron como los principales parámetros de diseño para las juntas compuestas anteriores. El material reciclado no solo permite la reutilización de recursos naturales limitados, sino también resolver el problema de la protección del medio ambiente y es ecológico, su diámetro varía principalmente de 5 mm a 25 mm, las piedras trituradas fueron adoptadas como agregados gruesos naturales.

Los refuerzos longitudinales y estribos en las juntas fueron barras de acero HRB335 y sus diámetros fueron de 14 mm y 8 mm, respectivamente. Además, la sección de la viga de acero está soldada al patín del perfil de acero de la columna. La cobertura del agregado reciclado para las barras de refuerzo en las columnas de concreto reforzado fue de 20 mm. Las propiedades mecánicas de las barras de refuerzo de acero y el perfil de acero en las juntas se muestran en la Tabla 1.2.

Tabla 1.2. Propiedades mecánicas del agregado grueso reciclado (Ma et al. 2019).

Steel type		Yield strength f_y (MPa)	Ultimate strength f_u (MPa)	Elastic modulus E_s (MPa)	Yield strain μ_e
Steel in the column	Flange	329.8	465.8	2.02×10^5	1632
	Web	391.5	503.0	1.99×10^5	1967
Steel beam	Flange	268.3	443.6	1.93×10^5	1390
	Web	329.8	465.8	2.02×10^5	1632
Longitudinal reinforcements	Diameter	446.3	523.8	1.97×10^5	2280
	14 mm				
Stirrups	Diameter	418.9	491.6	2.12×10^5	1976
	8 mm				

1.4.2.1 Descripción de Especímenes.

La relación de escala de los especímenes fue igual a 1:2.5, y sus parámetros de diseño se ilustran en la Tabla 1.3. Se fabricaron cinco juntas interiores y tres juntas exteriores con columnas de concreto reforzado y vigas de acero.

Tabla 1.3. Parámetros de diseño de cada espécimen (Ma et al. 2019).

Specimen number	Cross section of column ($h \times b$) (mm)	Beam section ($h \times b \times t_w \times t_f$) (mm)	RAC strength grade	RCA replacement percentage r (%)	Axial compression ratio n	Profile steel ratio ρ_s (%)	Stirrup ratio ρ_w (%)	Joint forms
CFJ1	260 × 260	260 × 140 × 10 × 14	C40	0	0.36	4.8	1.26	Interior joint
CFJ2	260 × 260	260 × 140 × 10 × 14	C40	50	0.36	4.8	1.26	Interior joint
CFJ3	260 × 260	260 × 140 × 10 × 14	C40	100	0.36	4.8	1.26	Interior joint
CFJ4	260 × 260	260 × 140 × 10 × 14	C40	100	0.18	4.8	1.26	Interior joint
CFJ5	260 × 260	260 × 140 × 10 × 14	C40	100	0.54	4.8	1.26	Interior joint
CFJ6	260 × 260	260 × 140 × 10 × 14	C40	100	0.18	4.8	1.26	Exterior joint
CFJ7	260 × 260	260 × 140 × 10 × 14	C40	100	0.36	4.8	1.26	Exterior joint
CFJ8	260 × 260	260 × 140 × 10 × 14	C40	100	0.54	4.8	1.26	Exterior joint

Las medidas, geometría y armados de unión de los especímenes se muestran en la figura 1.23. Mientras que el proceso de fabricación de cada espécimen, como el armado (figura 1.24a), el colado del concreto en la figura 1.24b y los especímenes terminados se muestran en la figura 1.24c.

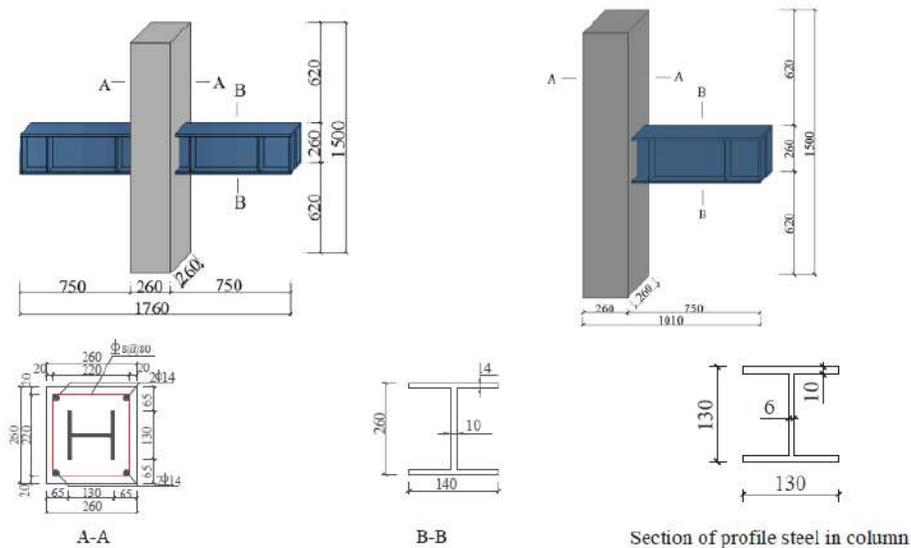


Figura 1.23 Medidas y armados de los especímenes (Ma et al. 2019).



(a) Reinforced steel frame



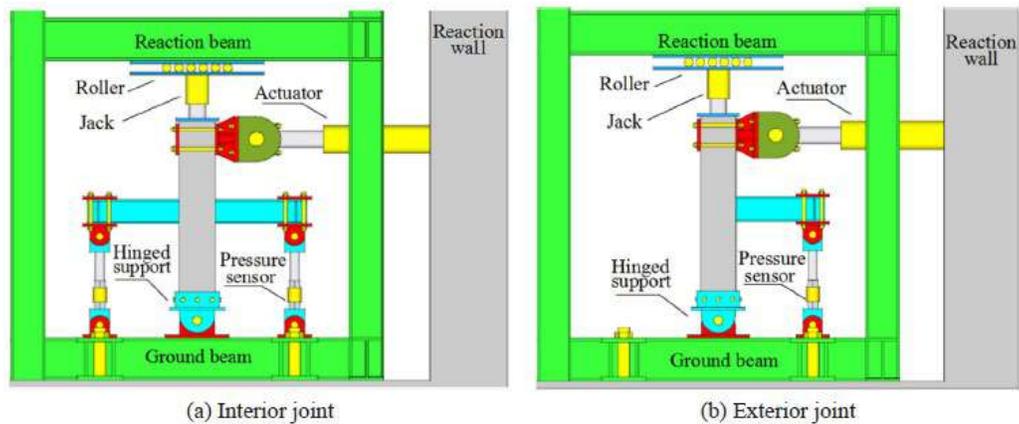
(b) Support template of specimens



(c) Completed specimens

Figura 1.24 Proceso de fabricación de los especímenes (Ma et al. 2019).

En las figuras 1.25 y 1.26, se muestra la configuración final de la prueba y como se va a ensamblar cada espécimen con el actuador, las restricciones y los apoyos, para poder comenzar el ensaye.



(a) Interior joint

(b) Exterior joint

Figura 1.25 Configuración de la prueba (Ma et al. 2019).



Figura 1.26 Fotos de la configuración final de la prueba (Ma et al. 2019).

1.4.2.2 Protocolo de carga.

La carga cíclica aplicada a los especímenes se muestra en la figura 1.27, que incluye dos fases principales, una fase controlada por carga y la otra controlada por desplazamiento. Primero, un gato hidráulico aplicó las cargas verticales a la parte superior de la columna manteniéndose constante. Luego, la carga cíclica horizontal se aplicó al punto de carga de la columna. Cuando la junta alcanzó la etapa de fluencia, el incremento de desplazamiento horizontal se controló como un múltiplo del desplazamiento de fluencia de la junta, y se aplicaron tres ciclos por nivel de desplazamiento. La prueba finalizó cuando las cargas horizontales del espécimen cayeron al 85% de la carga máxima, o cuando el espécimen no soporto más carga.

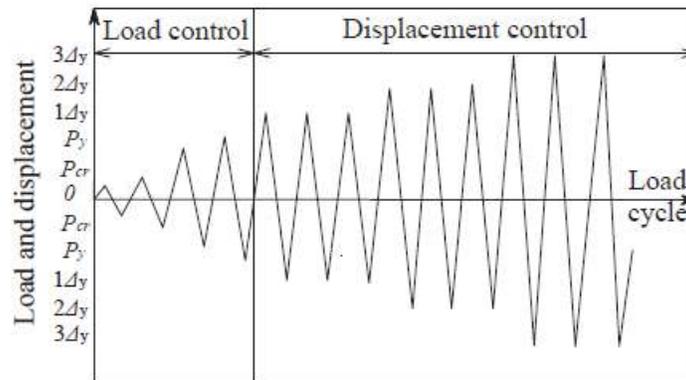


Figura 1.27 Protocolo de carga aplicado (Ma et al. 2019).

1.4.2.3 Instrumentación de los especímenes.

Se instalaron cinco transductores de desplazamiento (DT-1, DT-2, DT-3, DT-4 y DT-5) en toda la línea central de cada espécimen. Además, se colocaron dos transductores más de desplazamiento (DT-6, DT-7) en la parte inferior de los extremos de la viga de acero. La deformación por corte de los especímenes

fue medida por dos transductores de desplazamiento cruzado (DT-8, DT-9) ubicados en la zona de la unión (nodo) (figura 1.28 a). Las deformaciones del refuerzo longitudinal, estribos, patines y almas de las vigas de acero se midieron mediante *strain gauges*, que se fijaron a los puntos de medición antes del vertido del agregado grueso. Los puntos de medición del perfil de acero y las barras de refuerzo en las juntas se muestran en la figura 1.28 (b).

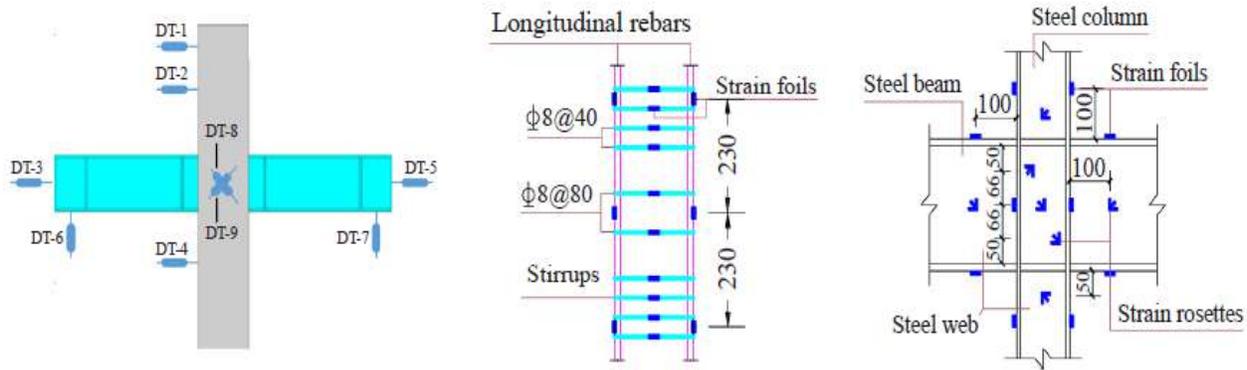


Figura 1.28 Configuración de la instrumentación para cada espécimen: (a) transductores de desplazamiento. (b) medición de la deformación unitaria (Ma et al. 2019).

1.4.2.4 Resultados experimentales.

Al comienzo de la prueba, el espécimen se encontraba en la fase elástica y no aparecieron grietas en la región de la junta. Con un aumento en la carga lateral, se observaron micro fisuras transversales en la parte inferior de la columna. A medida que aumentaban las cargas horizontales comenzaron a aparecer grietas diagonales en la región de la unión y el ancho de las grietas era de aproximadamente 0.1 mm.

Al aumentar la carga a 80 kN, se produjeron pequeñas micro fisuras diagonales en la región de la junta y las almas de acero en la zona de la junta comenzaron a ceder. Conforme aumentaba la carga, las grietas diagonales existentes continuaron extendiéndose y el ancho de las grietas aumentó constantemente. Mientras tanto, los estribos transversales empezaron a ceder.

Cuando la carga alcanzó los 120 kN, aparecieron grietas diagonales cruzadas en forma de "X" en la región de la junta. Al finalizar la prueba se observó que el mayor daño que sufrieron los especímenes se dio en zona de las juntas (nodos) mostraron una deformación por corte significativa y grietas diagonales en la región de la unión. Este tipo de modo de falla se resume como falla por cortante, como se muestra en la figura 1.29.

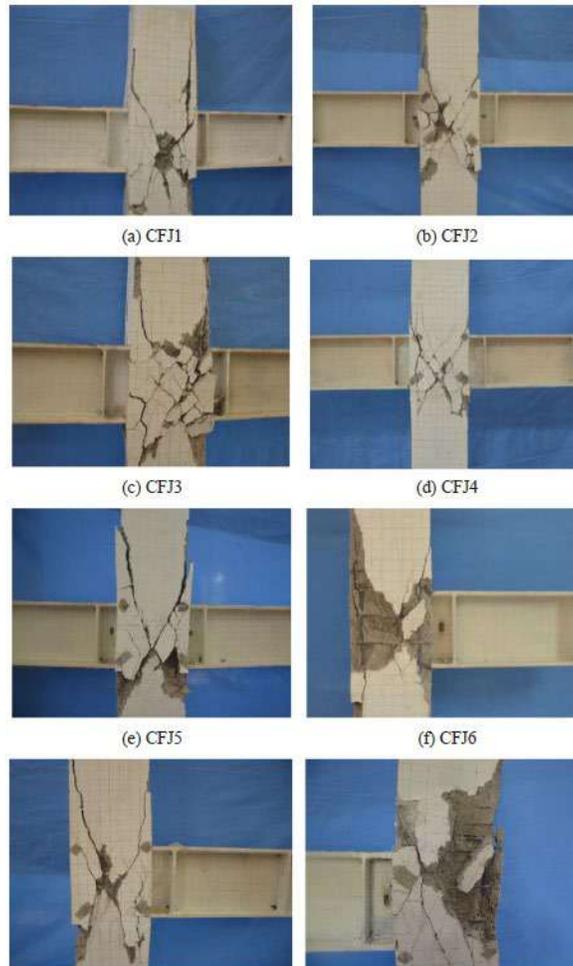


Figura 1.29 Daños al finalizar la prueba en cada espécimen (Ma et al. 2019).

Al inicio de la prueba, las curvas de histéresis coincidían aproximadamente con una línea recta y su área circundante era pequeña. Conforme aumentaba la carga, las curvas de histéresis de las muestras comenzaron a expandirse. En la etapa de carga controlada por desplazamiento, las curvas de histéresis comenzaron a aumentar en el desplazamiento.

Las curvas de histéresis de CFJ1 y CFJ3 mostraron que la forma de las curvas permaneció igual con un aumento en el porcentaje de reemplazo del agregado grueso. Sin embargo, el área encerrada se redujo y su ancho se estrechó ligeramente, lo que indica que la capacidad de disipación de energía de las juntas estaba disminuyendo.

Los resultados de los especímenes CFJ3, CFJ5, CFJ6 y CFJ8 mostraron que la relación de compresión axial tuvo una influencia significativa en las curvas de histéresis de las juntas interior y exterior. figura 1.30.

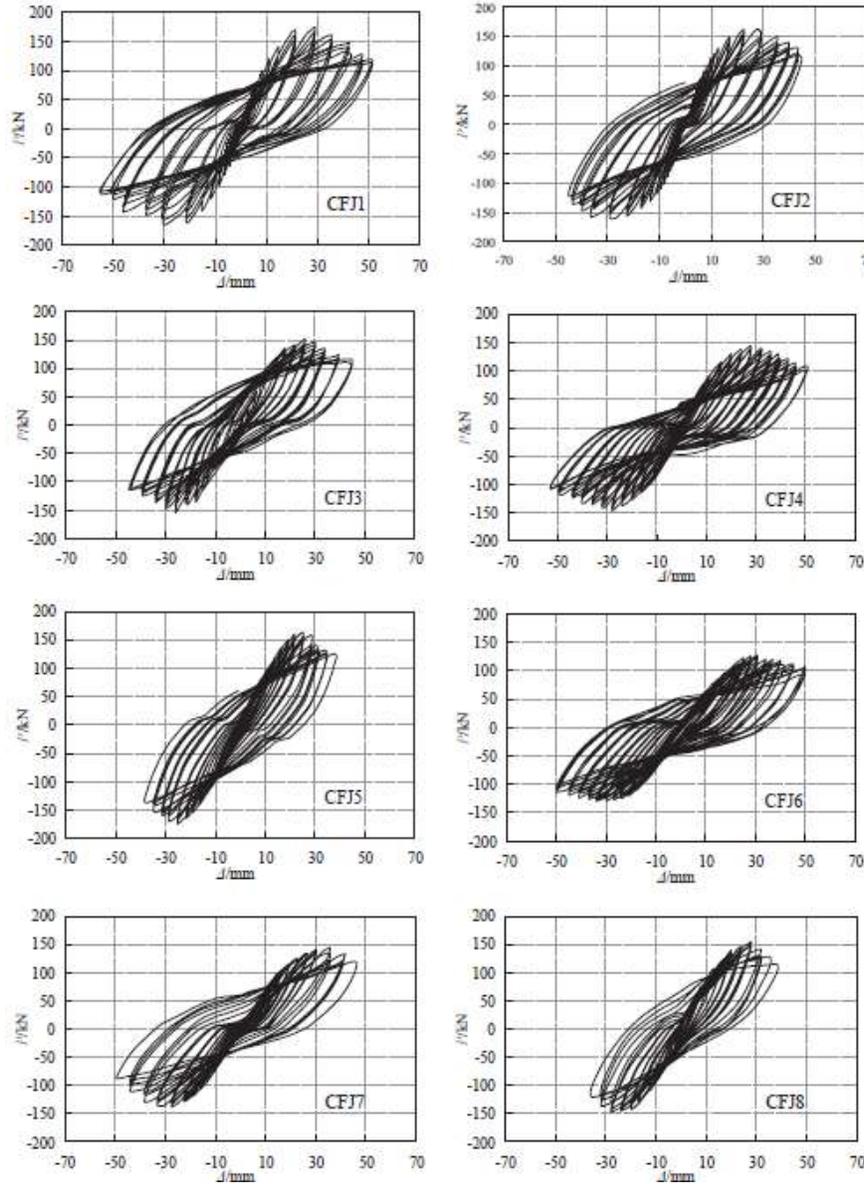


Figura 1.30 Curvas de histéresis de cada espécimen (Ma et al. 2019).

Las curvas envolventes de las articulaciones se dividen en tres etapas, la etapa ascendente, de fortalecimiento y descendente. En la figura 1.31(a) se muestra la influencia del porcentaje de reemplazo del agregado tuvo poca influencia en la rigidez inicial de las articulaciones.

Basado en la figura 1.31(b) y (c), antes del agrietamiento las curvas coincidían, a medida que aumentaba la carga, el agregado grueso reciclado en la región del núcleo de unión comenzó a agrietarse y la pendiente de la curva envolvente disminuyó. Después de la carga máxima, las curvas con diferentes relaciones de compresión axial exhibieron diferencias notables, particularmente en la etapa descendente. La curva descendente se hizo más inclinada con el aumento de la relación de compresión axial.

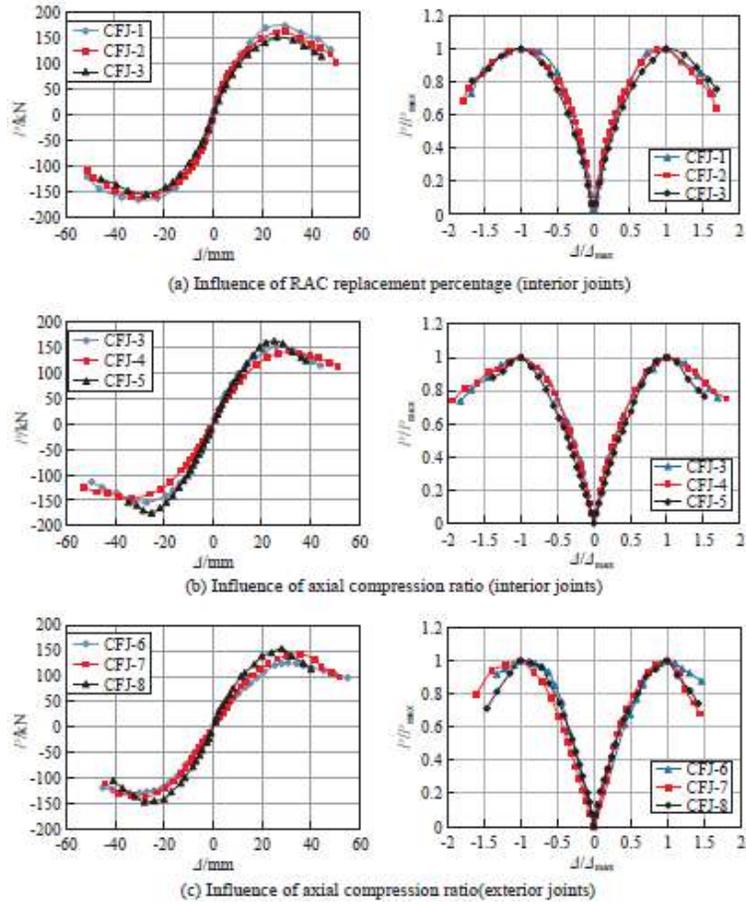


Figura 1.31 Curvas envolventes y envolventes adimensionales (Ma et al. 2019).

Los factores de ductilidad son superiores a 3.0 a excepción de los especímenes CFJ5 y CFJ8, lo que indica que la mayoría de las muestras mostraron un mejor comportamiento sísmico que las uniones ordinarias de concreto armado.

En la tabla 1.4 se muestra el coeficiente de amortiguamiento viscoso equivalente promedio de las juntas compuestas bajo la carga última fue 0.206. Las investigaciones existentes han concluido que el coeficiente de amortiguamiento viscoso equivalente de las juntas de pórticos de hormigón reciclado reforzado está generalmente entre 0.1 y 0.2.

Tabla 1.4. Coeficientes de amortiguamiento viscoso equivalentes de las juntas (Ma et al. 2019).

Specimen number	h_{ey}	h_{em}	h_{es}
CFJ1	0.079	0.138	0.233
CFJ2	0.076	0.137	0.216
CFJ3	0.074	0.135	0.206
CFJ4	0.090	0.147	0.241
CFJ5	0.066	0.105	0.185
CFJ6	0.081	0.137	0.218
CFJ7	0.069	0.122	0.184
CFJ8	0.064	0.114	0.162

La rigidez de los especímenes se redujo gradualmente con el aumento de la carga lateral. En las primeras etapas de la carga, la degradación de la rigidez de las muestras era visible. Después del agrietamiento del agregado reciclado, los daños de los especímenes aumentaron gradualmente con el incremento de las cargas, lo que aceleró la degradación de la rigidez. Posteriormente, las grietas diagonales en la zona de la junta continuaron extendiéndose y expandiéndose.

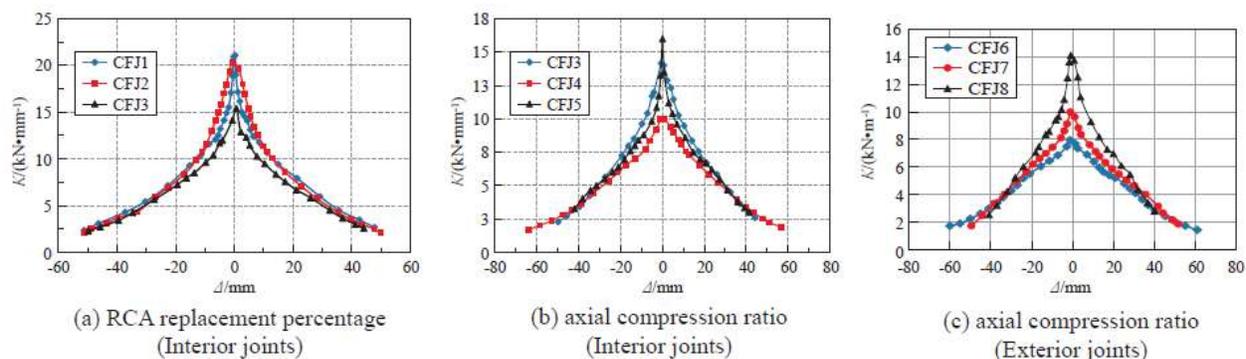


Figura 1.32 Degradación de la rigidez de especímenes (Ma et al. 2019).

1.4.2.5 Conclusiones de la investigación.

1. El modo de falla de los especímenes es por cortante. El porcentaje de reemplazo del agregado reciclado y la relación de compresión axial no tienen una influencia significativa en el modo de falla.
2. El coeficiente de amortiguamiento viscoso equivalente de las juntas disminuyó gradualmente a medida que aumentaba el porcentaje de reemplazo del agregado reciclado y la relación de compresión axial, respectivamente. El valor medio del coeficiente de amortiguamiento viscoso equivalente fue de 0.206, lo que indica que las juntas exhibieron una mejor disipación de energía.
3. Se recomienda el uso de juntas compuestas con el 100% del porcentaje de reemplazo del agregado reciclado en las aplicaciones de ingeniería.

1.4.2.6 Conclusiones personales de la investigación.

En la investigación experimental, algunos de los especímenes presentados pasarían como una conexión para estructuras de media ductilidad al tener una μ promedio de 3.0. Igualmente, algunos de los especímenes cumplieron con las disposiciones del AISC, al soportar 0.04 radianes en mínimo un ciclo de carga y que las resistencias a la flexión resistentes de cada espécimen fueran mayores que $0.8M_p$, por lo que se satisface como conexión semi precalificada.

Se observó que al aplicar carga axial a la columna influye de manera significativa en la respuesta de la conexión modificando la forma de la curva de histéresis de cada espécimen alcanzando una carga última promedio de 150 kN. El modo de falla en la zona del nodo fue mediante grietas diagonales de tamaño considerable haciendo fallar las muestras.

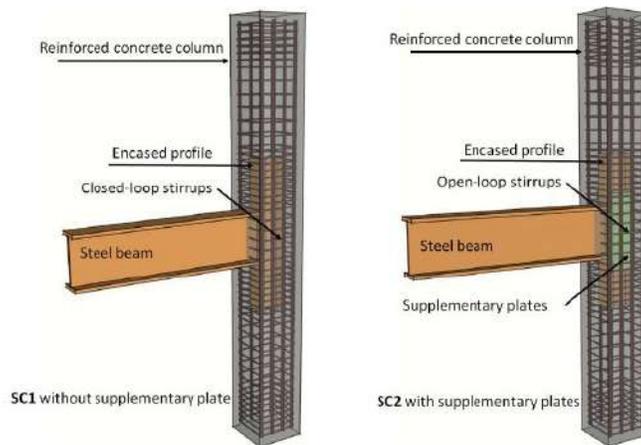
1.4.3 *Le et al. (2020).*

En este artículo se discuten las pruebas que se realizaron en el Laboratorio de Materiales de Construcción de la Universidad de Transporte y Comunicaciones de Vietnam.

Se discute un estudio experimental sobre el comportamiento sísmico de una novedosa unión compuesta entre columnas de concreto armado y vigas de acero para estructuras de marcos. En la junta compuesta propuesta, un perfil de acero H totalmente embebido dentro de una columna de concreto reforzado se suelda directamente a la viga de acero. El perfil de acero se cubrió con dos placas para evitar que los estribos resistieran el cortante en la zona de conexión. Se construyeron y probaron dos juntas a gran escala bajo carga cíclica inversa. Se evaluó el desempeño sísmico en términos de capacidad de carga, capacidad de distorsión de piso, disipación de energía y degradación de la rigidez.

1.4.3.1 Descripción de especímenes.

Los especímenes SC1 y SC2 consistían en una columna de concreto reforzado de 3.4 m de altura con 40cm × 40cm de sección transversal cuadrada reforzada con 8 barras de acero longitudinales de D25 (No.8), como se muestra en la figura 1.33. Los estribos fueron de 38 D10 (No.3) con un espaciamiento constante de 50 mm. La viga de acero tenía 1.38 m de largo con la dimensión de la sección transversal que se muestra en la figura 1.34. La viga de acero se soldó a un perfil en H, embebida en la columna de concreto. La diferencia entre las probetas SC1 y SC2 fue la presencia de dos placas suplementarias soldadas a los patines del perfil H. La dimensión del perfil H y de las placas suplementarias se indica en la figura 1.33. Se observa que los estribos dentro de la región de conexión del espécimen SC1 se pasaron a través de orificios de 12 mm en el alma de la viga de acero para desempeñar el papel de refuerzo de cortante, mientras que en el espécimen SC2 no lo fueron.



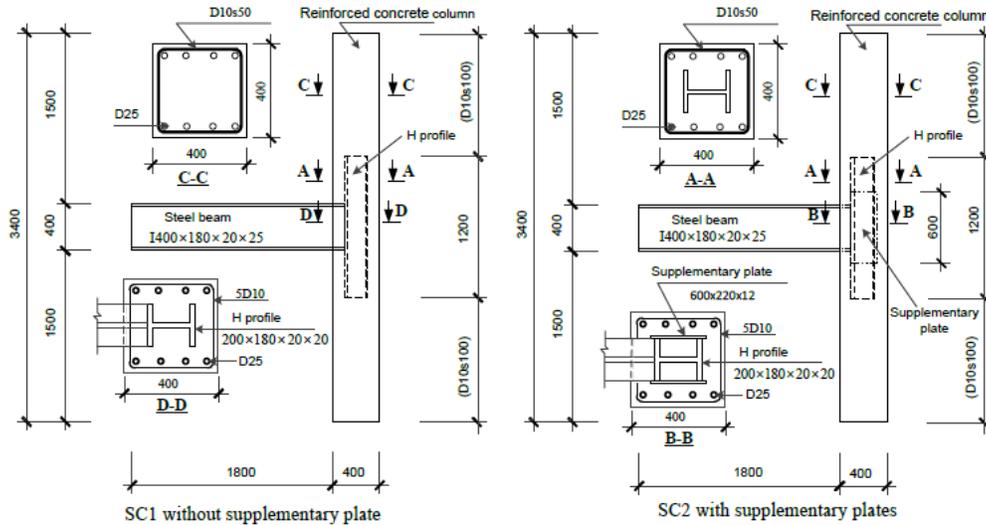


Figura 1.33 Configuración y geometría de los especímenes (Le et al. 2020).



Figura 1.34 Armado y colado de los especímenes (Le et al. 2020).

Los especímenes se construyeron con concreto con una resistencia a la compresión a los 28 días de 44.5 MPa. La resistencia real a la compresión del concreto se determinó con base en el valor promedio de la prueba de compresión realizada en cilindros estándar. El día del ensayo de las probetas, la resistencia obtenida del hormigón fue de 45.2 MPa. Las propiedades del material del refuerzo y del acero estructural se determinaron mediante un ensayo de tracción estándar. El esfuerzo de fluencia y el esfuerzo último se reportan en la tabla 1.5.

Tabla 1.5. Propiedades del acero estructural y de refuerzo (Le et al. 2020).

Model	Steel Beam	Embedded Profile	Supplementary Plate	Rebar	Stirrup
Modulus (GPa)	210	210	205	200	198
Yield stress (MPa)	305	305	295	425	520
Ultimate strength (MPa)	435	435	430	595	630

La Configuración de la prueba experimental se muestra en la figura 1.35. Se utilizó un actuador hidráulico APD-1000 con una capacidad de 1000 kN y una carrera de 250 mm para aplicar los desplazamientos laterales cíclicos en la parte superior de la viga. Se utilizó una placa de acero en el espacio entre la muestra y el actuador para una transferencia suave de la carga del actuador al nivel de la viga. Las condiciones apoyo en cada extremo de las columnas se simularon utilizando dos soportes. No se proporcionó restricción contra la rotación a lo largo de ningún eje.

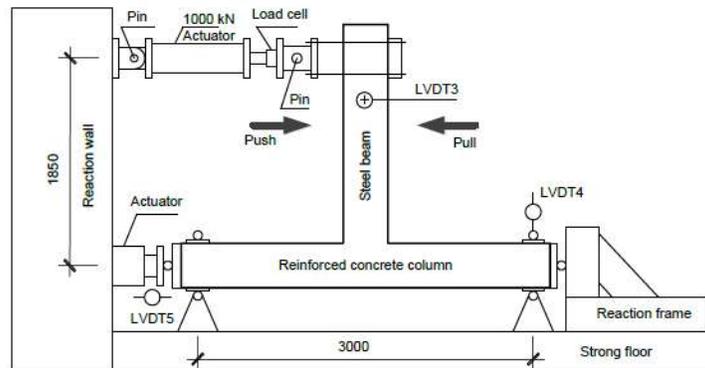


Figura 1.35 Configuración y preparación del área para la prueba (Le et al. 2020).

1.4.3.2 Protocolo de carga.

Se aplicó una carga axial constante de 800 kN y se mantuvo durante todo el ensayo al final de la columna mediante un actuador hidráulico (CGS250P250). El ciclo de carga consistió en una serie de ciclos de desplazamiento inverso de amplitud creciente (figura 1.36). Los primeros pasos fueron en una historia de distorsión con incrementos del 0.25% hasta llegar al 3%; posteriormente, los incrementos fueron del 0.5% hasta llegar al 5.5% y concluir la prueba. Cada paso constaba de dos ciclos de empujar y tirar (compresión y tensión).

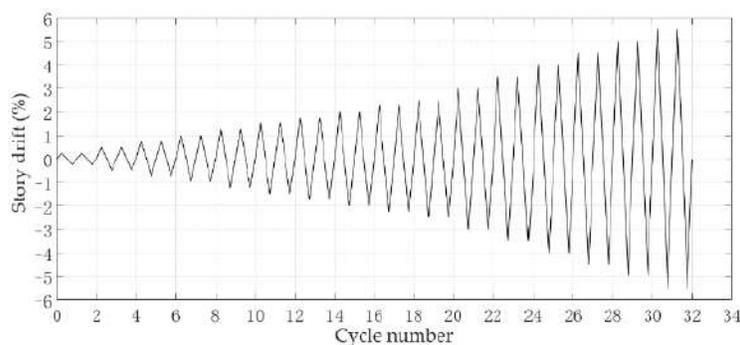


Figura 1.36 Protocolo de carga lateral (Le et al. 2020).

1.4.3.3 Instrumentación de los especímenes.

Para recopilar la información sobre la distorsión de la unión y la fluencia de los componentes, en la región de la unión, se colocaron 6 *strain gauges* (KFGS-5-120-C1) en los refuerzos transversales y longitudinales de la columna. También había 4 *strain gauge rosettes* (KFGS-10-120-D17-11) en el perfil de acero incrustado para cada espécimen, figura 1.37. Durante la carga, los resultados de la prueba se registraron cada segundo.

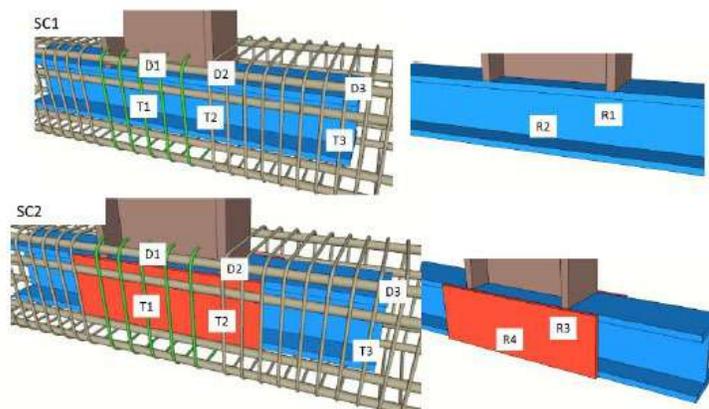


Figura 1.37 Ubicación de los strain gauges en los especímenes (Le et al. 2020).

1.4.3.4 Resultados experimentales.

La figura 1.38 muestra los patrones de grietas del espécimen SC1. A partir del 0.5% de distorsión en la dirección de tracción de la carga, apareció la primera grieta diagonal en el centro de la región de la junta. Las grietas se propagaron debido a la distorsión del 0.75%, pero se concentraron, particularmente, en la región de la junta.

La distorsión del 1.5% proporcionó el primer daño que se observó fuera de la región de la junta, incluidas las grietas diagonales (tipo 2) y algunas grietas horizontales nuevas (tipo 3). Luego, a partir de la distorsión del 3.5%, estas grietas horizontales estaban conectadas a las grietas diagonales ubicadas fuera de la región de la junta. En el último paso de la carga distorsión del 5.5 %, las grietas diagonales cruzaron todo el ancho de la muestra desde la esquina inferior hasta el lado opuesto en aproximadamente 45 grados.

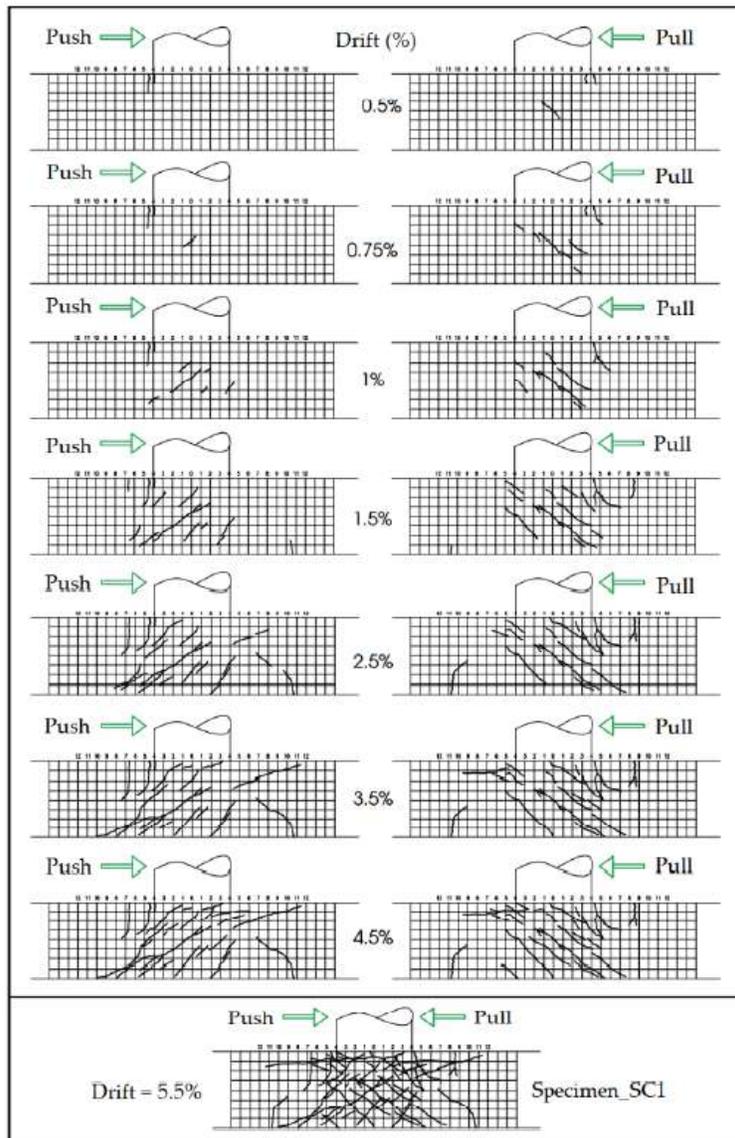


Figura 1.38 Patrón de grietas del espécimen SC1 (Le et al. 2020).

Los modos de falla del espécimen SC2 fueron diferente en comparación con el espécimen SC1 al agregar las placas. A partir del 1.0% de distorsión, el daño detectado fue la fisura horizontal ubicada fuera de la región de la junta (tipo 3). Posteriormente, a partir de la distorsión del 1.5%, las grietas diagonales (tipo 1) aparecieron en la zona del nodo, pero se propagaron menos en SC1.

A partir de las distorsiones del 2.5 %, 3.5 % y 4.5 %, el daño se desarrolló fuera de la zona de unión, incluían las grietas diagonales que se extendían desde la región de la junta (tipo 2) y grietas horizontales que cruzan la mitad del ancho de la columna. En el paso final, las grietas diagonales en la cara frontal se conectaron con la grieta vertical en la cara lateral de la columna (figura 1.39).

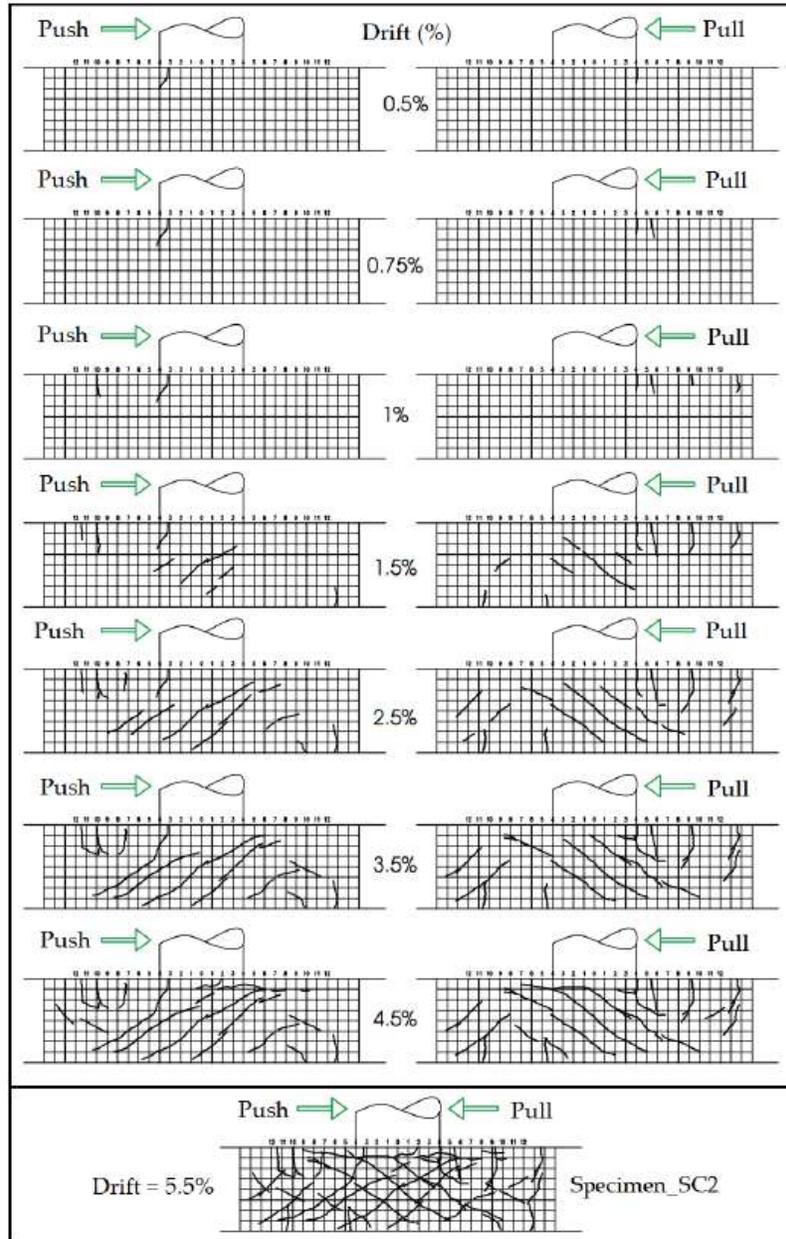


Figura 1.39 Patrón de grietas del espécimen SC2 (Le et al. 2020).

La figura 1.40 muestra las curvas de histéresis; es decir, el comportamiento de los especímenes con respecto al momento de flexión de la unión frente a la respuesta de distorsiones en términos del ciclo de histéresis para los dos especímenes. Se observa que el espécimen SC2 era más rígido y resistente que el espécimen SC1. Además, el espécimen tuvo un comportamiento de unión de acero que un comportamiento de unión de concreto reforzado; es decir que la capacidad de disipación de energía y la ductilidad de la junta compuesta estudiada es adecuada para marcos mixtos como parte de un diseño sísmico.

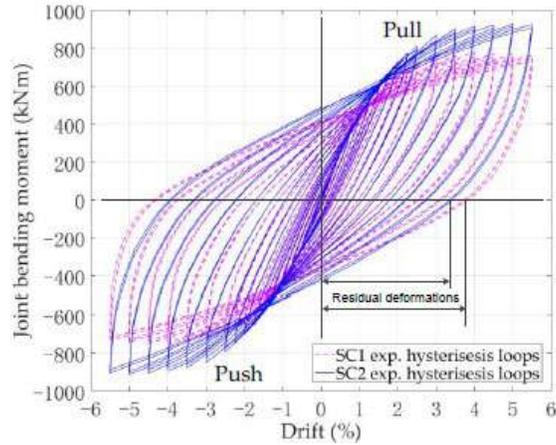


Figura 1.40 Curva de histéresis momento-distorsión de los dos especímenes (Le et al. 2020).

Al observar las curvas envolventes en la figura 1.41, se concluye que el comportamiento cíclico global de los especímenes probados fue similar. La respuesta momento-distorsión de la unión podría subdividirse en tres pasos. El primer paso fue de cero a 2.0% de distorsión, donde el comportamiento era casi lineal. El segundo paso fue de 2.0% a 4.0% de distorsión, donde el comportamiento no fue lineal y la fluencia tuvo lugar en diferentes puntos en la región de unión. El último paso fue desde el 4.0% de distorsión hasta el final de la prueba, donde el espécimen disminuyó su resistencia debido al agrietamiento y desconchado del concreto. En conclusión, el uso de placas de acero en la región de la junta mejoró significativamente el comportamiento de la junta compuesta estudiada.

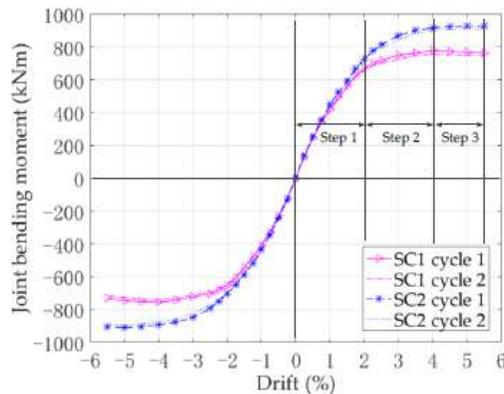


Figura 1.41 Comparación entre las curvas envolventes (Le et al. 2020).

La figura 1.42(a) muestra la energía disipada acumulada en cada nivel de distorsión, incluida la energía disipada acumulada total. La figura 1.42(b) muestra la relación de disipación de energía en cada nivel de desplazamiento donde se realizaron dos ciclos de carga. Para los niveles de distorsión por debajo del 2.0%, la energía disipada aumentó lentamente con respecto al ciclo de carga. Sin embargo, la relación de energía disipada fue inferior al 10%, lo que demuestra que existe una relación lineal entre la distorsión y el momento de flexión de la unión. Durante el paso de carga 2, la energía disipada del espécimen SC1 fue un 4.8 % mayor que la del espécimen SC2. En cuanto al paso de carga 3, la energía disipada aumentó para ambos especímenes, pero fue un 9.5 % más para el espécimen SC2.

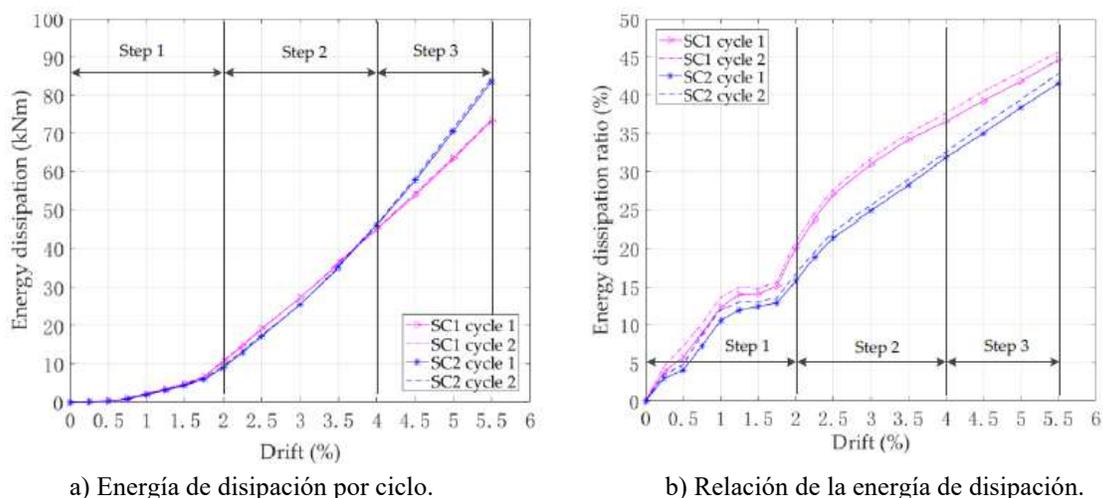


Figura 1.42 Disipación de energía para cada ciclo (Le et al. 2020).

Al finalizar la prueba, la disipación total de energía acumulada en SC2 fue un 3.5 % mayor en comparación con SC1. Por lo tanto, el uso de placas adicionales en lugar de estribos estructurales no cambió considerablemente la capacidad de disipación de energía de la estructura.

1.4.3.5 Conclusiones de la investigación.

1. El uso de un perfil de acero revestido para conectar vigas de acero a columnas de concreto creó varias articulaciones plásticas, lo que aumentó la ductilidad y la capacidad de disipación de energía sin ningún impacto en el comportamiento global de las estructuras.
2. El uso de placas de acero en lugar de estribos para resistir el corte aumentó la capacidad de resistencia de momento de la unión en un 19.6 % y un 16.0% más de rigidez. Ambos especímenes tenían un gran coeficiente de ductilidad, al menos 2.5%.
3. A partir de los resultados de esta investigación experimental, se concluye que el diseño de la junta compuesta estudiada, es adecuada para estructuras compuestas, bajo cargas cíclicas. En particular, el uso de placas adicionales en lugar de los estribos para resistir el corte en la región de la junta de corte es factible tanto desde el punto de vista práctico como mecánico.

1.4.3.6 Conclusiones personales de la investigación.

En cuanto a la investigación experimental realizada, se observó que la capacidad a momento del espécimen SC1 fue de 779.2 kN-m y una distorsión máxima del 4%, mientras que para SC2 fue de 927.3 kN-m con una distorsión del 5%, esto con la ayuda de las dos placas de acero utilizadas. La disipación total de energía en SC2 fue un 3.5 % mayor en comparación con SC1.

El número de grietas y su tamaño fueron más importantes en el espécimen SC1. Se concluye que las placas de acero son capaces de reemplazar los estribos resistentes al corte en un panel de unión.

Conforme a lo que dispone el AISC-341 (2016), los especímenes cumplieron con el requisito de soportar 0.04 radianes en mínimo un ciclo de carga y que las resistencias a la flexión resistentes de cada espécimen fueran mayores que $0.8M_p$, cumpliendo como conexión semi precalificada.

1.4.4 Chu et al. (2020).

Este estudio discute un estudio experimental y numérico sobre el comportamiento cíclico de uniones de vigas de acero y columnas compuestas. Se agregó refuerzo de cortante en forma de X en la muestra número 4 con el fin de investigar su efecto sobre la resistencia al agrietamiento en el área del núcleo de unión. Se investigaron las características de falla, el comportamiento histerético, la degradación de la rigidez, la resistencia al corte y la ductilidad por desplazamiento. La simulación utilizando el modelo ABAQUS mostró buenos resultados que concordaron bien con los resultados de la prueba. En el modelo se analizaron la distribución de tensiones del acero y el desarrollo de daños.

1.4.4.1 Descripción de especímenes.

Los detalles de la geometría de los especímenes SRC-1, SRC-2, SRC-3 y SRC-4 fueron los siguientes: altura de la columna de 1.8 m, claro de la viga de 2.4 m, sección transversal de la columna de concreto de 240 mm × 240 mm, tamaño de columna de acero estructural de 136 mm × 120 mm × 8 mm × 8 mm y tamaño de viga de acero estructural de 224 mm × 100 mm × 4 mm × 4 mm. Con respecto al SRC-4, se aplicaron barras de refuerzo en forma de X en el área de la junta del núcleo para investigar si podían ayudar a mejorar el desempeño en el área de la junta del núcleo. Todos los demás detalles de SRC-4 eran los mismos que los que se propuso para los otros tres especímenes (figuras 1.43 y 1.44).

La tabla 1.6 muestra los detalles del refuerzo de acero de los 4 especímenes y la figura 1.43 muestra la geometría del espécimen y los detalles de refuerzo/acero de las uniones de cuatro especímenes. Las barras de refuerzo en forma de X del espécimen SRC-4 eran HPB300, que se dispuso a lo largo de la dirección diagonal del área del núcleo de la junta, como se muestra en la figura 1.44.

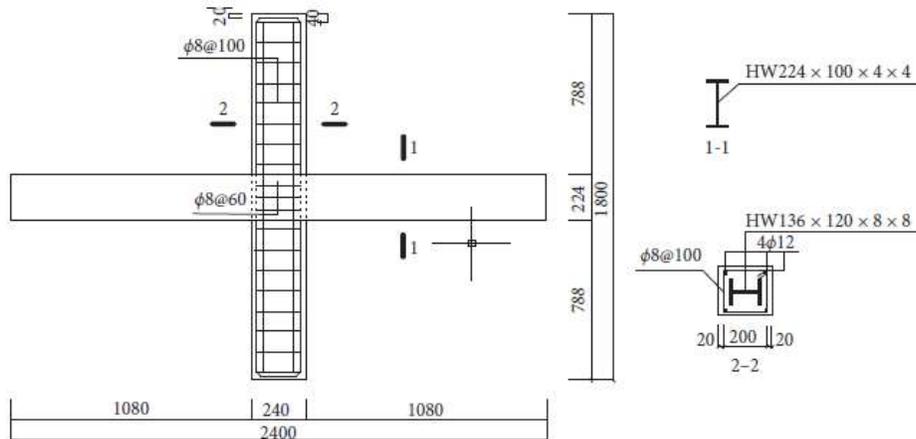


Figura 1.43 Geometría de los especímenes y detalles de refuerzo (Chu et al. 2020).

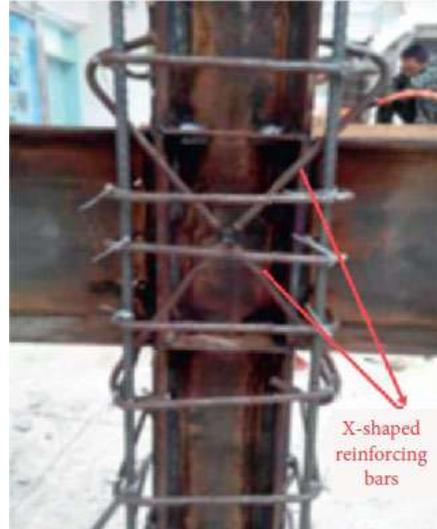


Figura 1.44 Detalles de barras de refuerzo en forma de X y estribos en el espécimen SCR-4 (Chu et al. 2020).

Tabla 1.6. Sección transversal y detalles de refuerzo de acero, en los especímenes (Chu et al. 2020).

Sample ID	Steel ratio in section (%)	Longitudinal bars in column	Reinforcement ratio (%)	Stirrup bars in column	Stirrup bars in joint	X-shaped reinforcing bars	Axial pressure ratio
SRC-1	5	4-12	0.83	-8@100	-8@60	N/A	0.1
SRC-2	5	4-12	0.83	-8@100	-8@60	N/A	0.4
SRC-3	5	4-12	0.83	-8@100	-8@60	N/A	0.7
SRC-4	5	4-12	0.83	-8@100	-8@60	Yes	0.4

El acero estructural utilizado fue de calidad Q235 B con límite elástico de 297 MPa y resistencia última de 416 MPa. Las barras de refuerzo verticales que rodean las columnas de acero estructural se clasificaron como HRB335 con límite elástico de 379 MPa y resistencia máxima de 534 MPa.

Las barras de estribo en la columna se clasificaron con HPB300 con un límite elástico de 316 MPa y una resistencia última de 432 MPa. Se adoptó concreto C30 y las propiedades del material del resultado de la prueba de concreto se enumeran en la tabla 1.7.

Tabla 1.7. Propiedades del concreto (Chu et al. 2020).

Sample ID	f_{cu}^k (MPa)	f_{ck} (MPa)	f_{tk} (MPa)	E_c (MPa)
H1	31.1	20.8	2.1	30165
H2	31.6	21.2	2.1	30333
H3	31.9	21.3	2.1	30419
Average	31.6	21.1	2.1	30306

1.4.4.2 Protocolo de carga.

La carga axial se aplicó en la parte superior de la columna. En dos extremos de las vigas, se aplicó una carga cíclica a través de dos actuadores para simular la carga sísmica cíclica de baja frecuencia. La carga aplicada fue en forma de cargas cíclicas combinadas de control de desplazamiento y control de fuerza. El esquema de carga siguió las instrucciones de JGJ101-96, que se muestra en la figura 1.45.

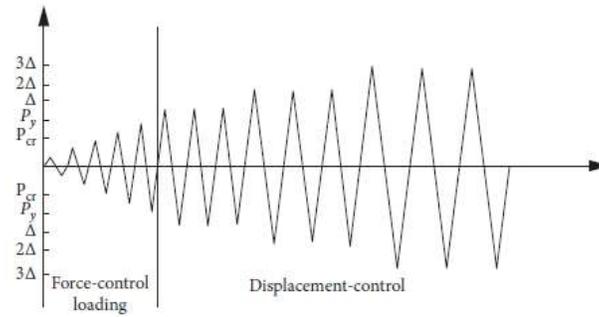


Figura 1.45 Esquema de carga para pruebas cíclicas (Chu et al. 2020).

La figura 1.46 muestra la configuración de prueba para los especímenes. Se utilizaron elementos de soporte laterales en la parte superior de la columna para evitar la inestabilidad de la columna durante el proceso de carga. Se adoptaron pernos de alta resistencia y vigas de soporte en el extremo inferior de la columna.

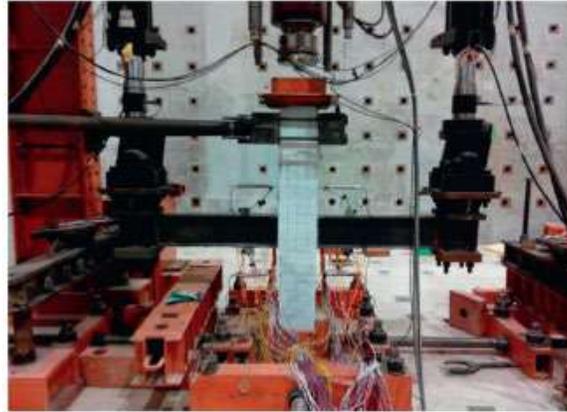


Figura 1.46 Configuración de prueba (Chu et al. 2020).

1.4.4.3 Instrumentación de los especímenes.

La figura 1.47 muestra la distribución de los *strain gauges* en los refuerzos longitudinales y de estribos de las columnas, en el alma de las vigas y las columnas en el área del núcleo de la junta, y en las alas de las columnas y las alas de las vigas.

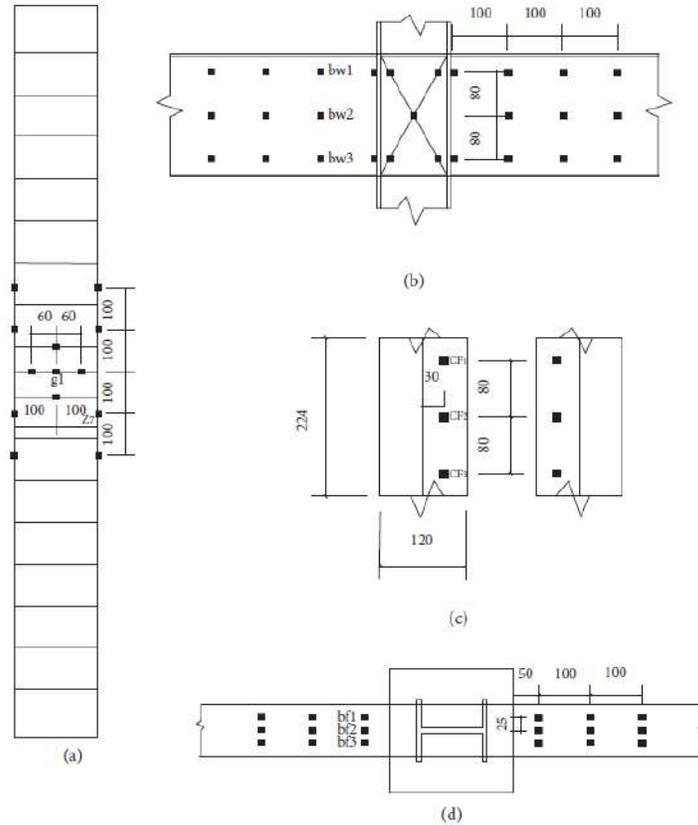


Figura 1.47 Disposición de strain gauges (a) refuerzos longitudinales de columna y de estribo (b) área central del alma de la viga (c) patines de las columnas (d) patines de vigas (Chu et al. 2020).

1.4.4.4 Resultados experimentales.

Los daños finales del espécimen SRC-1 se muestran en la figura 1.48, se observa el desarrollo de grietas en diferentes etapas de carga. Los especímenes SRC-2 y SRC-4 mostraron modos de falla similares a los de SRC-1, y también ocurrió pandeo en el patín superior de las vigas. La figura 1.49 muestra el pandeo en los patines superiores de la viga en SRC-4 y el modo de falla final del espécimen.

El espécimen SRC-3, cuando la carga alcanzó el tercer incremento de desplazamiento, apareció pandeo en el patín superior de la viga. Cuando alcanzó el quinto incremento, el pandeo en el patín superior de la viga empeoró y ocurrió un pandeo severo en el área del alma de la viga (figura 1.50). Los principales modos de falla consistieron en pandeo en los extremos de las vigas y falla por cortante en el área del núcleo de unión. Los fenómenos de falla y los modos de falla de todos los especímenes se muestran en la Tabla 1.8.

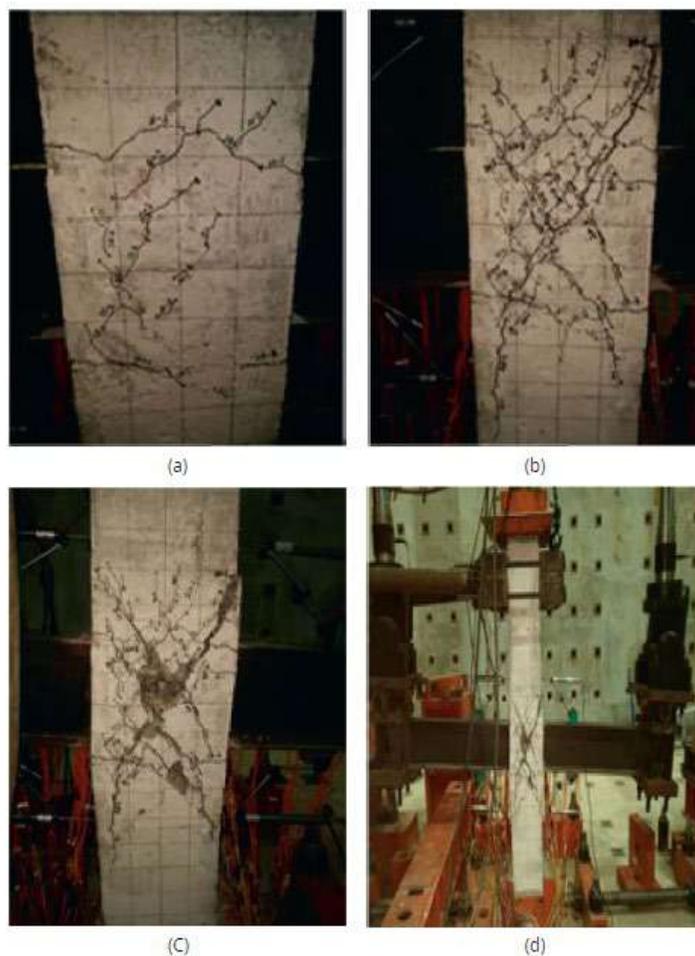


Figura 1.48 Modos de falla del espécimen SRC-1. (a) fisura en la capacidad de rendimiento (b) desarrollo de grietas (c) grietas finales (d) espécimen general al fallar (Chu et al. 2020).

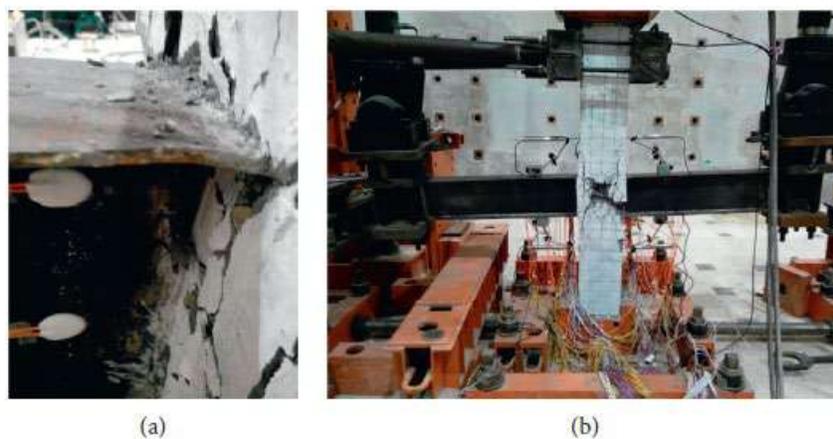


Figura 1.49 Modos de falla del espécimen SRC-4 (a) pandeo del ala superior de la viga (b) modo de falla final (Chu et al. 2020).

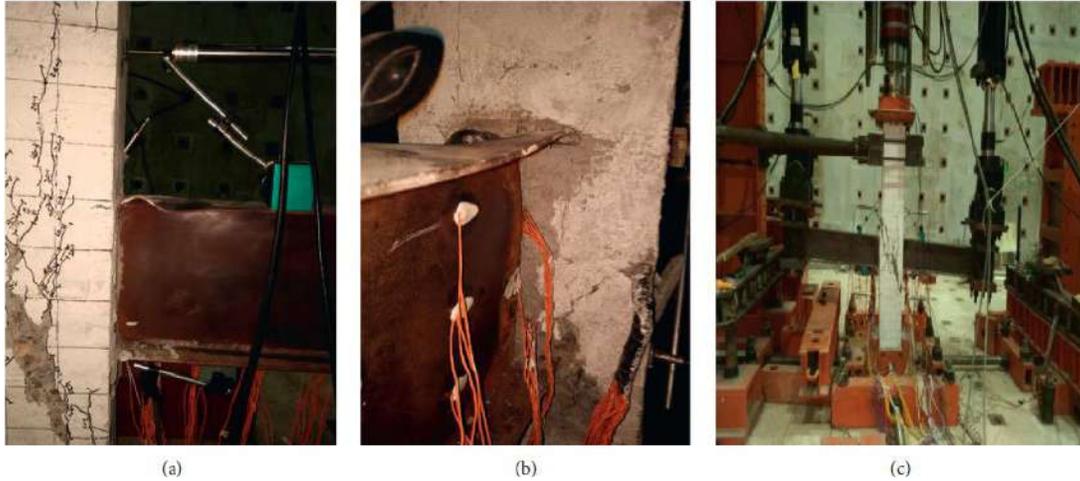


Figura 1.50 Modos de falla del espécimen SRC-3. (a) pandeo del ala superior de la viga. (b) pandeo del alma de la viga. (c) modo de falla final (Chu et al. 2020).

Tabla 1.8. Modos de falla de todos los especímenes, (Chu et al. 2020).

Sample ID	Details of failure	Final failure mode
SRC-1	Severe concrete spalling and shear deformation in joint, buckling in beam bottom flange	Shear failure in joint
SRC-2	Severe concrete spalling, later than that of SRC-1; shear deformation in joint, buckling in both beam top and bottom flange	Shear failure in joint
SRC-3	Severe concrete spalling, later than that of SRC-2; shear deformation in joint, buckling in both beam flanges and web	Shear failure in joint and beam flexural failure
SRC-4	Severe concrete spalling, later than that of SRC-2; shear deformation in joint, buckling in both beam top and bottom flange	Shear failure in joint

Los especímenes mostraron curvas histeréticas completas, lo que indica una buena capacidad de disipación de energía de estas juntas compuestas. SRC-3 mostró la mejor de las curvas, lo que indica que, con una mayor relación de compresión axial, la forma de las curvas fue muy parecido tanto para SRC-2 como para SRC-4, lo que indica que la introducción de barras de refuerzo en forma de X solo mejora la resistencia al agrietamiento del concreto, pero no tiene impacto en otros desempeños mecánicos de las juntas. Las figuras 1.51 a 1.54 muestran las curvas histeréticas y envolventes de los 4 especímenes.

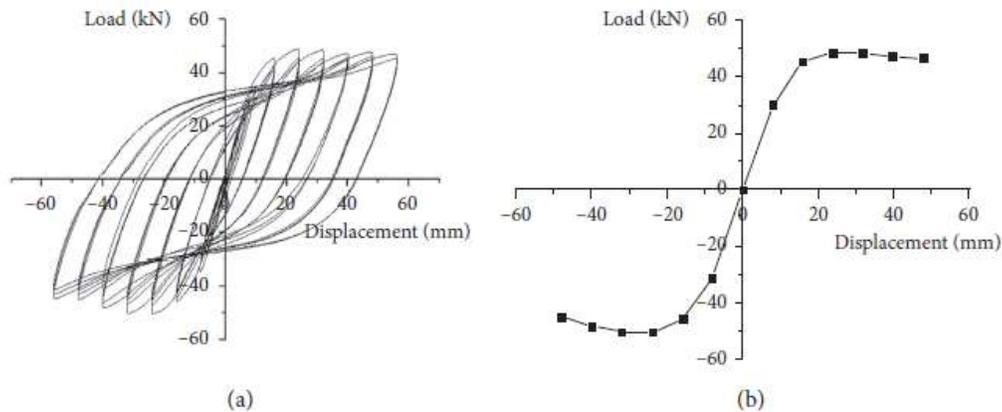


Figura 1.51 Curva histerética y curva envolvente para el espécimen SRC-1 (Chu et al. 2020).

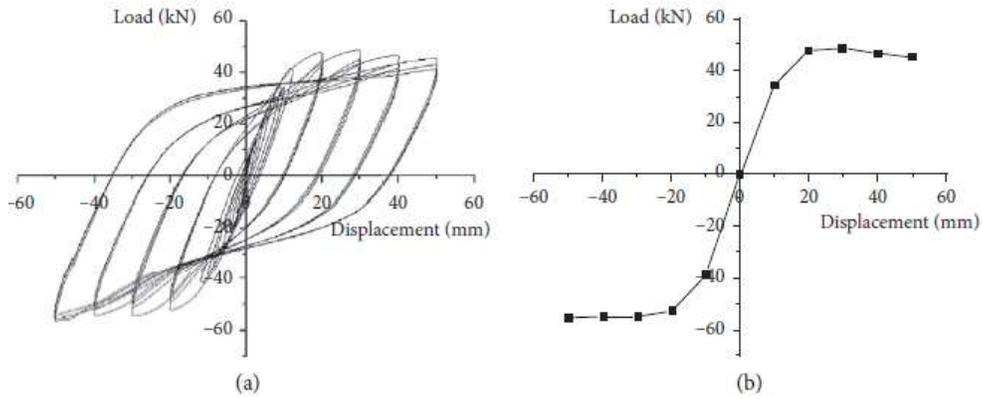


Figura 1.52 Curva histerética y curva envolvente para el espécimen SRC-2 (Chu et al. 2020).

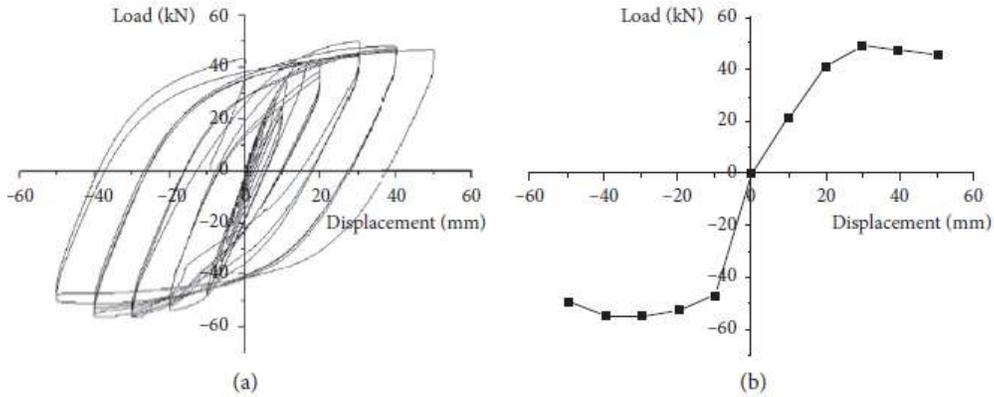


Figura 1.53 Curva histerética y curva envolvente para el espécimen SRC-3 (Chu et al. 2020).

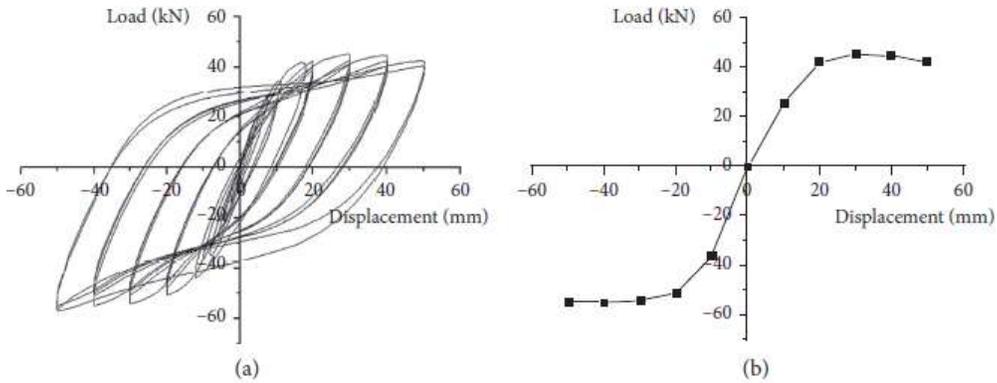


Figura 1.54 Curva histerética y curva envolvente para el espécimen SRC-4 (Chu et al. 2020).

La relación entre el desplazamiento último y desplazamiento de fluencia se utilizó para la evaluación de la ductilidad, con final falla establecida como el punto en que la carga cayó al 85% de capacidad de carga última. La tabla 1.9 muestra el desplazamiento y factor de ductilidad de SRC-1, SRC-2 y SRC-3. Se observa que el coeficiente de ductilidad para cada espécimen disminuyó con el aumento de la relación de compresión axial.

Tabla 1.9. Detalle de desplazamiento y ductilidad (Chu et al. 2020).

Sample ID	Displacement at yield (mm)		Yielding load (kN) (mm)		Ductility coefficient
	Positive	Negative	Positive	Negative	Average
SRC-1	9.27	8.17	31.82	31.81	3.66
SRC-2	11.67	11.21	29.71	29.92	2.61
SRC-3	12.56	10.75	29.71	29.97	2.58

Con el fin de comprender mejor el comportamiento de la estructura de columna-acero-viga y verificar la precisión del experimento, se utilizó ABAQUS para simular los elementos y el proceso de carga. Se utilizó el modelo de plasticidad del daño para representar el comportamiento plástico del concreto. El criterio de fluencia de von Mises y las reglas de flujo relacionadas se adoptaron para la simulación del acero y el límite elástico utilizado en el modelo proviene de los resultados de las pruebas, con un límite elástico de 297 MPa para acero grado Q235, 316 MPa para acero de grado HPB300 y 379 MPa para acero de grado HRB335. El concreto se simuló a través de la unidad integrada lineal reducida C3D8R. El modelo de estructura mallada se muestra en la figura 1.55.

La figura 1.56 muestra los resultados de FEM y también los resultados de las pruebas de SRC-3 en las curvas histeréticas de carga-desplazamiento. En general, los resultados de FEM concuerdan bien con los de la prueba. La figura 1.57 muestra el modo de falla final de SRC-3. Se nota que la deformación por cortante es severa, así como el pandeo y la deformación de los patines de las vigas y el aplastamiento de concreto.

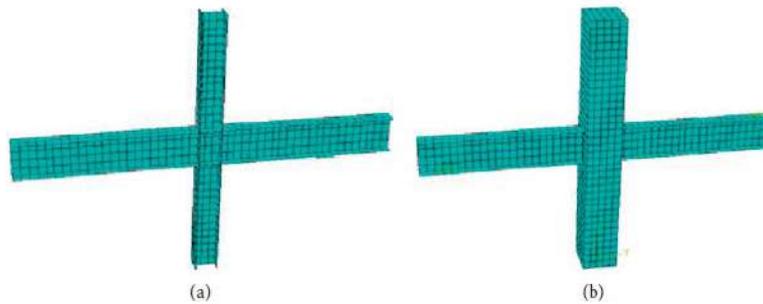


Figura 1.55 Elementos mallados. (a) unión de elementos de acero. (b) junta de columna de concreto con viga de acero (Chu et al. 2020).

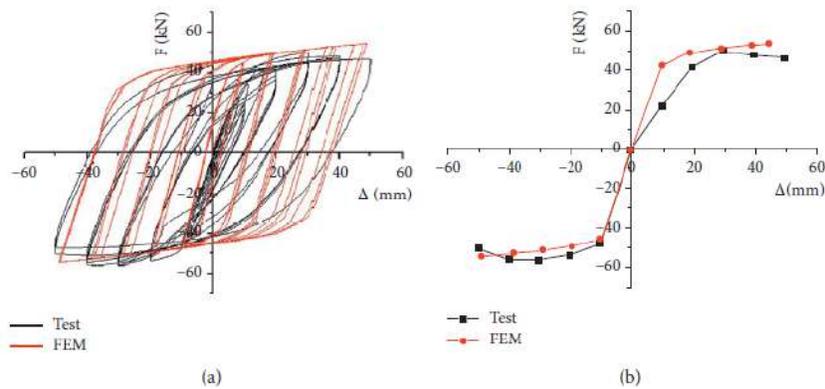


Figura 1.56 Curva histerética y envolvente del espécimen SRC-3. (a) curva histerética. (b) curva envolvente (Chu et al. 2020).

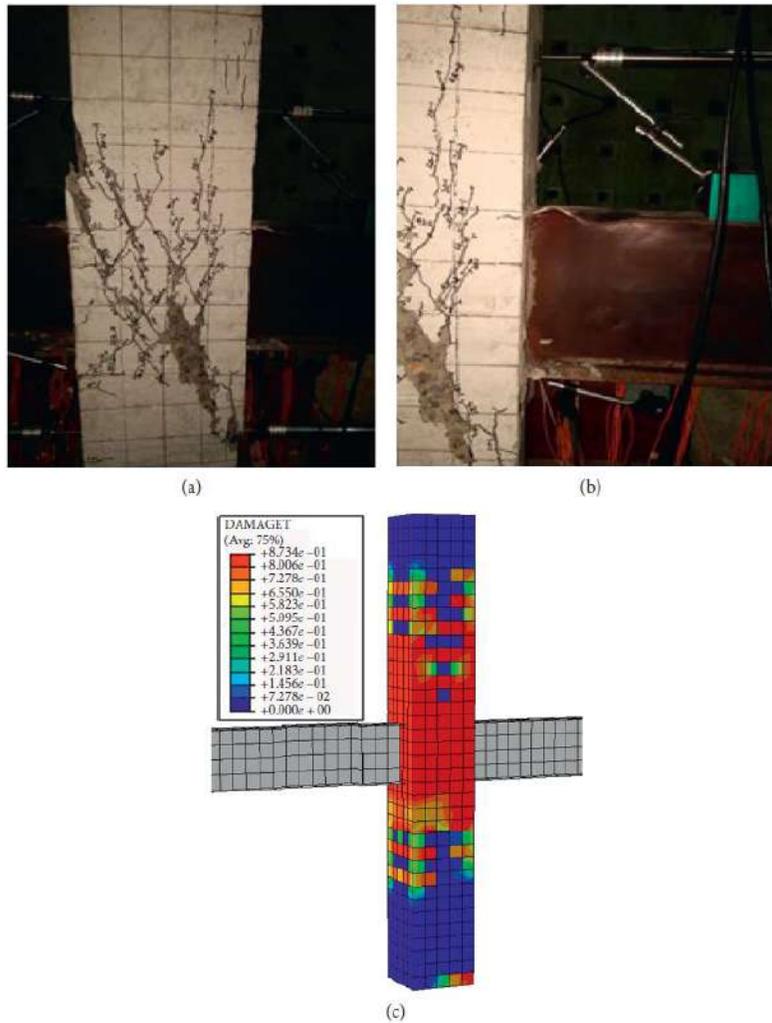


Figura 1.57 Modo de falla del espécimen SRC-3. (a) agrietamiento final. (b) pandeo en el ala de la viga. (c) resultado del análisis de elementos finitos (Chu et al. 2020).

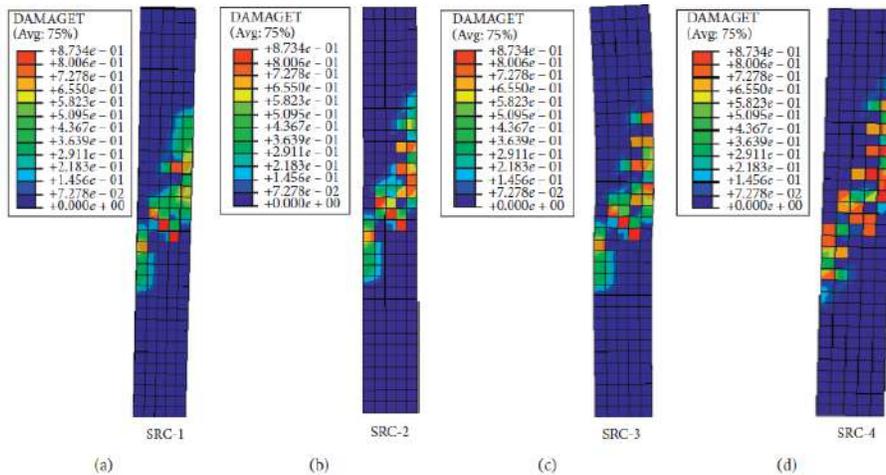


Figura 1.58 Agrietamiento del concreto (Chu et al. 2020).

1.4.4.5 Conclusiones de la investigación.

1. Una mayor relación de compresión axial mejora la resistencia al agrietamiento; sin embargo, la fuerza axial alta en SRC-3 provocó la falla por flexión de la viga y finalmente condujo a una reducción en la estabilidad. Con el aumento de la relación de compresión axial, la ductilidad de las uniones disminuyó y la degradación de la resistencia no cambió mucho, mientras que la rigidez disminuyó.
2. SRC-3 mostró la curva histerética más completa entre todos los especímenes, lo que indica una buena capacidad de disipación de energía de las uniones de vigas de acero y columnas compuestas.
3. La adición de refuerzo en forma de X en el área de la junta podría ralentizar el agrietamiento del concreto y mejorar la resistencia al agrietamiento, pero obviamente no afecta otras propiedades mecánicas.

1.4.4.6 Conclusiones personales de la investigación.

En la investigación, la colocación de barras de refuerzo en forma de X mejora la resistencia al agrietamiento del concreto, el daño que ocurrió en las columnas fue severo. Las conexiones estudiadas se podrían utilizar en estructuras de baja ductilidad al desarrollar un μ no mayor de 3.0, de acuerdo a las disposiciones del AISC-341 (2016), los especímenes satisficieron el requisito de soportar 0.04 radianes en mínimo un ciclo.

En el estudio de elementos finitos se observa que la deformación por cortante fue severa, así como el pandeo y deformación en las vigas de acero y el desconchado en el concreto, de acuerdo a lo visto físicamente en la prueba. Demuestra que el concreto de mayor resistencia contribuye a compartir la carga reduciendo la carga en el alma de la viga de acero estructural. Con el aumento del estribo en el área de la conexión, se mejora la resistencia al corte. Adicionalmente, si se aumenta el espesor del elemento rigidizante, se reduce el cortante en el alma de la viga.

1.4.5 *Sermet et al. (2021).*

En este artículo se discute la respuesta de carga cíclica de una conexión de viga de concreto armado y columna compuesta de perfil de acero embebido de concreto. La columna en unión se diseñó como una columna compuesta de perfil de acero I revestida de concreto de acuerdo con el Eurocódigo 4, y la viga se diseñó como una viga regular de concreto armado. El análisis numérico se realizó mediante ABAQUS para predecir el comportamiento de la junta. El desempeño de las muestras comparó la capacidad de carga, la ductilidad y el tipo de falla. Los resultados del análisis mostraron que la falla estuvo determinada por el comportamiento de la viga

1.4.5.1 Descripción de especímenes.

La muestra de control, llamada R solo tenía un núcleo de acero en la columna orientada en la dirección del eje fuerte. Las muestras distintas a la muestra de control, se reacondicionaron con un perfil de acero IPE100 en un tercio de la viga para ver el efecto de la orientación del núcleo de acero. Se da información detallada en la tabla 1.10 y en la figura 1.59.

Tabla 1.10. Detalle de desplazamiento y ductilidad, (Sermet et al. 2021).

Sample		Dimension (mm)	Steel core	Direction of I profile	Reinforcement	Stirrup
R	Column	200 × 200	IPE 100	Strong	4φ12	φ10/63
	Beam	200 × 200	-	-	2φ12 @ top 3φ12 @ bottom	φ10/63
S1	Column	200 × 200	IPE 100	Strong	4φ12	φ10/63
	Beam	200 × 200	IPE 100	Strong	2φ12 @ top 3φ12 @ bottom	φ10/63
S2	Column	200 × 200	IPE 100	Weak	4φ12	φ10/63
	Beam	200 × 200	IPE 100	Weak	2φ12 @ top 3φ12 @ bottom	φ10/63
S3	Column	200 × 200	IPE 100	Weak	4φ12	φ10/63
	Beam	200 × 200	IPE 100	Strong	2φ12 @ top 3φ12 @ bottom	φ10/63

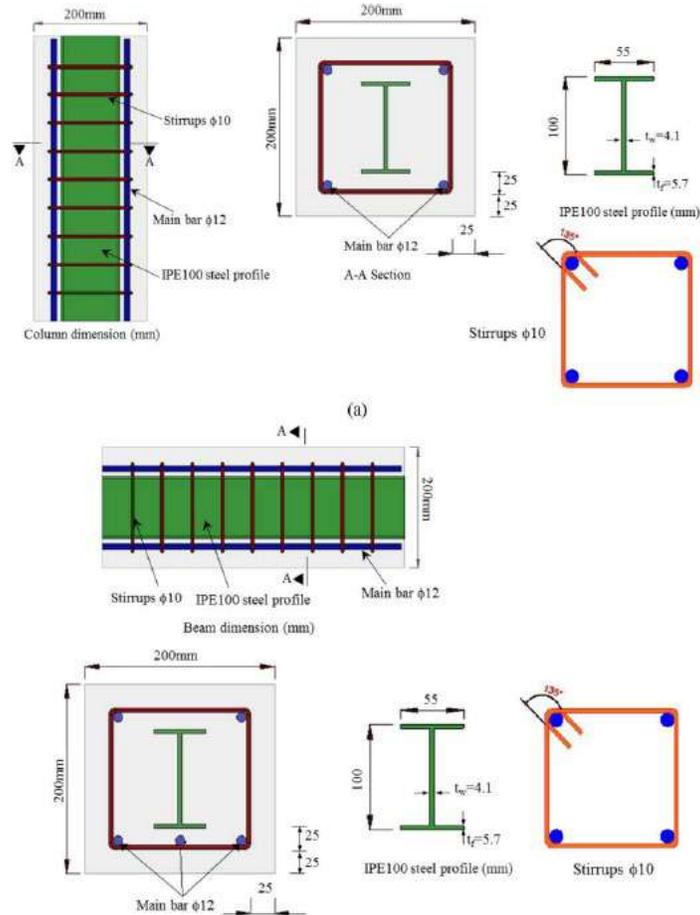


Figura 1.59 Sección de columna y sección de viga (Sermet et al. 2021).

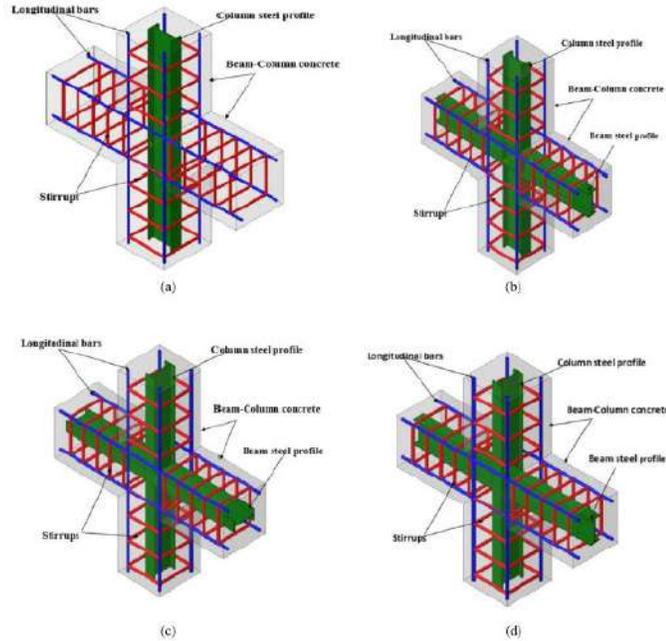


Figura 1.60 Detalle del refuerzo de los especímenes (Sermet et al. 2021).

1.4.5.2 Protocolo de carga.

En la prueba, se adaptó un protocolo de carga de desplazamiento convencional y una prueba cíclica cuasi estática. El ciclo de carga aplicado se muestra en la figura 1.61.

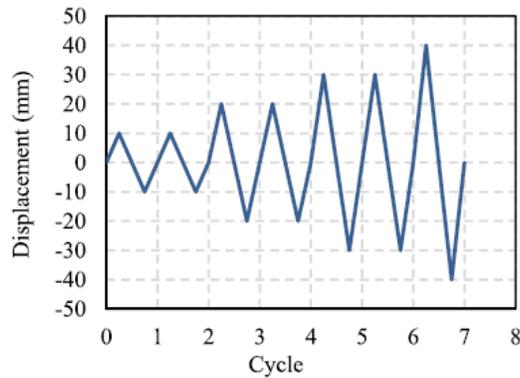


Figura 1.61 Ciclo de carga histerético (Sermet et al. 2021).

1.4.5.3 Instrumentación de los especímenes.

Las medidas de deformación se tomaron del perfil de acero y el refuerzo en varias ubicaciones, sobre las cuales se pusieron los *strain gauges*, figura 1.62.

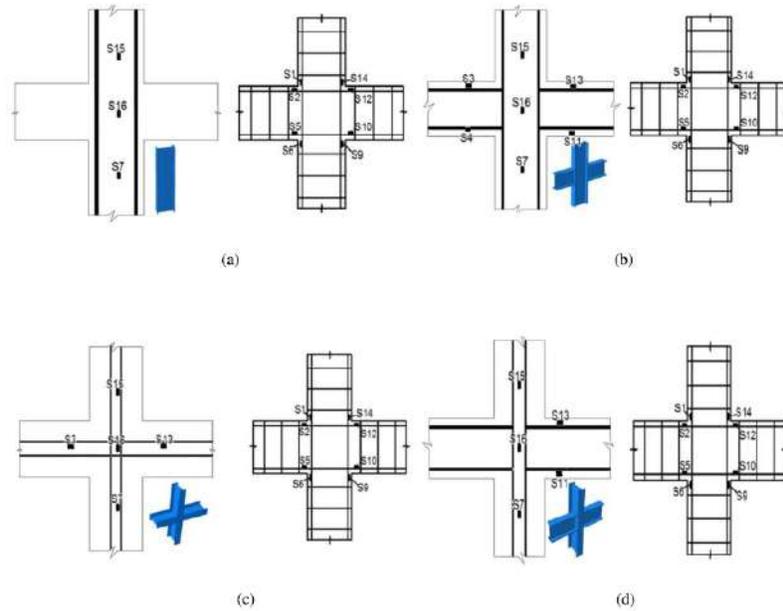


Figura 1.62 Ubicación de strain gauges tanto en el perfil de acero como en las barras de refuerzo: (a) muestra de control (R); (b) muestra adaptada, c) muestra adaptada (los perfiles I están en el eje débil) (S2); (d) muestra modificada (el perfil I en la columna está en el eje débil; la viga está en el eje fuerte) (S3) (Sermet et al. 2021).

1.4.5.4 Resultados Experimentales.

Las grietas iniciales se desarrollaron en las vigas en todos los especímenes. Con un aumento en la carga, las grietas progresaron hacia las columnas. En el caso de la viga de mayor capacidad, las fisuras progresaron hasta el panel de unión, en caso contrario, las fisuras se formaron únicamente en la viga. La fluencia se produjo en el sexto ciclo de carga, en el refuerzo longitudinal de la viga donde se produjo la tensión, y la rotura se produjo en el sexto ciclo de carga con un desplazamiento de unos 60.77 mm. Posteriormente, cuando se continuó con la carga, las grietas crecieron rápidamente hasta que la viga se fracturó, y algunas de las grietas progresaron hacia el panel de unión como se muestra en la figura 1.63.

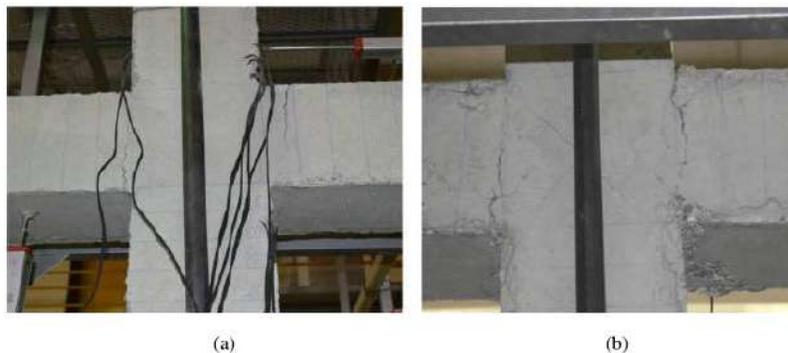


Figura 1.63 Desarrollo de grietas en la muestra de control (R): (a) grietas en la viga; (b) progreso de grietas (lado posterior) (Sermet et al. 2021).

La curva carga desplazamiento se muestran en la figura 1.64, se nota que, a partir de los resultados, los especímenes exhibieron un comportamiento dúctil; sin embargo, las uniones diseñadas no proporcionaron la rigidez y capacidad de carga esperada.

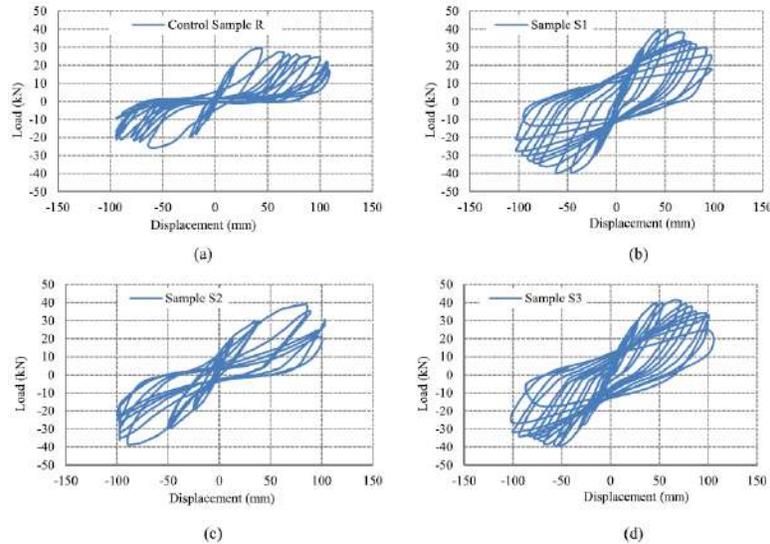


Figura 1.64 Curva carga-desplazamiento de las muestras: (a) muestra de control R; (b) muestra adaptada (los perfiles I están en el eje fuerte) (S1); (c) muestra adaptada (los perfiles I están en el eje débil) (S2); (d) muestra reacondicionada (el perfil I en la columna está en el eje débil y en el fuerte en la viga) (S3) (Sermet et al. 2021).

Las respuestas histeréticas de todos los especímenes se analizan mediante las curvas envolventes que se muestran en la figura 1.65.

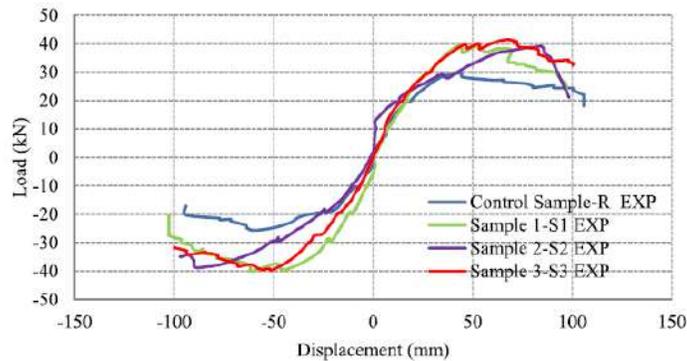


Figura 1.65 Curvas envolventes de los especímenes (Sermet et al. 2021).

El modelo analítico de elementos finitos se implementó en el módulo ABAQUS. El análisis no lineal de todos los tipos de juntas se realizó mediante el software ABAQUS. El concreto se modeló como elementos sólidos de ocho nodos, los perfiles de acero se modelaron como elementos de cubierta de cuatro nodos y las barras de refuerzo se modelaron como elementos de armadura de dos nodos. La unión entre el concreto y la viga de acero se logró utilizando un enfoque de contacto de superficie a superficie, para garantizar un modelo de viga completamente compuesto.

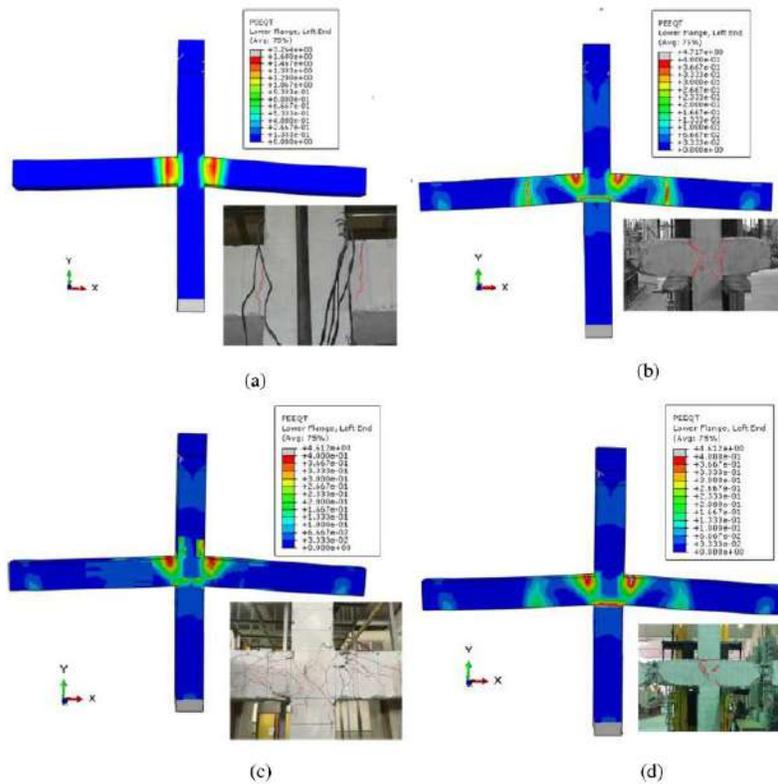


Figura 1.66 Comparación del daño de la muestra entre los resultados experimentales y el análisis matemático (Sermet et al. 2021).

Los resultados recuperados del análisis del método de elementos finitos de la figura 1.66 exhibieron la deformación plástica equivalente a la tracción en el concreto. Las Figuras junto a las cifras del análisis muestran la falla de los especímenes al final de la prueba. El análisis mostró las regiones donde se concentró la respuesta inelástica.

La muestra de control (R) exhibió un comportamiento típico de columna fuerte viga débil. El daño ocurrió en la viga cerca de la superficie de la columna. Las grietas se hicieron evidentes con el aumento de la carga y la capacidad se alcanzó mediante la aparición de bisagras de plástico. Cuando se incrustó un perfil de acero en la columna, no hubo daño significativo en el panel de unión como se muestra en la Figura 1.66(a). El análisis de la muestra S1 indicó que el daño en el panel de juntas en la base de la columna no se observó en el experimento, figura 1.66(b).

El análisis de las muestras S2 y S3 mostró los mismos resultados que la respuesta experimental. Dado que en la muestra S2, la capacidad de la columna y la viga son similares, las grietas progresaron hacia el panel de unión. En la muestra S3, la viga era más resistente que la columna, por lo que el panel de unión reporta grietas más desfavorables que la muestra S2.

1.4.5.5 Conclusiones de la investigación.

1. En la unión de viga de concreto armado con columna compuesta, la falla de la muestra de control ocurrió por falla de la viga y las fracturas ocurrieron en la viga en la superficie de la columna por fluencia del refuerzo longitudinal. Después de que cedió el refuerzo, las grietas se propagaron al panel de unión.
2. Una viga de concreto armado con columna compuesta con un perfil de acero en forma de I orientado en el eje fuerte (muestra S1 y S3) exhibió aproximadamente la misma capacidad a pesar de que el perfil de acero en la columna de la muestra S1 estaba orientado en el eje fuerte y el perfil de acero en la columna de la muestra S2 estaba orientado en el eje débil.
3. Las muestras que contenían perfiles de acero en forma de I en vigas exhibieron fracturas ubicadas donde el perfil de acero terminaba en las vigas, excepto en la muestra S2 donde el perfil de acero en la viga estaba ubicado en el eje débil.
4. La muestra S1 exhibió una mayor degradación de la rigidez.

1.4.5.6 Conclusiones personales de la investigación.

En la investigación experimental, la adición de un núcleo de acero en la viga se atrasó la formación de grietas, no habiendo daño significativo. Los especímenes mostraron un comportamiento dúctil; pero, las conexiones no proporcionaron la rigidez esperada. La adición de un núcleo de acero en la viga retrasó la formación de grietas.

El análisis matemático de elementos finitos mostró las zonas donde se concentró la respuesta inelástica, las grietas se formaron con el aumento de la carga y la capacidad se alcanzó mediante la aparición de la articulación plástica. Conforme a las disposiciones del AISC 341-2016, los especímenes satisfacen el requisito de soportar 0.04 radianes en mínimo un ciclo de carga.

1.4.6 Yu et al. (2020).

En este artículo se discuten los resultados de un experimento que se llevó a cabo en el laboratorio estructural de la Universidad Tecnológica de Qingdao, China. Este estudio investigó la influencia de diferentes modos de conexión de extremos de vigas en el desempeño sísmico de las juntas. Tres juntas prefabricadas compuestas de acero y concreto fueron ensayadas mediante ensayo cuasi-estático. Con base en los resultados experimentales, ABAQUS estableció el modelo refinado de elementos finitos y se verificó su confiabilidad. Se analizó la influencia de diferentes parámetros en el comportamiento sísmico de la junta. Los parámetros incluyen la longitud de la placa de cubierta de la junta, el espesor de la placa de conexión, y la longitud de soldadura de la conexión.

1.4.6.1 Descripción de especímenes.

Se diseñaron tres especímenes de juntas internas (PCBJ1, PCBJ2 y PCBJ3). El diseño de dimensiones y la estructura de conexión de los especímenes se muestran en la figura 1.67 y tabla 1.11.

Las dimensiones de la sección de las vigas de acero de los tres especímenes son 280 mm × 150 mm × 10 mm × 10 mm. Las dimensiones de la sección de las columnas prefabricadas son 350 mm × 350 mm, las dimensiones de la sección de acero en forma de H en las columnas son 150 mm × 150 mm × 7 mm × 10 mm. Las dimensiones de las otras piezas de conexión y los detalles se muestran en figura 1.67.

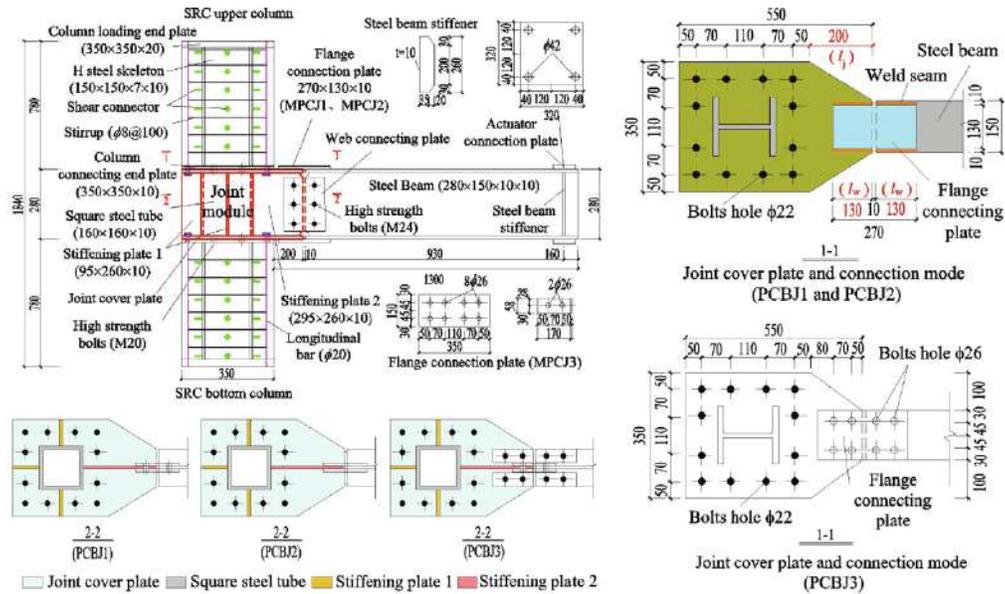


Figura 1.67 Configuración de los especímenes y detalles del extremo de la viga (Yu et al. 2020).

Tabla 1.11. Tamaño de la placa de conexión del extremo de la viga y método de conexión (Yu et al. 2020).

Specimen number	Connecting plate size		Connection method	
	Flange (mm)	Web (mm)	Flange	Web
PCBJ1	270 × 130 × 10	240 × 210 × 10	Welded connection	Bolted connection
PCBJ2	270 × 130 × 10	220 × 210 × 10	Welded connection	Welded connection
PCBJ3	350 × 150 × 10	240 × 210 × 10	Bolted connection	Bolted connection

1.4.6.2 Protocolo de carga.

La Configuración y el sistema de carga de la prueba cuasi estática se muestran en figura 1.68. Se adopta la carga horizontal para los tres especímenes. Ambos extremos de la columna prefabricada están fijados por varillas rígidas y la carga axial de la parte superior de la columna la proporciona un gato hidráulico de 1,000 kN.

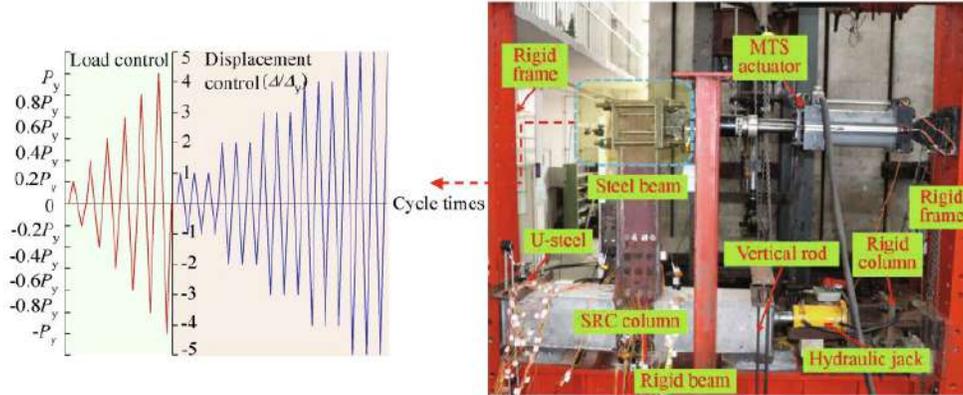


Figura 1.68 Carga de prueba cuasi estática (Yu et al. 2020).

1.4.6.3 Resultados experimentales.

Las figuras 1.69 y 1.70, muestran las curvas de histéresis y las curvas envolventes de los especímenes, respectivamente. Las curvas de histéresis de cada conexión denotan el proceso de carga y muestran una adecuada deformación plástica y capacidad de disipación de energía. Sin embargo, debido a los diferentes métodos de conexión de los extremos de las vigas, las curvas de histéresis de cada muestra tienen formas diferentes. La curva de histéresis de PCBJ1 tiene una incursión estable. La histéresis de PCBJ2 es similar a la forma de un 'arco'. La curva de histéresis de PCBJ3 tiene forma de 'S' inversa. Las curvas del esqueleto de cada espécimen muestran una buena simetría bajo carga directa e inversa.

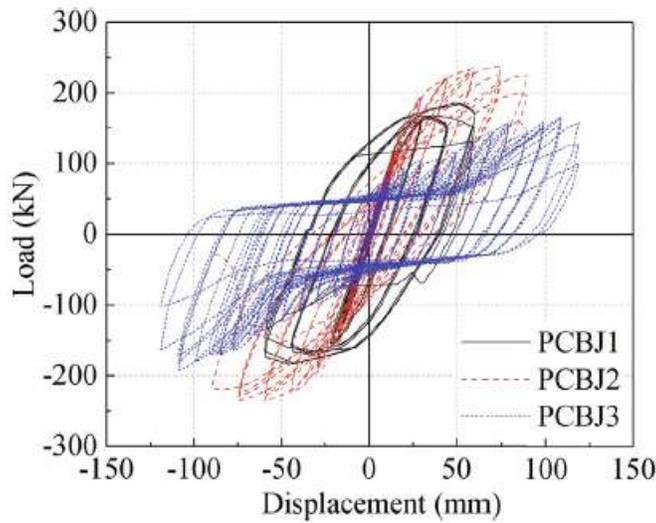


Figura 1.69 Curvas de histéresis de los especímenes (Yu et al. 2020).

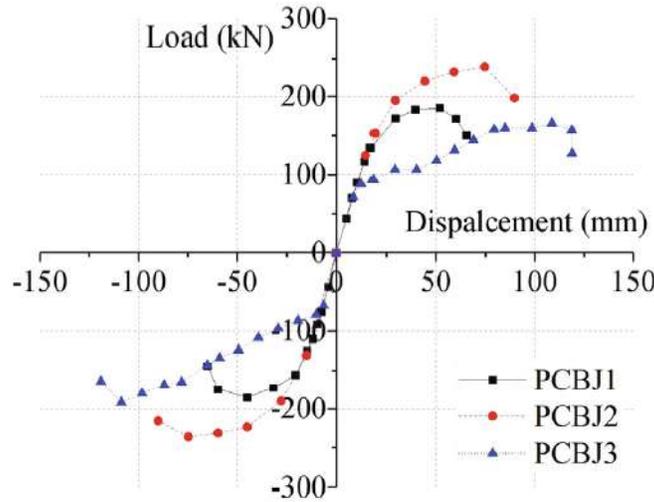


Figura 1.70 Curvas envolventes de los especímenes (Yu et al. 2020).

La figura 1.71 muestra que la curva de degradación logró una buena simetría, y el desempeño de degradación general se mantuvo estable. Las curvas de degradación de la fuerza de PCBJ1 y PCBJ2 son cercanas y más rápidas que las de PCBJ3. La razón principal es que el extremo de la viga de PCBJ1 y PCBJ2 estaba soldada. La degradación de la resistencia de la junta PCBJ3 es relativamente ligera debido a la influencia del deslizamiento del perno bajo carga externa.

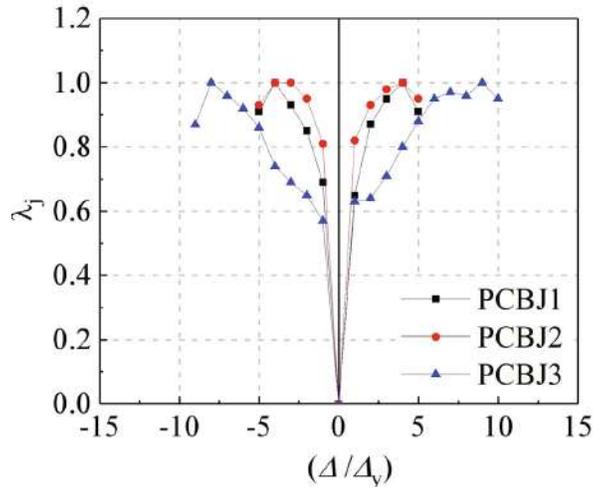


Figura 1.71 Curva de degradación de la resistencia (Yu et al. 2020).

Mientras que la figura 1.72 muestra que la tendencia de cambio general de la curva de degradación de la rigidez de cada espécimen básicamente sigue siendo la misma, y el rendimiento de la degradación de la rigidez es relativamente estable. Durante la fase elástica, las rigideces elásticas de PCBJ1 y PCBJ2 superaron a las de PCBJ3. La razón principal es que las conexiones de PCBJ1 y PCBJ2 estaban soldadas, lo que resultó en una rigidez general significativamente mayor de la conexión del extremo de la viga que la de PCBJ3. La curva de degradación de la rigidez de cada espécimen tiende a ser la misma con el aumento de la carga externa y no hay un cambio abrupto de rigidez.

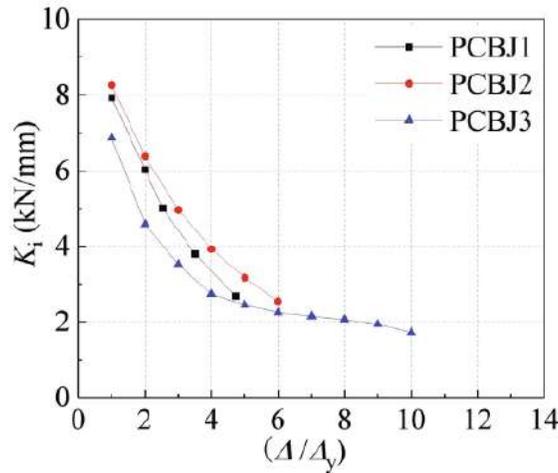


Figura 1.72 Curva de degradación de la rigidez (Yu et al. 2020).

Se realizó un análisis de elementos finitos tridimensional del espécimen PCBJ1 utilizando ABAQUS, con una relación de 1:1. Se llevó a cabo un análisis de simulación de carga repetida de ciclo bajo. Incluyó el establecimiento de propiedades geométricas de elementos, la definición y selección de materiales constitutivos, la definición y selección de elementos de contacto, la aplicación de condiciones límite y el establecimiento de condiciones de carga, como se muestra en figura 1.73.

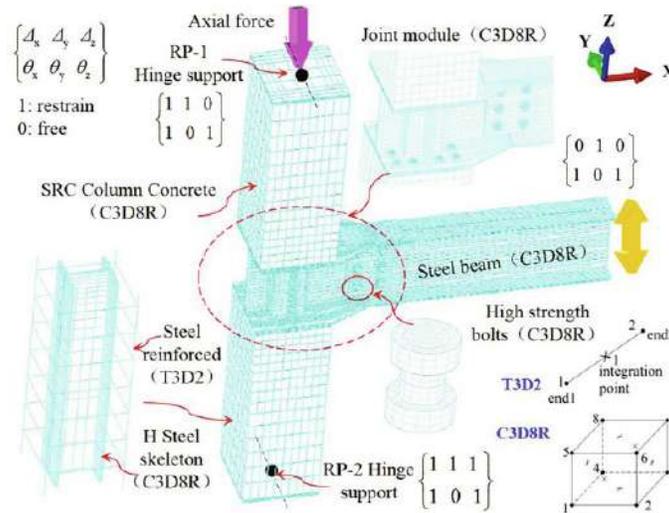


Figura 1.73 Modelo de elementos finitos del espécimen PCBJ1 (Yu et al. 2020).

La curva de histéresis y la curva envolvente calculadas por el análisis matemático se compararon con los resultados de la prueba (figura 1.74). La figura 1.74(a) muestra que la curva de histéresis calculada es consistente con los resultados de la prueba y la tendencia general es similar, lo que muestra que la nueva junta compuesta tiene una alta capacidad de disipación de energía. La figura 1.74(b) muestra que, en todo el proceso de carga de la junta, la curva de envolvente calculada y la curva de prueba logran un alto grado de ajuste, que se originan en la fase elástica, la fase elástico-plástica y la fase de falla.

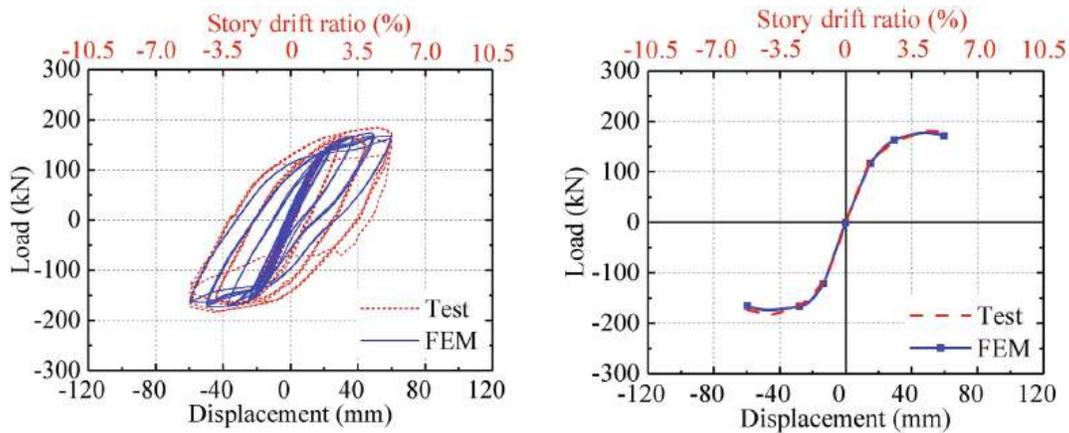


Figura 1.74 Comparación de la prueba PCBJ y los resultados del análisis de elementos finitos: (a) curva de histéresis. (b) curva envolvente (Yu et al. 2020).

1.4.6.4 Conclusiones de la investigación.

1. El valor de la ductilidad μ oscila entre 3.96 y 12.19, y el valor de h_e oscila entre 0.23 y 0.43. La degradación de la resistencia y la rigidez de PCBJ1 y PCBJ2 con junta soldada es más rápida que la conexión PCBJ3, pero su capacidad de carga es mayor.
2. La longitud de la soldadura de la placa de conexión de la brida influye en gran medida en la capacidad de carga, el coeficiente de ductilidad y el coeficiente de amortiguamiento viscoso equivalente de la unión. Los intervalos de variación son 16%, 14% y 17%, respectivamente.
3. La longitud de la placa de cubierta de la junta ejerce poco efecto sobre la capacidad de carga y el consumo de energía de la junta, pero tiene un efecto evidente sobre el coeficiente de ductilidad. El valor de μ oscila entre 3.29 y 3.95, y el rango de variación es de alrededor del 16% y el valor de h_e oscila entre 0.29 y 0.34.

1.4.6.5 Conclusiones personales de la investigación.

La placa de acero en el nodo tiene un efecto benéfico sobre el coeficiente de ductilidad, el valor de la μ oscila entre 3.29 y 3.95, permitiendo que las conexiones se utilicen en estructuras de media ductilidad. La curva de histéresis obtenida del análisis de elementos finitos es consistente con los resultados de la prueba, lo que muestra que la conexión compuesta tiene una alta capacidad de degradación de energía. De acuerdo a las disposiciones del AISC 341-2016, los especímenes satisfacen el requisito de soportar 0.04 radianes en mínimo un ciclo y faltando por revisar que las resistencias a la flexión fueran mayores que $0.8M_p$, para cumplir como conexión semi-precalificada.

1.4.7 Weng et al. (2008).

En este artículo se discute la investigación experimental realizada a una columna SRC, que se construyó con una sección de caja de acero revestida de concreto armado, para aprovechar su resistencia al fuego, rigidez estructural y resistencia. Los resultados experimentales mostraron que ambos especímenes de prueba demostraron una excelente capacidad de resistencia sísmica.

1.4.7.1 Descripción de Especímenes.

Se probaron dos conexiones de viga de acero a columna a escala real. La figura 1.75 muestra la Configuración del espécimen en la losa de reacción contra un muro de reacción. Se utilizó un actuador dinámico MTS de 1,000 kN para aplicar una carga cíclica en la punta de la viga de acero de la muestra.

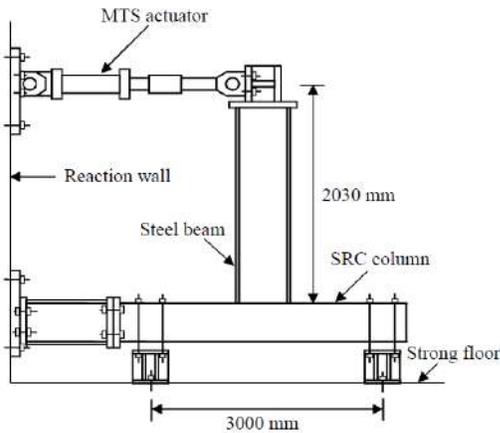


Figura 1.75 Configuración de prueba de la conexión de viga de acero a columna (Weng et al. 2008).

La figura 1.76 (a) y (b) muestra las dimensiones de la sección transversal de las columnas compuestas. Cada columna contenía una sección de caja de acero ensamblada soldada de-350× 350×22×22 mm embebida en concreto reforzado.

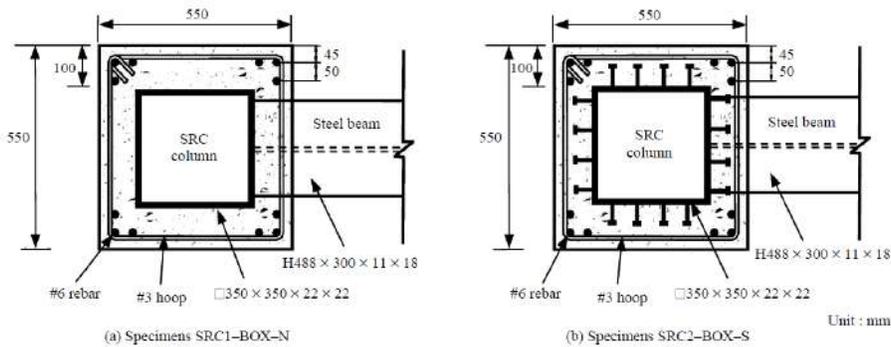


Figura 1.76 Dimensiones de la sección transversal de los especímenes (Weng et al. 2008).

Se colocaron tres barras longitudinales #6 (D19) en cada esquina de la columna. Una viga de acero de H488×300× 11× 18 mm fue ranurado y soldado a la caja de acero en la columna de concreto reforzado. Los detalles de la unión soldada se muestran en la figura 1.77.

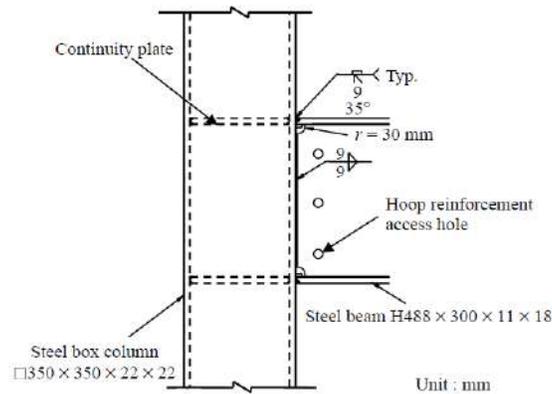


Figura 1.77 Detalles de la viga de acero a la unión soldada de la columna (Weng et al. 2008).

La figura 1.78 muestra la Configuración de los pernos de seguridad y el estribo, refuerzos en la zona de conexión del espécimen SRC2-BOX-S. Se realizaron dos especímenes para la prueba y se designaron como SRC1-BOX-N y SRC2-BOX-S, donde la N y la S indican que la columna de concreto tiene o no pernos de corte soldados en la superficie de la caja de acero.

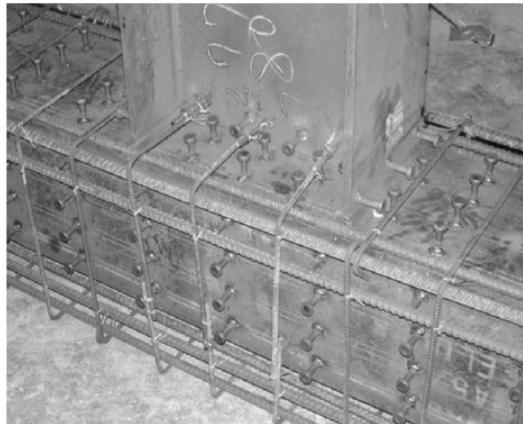


Figura 1.78 Pernos de cortante y refuerzos en la unión del espécimen (Weng et al. 2008).

1.4.7.2 Resultados experimentales.

La curva de histéresis del espécimen SRC1-BOX-N muestra que las cargas máximas positivas y negativas fueron +741 kN y -782 kN, los resultados finales de la prueba indicaron que la conexión era capaz de sostener un ángulo de distorsión de hasta 6.2 % radianes. Para el espécimen SRC2-BOX-S, las cargas máximas positivas y negativas fueron +739 kN y -607 kN, siendo capaz de sostener un ángulo de distorsión entre pisos de 6.7% radianes, figura 1.79. Se observa que ambos especímenes tienen una buena capacidad para absorber energía.

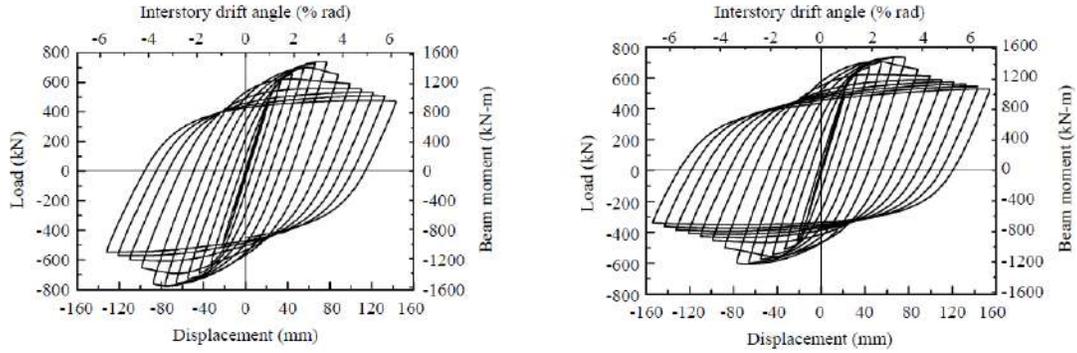


Figura 1.79 Curvas de histéresis para cada espécimen (Weng et al. 2008).

Las figuras 1.80 y 1.81 muestran las articulaciones plásticas de la viga de acero, para el espécimen SRC1-BOX-N cuando los ángulos alcanzaron 3.2% y 5.4% radianes, mientras que para el espécimen SRC2-BOX-S cuando alcanzaron 3.1% y 6.0% radianes.

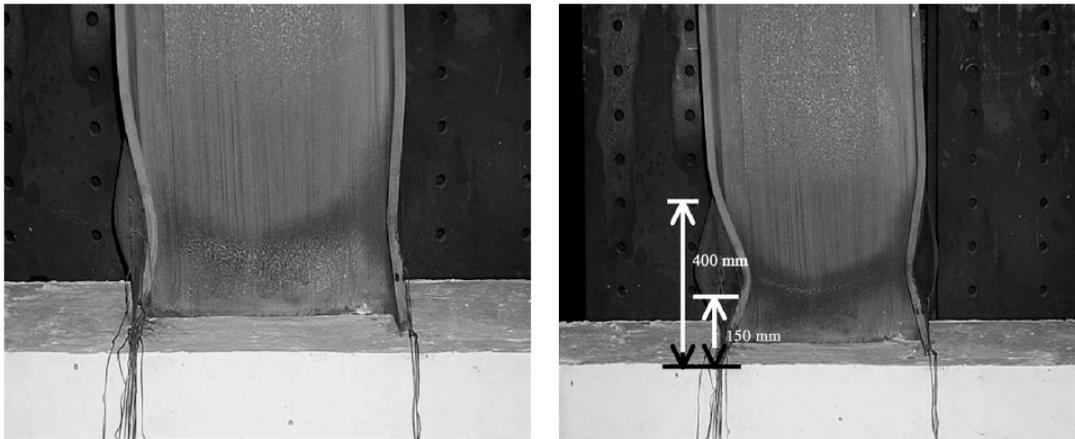


Figura 1.80 Articulación plástica del espécimen SRC1-BOX-N: (a) desplazamiento en $9 \Delta_y$. (b) desplazamiento en $12 \Delta_y$ (Weng et al. 2008).

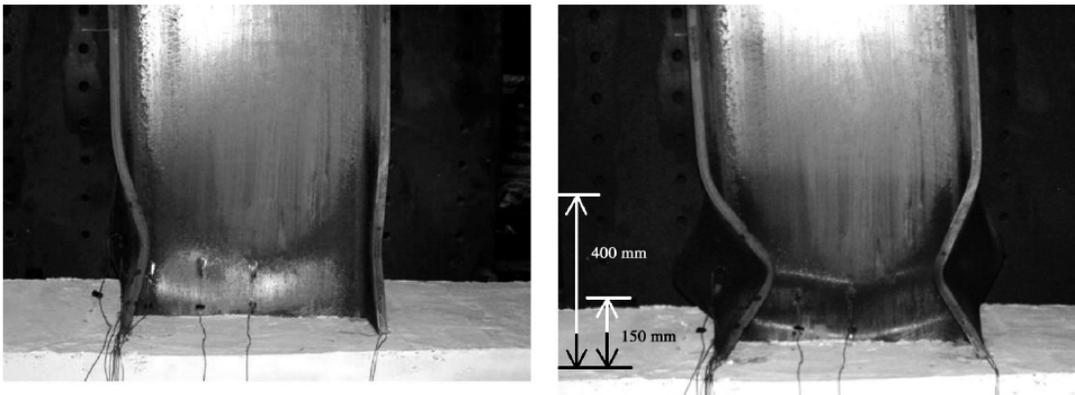


Figura 1.81 Articulación plástica del espécimen SRC2-BOX-S: (a) desplazamiento en $9 \Delta_y$. (b) desplazamiento en $14 \Delta_y$ (Weng et al. 2008).

Se observa que los ángulos de distorsión de los especímenes SRC1 y SRC2 alcanzaron 6.2% y 6.7% radianes, respectivamente, lo que satisface el requisito mínimo de 0.04 radianes. Además, las resistencias a la flexión medidas de las conexiones SRC1 y SRC2 con un ángulo de distorsión de 0.04 radianes fueron 1,280 y 1,210 kN-m, respectivamente, ambas mayores que $0.8M_p$ de la viga conectada ($0.8M_p = 0.8 \times 1,293 = 1,034$ kN-m). Por lo tanto, se cumplen los dos requisitos anteriores de las disposiciones sísmicas de AISC.

1.4.7.3 Conclusiones de la investigación.

1. Las dos conexiones de viga de acero a columna de concreto reforzado probadas demostraron una excelente capacidad de resistencia sísmica. Se encontró que las vigas de acero de las conexiones podían desarrollar rotaciones plásticas superiores al 5% radianes.
2. El espécimen con pernos de corte, SRC2-BOX-S, soportó un ángulo de distorsión de 6.7 % radianes, que es ligeramente mayor que los 6.2 % radianes del espécimen SRC1-BOX-N en el que no se colocaron pernos de corte.
3. El concreto reforzado en la zona de conexión desempeñó un papel importante similar a un "elemento de refuerzo" para la viga de acero.

1.4.7.4 Conclusiones Personales de la Investigación.

Se demuestra que los especímenes SRC1 y SRC2 satisfacen el requisito de soportar 0.04 radianes como mínimo y que las resistencias a la flexión son mayores que $0.8M_p$ de la viga de acero, cumpliendo con las disposiciones del AISC. La formación de las articulaciones plásticas se dio de forma satisfactoria cuando los ángulos alcanzaron 3.2% y 5.4% radianes, respectivamente. Se encontró que las superficies del concreto en la zona de conexión podían permanecer en buenas condiciones sin grietas importantes, funcionando como un elemento de refuerzo para la viga de acero más que un elemento mixto.

1.4.8 Manos y Nalmpantidou (2021).

En este artículo se discuten los resultados de unas pruebas que se realizaron en el Laboratorio de Resistencia de Materiales y Estructuras de la Universidad Aristóteles. Se estudiaron las conexiones viga-columna de acero bajo un historial de carga sinusoidal cíclica. La investigación de la respuesta cíclica de las conexiones viga-columna de acero contenía una parte experimental y numérica.

1.4.8.1 Descripción de especímenes.

Se construyeron dos muestras a escala real, denominadas T-Beam 8 y T-Beam 8R1 INV, con secciones transversales de acero para formar una unión viga-columna. Ambos especímenes eran de la misma geometría y utilizaron como parte viga una sección de acero IPE 300 y como parte columna una sección de acero HEA 300. Estas dos partes se soldaron juntas, como se muestra en la figura 1.82, para formar la conexión viga-columna que se probará.



Figura 1.82 Detalles de la Configuración del espécimen con la unión viga-columna IPE 300 T-Beam 8 e IPE 300 T-Beam 8R1 INV (Manos y Nalmpantidou, 2021).

1.4.8.2 Protocolo de carga.

Los especímenes ensayados fueron sometidos a un arreglo de carga sísmica cíclico, mediante un protocolo de desplazamiento. Consta de trece grupos de 3 ciclos sinusoidales completos. En cada grupo, la amplitud máxima de desplazamiento impuesta permanece constante y sigue aumentando gradualmente de un grupo al siguiente de una manera prescrita, como porcentaje del desplazamiento máximo objetivo, figura 1.83.

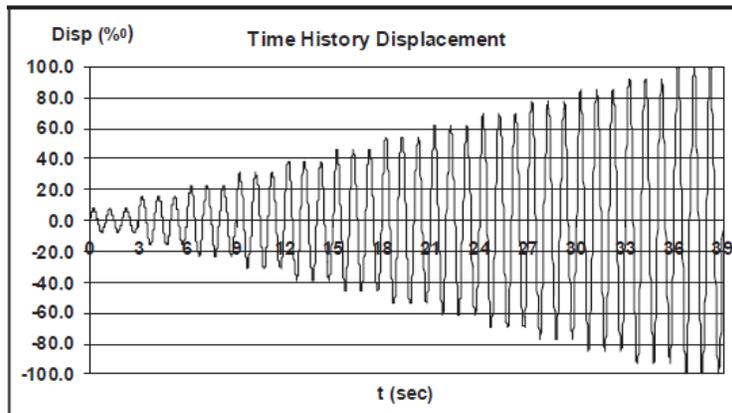


Figura 1.83 Protocolo de desplazamiento de tipo sísmico cíclico para carga de fatiga baja (Manos y Nalmpantidou, 2021).

1.4.8.3 Resultados experimentales.

Cada espécimen experimentó una rotación plástica por encima de los refuerzos, parte del desplazamiento horizontal fue absorbido por la rotación del espécimen en su base fija, así como por la respuesta elástica. Afortunadamente, a pesar de las limitaciones de las capacidades de la instalación experimental, fue posible alcanzar el estado límite plástico para ambos especímenes estudiados y producir la forma de daño esperada, como se muestra en las figuras 1.84 y 1.85.



Figura 1.84 Articulación plástica del espécimen T-Beam 8 (Manos y Nalmpantidou, 2021).



Figura 1.85 Articulación plástica del espécimen T-Beam 8R1 INV (Manos y Nalmpantidou, 2021).

Las figuras 1.86 y 1.87 muestran la respuesta cíclica observada en términos de momento de flexión y rotación de la articulación plástica, para los especímenes T-Beam 8 y T-Beam 8R1 INV, respectivamente. Ambos especímenes fallaron al desarrollar inestabilidad local en la región plástica en forma de pandeo local del patín y su eventual fractura. Se observa también la curva envolvente con una línea azul discontinua para la muestra T-Beam 8 y una línea verde para la muestra T-Beam 8R1 INV. Ambos especímenes desarrollaron grandes ciclos de respuesta plástica estable antes de alcanzar su modo de falla, disipando así una energía considerable en términos de amortiguamiento histerético.

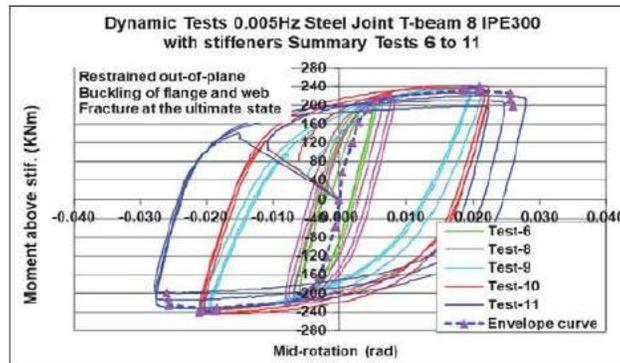


Figura 1.86 Curva de histéresis del espécimen T-Beam 8 (Manos y Nalmpantidou, 2021).

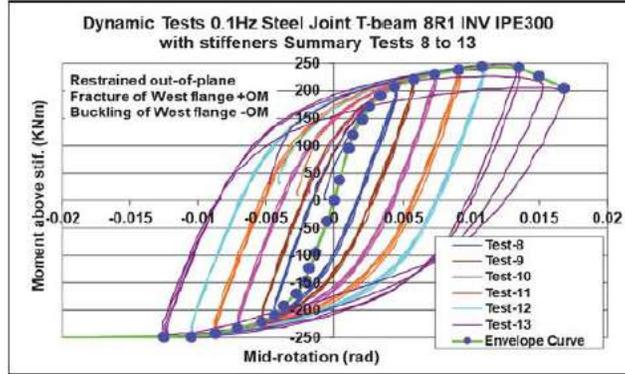


Figura 1.87 Curva de histéresis del espécimen T-Beam 8R1 INV (Manos y Nalmpantidou, 2021).

En la figura 1.88 se muestra una comparación entre las curvas envolventes de cada espécimen y se observa que hay una ligera diferencia en el desempeño de los especímenes en términos de máxima capacidad de flexión. La capacidad de flexión medida es 244 kN-m y 248 kN-m para los especímenes T-Beam 8 y T-Beam 8R1 INV, respectivamente. Los valores de rotación de la articulación plástica correspondientes a estos valores de capacidad de flexión son para el espécimen T-Beam 8 de aproximadamente 0.018 rad y para el espécimen T-Beam 8R1 INV de aproximadamente 0.012 rad.

El software comercial ABAQUS se utilizó en este esfuerzo de simulación numérica. Las figuras 1.88 y 1.89 comparan las curvas envolventes obtenidas por la simulación numérica para los especímenes T-Beam 8 y T-Beam 8R1 INV, respectivamente, con las correspondientes curvas envolventes de la respuesta cíclica medida para los mismos especímenes. La respuesta pronosticada se obtuvo mediante el uso del modelo de material de endurecimiento combinado y, como se nota, existe una pequeña variación entre la capacidad de flexión y rotación medidas en la articulación plástica y la simulación numérica con valores más altos de la simulación numérica para el espécimen T-Beam 8.

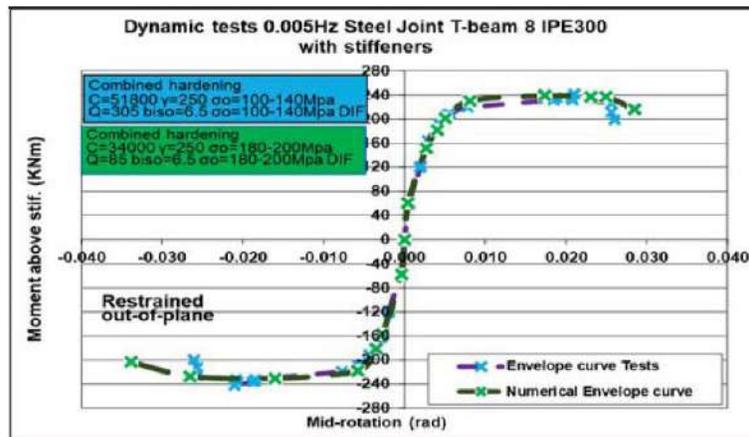


Figura 1.88 Comparación de curva envolvente del análisis matemático y de la prueba para el espécimen T-Beam 8 (Manos y Nalmpantidou, 2021).

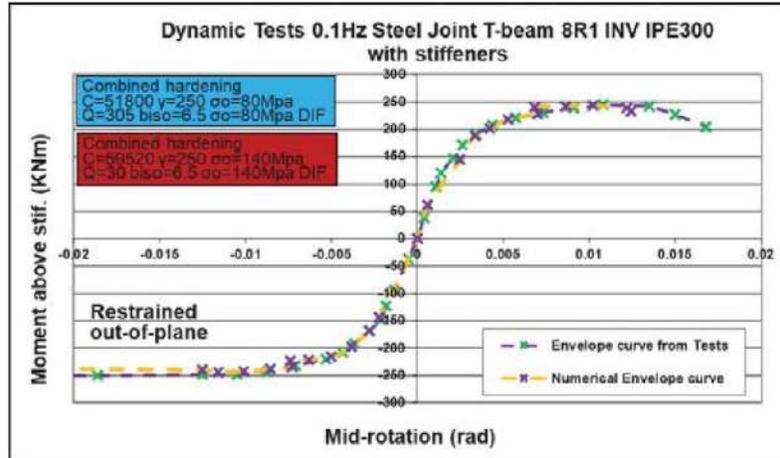


Figura 1.89 Comparación de curva envolvente del análisis matemático y de la prueba para el espécimen T-Beam 8R1 INV (Manos y Nalmpantidou, 2021)

1.4.8.4 Conclusiones de la investigación.

1. Ambos especímenes desarrollaron modos de falla por pandeo local del patín para valores de rotación de articulación plástica iguales a 0.027 radianes para el espécimen T-Beam 8 y 0.015 radianes para el espécimen T-Beam 8R1 INV.
2. A partir de la curva envolvente general, también se nota un ligero aumento en la capacidad de flexión del espécimen T-Beam 8R1 INV con el aumento de la frecuencia de carga y el aumento de la velocidad de deformación. Sin embargo, ésta es una conclusión parcial basada en datos bastante limitados. Por lo tanto, se necesita más investigación para investigar más a fondo la influencia de la tasa de deformación en el desempeño sísmico de las conexiones viga-columna.
3. La simulación numérica de los especímenes probados mostro una respuesta muy parecida entre la respuesta cíclica medida y predicha en términos de capacidad máxima de flexión, características de disipación y deterioro de la capacidad de flexión.

1.4.8.5 Conclusiones personales de la investigación.

Los especímenes se desempeñaron de manera adecuada ante la carga cíclica incursionando en el intervalo inelástico y desarrollando la articulación plástica en la viga de acero, pero sin satisfacer el requisito de soportar 0.04 radianes y que las resistencias a la flexión sean mayores que $0.8M_p$ de la viga de acero, de acuerdo al AISC 341-2016; es decir, no cumplen como conexión semi precalificada.

Cada espécimen experimentó fluencia y rotación plástica hasta el daño final, que ocurrió ya sea en forma de inestabilidad local de los patines o fractura.

Una gran cantidad del desplazamiento horizontal fue absorbido por la rotación del espécimen en su base y por la respuesta elástica a lo largo de la altura, aunado a la rotación plástica que se desarrolló.

1.5 Conclusiones del capítulo.

En este capítulo se discute el comportamiento de los sistemas estructurales compuestos de vigas de acero con columnas de acero embebidas en concreto y su utilización en edificios construidos en el país, a pesar de la falta de información sobre su comportamiento ante demandas sísmicas. Se analizan y discuten los principales resultados de algunas de las investigaciones recientes publicadas y que tienen similitud con la investigación experimental que se realizará en esta investigación. En particular, se comentan los aspectos más relevantes de cada investigación para tener un antecedente sobre el comportamiento esperado de distintas conexiones y sobre todo de su respuesta ante demandas y sísmicas.

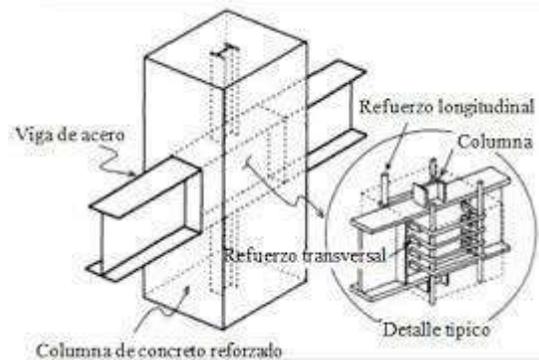
Se discuten los detalles de las conexiones en los nodos y de la fabricación de los especímenes, en algunas investigaciones se exhiben los protocolos de carga utilizados para el ensaye, así como la Configuración de la zona donde se llevó a cabo. En los resultados se muestran los daños que se produjeron en los especímenes durante las pruebas, como la formación de grietas y su orientación o de la articulación plástica en la viga de acero. De igual forma, se discuten las curvas de histéresis y envolventes de cada conexión ensayada para obtener de esta forma los parámetros necesarios para demostrar que las conexiones cumplen o no con lo establecido con la normativa vigente.

La mayoría de las conexiones estudiadas en las investigaciones reportan un buen comportamiento ante distorsiones altas, teniendo buena resistencia y disipación de energía, mostrando respuestas similares como la formación de grietas en la zona del nodo o junta. Una particularidad que mostraron es el desconchamiento (desprendimiento) del concreto sin afectar la conexión. Siempre que se garantice la adherencia entre el acero de refuerzo y el concreto, se observa que el uso de placas de acero en el nodo mejora el confinamiento y permite desarrollar una ductilidad mayor y optimiza su rigidez. Por esto, no se recomienda la perforación en el alma de la viga para atravesar los estribos. Físicamente, se observa que disminuyen las grietas en la columna de concreto y el tamaño.

La simulación numérica puede tener bastante éxito en la predicción realista de la respuesta cíclica de la viga de acero a la columna de concreto reforzado, siempre que el modelo del material utilizado en la simulación numérica se realice con los valores apropiados para los parámetros que definen el material constitutivo. El programa que más se utilizó para el análisis y predicción del comportamiento de la conexión es el Abaqus.

Los estudios que se discuten permiten conocer el desempeño y el comportamiento del sistema estructural compuesto (trabe y columna) de manera global y local para proyectar las conexiones que se estudiarán en esta investigación en los siguientes capítulos.

CAPITULO 2. DISEÑO DE LOS PROTOTIPOS.



Diseño de los prototipos.

El acero y el concreto son los materiales más utilizados en el área de la ingeniería civil en los últimos años han sido utilizados en conjunto y de esta manera se logra obtener la resistencia a las solicitaciones. El uso de elementos compuestos se ha ido incrementado en los últimos años, ya que al usar estos dos materiales y al lograr que trabajen juntos, las columnas adquieren características superiores a las que presentan cada uno de estos materiales por separado. Las columnas son los elementos estructurales que representa un mayor reto en el momento de diseñarse, ya que se trata de elementos esbeltos sujetos a compresión axial por lo que la rigidez se convierte en uno de los parámetros primordiales, si se realiza la combinación del concreto y el acero, se aumenta significativamente la rigidez. El resultado de esta combinación es la disminución del tamaño de las columnas. Además, el concreto restringe el pandeo local del acero permitiendo utilizar secciones más esbeltas y proveer una mejor resistencia al fuego y a la intemperie.

En el diseño de los prototipos y su fabricación se consideraron los criterios y recomendaciones de algunos códigos y especificaciones para estructuras de acero. 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. Así como el ANSI/AISC 358-16 *Prequalified Connections for Special and Intermediate Steel Moment Frames for Seismic Applications* que especifica los criterios de diseño, detalle, fabricación y calidad para las conexiones, que están precalificados de acuerdo con las disposiciones sísmicas. El ANSI/AISC 341-16 *Seismic Provisions for Structural Steel Buildings* aborda el diseño y construcción de acero estructural, compuesto y sistemas de construcción de concreto armado, específicamente detallados para resistencia sísmica. Mientras que, para México, las Normas Técnicas Complementarias para el Diseño y Construcción de Estructuras de Acero (NTC-DCEA-2023) de manera similar recomiendan criterios de diseño.

2.1 Propiedades de los materiales.

2.1.1 Especificaciones del concreto.

En la normativa vigente se menciona que el diseño de miembros compuestos requiere la consideración del comportamiento del acero y del concreto. Para garantizar lo anterior, uniformizaron las disposiciones con la intención de minimizar los conflictos entre la NTC-DCEA-2023 y la NTC-DCEC-2023, dada la importancia necesaria del diseño de elementos compuestos. El diseño de la sección transversal de miembros compuestos es consistente con lo que se usa en el diseño de miembros de concreto reforzado.

De acuerdo con las NTC-DCEC-2023, para la determinación de la resistencia de diseño, el concreto de peso normal debe tener una resistencia en compresión (f'_c) de no menos de 20 MPa (200 kg/cm²) ni más de 70 MPa (700 kg/cm²), y el de peso ligero no menos de 20 MPa (200 kg/cm²) ni más de 42 MPa (420 kg/cm²).

Las Normas Técnicas Complementarias para el Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto (NTC-DCEC-2023), contemplan el uso de dos clases de concreto: concretos clase 1 y 2. El concreto clase

1 es más denso, más rígido, con menor flujo plástico y menor contracción que el concreto clase 2. Es importante dejar claro que las clases de concreto se distinguen, principalmente, por la magnitud del módulo de elasticidad que se puede alcanzar con ellos y no por la magnitud de la resistencia a compresión, siendo más rígidos (mayor módulo de elasticidad) los de clase 1.

Los concretos clase 1 tendrán una resistencia especificada, f'_c , igual o mayor que 25 MPa (250 kg/cm²) con peso volumétrico en estado fresco superior a 22 kN/m³ (2.2 t/m³). La resistencia especificada de los concretos clase 2 no será menor que 20 MPa (200 kg/cm²), con peso volumétrico en estado fresco comprendido entre 19 y 22 kN/m³ (1.9 y 2.2 t/m³). La curva de esfuerzo-deformación brinda diversos elementos de estudio para comprender el comportamiento que presenta el concreto ante los esfuerzos actuantes.

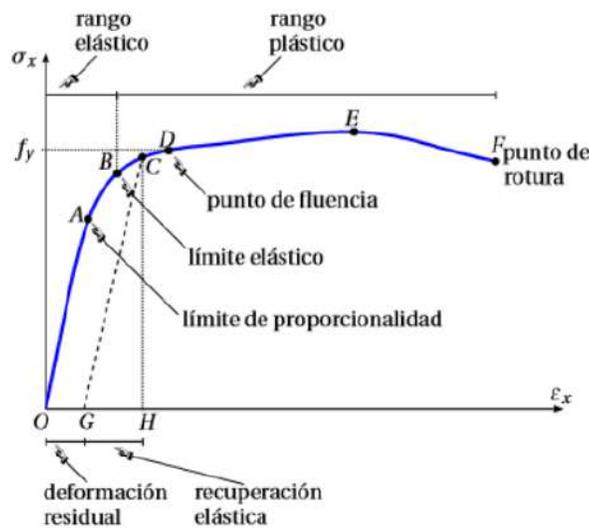


Figura 2.1 Curva esfuerzo-deformación del concreto, (Álvarez, 2018).

Si el esfuerzo y deformación varían desde el punto O hasta el punto B y el material sigue exactamente la misma curva y regresa al origen O se dice que el material tiene un comportamiento elástico. Observe que no necesariamente debe ser lineal para que el material sea elástico. Mientras que para el tramo O-A, existe una relación de linealidad entre los esfuerzos y las deformaciones, el comportamiento es elástico lineal.

Si se aplica carga hasta un valor mayor, de modo que se alcanza el punto C, la descarga seguiría la trayectoria C-G. Cuando se llega al punto G, la carga es nula, pero en el material quedaría una deformación permanente o residual, representada por el segmento O-G. El tramo G-H representa la recuperación elástica del material. Para cualquier punto sobre la curva esfuerzo-deformación que está más allá del punto B, se dice que el material tiene un comportamiento plástico.

Un aspecto fundamental de la figura 2.1 es la pendiente que se forma entre los puntos O y A, ya que describe el módulo de elasticidad o módulo de Young que es una constante positiva pero finita. (Álvarez, 2018). Para la fabricación de la sección transversal de la columna de cada espécimen se utilizó concreto clase 1 con una resistencia a compresión, $f'_c = 350 \text{ kg/cm}^2$.

2.1.2 Especificaciones del acero de refuerzo.

Como refuerzo ordinario para concreto pueden usarse barras de acero. Las barras serán corrugadas, y deben cumplir con las Normas NMX-C-407-ONNCCE o NMX-B-457 CANACERO; se tomarán en cuenta las restricciones al uso de algunos de estos aceros. Se permite el uso de barra lisa de 6.4 mm de diámetro (número 2) para estribos donde así se indique, conectores de elementos compuestos y como refuerzo para fuerza cortante por fricción (inciso 5.3.3). El módulo de elasticidad del acero de refuerzo ordinario se supondrá igual a $E_s = 2 \times 10^5$ MPa (2×10^6 kg/cm²) y esfuerzo de fluencia, $F_y = 4,200$ kg/cm².

2.1.3 Especificaciones del acero estructural.

En la figura 2.2 se muestra la curva esfuerzo-deformación unitaria del acero y se compone por tres zonas: elástica, plástica y de endurecimiento por deformación. El primer tramo representa el comportamiento elástico con pendiente constante, definida por el módulo de elasticidad o de Hooke, E_s , y termina cuando el esfuerzo alcanza el valor de fluencia, σ_y , el cual ocurre ante la fractura prevista por el comportamiento elástico, seguido por una zona importante de deformación bajo esfuerzo σ_y constante (zona de respuesta plástica), de longitud comprendida entre 5 y 15 ϵ_y , con promedio de 10 ϵ_y , según el tipo de acero, hasta llegar a la deformación ϵ_{ed} , donde se inicia el endurecimiento por deformación. El cociente de la contracción transversal unitaria entre el alargamiento longitudinal unitario en tensión es el módulo de Poisson, μ . (Bruneau et al. 2022).

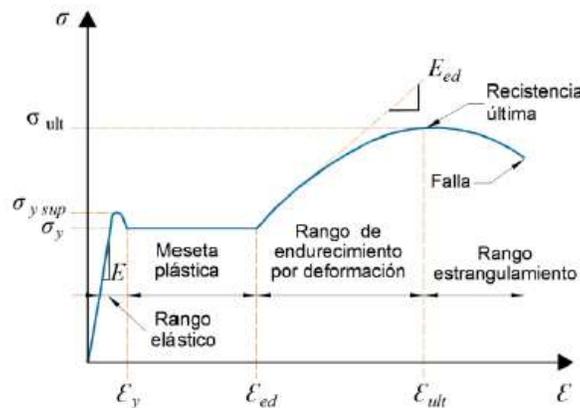


Figura 2.2 Curva esfuerzo-deformación del acero estructural, (Bruneau et al., 2022).

El acero estructural empleado para la resistencia ante fuerzas sísmicas debe cumplir las especificaciones y grados, así como satisfacer los requisitos de la Sección A3.1 del AISC 341-2016: *Seismic Provisions for Structural Steel Buildings*, para este caso se utiliza su equivalencia que son las normas mexicanas NTC-DCEA-2023.

Para este estudio experimental se pretende evaluar el comportamiento en el rango inelástico y su respuesta ante fuerzas sísmicas de los especímenes, el acero estructural empleado para su fabricación debe 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 , para el acero estructural a utilizar y que se deberán emplear en el diseño de los prototipos.

Tabla 2.12. Esfuerzos F_y y F_u de aceros estructurales, (adaptada de la tabla 1.4.2.1, NTC-DCEA-2023).

Norma			Propiedades Mecánicas			
			F_y ⁽³⁾		F_u ⁽⁴⁾	
Acero al Carbono						
NMX (1)	ASTM (2)	Grado (Gr)	MPa	kg/cm ²	MPa	kg/cm ²
B-284	A572	50	345	3,518	450	4,589
	A992		345	3,518	450	4,589

Notas:

⁽¹⁾ Norma Mexicana

⁽²⁾ American Society for Testing and Materials (ASTM)

⁽³⁾ Valor mínimo garantizado del esfuerzo de fluencia.

⁽⁴⁾ Valor mínimo garantizado del esfuerzo de último.

En la Tabla 2.1 se hace mención de la norma mexicana B-284 (ASTM A572/A572M) la cual 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.

En la investigación que se presenta se fabricaron prototipos con perfiles de acero laminados de fabricación nacional de acero ASTM A992 que de acuerdo a la tabla 2.1 tiene las siguientes propiedades mecánicas, $F_y = 3,518 \text{ kg/cm}^2$ y $F_u = 4,589 \text{ kg/cm}^2$. En el apéndice A se muestran los certificados de calidad de los perfiles de acero estructural utilizados para la fabricación de los especímenes, así como un análisis metalográfico del acero que estudia las características de metales o aleaciones, las cuales están relacionadas con las propiedades químicas y mecánicas como es el tamaño del grano, inclusiones, fases y otros constituyentes se realizó al concluir las pruebas experimentales.

Conforme a lo especificado por el AISC-341 (2016) la fuerza requerida de un elemento una conexión de un miembro se determinará a partir del límite elástico esperado, $F_{ye} = R_y F_y$, del elemento, donde F_y es la magnitud del esfuerzo de fluencia mínimo del acero que utilizado en el elemento y R_y es la relación del esfuerzo de fluencia esperado al esfuerzo de fluencia mínimo especificado, F_y .

En las NTC-DCEA-2023 en su sección 16.1.1 se reporta la tabla en la cual se proporcionan las magnitudes de R_y y R_u , para distintos tipos de aceros estructurales, recomendados para determinar el esfuerzo de fluencia esperado ($F_{ye} = R_y F_y$) y el esfuerzo último esperado ($F_{ue} = R_u F_u$), realizando una comparación con la tabla A3.1 del AISC-341 (2016) se observa que las magnitudes mostradas en los dos códigos son los mismos. 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. Las 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 2.13. Magnitudes de R_y y R_u del acero estructural utilizado en los prototipos, (adaptada de la tabla 16.1.1, NTC-DCEA-2023).

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

2.2 Criterios para el diseño de estructuras dúctiles.

En la actualidad la mayoría de los reglamentos o códigos permiten que las estructuras se diseñen de manera que ingresen en el intervalo inelástico durante sismos de gran intensidad, lo que resulta en la formación de un mecanismo de disipación de energía y a su vez permitiendo que haya una reducción significativa de su resistencia.

Esta sección se aplica, a estructuras que se diseñaron de manera que disipan parte de la energía que reciben ante la acción de demandas sísmicas por deformaciones inelásticas locales, en zonas escogidas. Se proporcionan criterios recomendados en las NTC-DCEA-2023 sobre los principios básicos del diseño, incluyendo la selección de un tipo de conexión apropiado, estimación de la ubicación de la zona de comportamiento inelástico (formación de articulación plástica), determinación del momento plástico probable en la articulación, determinación del cortante en la articulación plástica y de las demandas de resistencia de diseño en las secciones críticas de la unión. Cabe resaltar que las recomendaciones anteriores en están basadas en los criterios de diseño expuestos en el AISC-341 (2016) y el FEMA-350 (2000a). Estos principios básicos se aplican al cálculo para todos los tipos de conexiones precalificadas.

2.2.1 Comportamiento de marcos y conexiones dúctiles.

De acuerdo al FEMA-350 (2000a) en su sección 3.2.1 los marcos deben ser proporcionados y detallados para que el ángulo de distorsión se pueda generar a través de la combinación de la deformación elástica y el desarrollo de articulaciones plásticas en las ubicaciones predeterminadas dentro del marco. La figura 2.3 muestra un marco cuyas distorsiones inelásticas se generan por la combinación del desarrollo de la articulación plástica en las vigas y el desplazamiento de las columnas.

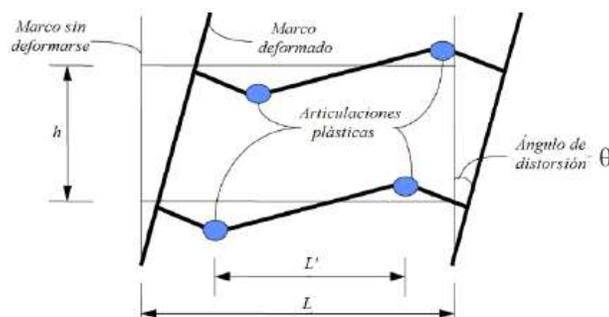


Figura 2.3 Comportamiento inelástico de marcos con articulaciones plásticas en las vigas, (FEMA-350, 2000a).

El comportamiento anteriormente mencionado se obtiene rigidizando y reforzando localmente las conexiones dejándolas totalmente restringidas, de modo que la relación entre la demanda de flexión y la sección plástica es máxima en estas ubicaciones. Esta condición también se obtiene reduciendo la sección de la viga en las ubicaciones deseadas para la formación de la articulación plástica para obtener una condición de máxima demanda de flexión a la capacidad de la sección plástica en estas secciones.

A través del desarrollo de deformaciones inelásticas por flexión o cortante ocurre la deformación no lineal de las estructuras. Para grandes deformaciones inelásticas, se desarrolla la formación de articulaciones plásticas a través de la fluencia en las fibras de tensión y pandeo en las fibras a compresión. Si un número suficiente de articulaciones plásticas se desarrollan en una estructura, se deforma lateralmente de manera plástica. Este comportamiento proporciona una importante disipación de energía y daño a los elementos altamente sometidos a tensión.

La formación de articulaciones plásticas en columnas, a diferencia de las vigas, es indeseable, ya que esto resulta en el comportamiento menos deseado en la estructura. 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 (nodo) viga-columna deben configurarse para forzar la acción inelástica, es decir la formación de articulaciones plásticas lejos de la cara de la columna, para el caso de estructuras de acero debe ser lejos del patín de la columna donde el desempeño no depende del material, la mano de obra o de la soldadura.

Las articulaciones plásticas en las vigas de acero tienen una longitud típicamente en el orden de la mitad o un peralte de la viga. En las NTC-DCEA-2023 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. Un ejemplo se muestra en el capítulo 1 específicamente en la investigación de *Weng et al. (2008)*, en donde la formación de la articulación plástica en los especímenes se desarrolla a 15 cm de la columna de concreto lo que representa un medio del peralte de la viga de acero, el cual es de 30 cm.

Sin embargo, la formación de una articulación plástica en la viga no es completamente beneficioso para la estructura. Las vigas que han experimentado una articulación plástica muestran grandes pandeos y deformaciones.

2.2.2 Determinación de la ubicación de las articulaciones plásticas.

El mecanismo de colapso que se pretende desarrollen las estructuras dúctiles es mediante la formación de articulaciones plásticas en las vigas de los marcos, pero no en las columnas. En la figura 2.4 se muestra el equilibrio de la viga y la ubicación esperada para la formación de la articulación plástica, a una distancia S_h . La carga puntual P y la carga distribuida w representan los efectos de carga viva y carga muerta que se adicionan a los efectos del mecanismo, mientras que M_{pr} es el momento máximo esperado que se genera por la formación de la articulación plástica en ambos extremos.

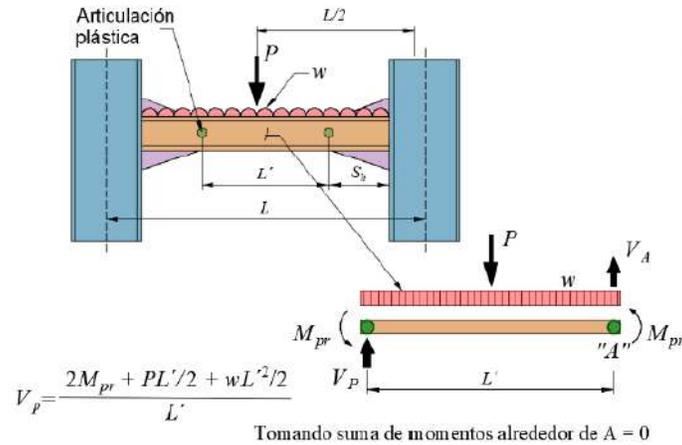


Figura 2.4 Ubicación de la formación de articulaciones plásticas y el equilibrio de la viga, (NTC-DCEA-2023).

La Norma Técnica Complementaria para el Diseño y Construcción de Estructuras de Acero (NTC-DCEA-2023) considerará un miembro en flexión cuando trabaja predominantemente a esta sollicitación y la fuerza axial actuante no excede de $0.1 P_y$, donde $P_y = A F_y$. En caso que no se cumpla este requisito, debe considerarse que el elemento trabaja en flexocompresión. El incremento de carga axial reduce la capacidad a flexión, por lo que el momento resistente debe reducirse en función de la carga axial aplicada.

2.2.3 Requisitos geométricos para articulaciones plásticas.

El FEMA-350 (2000a) y la NTC-DCEA-2023 recomiendan algunos requisitos 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.

En la figura 2.5 se muestra la localización de la zona de formación de la articulación plástica en miembros que trabajan predominantemente en flexión. En ensayos experimentales se ha demostrado que la zona de la formación de la articulación plástica es aproximadamente un peralte.

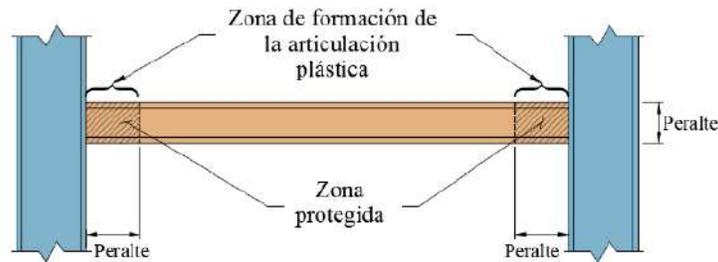


Figura 2.5 Ubicación de articulación plástica en miembros que trabajan en flexión, (NTC-DCEA-2023).

2.2.4 Requisitos para fuerza cortante.

Los elementos que trabajan principalmente en flexión se dimensionan de manera que no ocurran fallas por cortante antes de que se formen las articulaciones plásticas asociadas con el mecanismo de colapso. Para ello la fuerza cortante de diseño se obtiene del equilibrio del miembro entre las secciones en que se forman las articulaciones plásticas, en las que se supone que actúan momentos del mismo sentido y de magnitudes iguales a sus momentos plásticos resistentes (figura 2.4).

2.2.5 Valor máximo probable del momento en la articulación plástica.

Conforme a lo establecido en el FEMA-350 (2000a) y la NTC-DCEA-2023 para conexiones completamente restringidas diseñadas para desarrollar articulaciones plásticas en la viga o trabe, el momento plástico probable en la ubicación de la articulación plástica debe determinarse como:

$$M_{pr} = C_{pr} R_y F_y Z \quad (\text{Ec. 16.1.1})$$

Donde:

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

R_y es el cociente del esfuerzo de fluencia esperado entre el mínimo especificado, F_y se toma de la Tabla 2.1.

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

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

$$C_{pr} = \frac{F_y + F_u}{2F_y} \leq 1.2 \quad (\text{Ec. 16.1.2})$$

F_u es el esfuerzo mínimo especificado de ruptura en tensión.

2.2.6 Configuraciones de la conexión.

En marcos diseñados con ductilidad alta ($Q = 4$) y ductilidad media ($Q = 3$) se pueden emplear configuraciones viga/columna de acuerdo con las conexiones precalificadas que se discuten de 11.9.3.1 a 11.9.3.4 (ANSI/AISC A358).

Alternativamente, se podrá considerar otro tipo de conexión a las indicadas si se comprueba su comportamiento en resistencia, rigidez y capacidad de deformación mediante pruebas experimentales de acuerdo con protocolos de carga y procedimientos preestablecidos (por ejemplo, ANSI/AISC A358 vigente; Tapia *et al.* 2020). Deberán seguir criterios de diseño basado en capacidad y se debe garantizar una falla predominante en flexión. El cortante de diseño será el asociado a la generación de la articulación plástica en ambos extremos de la viga más la componente de la carga gravitacional.

2.2.6.1 Conexión con patines y alma soldada.

En la conexión con patines y alma soldada, la rotación inelástica se desarrolla principalmente al deformarse la viga en la región adyacente a la cara de la columna. La falla de la conexión se controla mediante requisitos de detallado, asociados a las soldaduras que unen los patines de la viga con el patín de la columna, las soldaduras que unen el alma de la viga con el patín de la columna y, la forma y acabado de los agujeros de acceso para la soldadura. En la figura 2.6 se muestra una vista general de la conexión. Las conexiones con patines y alma soldada están precalificadas para su uso en sistemas formados por marcos rígidos de ductilidad media ($Q = 3$) dentro de las limitaciones de estas disposiciones (AISC, 358, 2016; Tapia *et al.* 2020).

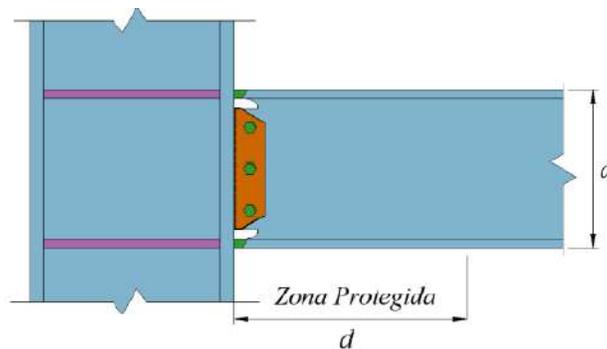


Figura 2.6 Configuración de la conexión con patines y alma soldada, (NTC-DCEA-2023).

Las vigas deberán satisfacer las siguientes limitaciones:

- a) Las vigas deben ser miembros laminados o armados con sección transversal I que cumplan con los requisitos de la sección 2.2.
- b) El peralte máximo de la viga para perfiles laminados y armados se limitará a 914 mm.
- c) El peso máximo de la viga se limitará a 224 kg/m.
- d) El espesor máximo de los patines de la viga se limitará a 25 mm.
 - 1) La relación claro/peralte se limitará a 5 o mayor.
- e) La relación ancho/espesor de los patines y el alma de la viga deben cumplir con los requerimientos del Capítulo 16.
- f) Los soportes laterales en vigas se proporcionarán de la siguiente manera:

- 1) Para satisfacer los requisitos sobre soporte lateral en vigas en articulaciones plásticas, se deben proporcionar soportes laterales suplementarios en los patines de la viga superior e inferior, y deben ubicarse a una distancia de d a $1.5d$ desde la cara de la columna (donde d es el peralte de la viga). No se colocará ningún soporte lateral a la viga en la región que se extiende desde la cara de la columna hasta una distancia d medidos a partir de la cara de la columna.
 - 2) Para sistemas de ductilidad media, donde la viga soporta una losa de concreto que está conectada en las zonas protegidas con conectores de cortante colocados a una distancia máxima de 300 mm entre centros, el soporte suplementario en el patín superior e inferior en la articulación plástica no es requerido.
- g) La zona protegida consistirá de la porción de viga entre el patín de la columna y una distancia igual a un peralte de la viga, d , medido desde el paño de la columna.

Las columnas deberán satisfacer las siguientes limitaciones:

- a) Las columnas deberán ser de cualquiera de las formas laminadas o secciones armadas permitidas en la Sección 3.3.
- b) La viga deberá ser conectada al patín de la columna.
- c) El peralte máximo de la columna para perfiles laminados se limitará a 914 mm. El peralte de las secciones armadas no debe exceder el peralte permitido para los perfiles laminados. Las columnas cruciformes no deben tener un ancho o peralte mayor que el peralte permitido para los perfiles laminados. Las columnas cajón armadas no deben tener un ancho o peralte superior a 610 mm. Las columnas cajón no deben tener un ancho o peralte que exceda los 610 mm si participan en marcos rígidos ortogonales.
- d) No hay límite en el peso por metro lineal de las columnas.
- e) No hay requisitos adicionales para el espesor de los patines.
- f) Las relaciones de ancho/espesor para los patines y el alma de las columnas deben cumplir con los requisitos del capítulo 16.
- g) Los soportes laterales en columnas deberán cumplir los requerimientos del capítulo 16.

La unión de los patines de la viga a los patines de la columna deberá satisfacer los siguientes requisitos:

- a) Los patines de las vigas se deberán unir hacia los patines de las columnas mediante soldaduras de penetración completa y deberán cumplir los requisitos para soldaduras de demanda crítica indicados en el inciso 11.9.2.2.b
- b) Las características de los huecos de acceso deberán cumplir los requisitos del inciso 11.1.10.
- c) Se deberá proveer de una placa de conexión de cortante con un espesor mínimo e igual al espesor del alma de la viga. Las dimensiones de la placa deberán cumplir las relaciones

indicadas en la figura 2.7. La placa deberá conectarse a la columna mediante soldadura de filete con un espesor mínimo igual al espesor de la placa menos 2mm.

La resistencia de diseño de la soldadura entre la placa y la columna deberá ser al menos igual a $h_p t_p (0.6 R_y F_{yp})$ donde h_p y t_p son el peralte y espesor de la placa de conexión, respectivamente.

- d) Se permite el uso de tornillos de montaje posicionados en agujeros estándar.
- e) Se deberá soldar el alma de la viga con el patín de la columna mediante soldadura de penetración completa. Esta unión deberá cumplir con los requisitos de soldaduras de demanda crítica indicada en el inciso 11.9.2.2.b.
- f) Se deberá de proveer de placas de continuidad de acuerdo con el inciso 11.8.8.6.

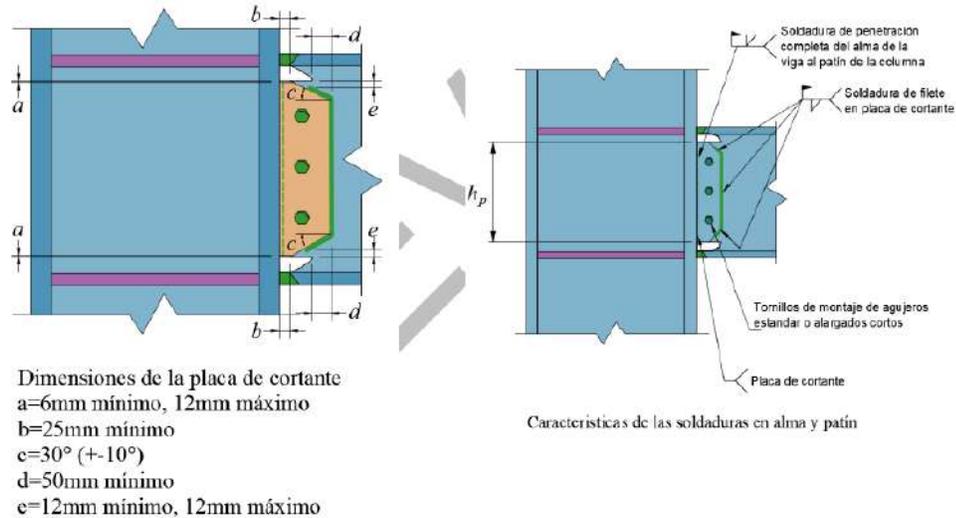


Figura 2.7 Detalles de conexión de patines y alma soldada: a) detalles de la placa de conexión, b) detalles de soldadura, (NTC-DCEA-2023).

2.2.7 Requisitos geométricos para miembros en flexocompresión.

Si la sección transversal es rectangular hueca, la relación de la mayor a la menor de sus dimensiones exteriores no debe exceder de 2.0 y la dimensión menor será mayor o igual que 200 mm.

Si la sección transversal es H , el ancho de los patines no será mayor que el peralte total, la relación peralte–ancho del patín no excederá de 1.5 y el ancho de los patines será de 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.

2.2.7.1 Requisitos para fuerza cortante para miembros en flexocompresión.

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

Donde:

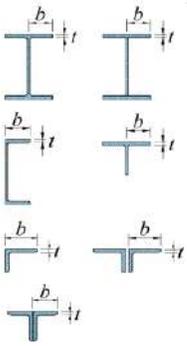
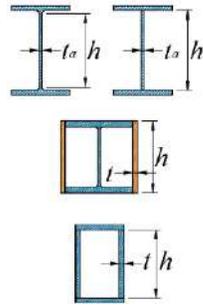
F_{yc} es el esfuerzo de fluencia del acero de la columna.

f_a es el esfuerzo normal en la columna producido por la fuerza axial de diseño.

2.2.8 Relaciones ancho/grueso.

Aunque las relaciones ancho/grueso para miembros de ductilidad media de la tabla 16.1.2 (NTC-DCEA-2023) son suficientes para prevenir el pandeo local antes de la fluencia. Cuando los elementos incurrieren de manera significativa en el intervalo inelástico se requiere que estén limitados a secciones transversales resistentes al pandeo local, como en esta investigación se pretende evaluar la respuesta inelástica para marcos de alta ductilidad se requiere una capacidad de deformación inelástica estable. Existen resultados de ensayos que sugieren que los límites de ancho/grueso no son adecuados para las rotaciones inelásticas requeridas en marcos dúctiles de acero (AISC 341, 2016). Por esta razón, los miembros diseñados para ductilidad alta deben satisfacer relaciones ancho/grueso más estrictas. 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 2.14. Valores mínimos de las relaciones ancho/grueso para elementos de ductilidad media y alta de miembros en compresión, (adaptada de la tabla 16.1.2, NTC-DCEA-2023).

Descripción del elemento	Relación ancho/grueso	Valores máximos de la relación ancho/grueso		Ejemplos
		λ_{da} Miembros de ductilidad alta	λ_{dm} Miembros de ductilidad media	
Patines de secciones laminadas IR o armadas IS, canales CE y tés TR; alas de ángulos sencillos o de miembros de ángulos dobles con separadores; alas exteriores de pares de ángulos conectados continuamente.	b/t	$0.32 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$	$0.40 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$	
Cuando se usa en vigas, columna y eslabón como almas en flexión o Flexocompresión:	h/t_a	Para $\frac{P_u}{F_R P_y} \leq 0.114$	Para $\frac{P_u}{F_R P_y} \leq 0.114$	
1) Almas de sección IR roladas o laminadas o Canales CE ⁽¹⁾	h/t	$2.57 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}} \left(1 - \frac{1.04 P_u}{F_R R_y P_y}\right)$	$3.96 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}} \left(1 - \frac{2.75 P_u}{F_R R_y P_y}\right)$	
2) Placas laterales de sección IR en cajón	h/t	Para $\frac{P_u}{F_R P_y} > 0.114$	Para $\frac{P_u}{F_R P_y} > 0.114$	
3) Almas de sección cajón armadas	h/t	$0.81 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}} \left(2.68 - \frac{P_u}{F_R R_y P_y}\right)$	$1.29 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}} \left(2.12 - \frac{P_u}{F_R R_y P_y}\right)$	
		$\geq 1.57 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$	$\geq 1.57 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$	

Notas:

⁽¹⁾ En vigas de sección IR, en sistemas de marcos rígidos de ductilidad alta, para los cuales $P_u/(F_R R_y P_y)$ es menor o igual que 0.114, el valor máximo de la relación h/t_a no debe exceder de $2.57 \sqrt{E/R_y F_y}$; en sistemas de marcos rígidos de ductilidad media, donde es $P_u/(F_R R_y P_y)$ menor o igual que 0.114, el valor máximo de la relación h/t_a no debe exceder de $3.96 \sqrt{E/R_y F_y}$.

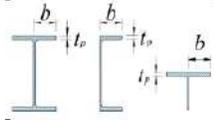
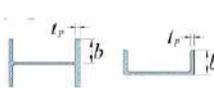
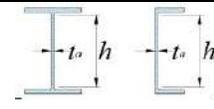
2.3 Criterios y especificaciones de diseño de elementos estructurales.

En esta sección se discute las disposiciones y criterios generales para el diseño de estructuras de acero de acuerdo a los procedimientos para dimensionar los elementos que componen a las estructuras con el fin de que resistan las combinaciones de acciones que actúen sobre ellos conforme a lo establecido en las NTC-DCEA-2023 y que sean aplicables al diseño y fabricación de los especímenes.

2.3.1 Clasificación de las secciones.

Las secciones que conformen a la estructura de acero se clasifican en cuatro tipos en función de las relaciones ancho/grueso máximas de sus elementos planos 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 para elementos comprimidos que forman parte de miembros en flexión o flexocompresión, (adaptada de la Tabla 2.2.1.2.6.b, NTC-DCEA-2023).

Descripción del elemento	λ	λ_{pl} Sección tipo1	λ_p Sección tipo2	λ_r Sección tipo 3	Ejemplos
Patines de perfiles laminados IR, HR, CE y TR	b/t_p	$0.30 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$0.38 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$1.00 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
Patines de perfiles IR, HR y CE con flexión en eje de menor inercia	b/t_p		$0.38 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$1.00 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
Almas de perfiles laminados IR, HR y CE	h/t_a	$2.45 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$3.76 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$5.70 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	

- Las secciones tipo 1 se diseñan para alcanzar el momento plástico en vigas y el momento plástico reducido por compresión en secciones a flexocompresión y conservarlo durante las rotaciones inelásticas, y para diseño sísmico con factores Q de 3 o 4.
- Las secciones tipo 2 (secciones compactas) se utilizan para diseño plástico como las secciones tipo 1, pero tienen una capacidad de rotación inelástica limitada y para diseño sísmico con factores Q no mayores de 2.
- Las secciones tipo 3 (secciones no compactas) alcanzan el momento a la iniciación del flujo plástico en vigas o el momento reducido por compresión, pero no tienen capacidad de rotación inelástica.
- Las secciones tipo 4 (secciones esbeltas) tienen como estado límite de resistencia el pandeo local de alguno de los elementos planos que las componen.

En la figura 2.8 se muestran, las relaciones carga-deflexión para vigas con secciones de los cuatro tipos.

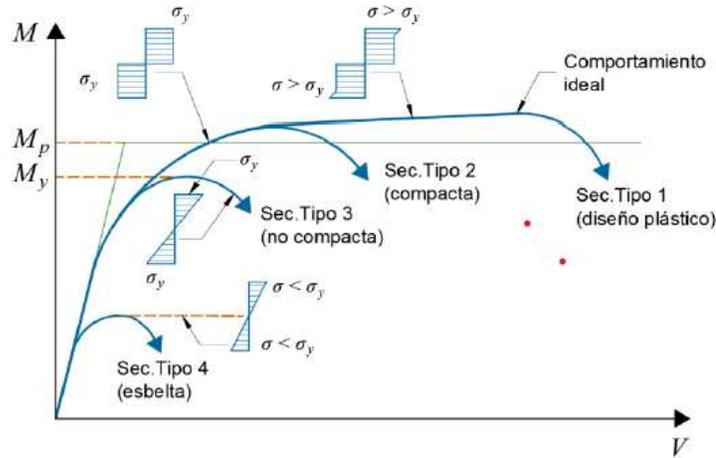


Figura 2.8 Relaciones momento-deflexión de vigas, (NTC-DCEA-2023).

Para el diseño de los prototipos se necesita que las secciones de los miembros sean del tipo 1 o 2 (secciones compactas). Debido a que, las secciones tipo 1 permiten la redistribución de momentos en la estructura para que alcance la resistencia prevista por la teoría plástica y pueda utilizarse en diseño sísmico con factores Q de 3 o 4. Mientras que, las secciones tipo 2 alcanzan el momento plástico y lo superan ligeramente, pero su capacidad de deformación inelástica es limitada. Ambas secciones son recomendadas para zonas con alta sismicidad y proveen la presencia de fallas del tipo frágil.

2.3.2 Determinación de las acciones de diseño.

Como una alternativa a un análisis riguroso, se proporciona aquí un procedimiento para incluir los efectos de segundo orden amplificando las acciones de diseño obtenidas con uno de primer orden, (NTC-DCEA-2023).

2.3.2.1 Momentos de diseño en los extremos de las columnas.

$$M_{uo} = M_{ti} + B_2 M_{tp} \quad (\text{Ec. 3.7.2.2})$$

2.3.2.2 Momentos de diseño en la zona central de la columna.

$$M_{uo}^* = B_1 (M_{ti} + B_2 M_{tp}) \quad (\text{Ec. 3.7.2.3})$$

Los momentos en los extremos de las columnas están determinados por los momentos M_{ti} por las cargas verticales más los M_{tp} producidos por las cargas horizontales de viento o sismo, multiplicados por B_2 , que considera los efectos $P\Delta$. El término B_1 considera los efectos $P\delta$.

Con la ecuación 3.7.2.2 se obtienen los momentos en los extremos, que incluyen el efecto $P\Delta$, y con la ecuación 3.7.2.3 se determinan los momentos en la zona central de la columna, amplificados por efecto $P\delta$ cuando éste es significativo.

2.3.2.3 Factores de amplificación de los momentos, B_1 y B_2 .

$$B_1 = \frac{C_m}{1 - P_u / F_R P_{e1}} \quad (\text{Ec. 3.7.2.8.a})$$

$$B_2 = \frac{1}{1 - \frac{1.2Q \sum P_u}{\sum P_{e2}}} \quad (\text{Ec. 3.7.2.8.c})$$

Donde:

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

Q es el factor de comportamiento sísmico.

F_R es el factor de resistencia igual a 0.9.

L es la altura del entrepiso.

P_u es la fuerza axial de diseño en la columna en consideración.

P_{e1} es la carga crítica de pandeo elástico de la columna compuesta, se define posteriormente:

$\sum P_{e2}$ es la carga crítica de pandeo elástico con desplazamiento lateral del entrepiso del que forma parte la columna, se determina 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 es el radio de giro correspondiente.

K es el factor de longitud efectiva en el plano de la flexión.

A área de la sección transversal de la columna.

C_m es el coeficiente que depende de la ley de variación del momento flexionante, y se determina de acuerdo a la sección 3.7.3 (NTC-DCEA-2023). Sin embargo, pueden usarse los valores siguientes: si los extremos del miembro están restringidos angularmente $C_m = 0.85$, o si no lo están $C_m = 1.0$.

2.3.3 Miembros Compuestos.

Esta sección aplica al diseño de miembros estructurales formados por perfiles de acero que trabajan en conjunto con elementos de concreto, se tratan columnas compuestas, formadas por perfiles de acero laminados embebidos en concreto reforzado. Se permite usar secciones formadas por placas soldadas ahogadas en o rellenas de concreto.

Los elementos que resultan de esta combinación son capaces de soportar cargas significativamente mayores que las columnas de las mismas dimensiones y que de las columnas de acero.

En la figura 2.9 se muestran distintos tipos de configuraciones de columnas compuestas, (i) perfil de acero embebido en concreto reforzado, (ii) tubular circular relleno (iii) tubular rectangular relleno, (iv) sección cajón rellena.

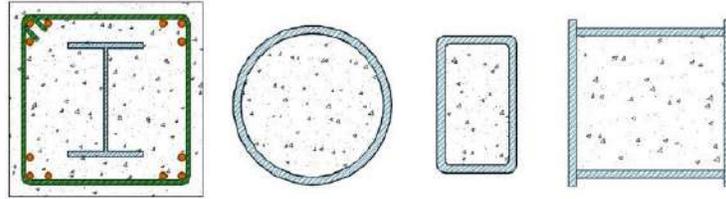


Figura 2.9 Columnas compuestas, (NTC-DCEA-2023).

2.3.3.1 Limitaciones para columnas compuestas.

- a) El área de la sección transversal del perfil de acero embebido en concreto o del tubular relleno de ese material debe tener al menos el 1 por ciento del área total de la sección transversal compuesta.
- b) El área de refuerzo transversal deberá ser mayor que:

$$A_{sh} \geq 0.09 h_{cc} s \left(1 - \frac{F_y A_a}{P_R} \right) \left(\frac{f'_c}{F_{yr}} \right) \quad (\text{Ec. 16.5.10})$$

Donde:

f'_c y h_{cc} es la resistencia en compresión y peralte de la sección transversal del concreto confinado por el refuerzo transversal.

s y F_{yr} es la separación y esfuerzo de fluencia del refuerzo transversal.

A_a y F_y es el área y esfuerzo de fluencia del acero estructural.

P_R es la resistencia en compresión de la columna compuesta, que se determina con la ecuación 9.2.1.

- c) El refuerzo transversal consistirá en estribos cerrados, refuerzo en espiral o zunchos, que cumplan los requisitos de confinamiento altamente dúctil indicados de las NTC-DCEC-2023.
- d) La separación, s , del refuerzo transversal en los extremos no será mayor que:
 - i) $b_c / 4$, donde b_c es la dimensión menor de la sección transversal;
 - ii) $6d_r$, donde d_r es el diámetro mayor de las varillas de refuerzo longitudinal;
 - iii) $12d_{rt}$, donde d_{rt} es el diámetro del refuerzo transversal;
 - iv) 30 cm.
- e) La separación indicada anteriormente se conserva en el nudo viga-columna y se extiende hacia el centro de la columna en una longitud, medida desde el paño inferior de la viga, de:
 - i) un cuarto de la altura libre de la columna;
 - ii) una vez y media la dimensión mayor de la sección transversal;
 - iii) 75 cm.

- f) El refuerzo transversal en la zona del nudo de las columnas compuestas embebidas se puede reemplazar por placas y/o soleras soldadas a las vigas de acero. Si se usan placas de altura igual o mayor que el peralte de las vigas, estas placas pueden colocarse a paño de columnas siempre que el acero longitudinal también quede sujeto.
- g) Fuera de la longitud indicada arriba, la separación no será mayor que el doble de la requerida para los extremos, o bien, la necesaria por resistencia. En empalmes, cambios de sección, o en cambios abruptos de resistencia y/o rigidez, la separación será igual que la requerida para los extremos.
- h) Los empalmes, dobleces, longitudes de desarrollo, y otros detalles de armado en columnas compuestas embebidas cumplirán con los requisitos de elementos dúctiles de la NTC-DCEC-2023.
- i) Para el refuerzo lateral, se deben usar varillas del No. 3 (10 mm) con separación máxima de 30 cm entre centros, o varillas del No. 4 (13 mm) con separación máxima de 40 cm entre centros; el espaciamiento máximo de estribos no excederá 0.5 veces la dimensión mínima de la columna.
- j) La cuantía de acero de refuerzo longitudinal, ρ_{sr} , no debe ser menor que 0.004.

2.3.3.2 Resistencia en compresión.

La resistencia de diseño en compresión axial, R_c , de columnas compuestas de sección transversal con al menos dos ejes de simetría, correspondiente al estado límite de pandeo por flexión, se determina con la ecuación:

$$R_c = F_R \chi P_0 \quad (\text{Ec. 10.3.2.1.a})$$

Donde:

F_R es el factor de resistencia igual a 0.75.

χ es el factor de reducción de resistencia en compresión por pandeo por flexión, que vale:

$$\chi = \frac{1}{(1 + \lambda_c^{2n})^{1/n}} \quad (\text{Ec. 10.3.2.1.b})$$

Donde:

n es el coeficiente adimensional, igual a 1.4 para columnas compuestas embebidas.

λ_c es el parámetro de esbeltez, igual a:

$$\lambda_c = \sqrt{\frac{P_o}{P_e}} \quad (\text{Ec. 10.3.2.1.c})$$

Donde:

P_o es la resistencia nominal en compresión de la sección transversal compuesta, que se determina de acuerdo con los incisos 10.3.2.1 y 10.3.2.2 de las NTC-DCEA-2023.

La carga crítica de pandeo elástico, P_e , del miembro compuesto es:

$$P_e = \frac{\pi^2 EI_e}{(KL)^2} \quad (\text{Ec. 10.3.2.2})$$

Donde:

K es el factor de longitud efectiva.

L es la longitud no soportada del miembro, altura del entrepiso.

Para calcular la carga crítica de pandeo de las columnas compuestas, la rigidez efectiva en flexión, EI_e , se evalúa como:

$$EI_e = EI_a + EI_r + C_c \frac{E_c I_c}{1 + u} \quad (\text{Ec. 10.3.2.3})$$

Donde:

E es el módulo de elasticidad del perfil de acero estructural y del acero de refuerzo longitudinal

E_c es el módulo de elasticidad del concreto.

Los subíndices “a”, “r” y “c” corresponden a los componentes de acero estructural, acero de refuerzo longitudinal y concreto.

I_a , I_r , I_c son los momentos de inercia del perfil de acero, del acero de refuerzo longitudinal, y del concreto respecto a los ejes neutros elásticos de la sección compuesta.

u es la relación entre la carga axial de diseño producida por carga muerta y carga viva sostenida, y la carga axial de diseño total producida por carga muerta y carga viva; no debe ser mayor que 1.0.

El coeficiente de rigidez C_c para el concreto es para columnas compuestas embebidas:

$$C_c = 0.25 + 3\rho_a \leq 0.7 \quad (\text{Ec. 10.3.2.8})$$

La cuantía de acero respecto a la sección total es:

$$\rho_a = \frac{A_a + A_r}{A_t} \quad (\text{Ec. 10.3.2.10})$$

Donde:

A_a es el área del perfil de acero.

A_r es el área del acero de refuerzo longitudinal.

A_t es el área total de la sección transversal compuesta.

2.3.3.2.1 Resistencia en compresión de secciones formadas por perfiles de acero embebidos en concreto.

$$P_o = P_p = P_a + P_r + P_c \quad (\text{Ec. 10.3.2.1.1.a})$$

Donde:

P_a es la resistencia plástica del acero estructural.

P_r es la resistencia del acero del refuerzo longitudinal.

P_c es la plástica del concreto.

Se calculan con las expresiones:

$$P_a = F_y A_a \quad (\text{Ec. 10.3.2.1.1.b})$$

$$P_r = F_{yr} A_r \quad (\text{Ec. 10.3.2.1.1.c})$$

$$P_c = f_c'' A_c \quad (\text{Ec. 10.3.2.1.1.d})$$

Donde:

A_c es el área del concreto.

f_c'' es el esfuerzo del bloque equivalente en compresión del concreto.

2.3.3.3 Pandeo por torsión o flexotorsión.

En las NTC-DCEA-2023, el pandeo por torsión o flexotorsión no se presenta en columnas compuestas. Sin embargo, se deberá revisar la columna de acero por pandeo por torsión o flexotorsión durante la etapa de construcción.

2.3.3.4 Resistencia en tensión.

La resistencia de diseño en tensión axial de miembros compuestos embebidos se determina para el estado límite de fluencia, con un factor de resistencia F_R igual a 0.90.

$$R_t = F_R (P_a + P_r) = F_R (F_y A_a + F_{yr} A_r) \quad (\text{Ec. 10.3.3.1})$$

2.3.3.5 Resistencia en flexión.

La resistencia de diseño en flexión, M_R , de miembros compuestos embebidos se determina como el producto del factor de reducción de resistencia en flexión, $F_R = 0.90$, por el momento nominal, M_n , de la sección compuesta.

$$M_R = F_R M_n \quad (\text{Ec. 10.3.4.1})$$

La resistencia nominal en flexión, M_n , de miembros compuestos embebidos de cualquier tipo, es igual al momento plástico, M_p , de la sección compuesta, calculado con una distribución de esfuerzos plásticos, o por compatibilidad de las deformaciones unitarias, la posición del eje neutro para la que la resultante de fuerzas en la sección sea cero (flexión pura). Para columnas compuestas embebidas con flexión alrededor del eje de mayor inercia, el eje neutro puede estar en la sección de concreto o en el alma o patín del perfil de acero. Cuando se use una distribución de esfuerzos plásticos, se supondrá un esfuerzo máximo en el concreto en compresión de $0.7f'_c A_c$, y un esfuerzo máximo en el acero igual a F_y .

2.3.3.6 Resistencia en combinaciones de cargas.

En las NTC-DCEA-2023, para el diseño de columnas compuestas en flexocompresión biaxial, se puede emplear el método de la distribución plástica de esfuerzos o el método de compatibilidad de deformaciones, a través de alguno de los métodos siguientes.

Método de empleo de ecuaciones de interacción simplificadas para miembros compuestos, es aplicable a columnas compuestas con secciones de acero embebidas en concreto y con secciones huecas de acero compactas rellenas de concreto.

a) Cuando $P_u < R_{cc}$

$$\frac{M_{ux}}{M_{RX}} + \frac{M_{uy}}{M_{RY}} \leq 1.0 \quad (\text{Ec. 10.3.5.1.2.1.a})$$

b) Cuando $P_u \geq R_{cc}$

$$\frac{P_u - R_{cc}}{P_u - R_c} + \frac{M_{ux}}{M_{RX}} + \frac{M_{uy}}{M_{RY}} \leq 1.0 \quad (\text{Ec. 10.3.5.1.2.1.b})$$

Donde:

R_c es la resistencia en compresión de la columna compuesta, como se indica en 10.3.2.

M_{RX} y M_{RY} son las resistencias de diseño en flexión pura, que se determinan según 10.3.4.

R_{cc} es la resistencia en resistencia en compresión de la sección de concreto.

$$R_{cc} = F_R \chi P_c \quad (\text{Ec. 10.3.5.1.2.1.c})$$

2.3.3.7 Pandeo lateral torsional.

En las NTC-DCEA-2023, el pandeo lateral torsional no se requiere evaluar en miembros compuestos, ya que basado en investigaciones la rigidez torsional de columnas compuestas embebidas tiene valores típicamente altos. Los componentes de acero están continuamente arriostrados por el concreto de alta rigidez.

2.3.3.8 Flexotensión.

Para el diseño de columnas en flexo tensión, se utilizan las mismas ecuaciones de interacción para el diseño de columnas de acero de la sección 9.2 de las NTC-DCEA-2023, pero se sustituyen las resistencias de diseño de la columna de acero en tensión, R_t , y flexión, M_R , por las correspondientes de la columna compuesta, que se determinan con las ecuaciones 10.3.3.1 y 10.3.4.1, respectivamente.

a) Revisión de las secciones extremas:

Secciones tipo 1 y 2, deberán cumplir con el inciso 9.1.3.1 (a) para secciones H o I. De forma conservadora se sustituye por la ecuación 9.1.3.1.5

$$\frac{P_u}{F_R P_y} + \frac{0.85 M_{uox}}{F_R M_{px}} + \frac{0.60 M_{uoy}}{F_R M_{py}} \leq 1.0 \quad (\text{Ec. 9.1.3.1.5})$$

Además, debe de comprobarse la siguiente condición:

$$\frac{M_{uox}}{F_R M_{px}} + \frac{M_{uoy}}{F_R M_{py}} \leq 1.0 \quad (\text{Ec. 9.1.3.1.7})$$

b) Revisión del miembro completo:

$$\frac{P_u}{R_t} + \frac{M_{uox}}{M_{RX}} + \frac{M_{uoy}}{F_R M_{RY}} \leq 1.0 \quad (\text{Ec. 9.2.1.4})$$

Donde:

P_u	es la fuerza axial de diseño que actúa sobre el perfil.
M_{uox} y M_{uoy}	son los momentos de diseño que actúa sobre el perfil.
M_{RX} y M_{RY}	son las resistencias de diseño en flexión.
M_{px} y M_{py}	son los momentos plásticos nominales de la sección.
P_y	es la fuerza axial nominal.
$M_{px} = Z_x F_y$	es el momento plástico nominal de la sección, para flexión alrededor del eje X.
$M_{py} = Z_y F_x$	es el momento plástico nominal de la sección, para flexión alrededor del eje Y.

2.3.3.9 Resistencia en cortante.

La resistencia en cortante se determinará con una de las consideraciones siguientes:

a) Considerando exclusivamente el perfil de acero estructural, V_a , de acuerdo con el Capítulo 8 de las NTC-DCEA-2023.

$$V_R = F_R V_a \quad (\text{Ec. 10.3.6.1.1.a})$$

- b) Considerando la sección de concreto, V_c , y del refuerzo transversal, V_r , conforme a lo que estipulen las en las NTC-DCEC-2023.

$$V_R = F_R (V_c + V_r) \quad (\text{Ec. 10.3.6.1.1.b})$$

- c) Considerando la superposición de las resistencias en cortante del perfil de acero estructural, V_a , y la resistencia en cortante del acero de refuerzo transversal, V_r .

$$V_R = F_R V_a + F_R V_r \quad (\text{Ec. 10.3.6.1.1.c})$$

2.3.3.10 Transferencia de la fuerza en la superficie de contacto.

Las cargas axiales últimas aplicadas en columnas compuestas se distribuyen entre el acero y el concreto de acuerdo con los siguientes mecanismos de transferencia.

- a) Si la fuerza axial última externa, P_u , se aplica directamente a la sección de acero, la carga que se transmite a la superficie de contacto con el concreto es:

$$V_{Tu} = P_u \left(\frac{P_c}{P_o} \right) \quad (\text{Ec. 10.3.7.1.1.a})$$

- b) Si la fuerza axial última externa, P_u , se aplica directamente a la sección de concreto, la carga que se transmite a la interfaz con el acero es:

$$V_{Tu} = P_u \left(\frac{P_a}{P_o} \right) \quad (\text{Ec. 10.3.7.1.1.b})$$

- c) Si la fuerza axial última externa, P_u , se aplica simultáneamente en las secciones de acero y de concreto, se debe determinar por equilibrio de la sección la carga máxima que se transfiere en la superficie de contacto entre ambos materiales, considerando sus respectivas rigideces axiales. Conservadoramente, se puede suponer el caso más desfavorable, correspondiente a las ecuaciones 9.2.29 y 9.2.30.

Las condiciones anteriores se definen en la figura 2.10, en la cual se muestran los mecanismos de transferencia de la carga.

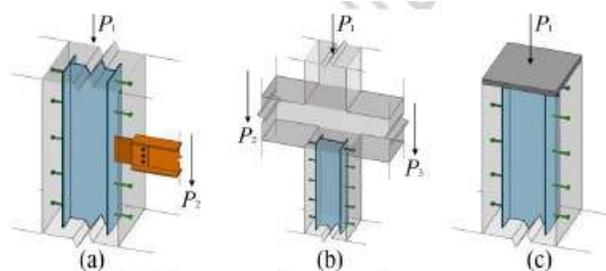


Figura 2.10 Mecanismos de transferencia de la carga, (NTC-DCEA-2023).

2.3.3.11 Uniones viga-columna.

De acuerdo al capítulo 16 de las NTC-DCEA-2023, en su sección 16.2.1.5 para marcos rígidos de ductilidad alta los cuales se caracterizan por tener una capacidad importante de deformación inelástica ocasionada por la fluencia en flexión de vigas y por la fluencia limitada de las zonas de panel en las columnas.

Debe cumplirse la relación siguiente:

$$\left(\frac{\sum M_{pc}^*}{\sum M_{pv}^*} \right) > 1.0 \quad (\text{Ec. 16.2.3})$$

Donde:

$\sum M_{pc}^*$ es la suma de los momentos en las dos columnas en un plano que concurren en la junta, determinada en la intersección de los ejes de vigas y columnas; se obtiene sumando las proyecciones, en el eje de las vigas, de las resistencias nominales en flexión de las dos columnas, reducidas por fuerza axial. Cuando los ejes de las vigas que llegan a la junta no coinciden, se utiliza la línea media entre ellos.

$$\sum M_{pc}^* = \sum Z_c \left(F_{yc} - \frac{P_{uc}}{A_c} \right) \quad (\text{Ec. 16.2.4})$$

Donde:

Z_c es el módulo de sección plástico de la columna.

F_{yc} es el esfuerzo de fluencia mínimo especificado del acero de la columna.

P_{uc} es la fuerza axial de compresión de diseño (positiva).

A_c es el área total de la sección transversal de la columna.

$\sum M_{pv}^*$ es la suma de los momentos en la viga, o vigas, que concurren en la junta, situadas en el mismo plano que las columnas, determinada en la intersección de los ejes de vigas y columnas; se obtiene sumando las proyecciones, en el eje de las columnas, de las resistencias nominales en flexión de las vigas en los puntos en los que se forman las articulaciones plásticas.

$$\sum M_{pv}^* = \sum (1.1R_y M_{pv} + M_v) \quad (\text{Ec. 16.2.5})$$

Donde:

M_v es el momento adicional, multiplicación del cortante en la articulación por la distancia la columna.

M_{pv} es el momento plástico de la viga.

2.4 Diseño de los prototipos.

Las conexiones que se pretenden evaluar y fabricar para ensayar y así verificar su respuesta inelástica se establecieron mediante una encuesta con algunos de los despachos de cálculo y fabricantes de estructuras de acero más reconocidos en el país, para conocer más detalles de la encuesta se consulte Santiago (2021). Se escogieron dentro de los distintos tipos de conexiones de la encuesta, las conexiones rígidas empleadas en la construcción de estructuras de acero en México. En el consenso, se establecieron dos configuraciones (figura 2.11): un espécimen con una conexión a momento conectando al eje mayor de la columna llamado prototipo 1 (figura 2.11a) y una conexión a momento al eje menor de la columna llamada prototipo 2 (figura 2.11b). En la Configuración, los fabricantes y diseñadores intentaron adaptar las recomendaciones de la conexión precalificada (conocida como WUF-W por sus siglas en inglés) “Conexión a momento soldada a patín y soldada al alma”, que se discute en el capítulo 8 del AISC 358-16.

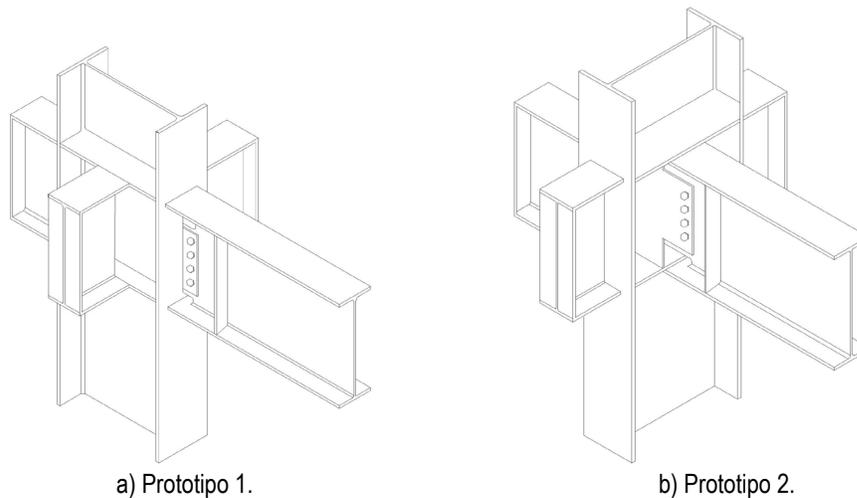


Figura 2.11 Configuraciones de los prototipos ensayados en esta investigación.

Conforme a las prácticas empleadas en estructuras de sección compuesta utilizadas en el país, se reforzó la conexión soldando porciones de viga en el extremo libre y en el alma en la parte frontal y posterior de la columna para el prototipo 1, formando un “muñón” (denominado así en la práctica mexicana). Mientras que para el prototipo 2 se soldaron los muñones en los extremos libres y en la parte posterior del alma de la columna; a su vez, éstos se unen a la columna mediante soldadura de penetración completa. En el extremo libre del muñón se soldaron cartabones en ambos lados del alma.

Las conexiones a momento (WUF-W) del AISC 358-16 están precalificadas para su uso en marcos a momento dúctiles, en la conexión la rotación inelástica se desarrolla principalmente por la cedencia de la viga en la región adyacente a la cara de la columna. La ruptura de la conexión se controla a través de detalles especiales requisitos asociados con las soldaduras que unen los patines de la viga al patinó de la columna, en la figura 2.12 se muestra una vista general de la conexión.

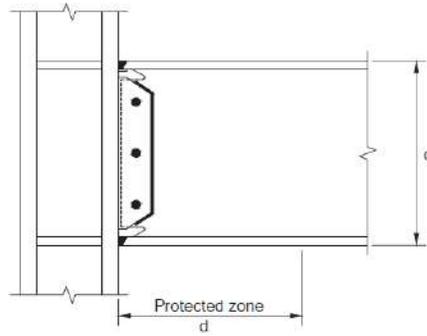


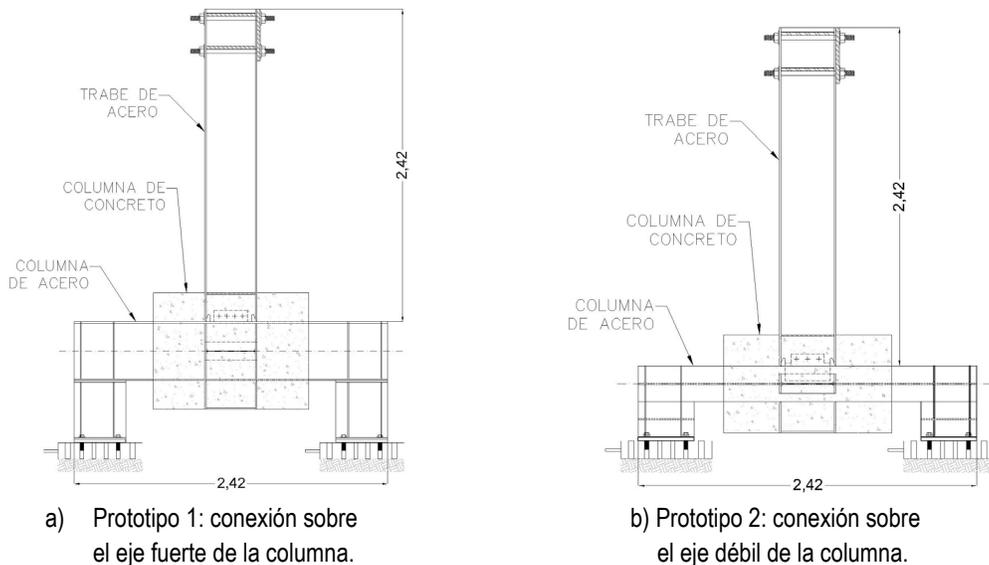
Figura 2.12 Conexión a momento WUF-W, (AISC 358-16).

Siguiendo el procedimiento de diseño por capacidad de las NTC-DCEA-2023 (Secc. 12.2.1), las columnas se diseñaron con la máxima capacidad que podía desarrollar la trabe considerando la formación de una articulación plástica.

2.4.1 Configuración de los prototipos.

Las dimensiones de los prototipos a fabricar consideraron varios aspectos como los criterios de ductilidad (sección 2.2), 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.

Se propone que la longitud de la columna sea de 2.42 m, mientras que para la viga se hizo variar la altura por cuestiones de la Configuración de la conexión ya que al conectarse al eje fuerte de la columna de acero la altura era más grande con respecto a la conexión con el eje débil, para mayor referencia se muestra la figura 2.13, donde se observa de manera gráfica lo anterior.



a) Prototipo 1: conexión sobre el eje fuerte de la columna.

b) Prototipo 2: conexión sobre el eje débil de la columna.

Figura 2.13 Dimensiones de los prototipos.

Las dimensiones de las traveses tienen una longitud de 242.0 cm. En el diseño se atendieron estrictamente los requisitos para marcos rígidos de ductilidad alta, usando perfiles ASTM A992. En la tabla 2.5 se mencionan las propiedades con sus características, necesarios para el diseño de los prototipos. El acero empleado en las placas fue ASTM A572 Gr. 50 (NMX-B-284) y los pernos de cortante usados son acero ASTM A108. Las secciones transversales del diseño se muestran en la tabla 2.6.

Tabla 2.5. Propiedades del acero estructural a emplear en los prototipos.

Propiedad	Descripción	Comentarios
Esfuerzo de fluencia	$F_y = 3,518 \text{ kg/cm}^2$	Tabla 2.1
Esfuerzo último	$F_u = 4,589 \text{ kg/cm}^2$	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}	$R_u = 1.2$	Tabla 2.2
Módulo de Elasticidad	$E = 2,039,000 \text{ kg/cm}^2$	----

Tabla 2.6. Sección transversal de los prototipos.

Prototipo	Descripción	Trabe de acero	Columna de acero	Sección de columna de concreto
Prototipo 1	Conexión al eje mayor de la columna	IR 406x46.20 kg/m (W 16"x31 lb/pie)	IR 457x59.80 kg/m (W 18"x40 lb/pie)	60 x 90 cm
Prototipo 2	Conexión al eje menor de la columna	IR 406x46.20 kg/m (W 16"x31 lb/pie)	IR 356x110.40 kg/m (W 14"x74 lb/pie)	70 x 70 cm

La selección de los perfiles se realizó atendiendo las especificaciones ya mencionadas anteriormente (sección 2.2.1 y 2.2.2) y teóricamente se asegura que la formación de la articulación plástica ocurrirá antes de que la carga aplicada alcance las 20 toneladas, esto mediante la elección de un perfil que tenga un módulo de sección plástica menor al módulo de sección plástica requerido. Para el prototipo 1 se selecciona para la trabe un perfil IR 406 x 46.20 kg/m (W16"x 31 lb/pie). Para cumplir con 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).

Mientras que para el prototipo 2 se selecciona para la trabe un perfil IR 406 x 46.20 kg/m (W16"x 31 lb/pie) y para la columna se selecciona un perfil IR 356 x 110.4 kg/m (W14"x 74 lb/pie).

Para los perfiles seleccionados se realizó el diseño y revisión de acuerdo a la NTC-DCEA-2023. Para la columna de concreto se atiende lo establecido en los requisitos geométricos para estructuras de ductilidad alta, conforme a las NTC-DCEC-2023.

- a) La dimensión transversal mínima no será menor que 300 mm.
- b) La relación entre la menor dimensión transversal y la dimensión transversal perpendicular no debe ser menor que 0.4.
- c) El área A_g , no será menor que $P_u / 0.5f'_c$ para toda combinación de carga.

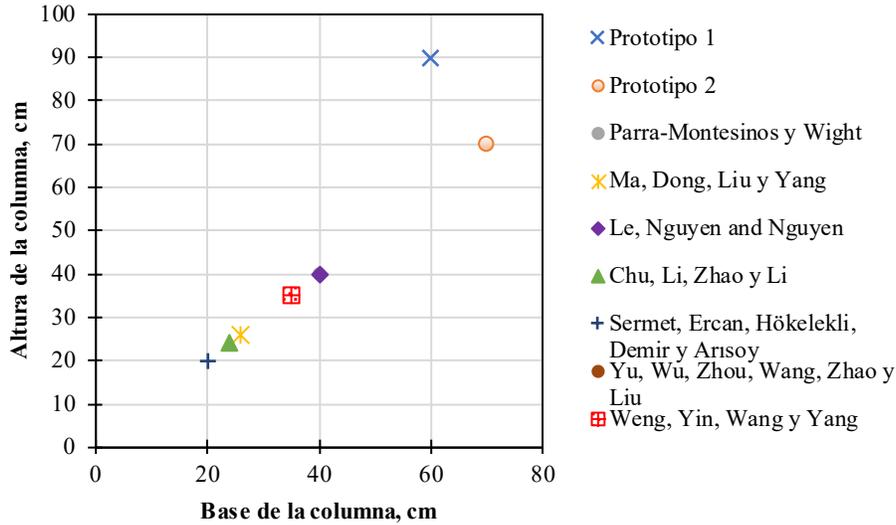


Figura 2.14 Comparación de las dimensiones de columnas.

En la figura 2.14 se muestra una comparación entre las dimensiones de la sección transversal de las columnas para los prototipos de esta investigación contra las reportadas en las investigaciones experimentales discutidas en el capítulo 1. Se observa que las secciones de las columnas de esta investigación son significativamente más grandes que en las de las otras investigaciones, manteniendo una tendencia a excepción del prototipo 1. Cabe resaltar que las secciones transversales ligeramente pequeñas reportaron daños graves durante la prueba, como la fractura del concreto o grietas de tamaño considerable lo cual resultaba en la pérdida de rigidez del espécimen de forma súbita.

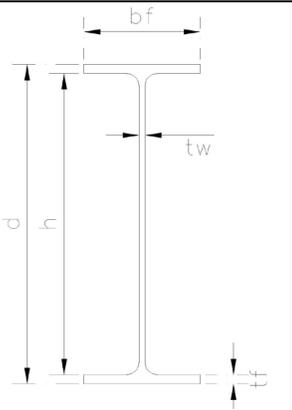
A continuación, se muestra de manera más detalla el procedimiento de revisión y diseño con sus correspondientes comentarios.

2.5 Diseño y revisión del prototipo 1 (Conexión al eje mayor de la columna).

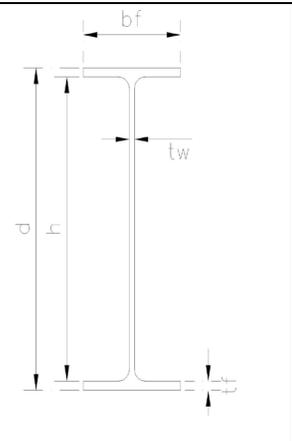
Para el prototipo 1 se pretende revisar las resistencias de la unión viga-columna respecto al eje fuerte de la sección (eje X), ya que los extremos de las columnas estarán ancladas a la losa de reacción (figura 2.11), por lo que, no se consideran las recciones y demandas respecto al eje débil de la sección (eje Y).

2.5.1.1 Propiedades geométricas de los perfiles de acero.

La trabe del prototipo 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-2022), las propiedades geométricas de la sección son:

$d_t =$	40.40	cm	
$h_t =$	36.0	cm	
$t_{wt} =$	0.70	cm	
$b_{ft} =$	14.10	cm	
$t_{ft} =$	1.12	cm	
$A_t =$	59.0	cm ²	
$r_{xt} =$	16.30	cm	
$r_{yt} =$	3.0	cm	
$I_{xt} =$	15,609.0	cm ⁴	
$Z_{xt} =$	885.0	cm ³	

Para la columna se propone un perfil IR 457 x 59.80 kg/m (W18"x 40 lb/pie). De acuerdo IMCA-2022, las propiedades geométricas de la sección son:

$d_c =$	45.50	cm	
$h_c =$	40.70	cm	
$t_{wc} =$	0.81	cm	
$b_{fc} =$	15.30	cm	
$t_{fc} =$	1.34	cm	
$A_c =$	76.20	cm ²	
$I_{xc} =$	25,474.0	cm ⁴	
$Z_{xc} =$	1,285.0	cm ³	
$r_{xc} =$	18.30	cm	
$J_c =$	34.0	cm ⁴	
$C_{wc} =$	386,692.0	cm ⁶	

2.5.1.2 Revisión de relaciones ancho/grueso.

Las secciones se clasifican en función de los patines y el alma de acuerdo con sus relaciones ancho/grueso para miembros de ductilidad media y alta, de acuerdo a la tabla 2.3.

Para la trabe:

Clasificación de los patines:

$$\frac{b_{ft}}{2t_{ft}} = \frac{14.10}{2(1.12)} = 6.25$$

$$0.32 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}} = 0.32 \sqrt{\frac{2,039,000}{1.1 \times 3,518}} = 7.35$$

De acuerdo a lo anterior los patines cumplen con la relación para miembros de alta ductilidad.

Clasificación del alma:

$$\frac{h}{t_{wt}} = \frac{40.40 - (2 \times 1.12)}{0.70} = 54.51$$

Para:

$$\frac{P_u}{F_R R_y P_y} = \frac{20.0}{0.9 \times 1.1 \times 207.56} = 0.0973 \leq 0.114$$

$$2.57 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}} \left(1 - \frac{1.04 P_u}{F_R R_y P_y}\right) = 2.57 \sqrt{\frac{2,039,000}{1.1 \times 3,518}} \left(1 - \frac{1.04(20)}{0.9 \times 1.1 \times 207.56}\right) = 53.02$$

$$\frac{h}{t_{wt}} = 54.51 < 2.57 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}} \left(1 - \frac{1.04 P_u}{F_R R_y P_y}\right) = 53.02$$

De acuerdo a lo anterior los patines cumplen con la relación para miembros de ductilidad media.

Para la columna:

Clasificación de los patines:

$$\frac{b_{fc}}{2t_{fc}} = \frac{15.30}{2(1.34)} = 5.71$$

$$0.32 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}} = 0.32 \sqrt{\frac{2,039,000}{11. \times 3,518}} = 7.35$$

De acuerdo a lo anterior los patines cumplen con la relación para miembros de alta ductilidad.

Clasificación del alma:

$$\frac{h}{t_{wc}} = \frac{45.50 - (2 \times 1.34)}{0.81} = 52.86$$

Para:

$$\frac{P_u}{F_R R_y P_y} = \frac{20.0}{0.9 \times 1.1 \times 207.56} = 0.0973 \leq 0.114$$

$$2.57 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}} \left(1 - \frac{1.04 P_u}{F_R R_y P_y}\right) = 2.57 \sqrt{\frac{2,039,000}{1.1 \times 3,518}} \left(1 - \frac{1.04(20)}{0.9 \times 1.1 \times 207.56}\right) = 53.02$$

$$\frac{h}{t_{wt}} = 52.86 < 2.57 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}} \left(1 - \frac{1.04 P_u}{F_R R_y P_y}\right) = 53.02$$

De acuerdo a lo anterior los patines cumplen con la relación para miembros de ductilidad alta.

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

Los elementos de los prototipos se consideran que trabajan en flexión o flexocompresión; por lo tanto, de la tabla 2.4 se clasifican los patines y el alma de cada miembro. Como se muestra en la sección 2.3.1 de esta investigación, las secciones transversales (trabe y columna) de los miembros estructurales se clasifican en secciones tipo 1 o 2 (compactas), tipo 3 (no compactas), o bien en, tipo 4 (esbeltas).

Para la trabe:

Clasificación de los patines:

$$\frac{b_{ft}}{2t_{ft}} = \frac{14.10}{2(1.12)} = 6.25$$

$$0.30 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 0.30 \sqrt{\frac{2,039,000}{3,518}} = 7.22$$

De acuerdo a lo anterior los patines son sección tipo 1 (compacta).

Clasificación del alma:

$$\frac{h}{t_{wt}} = \frac{40.40 - (2 \times 1.12)}{0.70} = 54.51$$

$$2.45 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 2.45 \sqrt{\frac{2,039,000}{3,518}} = 58.98$$

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

Para la columna:

Clasificación de los patines:

$$\frac{b_{fc}}{2t_{fc}} = \frac{15.30}{2(1.34)} = 5.71$$

$$0.30 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 0.30 \sqrt{\frac{2,039,000}{3,518}} = 7.22$$

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

Clasificación del alma:

$$\frac{h}{t_{wc}} = \frac{45.50 - (2 \times 1.34)}{0.81} = 52.86$$

$$2.45 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 2.45 \sqrt{\frac{2,039,000}{3,518}} = 58.98$$

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

Sobre las traveses de los prototipos se propone aplicar una carga puntual de 20 toneladas en el extremo libre del espécimen para generar un momento relacionado a tal carga. El momento es la resultante de la magnitud de la carga multiplicada por el brazo de palanca (altura de la trabe), es decir:

$$M_{act} = P d \tag{Ec. 2.1}$$

Resultando el momento actuante:

$$M_{act\ 1} = P L = 20t (2.42\ m) = 48.40\ t - m$$

El momento último esperado se determina de la siguiente forma:

$$M_{ye} = R_x Z_x F_y \quad (\text{Ec. 2.2})$$

Igualando el momento actuante resultado de la ecuación 2.1 con el momento último ecuación 2.2 y despejando el módulo plástico de la sección se tiene que:

$$Z_{x\ req1} = \frac{M_{act\ 1}}{R_y F_y} = \frac{48.40 \times 10^5}{1.1(3,518)} = 1,250.71\ cm^3$$

2.5.1.4 Revisión de los requisitos geométricos para articulaciones plásticas.

Para la formación de articulaciones plásticas el FEMA-350 (2000a) y la NTC-DCEA-2023 recomiendan algunos requisitos que se discuten en la sección 2.2.3 de esta investigación. Se propone que la columna y trabe trabajen en flexión. Para que cumpla este requisito, la carga axial no debe exceder de $0.1P_y$.

Es decir:

Para la columna:

$$P_{yc} = A_c F_y = 76.20(3,518) \times 10^{-3} = 268.07\ t$$

$$0.1P_{yc} = 0.1(268.07) = 26.81\ t > P_u = 20\ t$$

Para la trabe:

$$P_{yt} = A_t F_y = 59.0(3,518) \times 10^{-3} = 207.56\ t$$

$$0.1P_{yc} = 0.1(207.56) = 20.76\ t > P_u = 20\ t$$

- 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.

Estructuras de ductilidad media:

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

$$5d_t = 5(40.40) = 202\ cm$$

$$L - \frac{d_c}{2} = 242 \text{ cm} > 5d_t = 202 \text{ cm (cumple)}$$

Estructuras de ductilidad alta:

$$L - \frac{d_c}{2} > 7d_t$$

$$7d_t = 7(40.40) = 282.8 \text{ cm}$$

$$L - \frac{d_c}{2} = 242 \text{ cm} > 7d_t = 282.8 \text{ cm (no cumple)}$$

- 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 los patines:

$$b_{ft} = 14.10 \text{ cm} < b_{fc} = 15.30 \text{ cm (cumple)}$$

Revisión del peralte:

$$d_t = 40.40 \text{ cm} < d_c = 45.50 \text{ cm (cumple)}$$

2.5.1.5 Longitud, momento y cortante de la articulación plástica.

El cortante en la articulación plástica puede determinarse por métodos estáticos, considerando las cargas que actúan sobre la viga. La figura 2.15 muestra la ubicación de la articulación en el extremo de la trabe a una distancia, S_h , que es igual a un peralte de la trabe, al igual se explica cómo obtener el cortante que actúa sobre la articulación. Consultar el código FEMA-350 (2000a) en su sección 2.2.6.

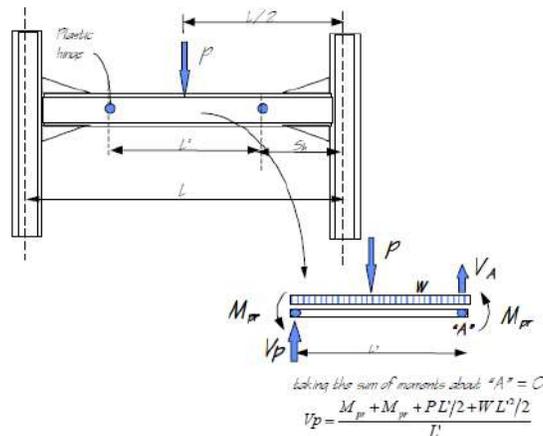


Figura 2.15 Ubicación de la articulación plástica y cálculo del cortante, (FEMA-350, 2000a).

Longitud de la articulación plástica:

$$S_h = d_t = 40.40 \text{ cm}$$

$$L_{art1} = L - S_h = 242 - 40.40 = 201.6 \text{ cm}$$

Momento en la articulación plástica.

Conforme a lo establecido en la sección 2.2.5 de esta investigación las conexiones serán diseñadas para desarrollar articulaciones plásticas en la trabe. De acuerdo al tipo de acero estructural seleccionado para los prototipos, se elige el valor de R_y de la tabla 2.2 correspondiente a $R_y = 1.1$. El momento máximo probable en la articulación plástica se determina con la ecuación 12.1.1 (NTC-DCEA-2023).

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

Donde el coeficiente C_{pr} toma en cuenta incrementos en la resistencia por endurecimiento por deformación, restricciones locales y otros factores se determina con la ecuación 12.1.2 (NTC-DCEA-2023). Los valores de F_y y F_u se muestran en la tabla 2.1.

$$C_{pr} = \frac{F_y + F_u}{2F_y} = \frac{3,518 + 4,589}{2(3,518)} = 1.15 \leq 1.2$$

Por lo tanto, el momento plástico de la trabe resulta:

$$M_{pr} = C_{pr} R_y F_y Z_{xt} = 1.15(1.1)(3,518)(885.0) \times 10^{-5} = 39.38 \text{ t} - \text{m}$$

Cortante en la articulación plástica.

La fuerza cortante probable en la articulación plástica se determina a través del equilibrio en la articulación, como se muestra en la figura 2.11. Para este caso no se toma en cuenta la carga uniforme ni a carga puntual, solo el momento plástico.

$$V_{p1} = \frac{M_{pr}}{L_{art1}} = \frac{39.38}{2.016} = 19.53 \text{ t}$$

Pero de acuerdo a la experiencia, 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:

$$M_u = \frac{M_{pr}}{2} = \frac{39.38}{2} = 19.69 \text{ t} - \text{m}$$

La sección transversal de la columna de concreto del prototipo 1 es de 60 x 90 cm con resistencia a compresión, $f'_c = 350 \text{ kg/cm}^2$. Para el acero de refuerzo se atendió los requisitos y recomendaciones del capítulo 16 de la NTC-DCEA-2023. La configuración del acero de refuerzo de la sección transversal de la columna de concreto se muestra a continuación en la figura 2.16. El refuerzo longitudinal se obtuvo con la cuantía mínima especificada en la norma, de manera que, se colocaron 16 varillas del no. 4 (12.7 mm) distribuidas en forma simétrica procurando que no se interrumpen en el nodo. Con esfuerzo de fluencia, $F_{yr} = 4,200 \text{ kg/cm}^2$.

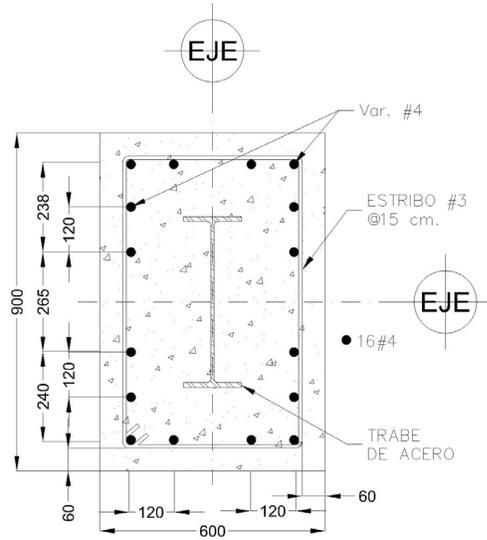


Figura 2.16 Sección transversal y Configuración de la columna de compuesta, unidades: mm.

2.5.1.6 Revisión de las limitaciones para columnas compuestas.

1. El área de la sección transversal del perfil debe ser, mínimo, igual al 1 por ciento del área total de la sección transversal compuesta:

$$A_{ct} = 60 \times 90 = 5400 \text{ cm}^2$$

De las propiedades geométricas de la columna se tiene:

$$A_a = 76.20 \text{ cm}^2 > 0.01 A_c = 54 \text{ cm}^2 \text{ (cumple)}$$

2. La cuantía de acero de refuerzo longitudinal, ρ_{sr} , no debe ser menor que 0.004.

$$A_r = 16 \left(\frac{\pi d_r^2}{4} \right) = 16 \left(\frac{\pi (1.27)^2}{4} \right) = 20.27 \text{ cm}^2$$

$$\rho_{sr} = \frac{A_r}{A_{ct}} = \frac{20.27}{5400} = 0.004 > 0.004 \text{ (cumple)}$$

2.5.1.7 Resistencia en compresión de miembros compuestos.

2.5.1.7.1 Rigidez efectiva en flexión, EI_e .

La rigidez efectiva en flexión, EI_e , se evalúa como:

$$EI_e = EI_a + EI_r + C_c \frac{E_c I_c}{1 + u}$$

Acero de refuerzo longitudinal:

Las propiedades de las varillas en las esquinas son:

$$A_1 = 8 \left(\frac{\pi d_r^2}{4} \right) = 8 \left(\frac{\pi (1.27)^2}{4} \right) = 10.13 \text{ cm}^2$$

$$e_1 = \frac{90}{2} - 6 = 39.0 \text{ cm}$$

$$I_1 = 8 \left(\frac{\pi d_r^4}{64} + \frac{\pi d_r^2 e_1^2}{4} \right) = 8 \left(\frac{\pi (1.27)^4}{64} + \frac{\pi (1.27^2)(39^2)}{4} \right) = 7,388.82 \text{ cm}^4$$

Las propiedades de las varillas siguientes son:

$$A_2 = 4 \left(\frac{\pi d_r^2}{4} \right) = 4 \left(\frac{\pi (1.27)^2}{4} \right) = 5.07 \text{ cm}^2$$

$$e_2 = e_1 - 12 = 39.0 - 12 = 27 \text{ cm}$$

$$I_2 = 4 \left(\frac{\pi d_r^4}{64} + \frac{\pi d_r^2 e_2^2}{4} \right) = 4 \left(\frac{\pi (1.27)^4}{64} + \frac{\pi (1.27^2)(27^2)}{4} \right) = 3,694.41 \text{ cm}^4$$

Las propiedades de las ultimas varillas son las siguientes:

$$A_3 = 4 \left(\frac{\pi d_r^2}{4} \right) = 4 \left(\frac{\pi (1.27)^2}{4} \right) = 5.07 \text{ cm}^2$$

$$e_3 = e_2 - 12 = 27 - 12 = 15 \text{ cm}$$

$$I_3 = 4 \left(\frac{\pi d_r^4}{64} + \frac{\pi d_r^2 e_3^2}{4} \right) = 4 \left(\frac{\pi (1.27)^4}{64} + \frac{\pi (1.27^2)(12^2)}{4} \right) = 1,460.34 \text{ cm}^4$$

Las propiedades en conjunto del acero de refuerzo en total son:

$$A_r = A_1 + A_2 + A_3 = 10.13 + 5.07 + 5.07 = 20.27 \text{ cm}^2$$

$$I_r = I_1 + I_2 + I_3 = 7,388.82 + 3,694.41 + 1,460.34 = 12,543.57 \text{ cm}^4$$

$$Z_r = A_1 e_1 + A_2 e_2 + A_3 e_3 = (10.13 \times 39) + (5.07 \times 27) + (5.07 \times 15) = 617.46 \text{ cm}^3$$

$$E_r = 2000000 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Acero estructural:

$$A_a = 76.20 \text{ cm}^2$$

$$I_a = 25,474.0 \text{ cm}^4$$

$$E_a = 2000000 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$Z_a = Z_x = 1,285.0 \text{ cm}^3$$

Sección de concreto:

$$A_c = A_{ct} - A_a - A_r = 5400 - 76.20 - 20.27 = 5,303.53 \text{ cm}^2$$

$$I_c = \frac{b(h^3)}{12} - I_a - I_r = \frac{60(90^3)}{12} - 25,474.0 - 12,543.57 = 3,606,982.43 \text{ cm}^4$$

$$Z_c = \frac{h(b^2)}{4} - Z_a - Z_r = \frac{90(60^2)}{4} - 1,285.0 - 617.46 = 79,097.54 \text{ cm}^3$$

Con base en las NTC-DCEC-2023, el concreto tiene las siguientes propiedades:

$$E_c = 14,000\sqrt{f'_c} = 14,000\sqrt{350} = 261,916.02 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$f''_c = 0.85f'_c = 0.85(350) = 297.5 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

2.5.1.7.2 Coeficiente de rigidez, C_c .

El coeficiente de rigidez C_c para el concreto se calcula con la ecuación 9.2.6:

$$C_c = 0.25 + 3\rho_a \leq 0.7$$

La cuantía de acero respecto a la sección total es:

$$\rho_a = \frac{A_a + A_r}{A_t} = \frac{76.20 + 20.27}{5,303.53} = 0.01819$$

Por lo tanto:

$$C_c = 0.25 + 3\rho_a = 0.25 + 3(0.01819) = 0.3 \leq 0.7 \text{ (Cumple)}$$

La rigidez efectiva, EI_e , se determina como:

$$EI_e = (2 \times 10^6 (25,474)) + (2 \times 10^6 (12,543.57)) + 0.3 \frac{261,916.02 (3,606,982.43)}{1 + 1}$$

Para este caso $u = 1.0$.

$$EI_e = 21.77 \times 10^{10} \text{ kg} - \text{cm}^2$$

2.5.1.7.3 Carga crítica de pandeo elástico del miembro compuesto, P_e .

De manera conservadora se toma como factor de longitud efectiva $K_x = 1.0$ (debido a que los especímenes estarán bajo condiciones ideales). Quedando la carga crítica de pandeo elástico del miembro compuesto;

$$P_e = \frac{\pi^2 EI_e}{(KL)^2} = \frac{\pi^2 (21.77 \times 10^{10})}{(1.0 \times 121)^2} = 146,753,150.61 \text{ kg} = 146,753.15 \text{ t}$$

2.5.1.7.4 Resistencia nominal en compresión de la sección transversal compuesta, P_o .

Se calculan con las expresiones:

$$P_a = F_y A_a = 3,515(76.20) = 267,843 \text{ kg}$$

$$P_r = F_{yr} A_r = 4,200(20.27) = 85,134 \text{ kg}$$

$$P_c = f'_c A_c = 297.5(5,303.53) = 1,577,800.18 \text{ kg}$$

Por lo tanto, la resistencia nominal resulta en:

$$P_o = P_p = P_a + P_r + P_c = 267,843 + 85,134 + 1,577,800.18 = 1,930,777.18 \text{ kg} = 1,930.78 \text{ t}$$

2.5.1.7.5 Parámetro de esbeltez, λ_c .

$$\lambda_c = \sqrt{\frac{P_o}{P_e}} = \sqrt{\frac{1,930.78}{146,753.15}} = 0.115$$

2.5.1.7.6 Factor de reducción de resistencia en compresión, χ .

$$\chi = \frac{1}{(1 + \lambda_c^{2n})^{1/n}} = \frac{1}{[1 + (0.115)^{2 \times 1.4}]^{1/1.4}} = 0.998$$

Donde:

n es el coeficiente adimensional, igual a 1.4 para columnas compuestas embebidas.

2.5.1.7.7 Resistencia de diseño en compresión axial, R_c .

$$R_c = F_R \chi P_o = 0.75(0.998)(1,930.78) = 1,440.84 t > 20 t \text{ (cumple)}$$

2.5.1.8 Resistencia en tensión de miembros compuestos.

La resistencia de diseño en tensión axial de miembros compuestos embebidos se determina con la ecuación 10.3.3.1.

$$R_t = F_R(P_a + P_r) = F_R(F_y A_a + F_{yr} A_r) = 0.9[3,515(76.20) + 4,200(20.27)] \times 10^{-3} = 317.68 t$$

2.5.1.9 Resistencia en flexión de miembros compuestos.

La resistencia de diseño en flexión, M_R , de miembros compuestos embebidos se determina con un análisis de la sección transversal considerando una distribución de esfuerzos plásticos de acuerdo a la sección 10.3.4.1 de las NTC-DCEA-2023.

2.5.1.9.1 Determinación de la posición del eje neutro.

Eje neutro en el alma del perfil de acero:

$$h_{na} = \frac{f''_c(A_c + A_0) - 2F_{yr}A_0}{2[f''_c(h_2 - t_w) + 2F_y t_w]} = \frac{297.5(5,303.53 + 0) - 2(4,200)(0)}{2[297.5(60 - 0.81) + 2(3,518)(0.81)]} = 33.66 \text{ cm}$$

La posición del eje neutro en el alma del perfil de acero no es posible debido a que el valor es menor a la posición de inicio del alma, $d/2 - t_p = 21.41 \text{ cm}$.

Eje neutro en el patín superior del perfil de acero:

$$h_{np} = \frac{f''_c(A_c - A_a - db + A_0) - 2F_y(A_a - db) - 2F_{yr}A_0}{2[f''_c(h_2 - b) + 2F_y b]}$$

$$h_{np} = \frac{297.5(5,303.53 - 76.20 - (45.50 \times 15.30) + 0) - 2 \times 3,518(76.20 - (45.50 \times 15.30)) - 2 \times 4,200 \times 0}{2[297.5(60 - 15.30) + (2 \times 3,518 \times 15.30)]}$$

$$h_{np} = 24.38 \text{ cm}$$

$$\frac{d}{2} = \frac{45.50}{2} = 22.75 \text{ cm}$$

$$22.75 - 1.34 = 21.41 \text{ cm}$$

La posición del eje neutro no es posible en el patín superior debido a que no está comprendido en los valores de 21.41 cm y 22.75 cm.

Eje neutro en el concreto:

$$h_{nc} = \frac{f''_c(A_c + A_a + A_0) - 2F_y A_a - 2F_{yr} A_0}{2f''_c h_2}$$

$$h_{nc} = \frac{297.5(5,303.53 + 76.20 + 0) - 2 \times 3,518 \times 76.20 - 2 \times 4,200 \times 0}{2 \times 297.5 \times 60} = 29.57 \text{ cm}$$

$$\frac{d}{2} = \frac{45.50}{2} = 22.75 \text{ cm}$$

La posición del eje neutro en el concreto es el correcto debido a que el valor de 29.83 cm excede la distancia del centroide de la sección compuesta hasta el extremo del patín superior de: $d/2 = 22.75$ cm.

2.5.1.9.2 Determinación de los módulos plásticos.

Mediante el método de distribución de esfuerzos plásticos o el de compatibilidad de deformaciones se debe de calcular la resistencia en flexión pura, para esto es necesario conocer la posición del eje neutro para la que la resultante de fuerzas en la sección sea cero (flexión pura). Para columnas compuestas embebidas con flexión alrededor del eje de mayor inercia, el eje neutro está en la sección de concreto o en el alma o patín del perfil de acero. De acuerdo a la publicación “*Design examples of steel structures*” del AISC en su sección I, el cálculo de los esfuerzos plásticos depende de la posición del eje neutro, como se muestra en la figura 2.17.

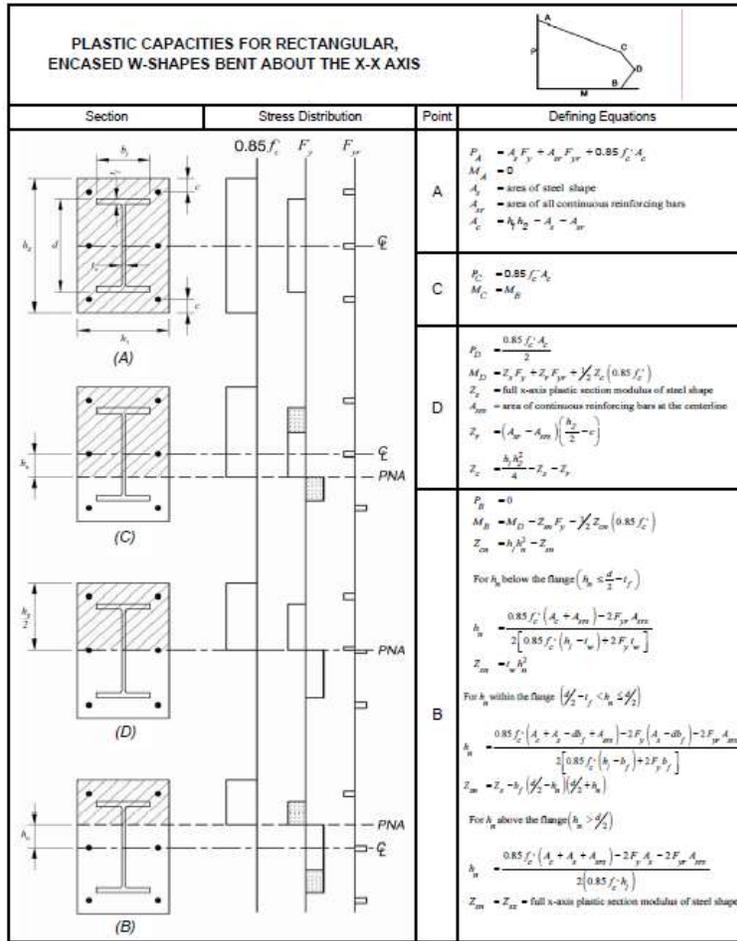


Figura 2.17 Localización del eje neutro en secciones compuestas (ANSI/AISC 360-2016, Design examples).

Como el eje neutro cae en la sección de concreto, el módulo plástico del acero es igual al módulo de sección de plástico del eje x completo de la sección de acero (figura 2.17).

$$Z_{an} = Z_{xc} = 1,285.0 \text{ cm}^3$$

Mientras que el módulo plástico del concreto, correspondiente a la flexión pura, considerando que el eje neutro se encuentra en la sección de concreto.

$$Z_{cn} = h_2 h_c^2 - h_{nc} = 60 \times 29.83^2 - 1,285 = 52,104 \text{ cm}^3$$

2.5.1.9.3 Resistencia nominal a flexión pura.

$$M_n = [(Z_a - Z_{an})F_y] + (Z_r \times F_{yr}) + \left[(Z_c - Z_{cn}) \frac{f''_c}{2} \right]$$

$$M_n = [(1,285.0 - 1,285.0)3,518] + (617.46 \times 4,200) + \left[(79,097.54 - 52,104) \frac{297.5}{2} \right]$$

$$M_n = 6,608,621 \text{ kg} - \text{cm} = 66.08 \text{ t} - \text{m}$$

2.5.1.9.4 Resistencia de diseño a flexión pura.

$$M_R = F_R M_n \quad (\text{Ec. 9.2.22})$$

$$M_R = 0.9(66.08) = 59.47 \text{ t} - \text{m}$$

2.5.1.10 Resistencia en combinaciones de carga.

Para el diseño de columnas compuestas en flexocompresión biaxial, se emplea lo descrito en la sección 2.3.3.6 de este documento y conforme las NTC-DCEA-2023.

2.5.1.10.1 Resistencia en compresión de la sección de concreto, R_{cc} .

$$R_{cc} = F_{RX} P_o = 0.75(0.998)(1,577.80) = 1,169.15 \text{ t} > 20 \text{ t (cumple)}$$

Cuando $P_u < R_{cc}$

$$\frac{M_{ux}}{M_{RX}} + \frac{M_{uy}}{M_{RY}} = \frac{19.69}{59.47} + 0 = 0.33 \leq 1.0 \text{ (Cumple)}$$

2.5.1.11 Flexo tensión de miembros compuestos.

2.5.1.11.1 Cálculo de las acciones de diseño.

Para incluir los efectos de segundo orden amplificando las acciones de diseño obtenidas con uno de primer orden, en el capítulo 3 de las NTC-DCEA-2023 se 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 cuales se definen en la sección 2.3.2 de esta investigación.

En este caso en particular, los momentos de interés para los prototipos son los producidos por cargas verticales, momentos de traslación impedida, M_{ti} , mientras que, los momentos de traslación permitida que son producidos por acciones horizontales, de viento o sismo no son aplicables, $M_{tp} = 0.0$. Por lo cual solo es necesario calcular el factor de amplificación B_1 .

2.5.1.11.2 Factor de amplificación de los momentos, B_1 .

El factor de amplificación B_1 considera los efectos $P\delta$. La fuerza axial de diseño en la columna, para el caso de los prototipos es igual al cortante probable, $V_{pl} = 19.53 \text{ t}$. De manera conservadora se puede considerar como $C_m = 1.00$.

$$B_1 = \frac{C_m}{1 - P_u/F_R P_{e1}} = \frac{1.0}{1 - \frac{19.51}{0.9(146,753.15)}} = 1.00$$

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

$$M_{ti} = M_u = 19.69 t - m$$

Momento de diseño en el extremo de la columna:

$$M_{uo} = M_{ti} + B_2 M_{tp} = 19.69 + 0 = 19.69 t - m$$

Momentos de diseño en la zona central de la columna.

$$M_{uo}^* = B_1 (M_{ti} + B_2 M_{tp}) = 1.0(19.69) = 19.69 t - m$$

2.5.1.11.3 Dimensionamiento.

Revisión de las secciones extremas:

Para las secciones H o I de tipo 1 y 2 se debe de cumplir los siguiente.

$$P_y = A F_y = 76.20 \times (3,518)10^{-3} = 268.07 t$$

$$M_{px} = Z_x F_y = 1,285.0 \times (3,518)10^{-5} = 45.20 t - m$$

Como se está revisando la resistencia del prototipo respecto a su eje fuerte (eje x) y además los extremos de las columnas estarán ancladas a la losa de reacción, el tercer término de la Ec. 9.1.3.1.5 no aplica para estas condiciones.

$$\frac{P_u}{F_R P_y} + \frac{0.85 M_{uox}}{F_R M_{px}} + \frac{0.60 M_{uoy}}{F_R M_{py}} = \frac{20.0}{0.9(268.07)} + \frac{0.85(19.69)}{0.9(45.20)} + 0 = 0.49 \leq 1.0 \text{ (Cumple)}$$

Además, debe de comprobarse la siguiente condición, Ec. 9.1.3.1.7:

$$\frac{M_{uox}}{F_R M_{px}} + \frac{M_{uoy}}{F_R M_{py}} = \frac{19.69}{0.9(45.20)} + 0 = 0.48 \leq 1.0 \text{ (Cumple)}$$

Revisión del miembro completo:

Estado límite de fluencia en la sección total:

$$R_t = F_R(F_y A_a + F_{yr} A_r) = (0.9) [(3,518 \times 76.20) + (4,200 \times 20.27)] 10^{-3} = 317.88 \text{ t}$$

$$M_{RX} = M_R = 59.47 \text{ t} - m$$

$$\frac{P_u}{R_t} + \frac{M_{uox}}{M_{RX}} + \frac{M_{uoy}}{F_R M_{RY}} = \frac{20.0}{317.88} + \frac{19.69}{59.47} + 0 = 0.39 \leq 1.0 \text{ (Cumple)}$$

2.5.1.12 Resistencia en cortante de miembros compuestos.

- a) **Considerando únicamente el perfil de acero estructural. El coeficiente para el cortante del alma, depende de la relación h/t_a .**

$$\frac{h}{t_a} = \frac{40.70}{0.81} = 50.25 < 260.0$$

Dado que no hay atiesadores $k_v = 5$.

$$1.10 \sqrt{\frac{K_v E}{F_y}} = 1.10 \sqrt{\frac{5 \times 2,039,000}{3,515}} = 59.24$$

$$1.37 \sqrt{\frac{K_v E}{F_y}} = 1.37 \sqrt{\frac{5 \times 2,039,000}{3,515}} = 73.78$$

Por lo tanto:

$$C_v = 1.0$$

La resistencia nominal en cortante, V_n , de almas atiesadas o no, de acuerdo con los estados límite de fluencia y de pandeo por cortante, es:

$$V_n = 0.6 F_y A_a C_v = [0.6(3,518)(40.70 \times 0.81)(1.0)] \times 10^{-3} = 69.58 \text{ t}$$

Por lo tanto:

$$V_{R1} = F_R V_n = 0.9(69.58) = 62.62 \text{ t}$$

- b) **Considerando la sección de concreto, V_c , y del refuerzo transversal, V_r , conforme a las NTC-DCEC-2023. El valor de λ para concreto de peso normal debe tomarse como 1.0.**

$$V_{cR} = F_R \left(0.5\lambda\sqrt{f'_c} + \frac{P_u}{6A_g} \right) b_w d$$

$$V_{cR} = \left[0.75 \left[0.5 \times 1.0 \times \sqrt{350} + \frac{20.0}{6 \times 5400} \right] (90 \times 60) \right] \times 10^{-3} = 37.88 \text{ t}$$

La fuerza cortante de diseño que toma el acero transversal, V_{sR} , se calcula como:

$$V_{sR} = \frac{F_R A_v f_{yt} d}{s} = \frac{0.75 \times 0.71 \times 4200 \times 85}{15} = 12.67 \text{ t}$$

Por lo tanto, con la Ec. 9.2.27:

$$V_{R2} = (V_{cR} + V_{sR}) = (37.88 + 12.67) = 50.55 \text{ t}$$

- c) **Considerando la superposición de las resistencias en cortante del perfil de acero estructural, V_a , y la resistencia en cortante del acero de refuerzo transversal, V_r , y de acuerdo a la Ec. 10.3.6.1.1.c.**

$$V_{R3} = F_R (V_n + V_{sR}) = 0.90(69.58) + 0.75(12.67) = 61.68 \text{ t}$$

Para determinar la resistencia en cortante de miembros compuestos, la norma permite tomar el valor mayor que se determinó con las consideraciones anteriores.

$$V_R = V_{R3} = 61.68 \text{ t}$$

2.5.1.13 Transferencia de la fuerza de miembros compuestos.

Si la fuerza axial última externa, P_u , se aplica simultáneamente en las secciones de acero y de concreto, se debe determinar por equilibrio de la sección la carga máxima que se transfiere en la superficie de contacto entre ambos materiales, considerando sus respectivas rigideces axiales. Conservadoramente, se puede suponer el caso más desfavorable, correspondiente a las ecuaciones 10.3.7.1.1.a y 10.3.7.1.1.b.

$$V_{Tu1} = P_u \left(\frac{P_c}{P_o} \right) = 20 \left(\frac{1,577.80}{1,930.78} \right) = 16.34 \text{ t}$$

$$V_{Tu2} = P_u \left(\frac{P_a}{P_o} \right) = 20 \left(\frac{267.84}{1,930.78} \right) = 2.77 \text{ t}$$

Por lo tanto, el caso más desfavorable es V_{Tu1} .

2.5.1.14 Unión viga-columna.

2.5.1.14.1 Suma de momentos en la viga.

$$M_{pv} = M_{pr} = 39.38 t - m$$

$$M_v = S_h(V_{p1}) = 0.4040(19.51) = 7.88 t - m$$

$$R_y = 1.1$$

$$\sum M^*_{pv} = \sum (1.1R_y M_{pv} + M_v) = [1.1(1.1)(39.38) + (7.78)] = 55.42 t - m$$

2.5.1.14.2 Suma de momentos en la columna.

$$\sum M^*_{pc} = \sum Z_c \left(F_{yc} - \frac{P_{uc}}{A_c} \right) = \left\{ \left[1,285.0 \left(3,518 - \frac{20,000}{5,400} \right) \right] \times 10^{-5} \right\} \times 2 = 90.41 t - m$$

2.5.1.14.3 Relación unión viga-columna.

$$\left(\frac{\sum M^*_{pc}}{\sum M^*_{pv}} \right) > 1.0 = \left(\frac{89.38}{55.39} \right) = 1.63 > 1.0 \text{ (Cumple)}$$

2.5.1.15 Configuración final del prototipo 1.

De acuerdo a la revisión de las secciones propuestas para el prototipo 1, 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-2023, ver figura 2.18.

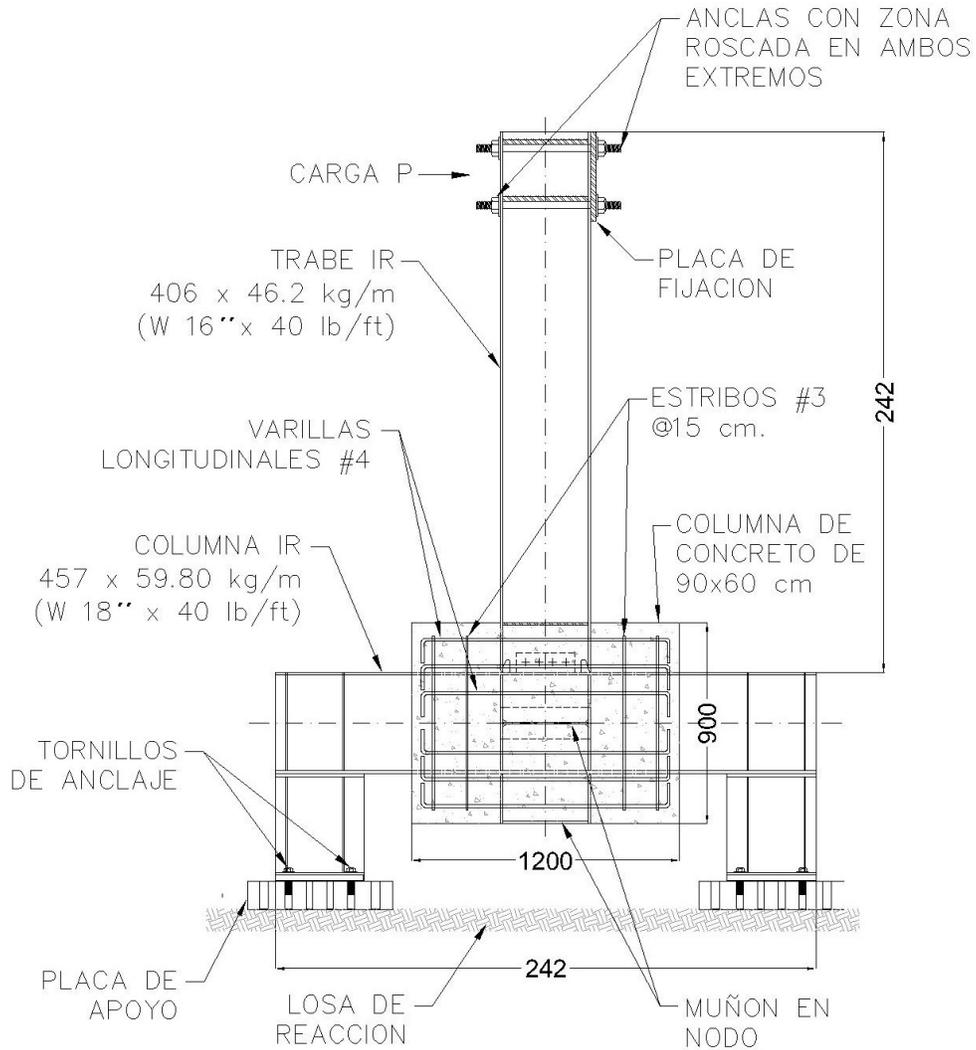


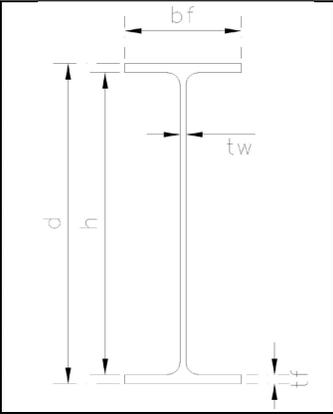
Figura 2.18 Secciones y configuración final del prototipo 1, unidades: cm.

2.6 Diseño y revisión del prototipo 2 (Conexión al eje menor de la columna).

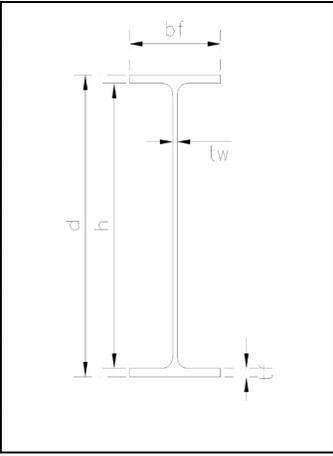
Para el prototipo 2 se pretende revisar las resistencias de la unión viga-columna respecto al eje débil de la sección (eje y), ya que los extremos de las columnas estarán ancladas a la losa de reacción (figura 2.11), por lo que, no se consideran las reacciones y demandas respecto al eje débil de la sección (eje x).

2.6.1.1 Propiedades geométricas de los perfiles de acero.

La trabe del prototipo 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-2022), las propiedades geométricas de la sección son:

$d_t =$	40.40	cm	
$h_t =$	36.0	cm	
$t_{wt} =$	0.70	cm	
$b_{ft} =$	14.10	cm	
$t_{ft} =$	1.12	cm	
$A_t =$	59.0	cm ²	
$r_{xt} =$	16.30	cm	
$r_{yt} =$	3.0	cm	
$I_{xt} =$	15,609.0	cm ⁴	
$Z_{xt} =$	885.0	cm ³	

Para la columna se propone un perfil IR 356 x 110.14 kg/m (W14"x 74 lb/pie). De acuerdo IMCA-2022, las propiedades geométricas de la sección son:

$d_c =$	36.10	cm	
$h_c =$	28.90	cm	
$t_{wc} =$	1.15	cm	
$b_{fc} =$	25.70	cm	
$t_{fc} =$	2.0	cm	
$A_c =$	140.70	cm ²	
$I_y =$	5,578	cm ⁴	
$Z_{yc} =$	664	cm ³	
$r_{yc} =$	6.30	cm	
$J_c =$	161	cm ⁴	
$C_{wc} =$	1,608,530	cm ⁶	

2.6.1.2 Revisión de relaciones ancho/grueso.

Las secciones se clasifican en función de los patines y el alma de acuerdo con sus relaciones ancho/grueso para miembros de ductilidad media y alta, de acuerdo a la tabla 2.3.

Para la trabe:

Clasificación de los patines:

$$\frac{b_{ft}}{2t_{ft}} = \frac{14.10}{2(1.12)} = 6.25$$

$$0.32 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}} = 0.32 \sqrt{\frac{2,039,000}{1.1 \times 3,518}} = 7.34$$

De acuerdo a lo anterior los patines cumplen con la relación para miembros de alta ductilidad.

Clasificación del alma:

$$\frac{h}{t_{wt}} = \frac{40.40 - (2 \times 1.12)}{0.70} = 54.51$$

Para:

$$\frac{P_u}{F_R P_y} = \frac{20.0}{0.9(207.56)} = 0.107 \leq 0.114$$

$$3.96 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}} \left(1 - \frac{3.04 P_u}{F_R R_y P_y}\right) = 3.96 \sqrt{\frac{2,039,000}{1.1 \times 3,518}} \left(1 - \frac{3.04(20)}{0.9 \times 1.1 \times 207.56}\right) = 64.00$$

$$\frac{h}{t_{wt}} = 54.51 < 3.96 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}} \left(1 - \frac{3.04 P_u}{F_R R_y P_y}\right) = 64.00$$

De acuerdo a lo anterior el alma cumple con la relación para miembros de ductilidad media.

Para la columna:

Clasificación de los patines:

$$\frac{b_{fc}}{2t_{fc}} = \frac{25.70}{2(2.0)} = 6.43$$

$$0.32 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}} = 0.32 \sqrt{\frac{2,039,000}{1.1 \times 3,518}} = 7.34$$

De acuerdo a lo anterior los patines cumplen con la relación para miembros de alta ductilidad.

Clasificación del alma:

$$\frac{h}{t_{wc}} = \frac{36.10 - (2 \times 2.0)}{1.15} = 27.91$$

Para:

$$\frac{P_u}{F_R P_y} = \frac{20.0}{0.9(492.10)} = 0.045 \leq 0.114$$

$$2.57 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}} \left(1 - \frac{1.04 P_u}{F_R R_y P_y}\right) = 2.57 \sqrt{\frac{2,039,000}{1.1 \times 3,518}} \left(1 - \frac{1.04(20)}{0.9 \times 1.1 \times 492.10}\right) = 51.07$$

$$\frac{h}{t_{wt}} = 27.91 < 2.57 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}} \left(1 - \frac{1.04 P_u}{F_R R_y P_y}\right) = 51.07$$

De acuerdo a lo anterior los patines cumplen con la relación para miembros de ductilidad alta.

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

Se clasifican los patines y el alma de cada miembro.

Para la trabe:

Clasificación de los patines:

$$\frac{b_{ft}}{2t_{ft}} = \frac{14.10}{2(1.12)} = 6.25$$

$$0.30 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 0.30 \sqrt{\frac{2,039,000}{3,518}} = 7.22$$

De acuerdo a lo anterior los patines son sección tipo 1 (compacta).

Clasificación del alma:

$$\frac{h}{t_{wt}} = \frac{40.40 - (2 \times 1.12)}{0.70} = 54.51$$

$$2.45 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 2.45 \sqrt{\frac{2,039,000}{3,518}} = 58.98$$

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

Para la columna:

Clasificación de los patines:

$$\frac{b_{fc}}{2t_{fc}} = \frac{25.70}{2(2.0)} = 6.43$$

$$0.30 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 0.30 \sqrt{\frac{2,039,000}{3,518}} = 7.22$$

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

Clasificación del alma:

$$\frac{h}{t_{wc}} = \frac{36.10 - (2 \times 2.0)}{1.15} = 27.91$$

$$2.45 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 2.45 \sqrt{\frac{2,039,000}{3,518}} = 58.98$$

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

El momento es la resultante de la magnitud de la carga multiplicada por el brazo de palanca (altura de la trabe), es decir:

$$M_{act 2} = P L = 20t (2.348m) = 46.96 t - m$$

Igualando el momento actuante resultado de la ecuación 2.1 con el momento último ecuación 2.2 y despejando el módulo plástico de la sección se tiene que:

$$Z_{x req2} = \frac{M_{act 2}}{R_y F_y} = \frac{46.96 \times 10^5}{1.1(3,518)} = 1,213.50 \text{ cm}^3$$

2.6.1.4 Revisión de los requisitos geométricos para articulaciones plásticas.

Se propone que la columna y trabe trabajen en flexión. Para que cumpla este requisito, la carga axial no debe exceder de $0.1 P_y$, es decir:

Para la columna:

$$P_{yc} = A_c F_y = 140.70(3,518) \times 10^{-3} = 492.10 \text{ t}$$

$$0.1 P_{yc} = 0.1(492.10) = 49.21 \text{ t} > P_u = 20 \text{ t}$$

Para la trabe:

$$P_{yt} = A_t F_y = 59.0(3,518) \times 10^{-3} = 207.56 \text{ t}$$

$$0.1 P_{yt} = 0.1(207.56) = 20.75 \text{ t} > P_u = 20 \text{ t}$$

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

Estructuras de ductilidad media:

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

$$5d_t = 5(40.40) = 180.50 \text{ cm}$$

$$L - \frac{d_c}{2} = 234.80 \text{ cm} > 5d_t = 180.50 \text{ cm} \text{ (cumple)}$$

Estructuras de ductilidad alta:

$$L - \frac{d_c}{2} > 7d_t$$

$$7d_t = 7(36.10) = 252.70 \text{ cm}$$

$$L - \frac{d_c}{2} = 234.80 \text{ cm} > 7d_t = 252.70 \text{ cm} \text{ (no cumple)}$$

- 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 los patines:

$$b_{ft} = 14.10 \text{ cm} < b_{fc} = 25.70 \text{ cm} \text{ (cumple)}$$

Revisión del peralte:

El peralte de la columna es menor que el peralte de la trabe. Pero, 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.

2.6.1.5 Longitud, momento y cortante de la articulación plástica.

Longitud de la articulación plástica:

$$S_h = d_t = 40.40 \text{ cm}$$

$$L_{art2} = L - S_h = 234.80 - 40.40 = 194.40 \text{ cm}$$

Momento en la articulación plástica.

Las conexiones serán diseñadas para desarrollar articulaciones plásticas en la trabe. El momento máximo probable en la articulación plástica se determina con la ecuación 16.1.1 (NTC-DCEA-2023).

Donde el coeficiente C_{pr} se calcula como:

$$C_{pr} = \frac{F_y + F_u}{2F_y} = \frac{3,518 + 4,589}{2(3,518)} = 1.15 \leq 1.2$$

Por lo tanto, el momento plástico de la trabe resulta:

$$M_{pr} = C_{pr}R_yF_yZ_{yt} = 1.15(1.1)(3,518)(885.0) \times 10^{-5} = 39.38 \text{ t} - m$$

Cortante en la articulación plástica.

La fuerza cortante probable en la articulación plástica se determina como:

$$V_{p2} = \frac{M_{pr}}{L_{art2}} = \frac{39.38}{1.94} = 20.29 \text{ t}$$

El 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:

$$M_{uy} = \frac{M_{pr}}{2} = \frac{39.38}{2} = 19.69 \text{ t} - \text{m}$$

La sección transversal de la columna de concreto del prototipo 2 es de 70 x 70 cm con resistencia a compresión, $f'c = 350 \text{ kg/cm}^2$. La Configuración del acero de refuerzo de la sección transversal de la columna de concreto se muestra a continuación en la figura 2.19. El refuerzo longitudinal se obtuvo con la cuantía mínima especificada en la norma, de manera que, se colocaron 16 varillas del no. 4 (12.7 mm) distribuidas en forma simétrica procurando que no se interrumpen en el nodo. Con esfuerzo de fluencia, $F_{yr} = 4,200 \text{ kg/cm}^2$.

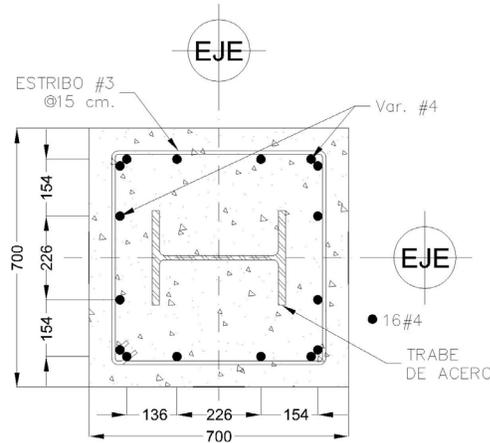


Figura 2.19 Sección transversal y configuración de la columna de compuesta, unidades: mm.

2.6.1.6 Revisión de las limitaciones para columnas compuestas.

3. El área de la sección transversal del perfil debe ser, mínimo, igual al 1 por ciento del área total de la sección transversal compuesta:

$$A_{ct} = 70 \times 70 = 4900 \text{ cm}^2$$

De las propiedades geométricas de la columna se tiene:

$$A_a = 140.70 \text{ cm}^2 > 0.01 A_c = 49 \text{ cm}^2 \text{ (cumple)}$$

4. La cuantía de acero de refuerzo longitudinal, ρ_{sr} , no debe ser menor que 0.004.

$$A_r = 16 \left(\frac{\pi d_r^2}{4} \right) = 16 \left(\frac{\pi (1.27)^2}{4} \right) = 20.27 \text{ cm}^2$$

$$\rho_{sr} = \frac{A_r}{A_{ct}} = \frac{20.27}{4900} = 0.0041 > 0.004 \text{ (cumple)}$$

2.6.1.7 Resistencia en compresión de miembros compuestos.

2.6.1.7.1 Rigidez efectiva en flexión, EI_e .

La rigidez efectiva en flexión, EI_e , se evalúa como:

$$EI_e = EI_a + EI_r + C_c \frac{E_c I_c}{1 + u}$$

Acero de refuerzo longitudinal:

Las propiedades de las varillas en las esquinas son:

$$A_1 = 12 \left(\frac{\pi d_r^2}{4} \right) = 12 \left(\frac{\pi (1.27)^2}{4} \right) = 15.20 \text{ cm}^2$$

$$e_1 = \frac{70}{2} - 6 = 29.0 \text{ cm}$$

$$I_1 = 12 \left(\frac{\pi d_r^4}{64} + \frac{\pi d_r^2 e_1^2}{4} \right) = 12 \left(\frac{\pi (1.27)^4}{64} + \frac{\pi (1.27^2)(29^2)}{4} \right) = 2,539.73 \text{ cm}^4$$

Las propiedades de las varillas siguientes son:

$$A_2 = 4 \left(\frac{\pi d_r^2}{4} \right) = 4 \left(\frac{\pi (1.27)^2}{4} \right) = 5.07 \text{ cm}^2$$

$$e_2 = e_1 - 15.4 = 29.0 - 15.4 = 13.6 \text{ cm}$$

$$I_2 = 4 \left(\frac{\pi d_r^4}{64} + \frac{\pi d_r^2 e_1^2}{4} \right) = 4 \left(\frac{\pi (1.27)^4}{64} + \frac{\pi (1.27^2)(13.6^2)}{4} \right) = 937.72 \text{ cm}^4$$

Las propiedades en conjunto del acero de refuerzo en total son:

$$A_r = A_1 + A_2 = 15.20 + 5.07 = 20.27 \text{ cm}^2$$

$$I_r = I_1 + I_2 = 2,539.73 + 937.72 = 3,477.45 \text{ cm}^4$$

$$Z_r = A_1 e_1 + A_2 e_2 = (15.20 \times 29) + (5.07 \times 13.6) = 509.75 \text{ cm}^3$$

$$E_r = 2000000 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Acero estructural:

$$A_a = 140.70 \text{ cm}^2$$

$$I_a = I_y = 5,578.0 \text{ cm}^4$$

$$E_a = 2000000 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$Z_a = Z_y = 664.0 \text{ cm}^3$$

Sección de concreto:

$$A_c = A_{ct} - A_a - A_r = 4900 - 76.20 - 20.27 = 4,803.53 \text{ cm}^2$$

$$I_c = \frac{b(h^3)}{12} - I_a - I_r = \frac{70(70^3)}{12} - 5,578.0 - 3,477.45 = 1,991,777.88 \text{ cm}^4$$

$$Z_c = \frac{h(b^2)}{4} - Z_a - Z_r = \frac{70(70^2)}{4} - 664 - 509.75 = 84,576.25 \text{ cm}^3$$

Con base en las NTC-DCEC-2023, el concreto tiene las siguientes propiedades:

$$E_c = 14,000\sqrt{f'_c} = 14,000\sqrt{350} = 261,916.02 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$f''_c = 0.85f'_c = 0.85(350) = 297.5 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

2.6.1.7.2 Coeficiente de rigidez, C_c .

El coeficiente de rigidez C_c para el concreto se calcula con la ecuación Ec. 10.3.2.8:

$$C_c = 0.25 + 3\rho_a \leq 0.7$$

La cuantía de acero respecto a la sección total es:

$$\rho_a = \frac{A_a + A_r}{A_t} = \frac{140.70 + 20.27}{4,803.53} = 0.034$$

Por lo tanto:

$$C_c = 0.25 + 3\rho_a = 0.25 + 3(0.034) = 0.352 \leq 0.7 \text{ (Cumple)}$$

La rigidez efectiva, EI_e , se determina como:

$$EI_e = (2 \times 10^6 (5,578.0)) + (2 \times 10^6 (3,477.45)) + 0.352 \frac{261,916.02 (1,991,777.88)}{1 + 1}$$

Para este caso $u = 1.0$.

$$EI_e = 10.99 \times 10^{10} \text{ kg} - \text{cm}^2$$

2.6.1.7.3 Carga crítica de pandeo elástico del miembro compuesto, P_e .

La carga crítica de pandeo elástico del miembro compuesto.

$$P_e = \frac{\pi^2 EI_e}{(KL)^2} = \frac{\pi^2 (10.99 \times 10^{10})}{(1.0 \times 121)^2} = 23,581.80 \text{ t}$$

2.6.1.7.4 Resistencia nominal en compresión de la sección transversal compuesta, P_o .

Se calculan con las expresiones:

$$P_a = F_y A_a = 3,515(140.70) = 494,560.5 \text{ kg}$$

$$P_r = F_{yr} A_r = 4,200(20.27) = 85,134 \text{ kg}$$

$$P_c = f_c'' A_c = 297.5(4,803.53) = 1,429,050.18 \text{ kg}$$

Por lo tanto, la resistencia nominal resulta en:

$$P_o = P_p = P_a + P_r + P_c = (494,560.5 + 85,134 + 1,429,050.18) \times 10^{-3} = 2,008.74 \text{ t}$$

2.6.1.7.5 Parámetro de esbeltez, λ_c .

$$\lambda_c = \sqrt{\frac{P_o}{P_e}} = \sqrt{\frac{2,008.74}{23,581.80}} = 0.29$$

2.6.1.7.6 Factor de reducción de resistencia en compresión, χ .

$$\chi = \frac{1}{(1 + \lambda_c^{2n})^{1/n}} = \frac{1}{[1 + (0.29)^{2 \times 1.4}]^{1/1.4}} = 0.978$$

Donde:

n es un coeficiente adimensional, igual a 1.4 para columnas compuestas embebidas.

2.6.1.7.7 Resistencia de diseño en compresión axial, R_c .

$$R_c = F_R \chi P_o = 0.9(0.978)(2,008.74) = 1,768.09 \text{ t} > 20 \text{ t (Cumple)}$$

2.6.1.8 Resistencia en tensión de miembros compuestos.

$$R_t = F_R(P_a + P_r) = F_R(F_y A_a + F_{yr} A_r) = 0.9[3,518(140.70) + 4,200(20.27)] = 522,104.94 \text{ kg}$$

2.6.1.9 Resistencia en flexión de miembros compuestos.

La resistencia de diseño en flexión, M_R , se determina con un análisis de la sección transversal considerando una distribución de esfuerzos plásticos.

2.6.1.9.1 Determinación de la posición del eje neutro.

Para $h_n > b_f/2$

$$h_n = \frac{f''_c(A_c + A_a - 2t_f b_f) - 2F_y(A_a - 2t_f b_f)}{2[4t_f f_y + (h_1 - 2t_f) + f''_c]}$$

$$h_n = \frac{297.5[4,803.53 + 140.70 - 2(2.0)(25.70)] - [2(4,200)(140.70 - 2(2.0)(25.70))]}{2[4(2.0)(3,518) + (70 - 2(2.0)) + 297.5]}$$

$$h_n = 39.39 \text{ cm}$$

La posición del eje neutro no es posible debido a que el valor se sale de la sección de la columna, $h_n > h_2/2 = 35.0 \text{ cm}$.

Para $h_n \leq b_f/2$

$$h_c = \frac{f''_c(A_c + A_a) - 2F_y A_a}{2(f''_c h_1)}$$

$$h_c = \frac{297.5(4,803.53 + 140.70) - 2 \times 3,518 \times 140.70}{2 \times 297.5 \times 70} = 11.56 \text{ cm}$$

La posición del eje neutro es el correcto debido a que, $h_n \leq b_f/2 = 12.85 \text{ cm}$.

De acuerdo a la publicación “*Design examples of steel structures*” del AISC 360-2016 en su sección I, el cálculo de los esfuerzos plásticos depende de la posición del eje neutro, como se muestra en la figura 2.20.

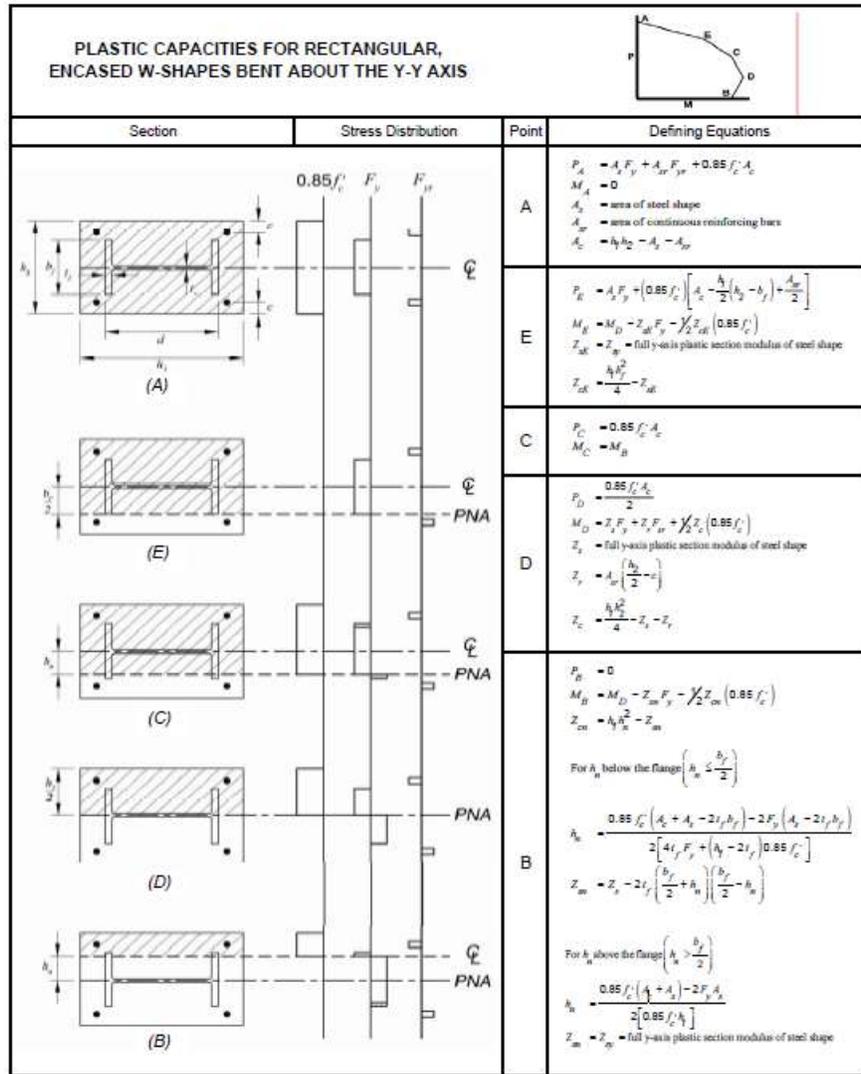


Figura 2.20 Localización del eje neutro en secciones compuestas (ANSI/AISC 360-2016, Design examples).

2.6.1.9.2 Determinación de los módulos plásticos.

Como el eje neutro está en el perfil superior del patín, el módulo plástico del acero es igual:

$$Z_{an} = Z_a - 2t_f \left(\frac{b_f}{2} + h_n \right) \left(\frac{b_f}{2} - h_n \right) = 664 - 2 \times 2.0 \left(\frac{25.70}{2} - 11.56 \right) \left(\frac{25.70}{2} + 11.56 \right) = 538.04 \text{ cm}^3$$

Mientras que el módulo plástico del concreto, correspondiente a la flexión pura, considerando que el eje neutro se encuentra en la sección de concreto.

$$Z_{cn} = h_1 h_n^2 - Z_{an} = 70 \times (11.56)^2 - 538.04 = 8,816.35 \text{ cm}^3$$

2.6.1.9.3 Resistencia nominal a flexión pura.

$$M_n = [(Z_a - Z_{an})F_y] + (Z_r \times F_{yr}) + \left[(Z_c - Z_{cn}) \frac{f''_c}{2} \right]$$

$$M_n = [(664 - 538.04)3,518] + (509.75 \times 4,200) + \left[(84,576.25 - 8,816.35) \frac{297.5}{2} \right]$$

$$M_n = 13,852,984.53 \text{ kg} - \text{cm} = 138.53 \text{ t} - \text{m}$$

2.6.1.9.4 Resistencia de diseño a flexión pura.

$$M_R = F_R M_n \quad (\text{Ec. 9.2.22})$$

$$M_R = 0.9(138.53) = 124.68 \text{ t} - \text{m}$$

2.6.1.10 Resistencia en combinaciones de carga.

2.6.1.10.1 Resistencia en compresión de la sección de concreto, R_{cc} .

$$R_{cc} = F_R \chi P_o = 0.75(0.978)(2,008.74) = 1,473.41 \text{ t} > 20 \text{ t (cumple)}$$

Cuando $P_u < R_{cc}$

$$\frac{M_{ux}}{M_{RX}} + \frac{M_{uy}}{M_{RY}} = 0 + \frac{19.69}{124.68} = 0.158 \leq 1.0 \text{ (Cumple)}$$

2.6.1.11 Flexo tensión de miembros compuestos.

2.6.1.11.1 Cálculo de las acciones de diseño.

Los momentos de interés para los prototipos son los producidos por cargas verticales, momentos de traslación impedida, M_{it} , mientras que, los momentos de traslación permitida que son producidos por acciones horizontales, de viento o sismo no son aplicables, $M_{ip} = 0.0$. Por lo cual solo es necesario calcular el factor de amplificación B_1 .

2.6.1.11.2 Factor de amplificación de los momentos, B_1 .

La fuerza axial de diseño en la columna, es igual al cortante probable, $V_{p2} = 20.29 \text{ t}$. De manera conservadora se puede considerar como $C_m = 1.00$.

$$B_1 = \frac{C_m}{1 - P_u/F_R P_e} = \frac{1.0}{1 - \frac{20.0}{0.9(23,581.80)}} = 1.00$$

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

$$M_{ti} = M_u = 19.69 t - m$$

Momento de diseño en el extremo de la columna:

$$M_{uo} = M_{ti} + B_2 M_{tp} = 19.675 + 0 = 19.69 t - m$$

Momentos de diseño en la zona central de la columna.

$$M_{uo}^* = B_1(M_{ti} + B_2 M_{tp}) = 1.0(19.69) = 19.69 t - m$$

2.6.1.11.3 Dimensionamiento.

Revisión de las secciones extremas:

Para las secciones H o I de tipo 1 y 2 se debe de cumplir los siguiente.

$$P_y = A F_y = 140.70(3,518)10^{-3} = 494.56 t$$

$$M_{py} = Z_y F_y = 664(3,518)10^{-5} = 23.33 t - m$$

Como se está revisando la resistencia del prototipo respecto a su eje débil (eje y) y además los extremos de las columnas estarán ancladas a la losa de reacción, el segundo término de la Ec. 9.1.1.3.5 no aplica para estas condiciones.

$$\frac{P_u}{F_R P_y} + \frac{0.85 M_{uox}}{F_R M_{px}} + \frac{0.60 M_{uoy}}{F_R M_{py}} = \frac{20.24}{0.9(494.56)} + 0 + \frac{0.60(19.69)}{0.9(23.33)} = 0.61 \leq 1.0 \text{ (cumple)}$$

Además, debe de comprobarse la siguiente condición:

$$\frac{M_{uox}}{F_R M_{px}} + \frac{M_{uoy}}{F_R M_{py}} = 0 + \frac{19.69}{0.9(23.33)} = 0.94 \leq 1.0 \text{ (cumple)}$$

Revisión del miembro completo:

Estado límite de fluencia en la sección total:

$$R_t = F_R (F_y A_a + F_{yr} A_r) = (0.9) [(3,518 \times 140.70) + (4,200 \times 20.27)]10^{-3} = 521.73 t$$

$$M_{RY} = M_R = 124.68 t - m$$

$$\frac{P_u}{R_t} + \frac{M_{uox}}{M_{RX}} + \frac{M_{uoy}}{F_R M_{RY}} = \frac{20.20}{521.73} + 0 + \frac{19.69}{0.9 \times 124.68} = 0.21 \leq 1.0 \text{ (cumple)}$$

2.6.1.12 Resistencia en cortante de miembros compuestos.

- d) **Considerando únicamente el perfil de acero estructural. El coeficiente para el cortante del alma, depende de la relación h/t_a .**

$$\frac{h}{t_a} = \frac{28.90}{1.15} = 25.13$$

Dado que no hay atiesadores $k_v = 5$.

$$1.10 \sqrt{\frac{K_v E}{F_y}} = 1.10 \sqrt{\frac{5 \times 2,039,000}{3,515}} = 59.24$$

$$1.37 \sqrt{\frac{K E}{F_y}} = 1.37 \sqrt{\frac{5 \times 2,039,000}{3,515}} = 73.78$$

Por lo tanto:

$$C_v = 1.0$$

La resistencia nominal en cortante, V_n , de almas atiesadas o no, de acuerdo con los estados límite de fluencia y de pandeo por cortante, es:

$$V_n = 0.6 F_y A_a C_v = [0.6(3,515)(28.90 \times 1.15)(1.0)] \times 10^{-3} = 70.09 \text{ t}$$

Por lo tanto:

$$V_{R1} = F_R V_n = 0.75(70.09) = 52.57 \text{ t}$$

- e) **Considerando la sección de concreto, V_c , y del refuerzo transversal, V_r , conforme a lo que estipulen las NTC-DCEC-2023.**

$$V_{CR} = F_R \left(0.5 \lambda \sqrt{f'_c} + \frac{P_u}{6A_g} \right) b_w d$$

$$V_{CR} = \left[0.75 \left[0.5 \times 1.0 \times \sqrt{350} + \frac{20.0}{6 \times 4900} \right] (70 \times 70) \right] \times 10^{-3} = 34.37 \text{ t}$$

La fuerza cortante de diseño que toma el acero transversal, V_{SR} , se calcula como:

$$V_{sR} = \frac{F_R A_v f_{yt} d}{s} = \frac{0.75 \times 0.71 \times 4200 \times 65}{15} = 9.69 \text{ t}$$

Por lo tanto, con la Ec. 9.2.27:

$$V_{R2} = (V_{cR} + V_{sR}) = (34.37 + 9.69) = 41.06 \text{ t}$$

f) Considerando la superposición de las resistencias en cortante del perfil de acero estructural, V_a , y la resistencia en cortante del acero de refuerzo transversal, V_r , y de acuerdo a la Ec. 9.2.28.

$$V_{R3} = F_R (V_n + V_{sR}) = 0.75(70.09 + 9.69) = 59.83 \text{ t}$$

Para determinar la resistencia en cortante de miembros compuestos, la norma permite tomar el valor mayor que se determinó con las consideraciones anteriores.

$$V_R = V_{R3} = 59.83 \text{ t}$$

2.6.1.13 Transferencia de la fuerza de miembros compuestos.

$$V_{Tu1} = P_u \left(\frac{P_c}{P_o} \right) = 20.24 \left(\frac{1,429.05}{2008.74} \right) = 14.39 \text{ t}$$

$$V_{Tu2} = P_u \left(\frac{P_a}{P_o} \right) = 20.24 \left(\frac{494.56}{2008.74} \right) = 4.98 \text{ t}$$

Por lo tanto, el caso más desfavorable es V_{Tu1} .

2.6.1.14 Unión viga-columna.

2.6.1.14.1 Suma de momentos en la viga.

$$M_{pv} = M_{pr} = 39.38 \text{ t} - m$$

$$M_v = S_h (V_{p1}) = 0.4040(20.24) = 8.18 \text{ t} - m$$

$$R_y = 1.1$$

$$\sum M^*_{pv} = \sum (1.1 R_y M_{pv} + M_v) = [1.1(1.1)(39.38) + (8.18)] = 48.77 \text{ t} - m$$

2.6.1.14.2 Suma de momentos en la columna.

$$\sum M^*_{pc} = \sum Z_c \left(F_{yc} - \frac{P_{uc}}{A_c} \right) = \left\{ \left[1,285.0 \left(3,518 - \frac{20,000}{4900} \right) \right] \times 10^{-5} \right\} \times 2 = 90.23 \text{ t} - m$$

2.6.1.14.3 Relación unión viga-columna.

$$\left(\frac{\sum M^*_{pc}}{\sum M^*_{pv}}\right) > 1.0 = \left(\frac{90.23}{55.79}\right) = 1.62 > 1.0 \text{ (Cumple)}$$

2.6.1.15 Configuración final del prototipo 2.

De acuerdo a la revisión de las secciones propuestas para el prototipo 2, 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 110.14 kg/m (W14" x 74 lb/pie) que cumple con los requisitos de diseño y resistencia de acuerdo a la NTC-DCEA-2023, ver figura 2.21.

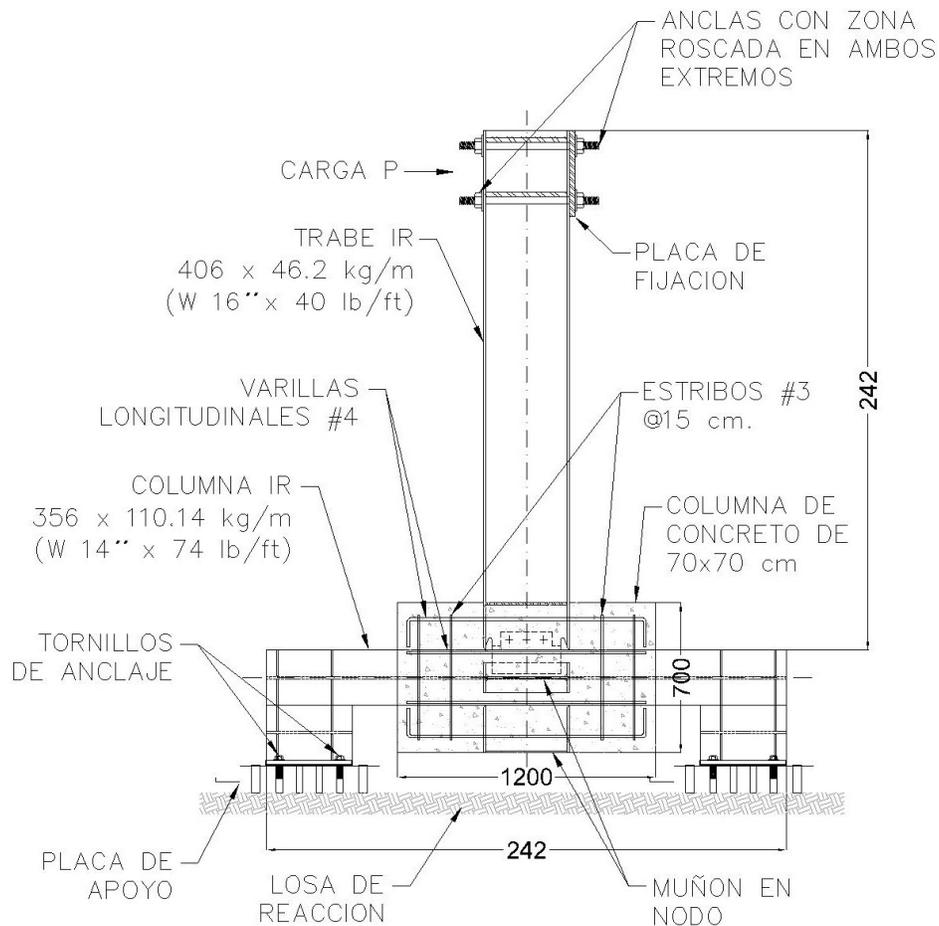


Figura 2.21 Secciones y configuración final del prototipo 2, unidades: cm.

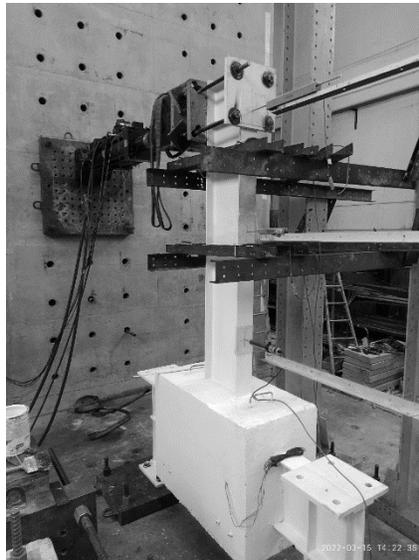
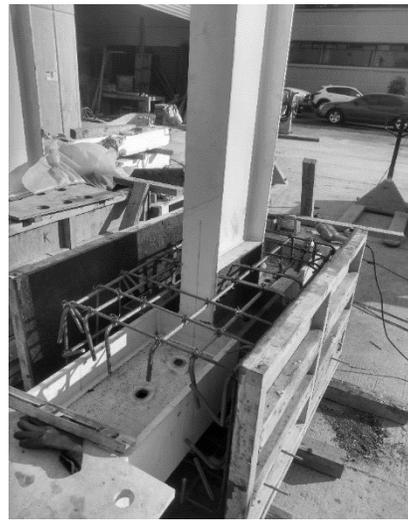
2.7 Conclusiones del capítulo.

En este capítulo se muestran los requerimientos generales y particulares para el análisis y diseño de estructuras dúctiles con elementos compuestos de acuerdo a los códigos de diseño, como las Normas Técnicas Complementarias para el Diseño y Construcción de Estructuras de Acero (NTC-DCEA-2023), las Normas Técnicas Complementarias para el Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto (NTC-DCEC-2023), y el apoyo de las recomendaciones del FEMA-350 (2000a) y las Provisiones Sísmicas del Instituto Americano para la Construcción en Acero (AISC-341, 2016).

La discusión se centra en el proceso de diseño de acuerdo a los requisitos, especificaciones y criterios de las NTC-DCEA-2023 y las NTC-DCEC-2023. En el capítulo se discute el diseño por capacidad de los elementos trabe – columna de los prototipos, de los elementos compuestos (columnas) y de las conexiones de esta investigación más utilizadas en la práctica mexicana. Cumpliendo con la filosofía columna fuerte-trabe débil para el desarrollo de articulaciones plásticas en la trabe y la incursión de los prototipos en el rango inelástico.

Hacia el final del capítulo se muestra la Configuración final, después de aplicar el proceso de análisis y diseño, con las secciones finales que conforman a cada prototipo para proceder a su fabricación.

CAPITULO 3. CONFIGURACIÓN DE ESPECIMENES Y DE LA PRUEBA.



Configuración de especímenes y de la prueba.

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.

La fabricación de los especímenes estuvo dominada por el diseño óptimo y conforme a la normatividad vigente, pero no menos importante el espacio y las condiciones del laboratorio para realizar las maniobras pertinentes en la elaboración de los ejemplares, así como la configuración de la prueba. Se definieron 3 especímenes distintos utilizando el diseño de los prototipos de acuerdo al capítulo 2, los cuales se discuten posteriormente.

3.1 Condiciones del laboratorio.

Las pruebas experimentales se efectuaron en el Laboratorio de Estructuras Grandes del Centro Nacional de Prevención de Desastres (LEG-CENAPRED). En la figura 3.1 se muestra parte del espacio con el que cuenta para la realización de los ensayos, se observa parte del equipo y materiales con los que cuenta y que se utilizaron en las pruebas experimentales.



Figura 3.1 Espacio del Laboratorio de Estructuras Grandes del Centro Nacional de Prevención de Desastres (CENAPRED) para la realización de las pruebas.

Las pruebas se desarrollaron sobre la losa de reacción y un muro de reacción, los dos de sección rectangular con un espesor de 80 cm y con perforaciones a cada 50 cm en ambas direcciones para anclar los especímenes y los actuadores, respectivamente (figura 3.1).

3.2 Fabricación de los especímenes.

Los especímenes se fabricaron de acuerdo a las disposiciones presentadas en el capítulo 2, la construcción se llevó a cabo en el taller con base en la experiencia del fabricante en configuraciones de conexiones típicas usadas en la práctica mexicana. Posteriormente se trasladaron al LEG-CENAPRED.

A continuación, se muestran algunas imágenes de la fabricación de los especímenes, en la Figura 3.2 se muestra el despiece de las placas y de los miembros estructurales (trabes IR), que darán la forma final al espécimen. En la figura 3.3 se observan los especímenes ya armados con las placas y trabes unidas mediante soldadura.



a) Corte y despiece de placas.



b) Corte de miembros (trabes IR).

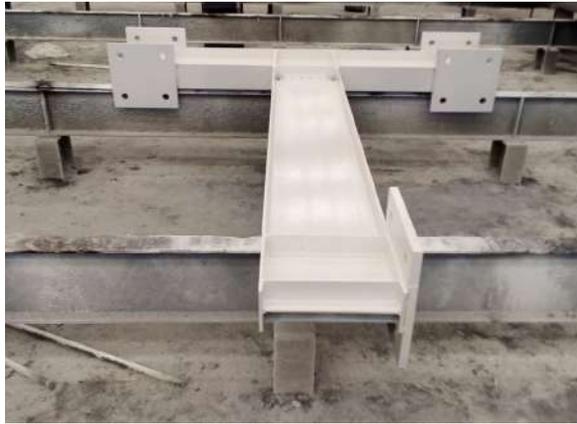
Figura 3.2 Fabricación de placas y miembros estructurales.



a) Armado de la columna y conexión.



b) Columna y trabe unidas.



c) Configuración final del prototipo 1.



d) Configuración final del prototipo 2.

Figura 3.3 Armado de los especímenes.

Ya teniendo la Configuración final armado del espécimen, se procede a su traslado desde el taller de fabricación hacia el LEG-CENAPRED (figura 3.4) para ser ensayados.



Figura 3.4 Traslado de los especímenes.

3.3 Definición de los especímenes.

Después de definidas las secciones para los prototipos siguiendo el procedimiento de diseño por capacidad de las NTC-DCEA-2023 (sección 16), se diseñaron las columnas con la máxima capacidad que podía desarrollar la trabe para la formación de una articulación plástica. En el diseño se atendieron estrictamente los requisitos para marcos rígidos de ductilidad alta, usando perfiles ASTM A992, lo que incluyó los requisitos de relaciones ancho/grueso para elementos de ductilidad alta. En la tabla 3.1 se definen los tipos de conexión a evaluar.

Tabla 3.1. Definición e identificación de los especímenes.

Clave	Descripción	Tipo de conexión	Configuración del nodo	Observaciones
MASG (Prototipo 1)	Conexión atornillada en el alma y soldada en los patines (precalificada)	Eje mayor de la columna	Soleras de 5.0 cm de ancho sujetas al alma y al muñón en forma de L	Conexión precalificada AISC 358-16 ⁽¹⁾ Figura 3.1.
MESC* (Prototipo 2)	Conexión atornillada en el alma y soldada en los patines, unida al alma de la columna	Eje menor de la columna	Soleras de 2.5 cm de ancho sujetas al alma y al muñón en forma de L	Propuesta nueva. Figura 3.2.
MES1* (Prototipo 2)	Conexión atornillada en el alma y soldada en los patines, unida al alma de la columna	Eje menor de la columna	Grapas sujetas en los pernos de cortante.	Propuesta nueva. Figura 3.3.

Notas:

⁽¹⁾ *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.

3.3.1 Espécimen MASG.

La conexión utilizada en el espécimen MASG (figura 3.5) 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). Como solución para este espécimen, la trabe de sección *IR 406x46.20 kg/m (W 16”x31 Lb/pie)* se une al eje mayor de la columna de sección *IR 457x59.80 kg/m (W 18”x40 Lb/pie)*, con soldadura de penetración completa. Por lo que se realiza una muesca en el alma de la trabe, que debe atender las recomendaciones del suplemento del AWS D1.8 (2016).

El alma de la trabe se une con cordones de soldadura al patín de columna. incluyendo 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 son necesarios y se pueden retirar, pero en la práctica se acostumbra mantenerlos. En el alma de la columna se colocaron cartabones justo en la posición de los patines de la trabe como refuerzo y continuidad en la columna, mediante soldadura de penetración completa.

Asimismo, la columna es embebida en una sección de concreto de 60 cm x 90 cm y 1.20 m de largo, con resistencia a compresión, $f'_c = 350 \text{ kg/cm}^2$. El refuerzo longitudinal consta de 16 varillas del No. 4 (12.7 mm) sin interrumpir en el nodo. El refuerzo transversal (estribos) fuera del nodo es mediante varillas del No. 3 (9.5 mm) a cada 15 cm, mientras que, en el nodo se colocaron soleras de 5 cm de ancho por 1/4" de espesor en forma de L a cada 13 cm, su función es confinar el acero de refuerzo longitudinal. En las figuras 3.6 y 3.7 se muestra el armado de la conexión MASG.

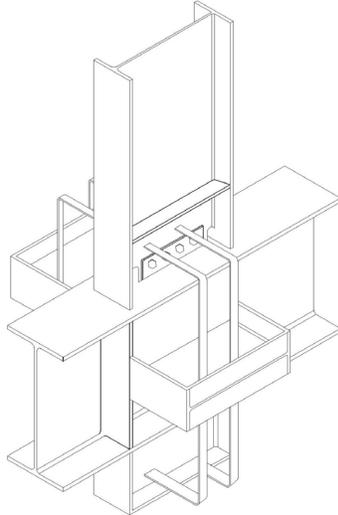


Figura 3.5 Detalle de conexión del espécimen MASG.

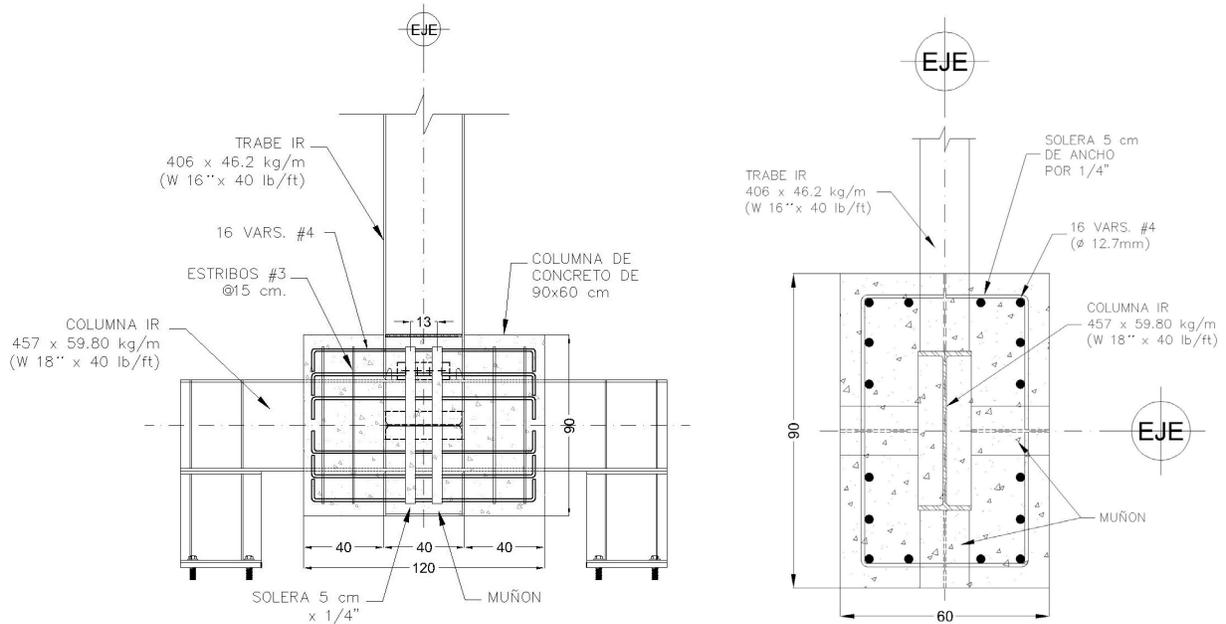


Figura 3.6 Características de la conexión MASG.



Figura 3.7 Armado de la conexión MASG.

3.3.2 *Espécimen MESC.*

El espécimen MESC es una conexión a momento (figura 3.8), para la Configuración, los fabricantes y diseñadores intentaron adaptar las recomendaciones de la conexión WUF-W (AISC 358-16) a las condiciones existentes, por lo cual se conoce como una conexión semi-precalificada. Esto es, a pesar de que no exista referencia experimental que lo sustente, en este caso la trabe de sección *IR 406x46.20 kg/m (W 16"x31 Lb/pie)* se une al eje menor de la columna de sección *IR 356x110.4 kg/m (W 14"x74 Lb/pie)*.

En el alma de la columna se colocaron cartabones a la altura de los patines de la trabe mediante soldadura de penetración completa, para posteriormente soldar los patines de la trabe al cartabón a través de cordones corridos de soldadura. Con el propósito de que la soldadura sea corrida, es necesario hacer una muesca en el alma de trabe.

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.

La columna de acero es embebida en una columna de concreto con resistencia a la compresión, $f'_c = 350 \text{ kg/cm}^2$ y de sección transversal de $70 \text{ cm} \times 70 \text{ cm}$ y 1.20 m de largo. El refuerzo longitudinal es a través de 16 varillas del número 4 (12.7 mm) sin interrumpir en el nodo. El refuerzo transversal (estribos) sin interferir en el nodo es mediante varillas del No. 3 (9.5 mm) a cada 15 cm. Mientras en el nodo se colocaron soleras de 2.5 cm de ancho por 1/4 de pulgada de espesor en forma de L a cada 13 cm, siendo su función principal confinar el acero de refuerzo longitudinal. En las figuras 3.9 y 3.10 se muestra el armado de la conexión MESC.

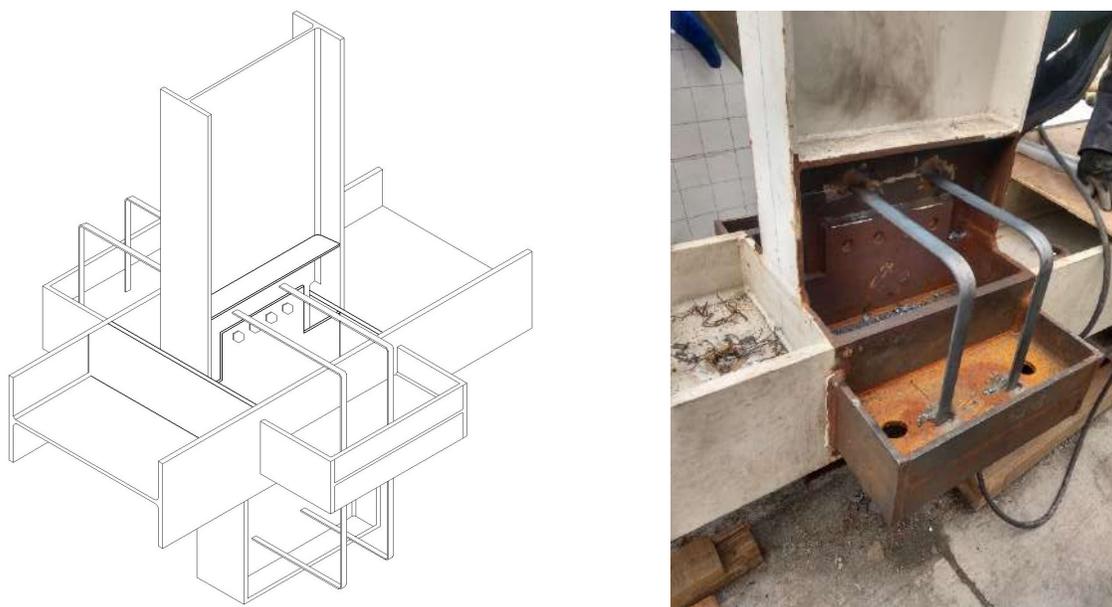
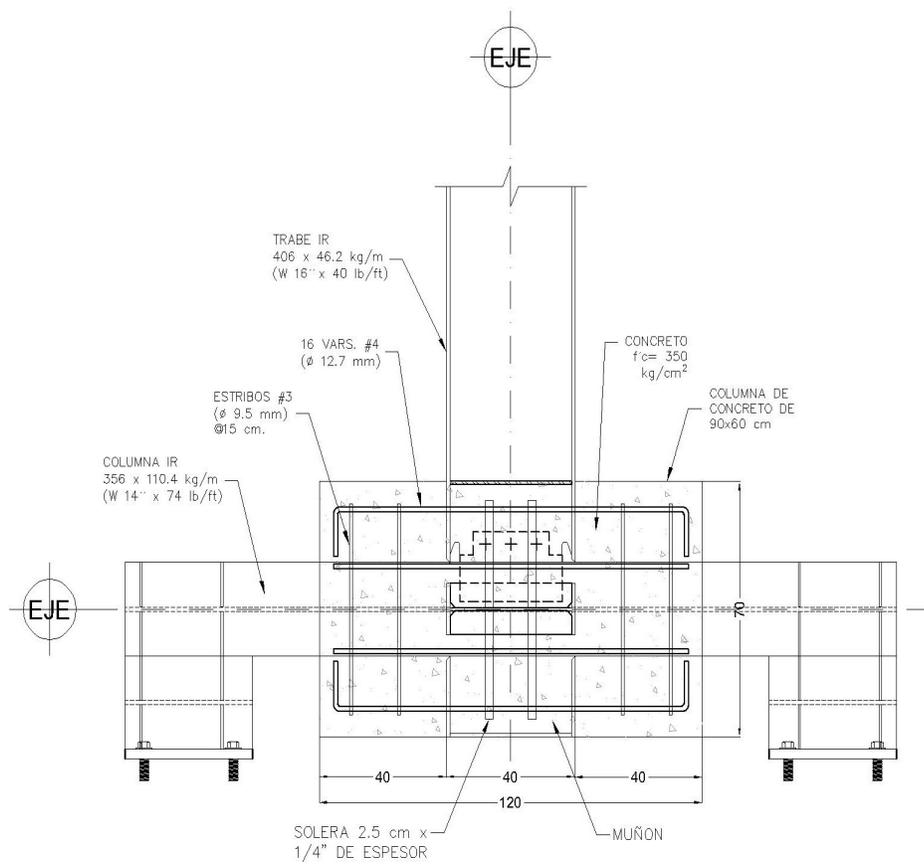


Figura 3.8 Detalle de conexión del espécimen MESC.



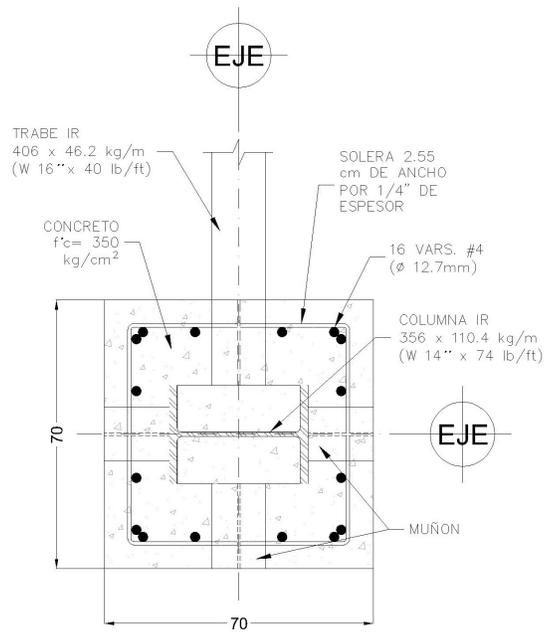


Figura 3.9 Características de la conexión MESC.



Figura 3.10 Armado de la conexión MESC.

3.3.1 *Espécimen MES1.*

El espécimen MES1 en el armado del nodo se colocaron grapas del No. 3 (9.5 mm) a cada 13 cm, estas grapas se sujetan en los pernos de cortante de acero ASTM A108 y confinan el acero de refuerzo longitudinal, formando una L. Siendo esta la única diferencia con respecto al espécimen MESC, es decir, todas las demás características se conservan sin alteración alguna, es una conexión a momento. En la figura 3.11 se muestra la conexión utilizada, mientras en las figuras 3.12 y 3.13 se muestra el armado de la conexión MES1.

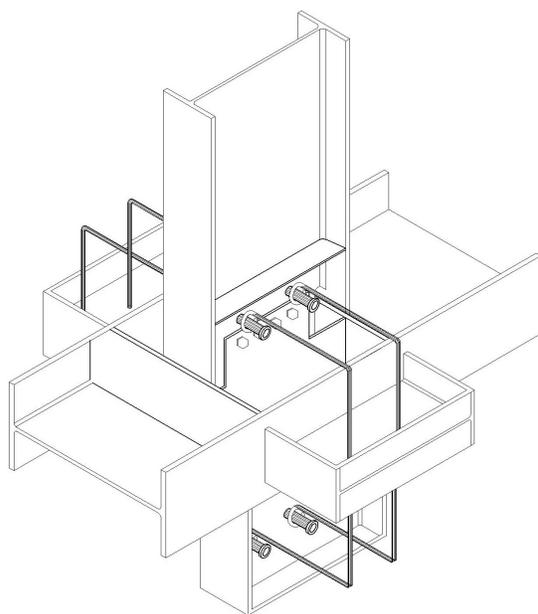
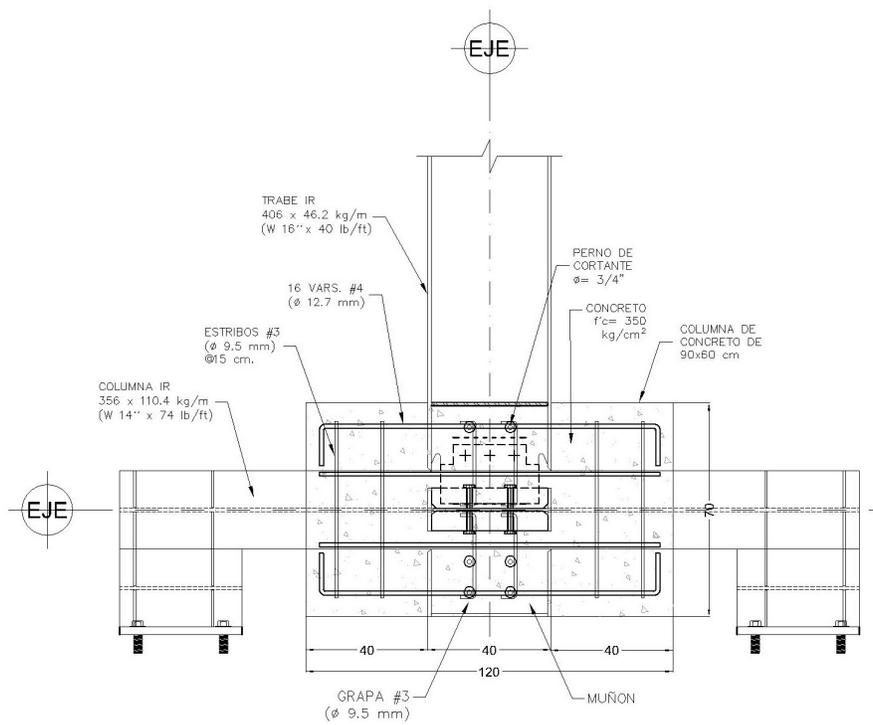


Figura 3.11 Detalle de conexión del espécimen MES1.



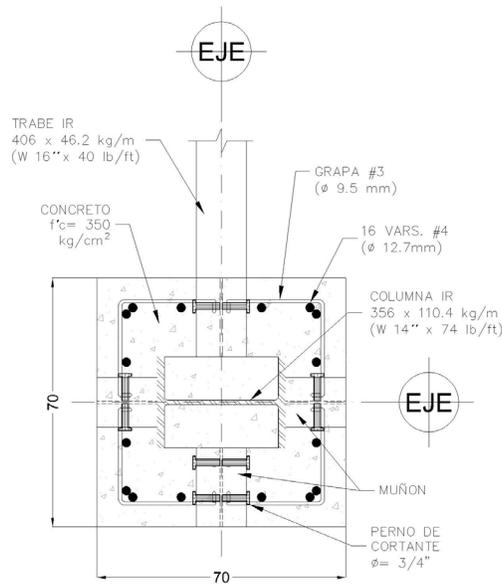


Figura 3.12 Características de la conexión MES1.



Figura 3.13 Armado de la conexión MES1.

En el habilitado del acero de refuerzo longitudinal y transversal se procuró que las varillas estuvieran libres de grasa, aceite, pintura, polvo, tierra o cualquier otro tipo de impurezas para garantizar la adherencia del concreto. Se cuidó que el espaciado fuese el calculado y se sujetó firmemente en la posición indicada en los planos de fabricación (Apéndice C). Los ganchos, dobleces y radios de curvatura se ajustaron a los valores indicados en el capítulo 6 de la NTC-DCEC-2023.

El armado de la sección transversal de las columnas se realizó cumpliendo con los requerimientos mínimos de la NTC-DCEC-2023. De acuerdo al certificado de calidad, el acero de refuerzo empleado para las varillas de 9.5 mm (3/8") y 12.7 mm (1/2") cumple con las especificaciones de la norma NMX-B-506-CANACERO, se habilitó el acero de acuerdo a las dimensiones de la sección transversal de concreto.

3.4 Instrumentación.

Se proporcionó la instrumentación necesaria en los especímenes para permitir la medición y posteriormente el cálculo de los aspectos de acuerdo al AISC 341 (2016). La instrumentación tiene como propósito medir los desplazamientos y/o deformaciones que actúen en el espécimen.

3.4.1 *Strain gauges*.

Los *strain gauges* se instalaron en el acero de refuerzo embebido para reportar las deformaciones provocadas en el interior de la conexión, cabe resaltar que se colocaron antes del colado del espécimen. Un *strain gauge* es un dispositivo que se utiliza para la medición electrónica de diversas magnitudes mecánicas como la presión, carga, torque, deformación, esfuerzos, posición, etc. Consiste en un estampado de una lámina metálica fijada a una base flexible y aislante. La galga se adhiere al objeto cuya deformación se quiere estudiar mediante un adhesivo. Conforme se deforma el objeto, también lo hace la lámina, provocando así una variación en su resistencia eléctrica.

Para la colocación de los *strain gauges* se realizó un procedimiento en específico para garantizar la adherencia en el acero de refuerzo, a continuación, se describe:

- a) Como paso preliminar se limpió la zona, eliminando polvo, grasa o cualquier material que afecte la correcta adherencia del *strain gauge*.
- b) Se pulió la superficie de contacto hasta conseguir un acabado tipo espejo con limas y lijas de “agua” de diferentes medidas.
- c) Se limpió la superficie de los residuos con ácido fosfórico, y posteriormente, se colocó un químico neutralizador de acidez con base en amoníaco.
- d) Se aplicó al *strain gauge* el catalizador especial y el pegamento, finalmente, el *strain gauge* se colocó en su posición final aplicando presión de 30 segundos a un minuto.
- e) El *strain gauge* se protegió contra agentes externos que puedan afectar las mediciones, colocando masilla aislante de hule, adicionalmente se colocó cinta aislante.
- f) Finalmente, se preparó una resina poliéster pre-acelerada que se aplicó cuidadosamente con una espátula en toda la zona del *strain gauge* y se dejó secar por varios minutos.

Se hace notar que el cable del *strain gauge* se aseguró al acero de refuerzo longitudinal para evitar que en el colado se pudiera dañar y saliendo mediante un hueco en la cimbra. En la figura 3.14 se muestra la ubicación de los *strain gauges* para los especímenes MASG y MESC, mientras que en la figura 3.15 se muestra para el espécimen MES1. En la tabla 3.2 se muestra el resumen de la ubicación en los especímenes.

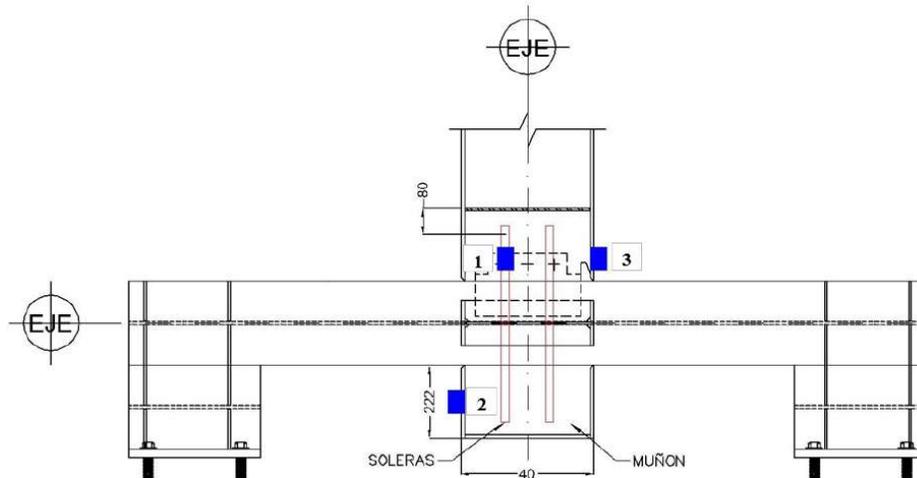


Figura 3.14 Ubicación de los strain gauges para los especímenes MASG y MESC.

En la figura 3.14 se muestra la configuración de la conexión a eje débil de la columna, pero la distribución de los *strain gauges* es la misma para los dos especímenes independientemente de la conexión.

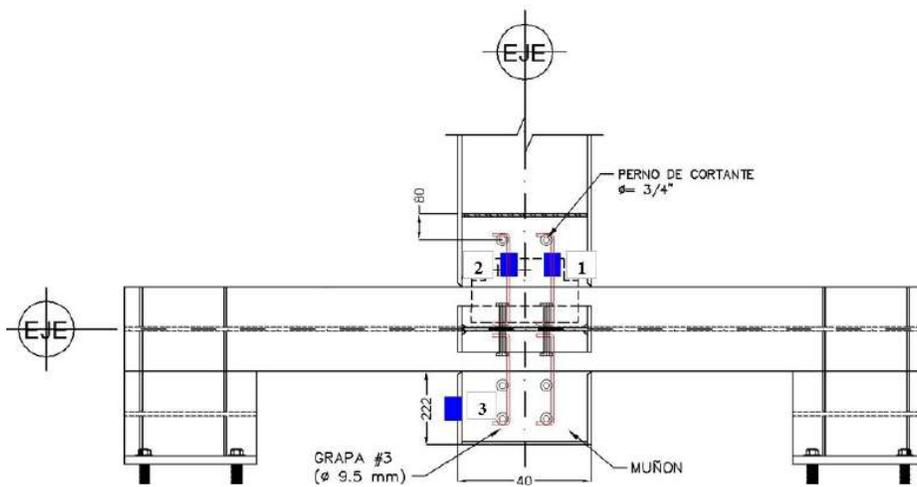


Figura 3.15 Ubicación de los strain gauges para el espécimen MES1.

Tabla 3.2. Ubicación de los strain gauges en los especímenes.

Número de <i>strain gauge</i>	Ubicación	Especímen
1	Solera izquierda de la parte superior del núcleo	MASG y MESC
2	Grapa izquierda de la parte superior del núcleo	MES1
3*	Patín izquierdo del muñón inferior	MASG, MESC y MES1
3*	Patín derecho de la trabe	MASG y MESC

* Cambia la ubicación del *strain gauge* en el espécimen.

El procedimiento descrito para la colocación de los *strain gauges* se muestra a continuación en la figura 3.16.



a) Pulido de la superficie de contacto.



b) Colocación final del *strain gauge*.



c) Aplicación de la resina poliéster pre-acelerada.

Figura 3.16 Colocación de los *strain gauges* al interior de la sección de concreto armado.

3.4.2 Transductores de desplazamiento (CDP).

Para conocer los desplazamientos del espécimen durante la prueba experimental se instalaron transductores de desplazamiento (CDP) en diferentes ubicaciones. En la figura 3.17 se muestra la ubicación general de estos dispositivos. Para todos los especímenes se colocaron los mismos dispositivos.

En total se instalaron seis transductores de desplazamiento para analizar el comportamiento del espécimen.

- a) El primer CDP-1 se intentó colocar lo más cercano posible a la altura de aplicación de la carga para calcular la rotación de la viga. De manera que las restricciones no estorbaran.
- b) El CDP-2 se colocó a 100 cm desde el paño de la columna de concreto, siempre y cuando no interfiera con las restricciones, en dado caso que suceda se mueve hacia abajo o arriba.
- c) El CDP-3 se instaló a 40.3 cm (un peralte de la viga) desde el paño de concreto de la columna.
- d) El CDP-4 se instaló en un extremo del espécimen con la finalidad de conocer el desplazamiento lateral en el apoyo.
- e) El CDP-5 se instaló en un extremo de la columna de concreto.
- f) El CDP-6 se colocó en el otro extremo de la sección de concreto. Estos últimos CDP 5 y 6, se colocaron con la finalidad de conocer el giro de la sección de concreto.

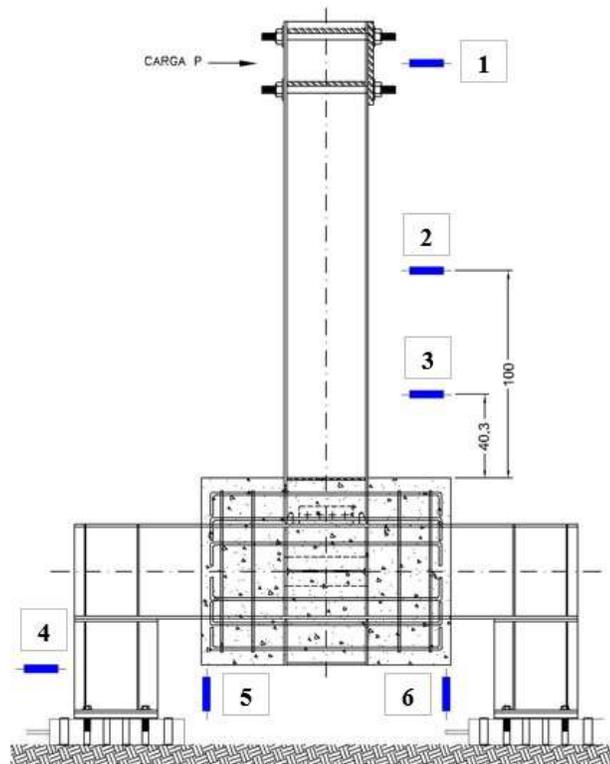


Figura 3.17 Ubicación de los transductores de desplazamiento (CDP) para los especímenes, cotas en cm.

En la figura 3.18 se muestra a el arreglo de los transductores de desplazamiento (CDP) antes de iniciar la prueba. Cabe resaltar que para la ubicación del CDP 2 no es necesario colocar a 100 cm desde el paño de la columna de concreto, sino donde haya espacio y no interfiera con las restricciones, pero manteniendo una altura considerable con respecto al CDP 3.

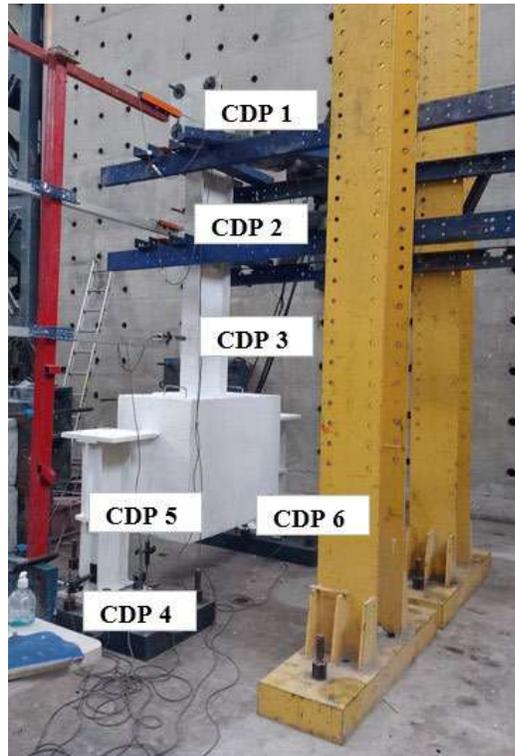


Figura 3.18 Ubicación de los transductores de desplazamiento (CDP) para los especímenes durante la prueba.

3.5 Cimbrado y colado de los especímenes.

Terminado la habilitación de acero de refuerzo y la colocación de los *strain gauges* se procedió a medir la madera disponible para fabricar la cimbra, se limpió y niveló conforme a las dimensiones de la sección de concreto. Se unió firmemente para evitar la fuga de concreto durante el colado y se comprobó que todo el acero estuviera colocado en el sitio correcto. Previo a la colocación final del acero de refuerzo se engrasó y lubricó la cimbra. En la figura 3.19 se muestra el cimbrado final de los especímenes.



Figura 3.19 Cimbrado final de los especímenes.

El concreto empleado en los especímenes para las columnas de concreto fue clase 1 premezclado con resistencia a compresión $f'_c = 350 \text{ kg/cm}^2$ y cumpliendo con los requisitos establecidos en la norma NMX-C-403-ONNCCE. El concreto fue dosificado en una planta central y transportado al laboratorio en camión revolvedor.

Antes de efectuar un colado debe limpiarse el lugar donde se va a depositar el concreto. El lugar en el que se colocará el concreto deberá cumplir con lo siguiente:

- a) Estar libre de material suelto como partículas de roca, polvo, clavos, tornillos, tuercas, basura, etc.
- b) Los moldes que recibirán al concreto deben estar firmemente sujetos.
- c) El acero de refuerzo deberá estar completamente limpio y adecuadamente colocado y sujeto.
- d) No deberá existir agua en el lugar del colado, a menos que se hayan tomado las medidas necesarias para colar concreto en agua.
- e) No se permitirá la colocación de concreto contaminado con materia orgánica.

Los especímenes se colaron de forma continua a fin de evitar la formación de juntas frías. Para evitar la formación de huecos o burbujas de aire se atendió las disposiciones de la sección 15.3.6 de la NTC-DCEC-2023. El concreto se colocó en capas no mayores de 45 cm en la zona del molde donde quedó en definitiva y se vibró.

El vibrado se realizó con equipo mecánico; la vibración se transmitió directamente al concreto, evitando tener contacto con el refuerzo o cimbra y se evitó el vibrado excesivo que propiciara la segregación del concreto. El concreto se curó durante al menos 5 días. La figura 3.20 muestra el colado de los especímenes.



a) Colocación del concreto.



b) Vibrado del concreto.



c) Colocación final del concreto en el espécimen.

Figura 3.20 Colado de los especímenes.

La calidad del concreto endurecido se verificará mediante pruebas de resistencia a compresión en cilindros elaborados, curados y probados de acuerdo con las Normas NMX-C-159-ONNCCE y NMX-C-83-ONNCCE, en un laboratorio acreditado por la entidad de acreditación reconocida en los términos de la Ley Federal sobre Metrología y Normalización. Las pruebas deberán efectuarse a los 28 días de edad conforme a los estándares.

Para verificar este requisito se obtuvieron un total de 6 cilindros de concreto los cuales se ensayaron para determinar su resistencia a la compresión y módulo de elasticidad (apéndice B). La figura 3.21 muestra la obtención de los cilindros de concreto.



a) Compactación del concreto.



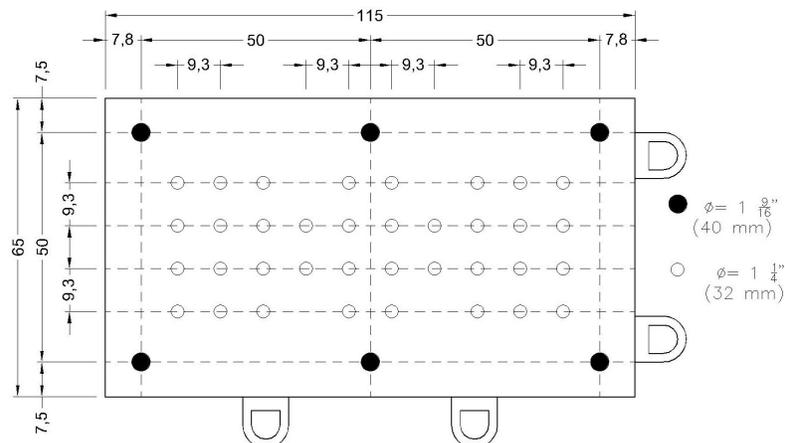
b) Cilindro de concreto final.

Figura 3.21 Cilindros de concreto.

3.6 Instalación de la prueba.

Como trabajos preliminares se preparó el área del Laboratorio de Estructuras Grandes del Centro Nacional de Prevención de Desastres (CENAPRED) donde se llevarían a cabo los ensayos de los especímenes, despejando el área y dejando libre el espacio para realizar las maniobras pertinentes.

Se habilitaron y nivelaron dos placas (PL-A) de 0.65 x 1.15 x 0.127 m fijadas a la losa de reacción (peralte de 80 cm) mediante cuatro barras de acero roscadas ($\varnothing = 40$ mm) postensadas sobre la losa de reacción sobre las cuales se apoyarían los especímenes y a su vez estos se anclaron a las placas mediante tornillos ($\varnothing = 32$ mm), verificando que el anclaje sea el más adecuado, figura 3.22.



a) Dimensiones de placa de apoyo PL-A, (cotas en cm).



b) Placa PL-A fijada mediante ancla roscada.

Figura 3.22 Colocación y fijación de ancla de apoyo (PL-A) a losa de reacción.

La placa PL-A se utilizó para anclar todos los especímenes con las anclas roscadas las cuales se fijaron mediante un postensado y se aseguraron con una tuerca hexagonal.

3.6.1 Características espécimen MASG.

Con las características finales del diseño y del laboratorio se configura el espécimen para realizar la prueba y realizados los planos de fabricación, en la figura 3.23 se muestra el detalle del arreglo general del espécimen MASG (prototipo 1). Por otra parte, en las figuras 3.24, 3.25 y 3.26 se muestran los detalles del anclaje de la columna con la losa de reacción. En el Apéndice C se anexan los planos de fabricación.

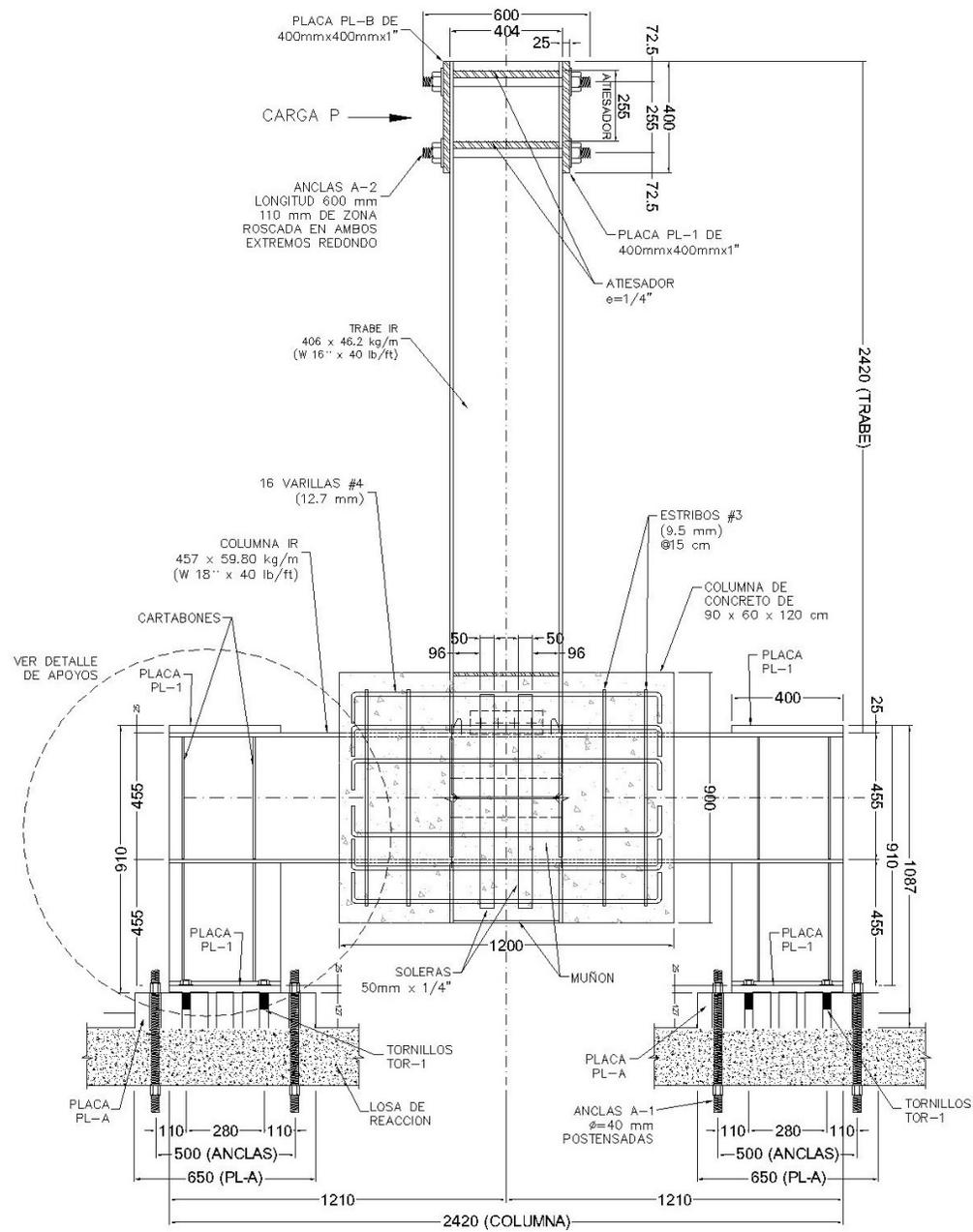


Figura 3.23 Configuración general del espécimen MASG (cotas en milímetros).

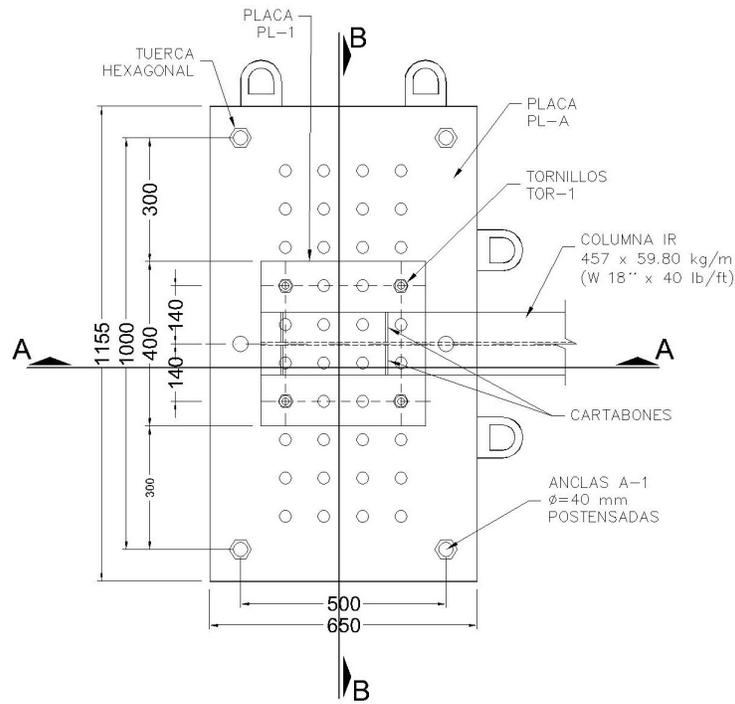


Figura 3.24 Detalle de los apoyos, vista en planta del espécimen MASG (cotas en milímetros).

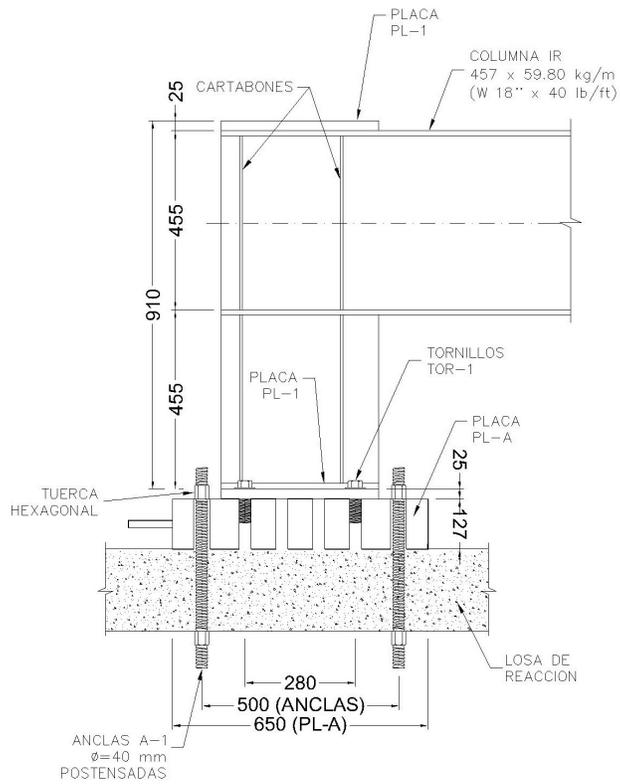


Figura 3.25 Detalle de los apoyos, vista lateral (corte A-A) del espécimen MASG (cotas en milímetros).

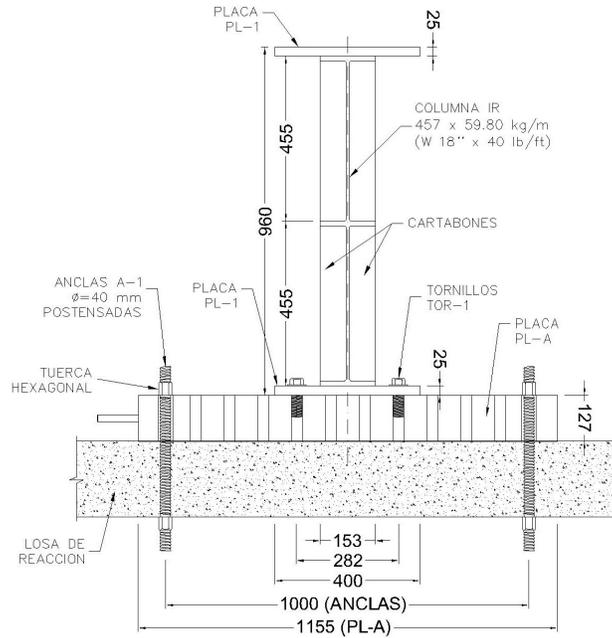
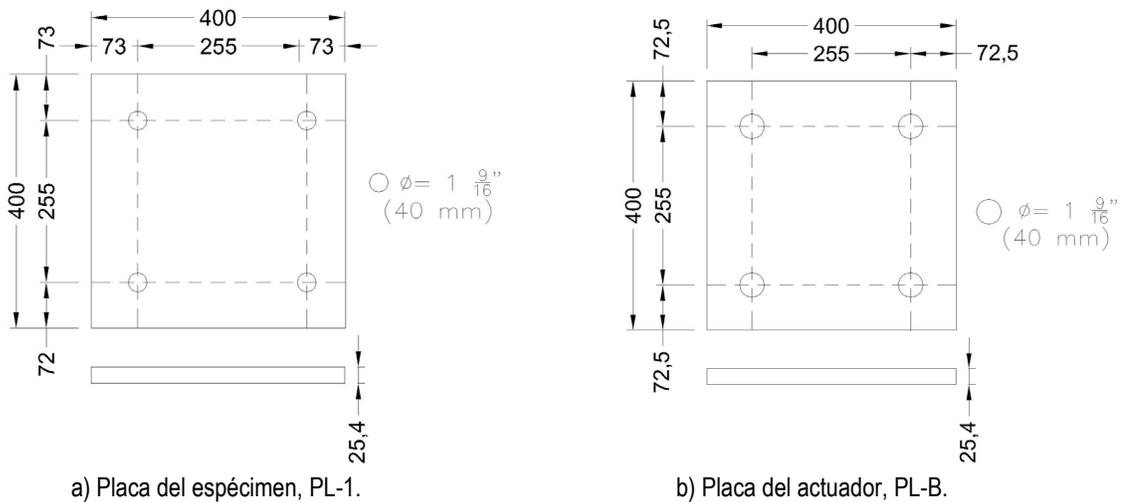
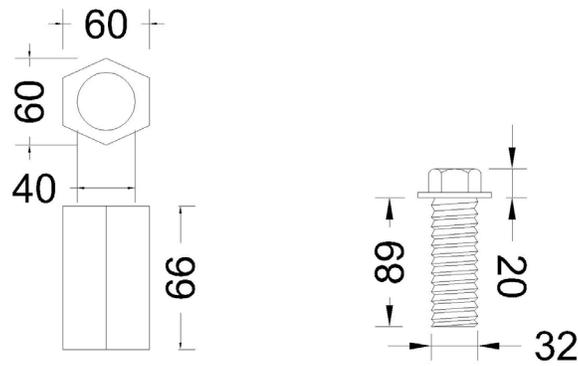


Figura 3.26 Detalle de los apoyos, vista lateral (corte B-B) del espécimen MASG (cotas en milímetros).

En la figura 3.27 se muestran las placas que se emplearon para la fijación y anclaje de las columnas con la losa de reacción, en la figura 3.27a se observa la placa del espécimen (placa PL-1) que une a la placa de apoyo (PL-A). En la figura 3.27b 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 fueron proporcionadas por el laboratorio estructuras grandes del CENAPRED. En la figura 3.27c se muestra la tuerca que sirve para anclar la placa de apoyo (PL-A) y el tornillo que une la placa del espécimen (PL-1) con placa de apoyo (PL-A).





c) Tornillo y tuerca hexagonal para fijar el espécimen.

Figura 3.27 Detalle de placas, tornillos y rosca empleadas para la fijación de los especímenes.

En la figura 3.28 se muestra el resultado final del anclaje del espécimen MASG a la losa de reacción, utilizando los detalles anteriormente mencionados. Los especímenes se trasladaron con ayuda de una grúa viajera con la que cuenta el LEG-CENAPRED.



Figura 3.28 Anclaje del espécimen MASG a la losa de reacción.

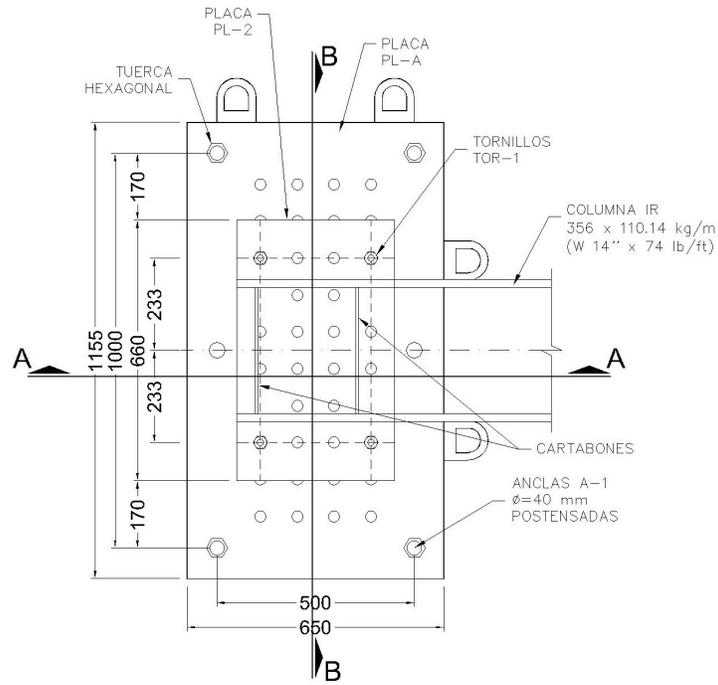


Figura 3.30 Configuración general del espécimen MESC (cotas en milímetros).

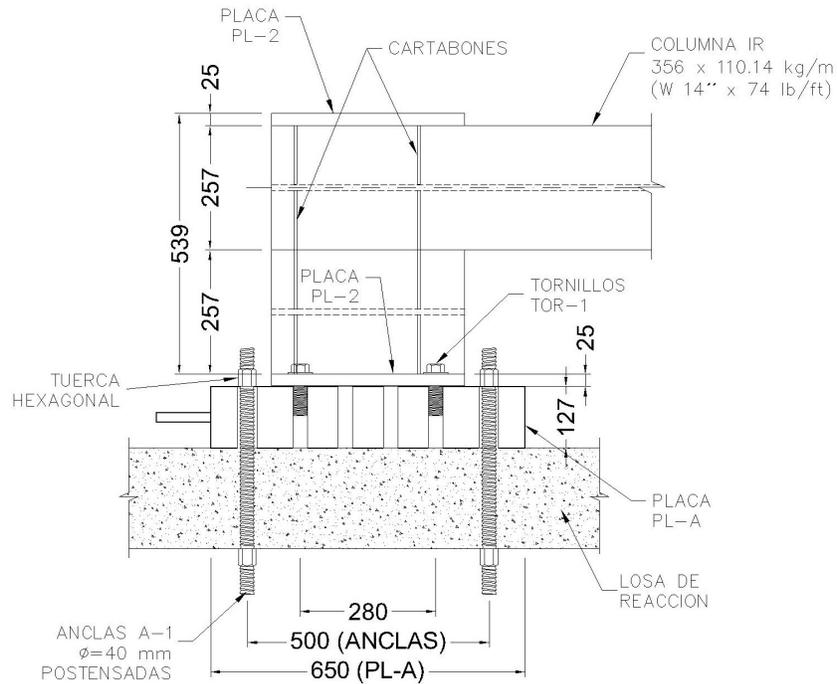


Figura 3.31 Detalle de los apoyos, vista lateral (corte A-A) del espécimen MESC y MES1 (cotas en milímetros).

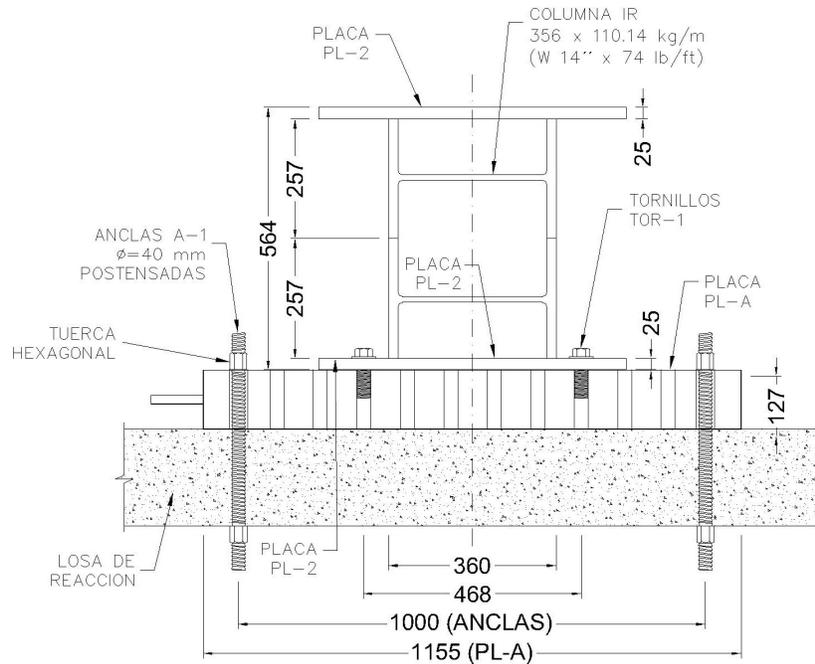


Figura 3.32 Detalle de los apoyos, vista lateral (corte B-B) del espécimen MESC y MES1 (cotas en milímetros).

En la figura 3.33 se observa la placa del espécimen (placa PL-2) que se une mediante el tornillo (TOR-1) a la placa de apoyo (PL-A). La placa del actuador (PL-B) se muestra en la figura 3.26b. Mientras que, la tuerca hexagonal y el tornillo (TOR-1) se muestran en la figura 3.27c.

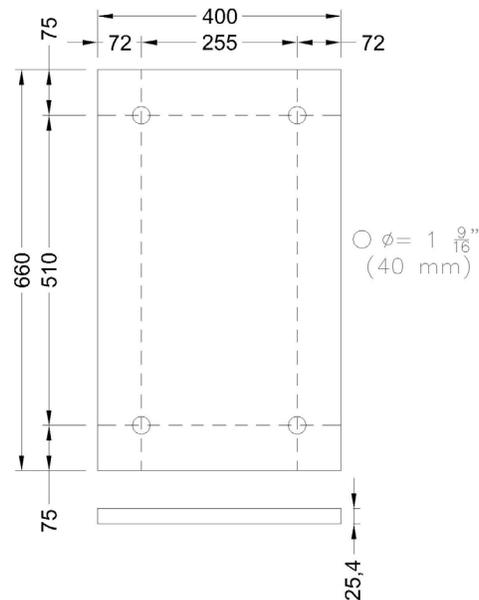


Figura 3.33 Detalle de placa PL-2 empleada para la fijación del espécimen.

En la figura 3.34 se muestra el resultado final del anclaje del espécimen MESC a la losa de reacción, utilizando los detalles anteriormente mencionados.



Figura 3.34 Colocación y anclaje de espécimen MESC a losa de reacción.

3.6.3 Características espécimen MES1.

Para el espécimen MES1 (prototipo 2), en la figura 3.35 se muestra el detalle del arreglo general del espécimen. Los detalles del anclaje de la columna con la losa de reacción son exactamente los mismos que para el espécimen MESC, y se incluyen en este documento en las figuras 3.30, 3.31, 3.32 y 3.33.

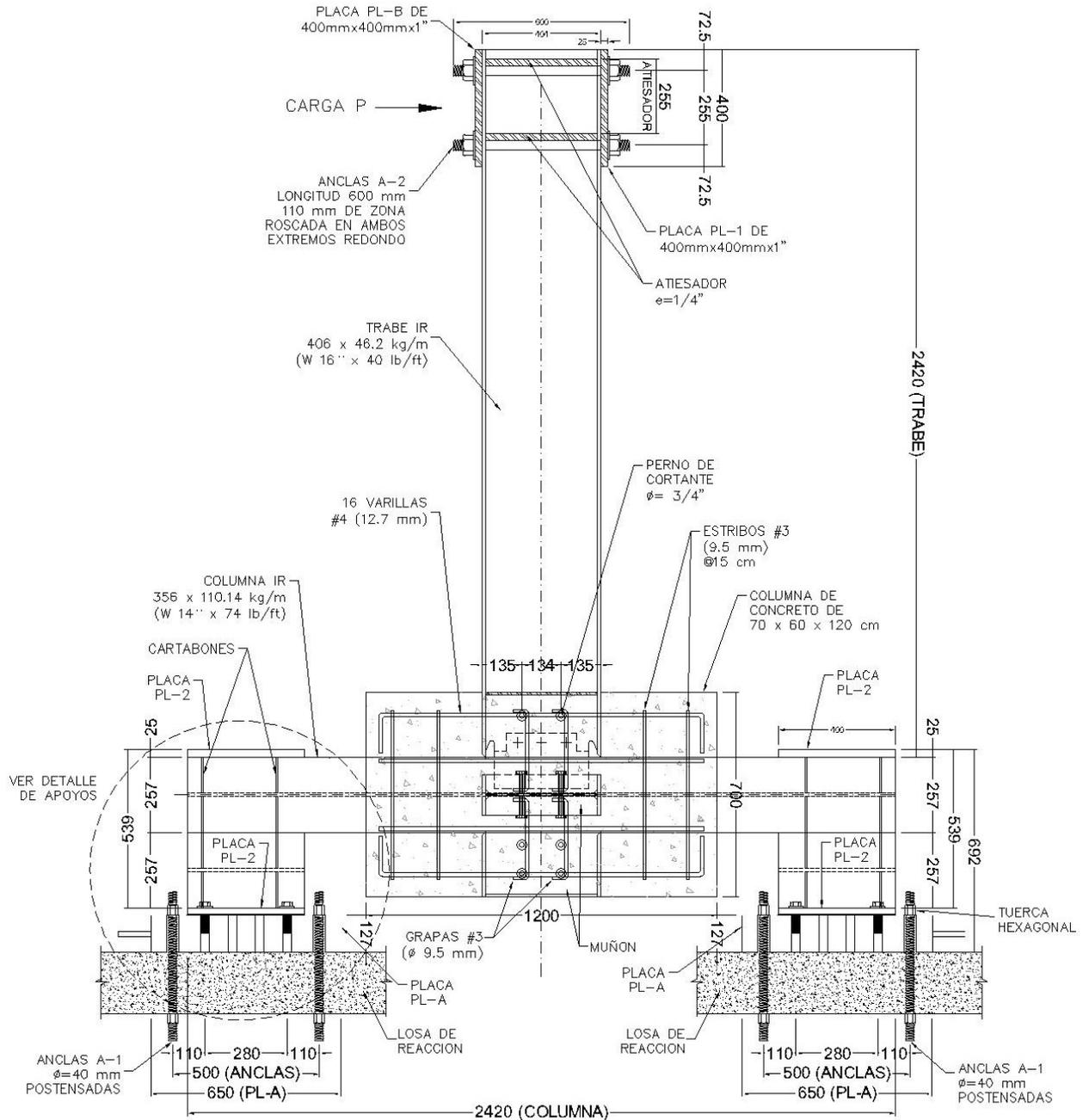


Figura 3.35 Configuración general del espécimen MES1 (cotas en milímetros).

En la figura 3.36 se muestra el resultado final del anclaje del espécimen MES1 a la losa de reacción, utilizando los detalles anteriormente mencionados.



Figura 3.36 Colocación y anclaje de espécimen MES1 a losa de reacción.

3.6.1 Montaje del actuador.

Para la instalación del actuador, se habilito y nivelo una placa de acero (PL-C) de 1.15 x 1.15 x 0.127 m, que se instaló en el muro de reacción mediante cuatro barras de acero roscadas ($\text{Ø} = 40 \text{ mm}$) postensadas. Se usó un actuador neumático marca *MTS* de 50 toneladas como se muestra en la figura 3.37a. Mientras que la conexión actuador-especímen se realizó mediante anclas con longitud de 600 mm con una zona roscada con longitud de 110 mm, figura 3.37b.



(a) Vista lateral



(b) Vista de conexión actuador-especímen.

Figura 3.37 Instalación, nivelación y anclaje del actuador al muro de reacción y al espécimen.

El actuador se unió a la placa PL-C mediante tornillos con una longitud de 330 mm con una zona roscada con longitud de 80 mm, figura 3.38.



Figura 3.38 Tornillo utilizado para para la fijación del actuador a la placa PL-C.

A continuación, se muestra la figura 3.39 donde se observan los detalles y dimensiones de la placa PL-C.

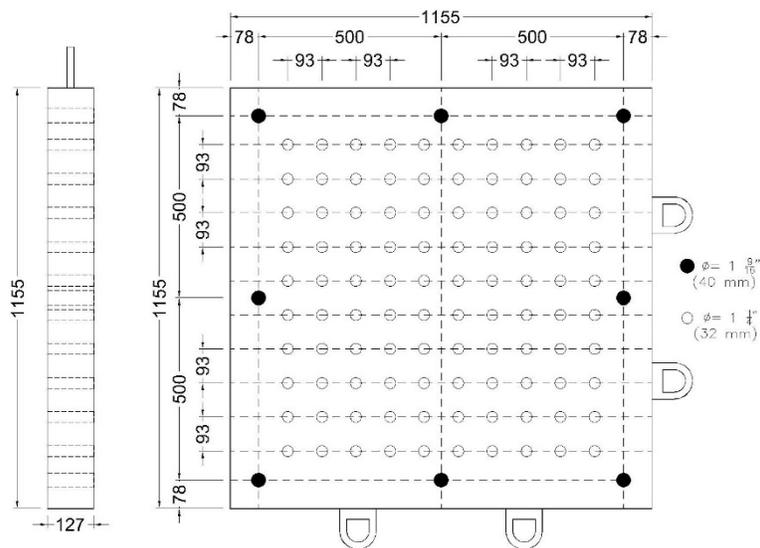
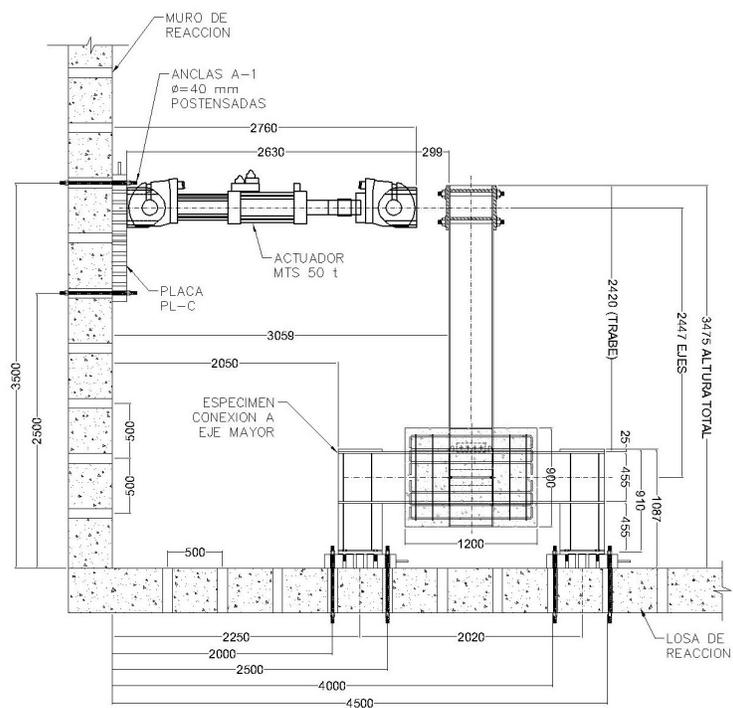
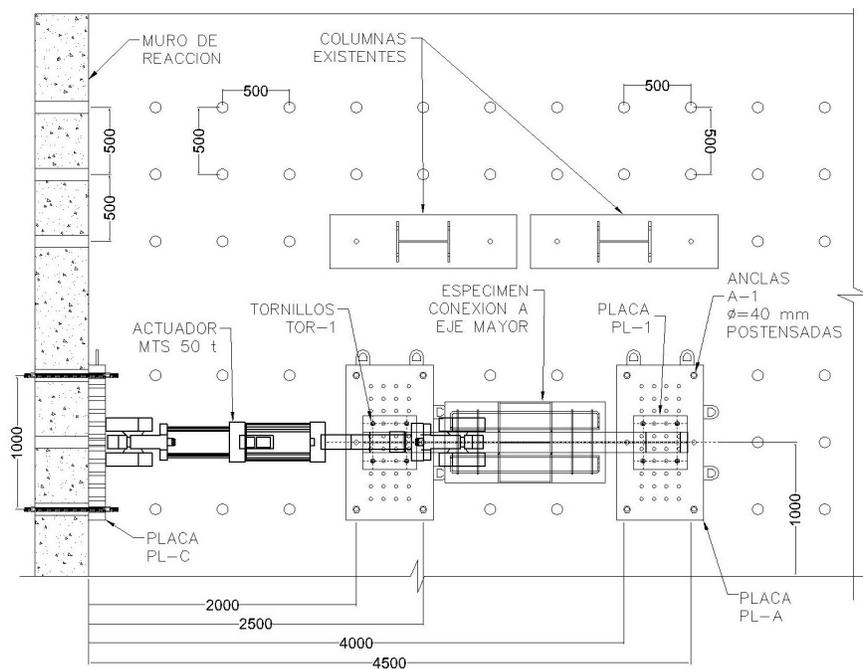


Figura 3.39 Detalle de placa PL-C empleada para la fijación del actuador.

Para las pruebas del espécimen MASG el actuador se colocó a una altura mayor que para los especímenes MESC y MES1, esto se verifica a continuación en las figuras 3.40 y 3.41.

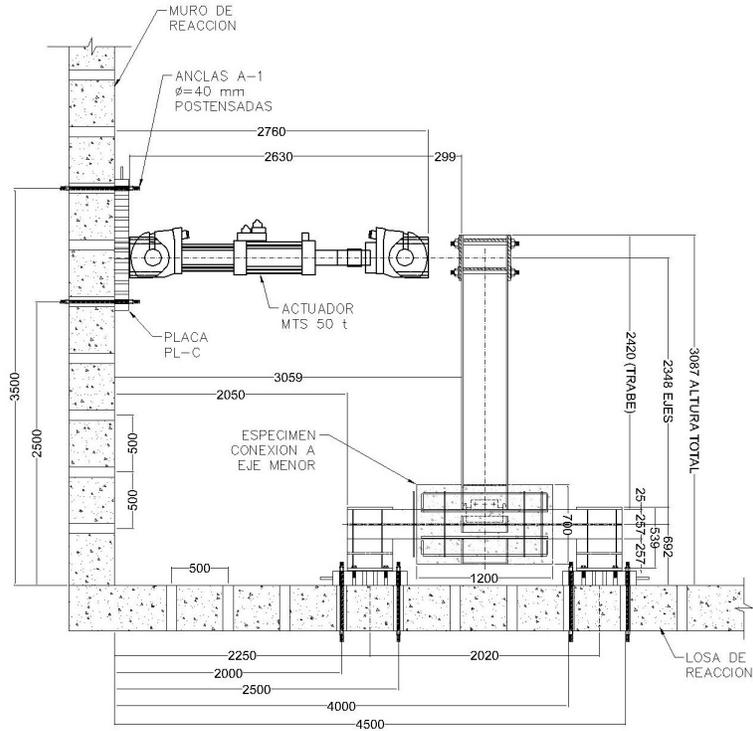


a) Elevación de la instalación del actuador.

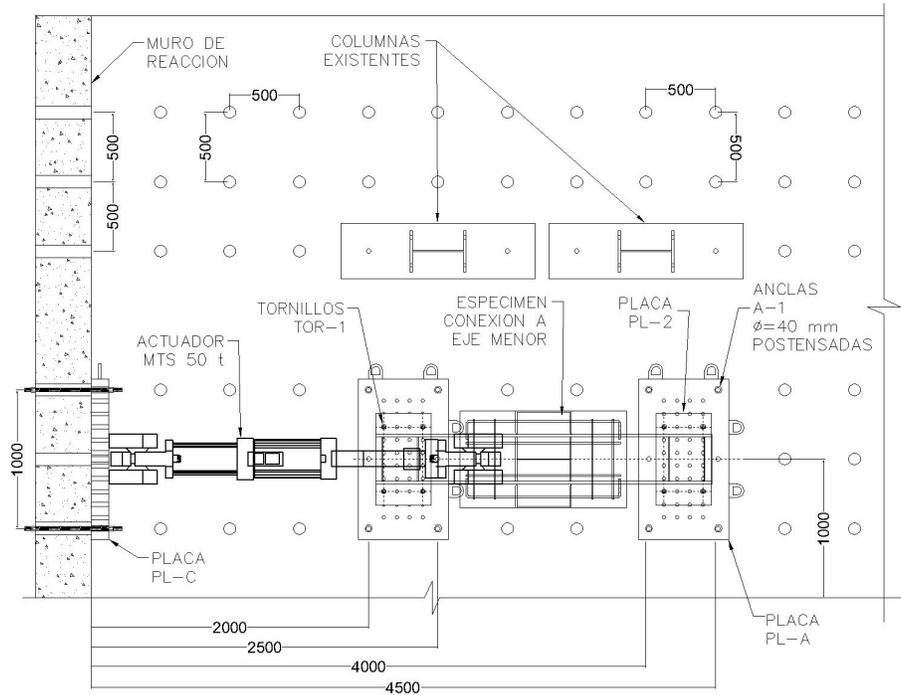


b) Planta de la instalación del actuador.

Figura 3.40 Detalles de la instalación del actuador con la conexión a eje mayor.



a) Elevación de la instalación del actuador.



b) Planta de la instalación del actuador.

Figura 3.41 Detalles de la instalación del actuador con la conexión a eje menor.

3.6.2 Montaje de las restricciones.

Para evitar que durante la prueba experimental la viga reportara desplazamientos excesivos perpendiculares a la aplicación de la carga y que la trabe saliera del plano durante la prueba, se reforzó la parte superior (cerca del actuador) y media de la trabe mediante un sistema de canales que sirve como apoyos laterales el cual se sujetó a dos columnas existentes en el laboratorio y ancladas a la losa de reacción como se muestra en la figura 3.42. Las medidas de los canales tipo C 12 cm x 6 cm x 6 cm (4/16 pulgadas).



a) Vista lateral de la instalación de perfiles.



b) Instalación de perfiles cerca de la trabe.



c) Acercamiento al sistema.



d) Configuración final del sistema de apoyo lateral.

Figura 3.42 Configuración del sistema que funciona como apoyo lateral.

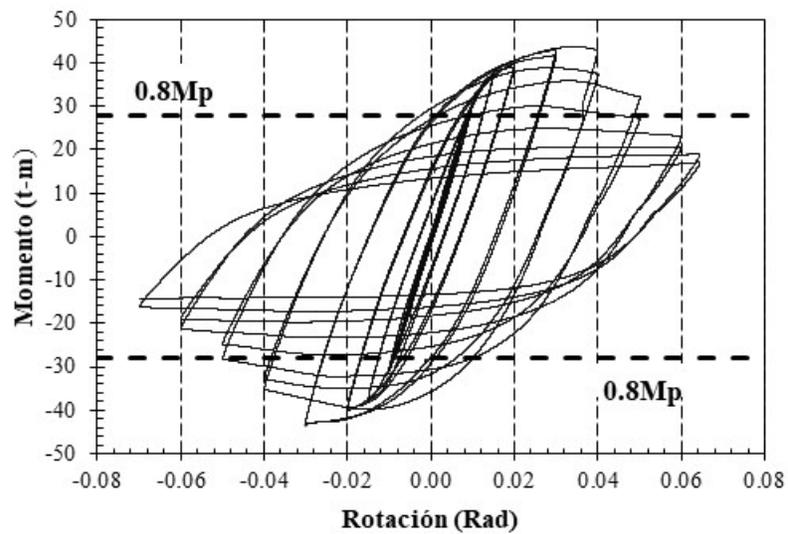
Al realizar la instalación del sistema se tuvo la precaución de que la configuración no interfiriera con la prueba si no que se permitió el desplazamiento libre en el plano del espécimen de acuerdo al protocolo de carga, pero restringiendo el desplazamiento perpendicular.

3.7 Conclusiones del capítulo.

En este capítulo se discute la fabricación de los especímenes desde el armado en taller hasta el cimbrado y colado en el laboratorio. Se muestran los detalles de materiales, secciones, medidas y Configuración del nodo para la construcción de cada espécimen.

Además, se discute la Configuración general de los especímenes para el ensaye como la instrumentación implementada, así como el proceso de colocación y la ubicación exacta. En particular, se muestra el detalle del anclaje en la losa y del muro de reacción y la colocación del actuador y de la conexión de éste al espécimen. De igual manera, se muestra el sistema utilizado para restringir el desplazamiento del espécimen fuera del plano.

CAPITULO 4. RESULTADOS DE LAS PRUEBAS EXPERIMENTALES



Resultados de las pruebas experimentales.

Las pruebas experimentales se realizaron en el Laboratorio de Estructuras Grandes del Centro Nacional de Prevención de Desastres (CENAPRED), se hicieron las adecuaciones pertinentes para el ensaye de los especímenes ya discutidos en el Capítulo 3.

4.1 Protocolo de carga.

De acuerdo al FEMA 350 (2000a), se recomienda que el programa de pruebas incluya al menos dos especímenes para una combinación dada de tamaño de viga y columna. Los resultados de las pruebas deben ser capaz de predecir el valor medio de la capacidad del ángulo de distorsión para los estados de rendimiento descritos en la tabla 4.1.

Tabla 4.1 Límites del 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	θ_{SD}	Tomado el valor de θ , 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	θ_U	Tomado el valor de θ , 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.

El ángulo de deriva entre pisos θ debe definirse como se indica en la Figura 4.1 donde se supone que la parte superior e inferior de la columna están restringidas contra la traslación lateral. Los criterios de aceptación serán los indicados en la sección 4.3 de este capítulo.

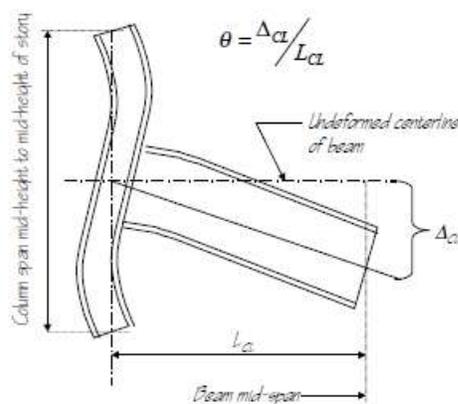


Figura 4.1 Rotación angular del espécimen.

Ángulo de distorsión:

$$\theta = \frac{\Delta}{L_{viga}}$$

Donde:

Δ = Deformación perpendicular al eje de la trabe.

L_{viga} = Longitud a ejes de la trabe del espécimen.

Los especímenes serán sometidos a un protocolo de carga cíclica de acuerdo al capítulo *K* del ANSI/AISC 341-16 siguiendo las especificaciones descritas, donde se controla el ángulo de distorsión:

- a) 6 ciclos en $\theta = 0.00375$ rad
- b) 6 ciclos en $\theta = 0.005$ rad
- c) 6 ciclos en $\theta = 0.0075$ rad
- d) 4 ciclos en $\theta = 0.01$ rad
- e) 2 ciclos en $\theta = 0.015$ rad
- f) 2 ciclos en $\theta = 0.02$ rad
- g) 2 ciclos en $\theta = 0.03$ rad
- h) 2 ciclos en $\theta = 0.04$ rad

El protocolo de carga continua y se sigue incrementado con valores de $\theta = 0.01$ rad con dos ciclos en cada paso y termina cuando termina cuando la rigidez del espécimen se ha degradado tanto que pone en riesgo los instrumentos del ensaye. En la figura 4.2 se observa la historia de desplazamientos o ángulos de distorsión que se aplicaron a los especímenes MASG, MESC y MES1 que se definieron en el capítulo 3. En la tabla 4.2 se muestran los ángulos de distorsión para cada paso con su respectivo desplazamiento.

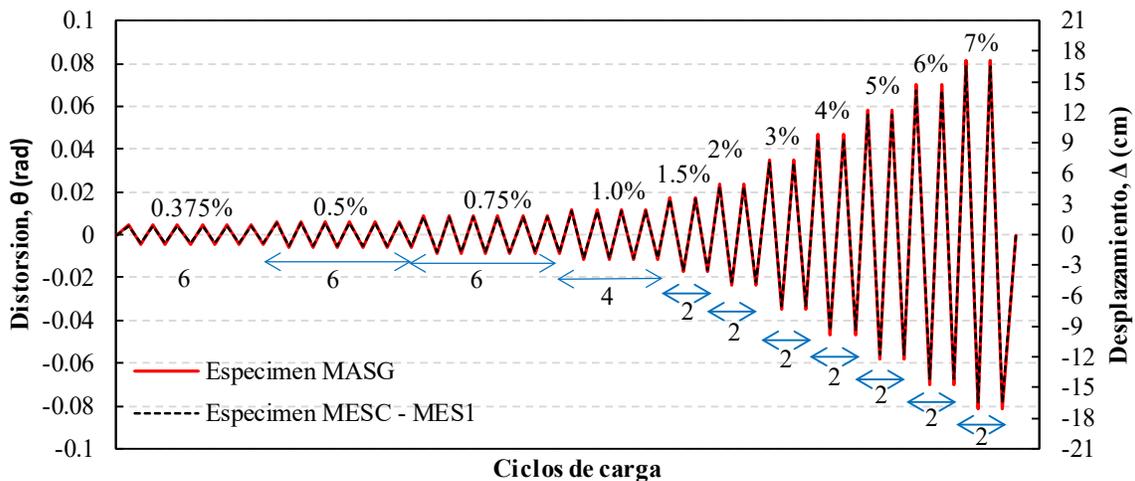


Figura 4.2 Historia de desplazamientos y ángulos de distorsión para los especímenes.

Tabla 4.2 Desplazamientos y distorsiones para cada ciclo de carga para los especímenes.

Paso	Ciclo	Espécimen	Espécimen MASG	Espécimen MESC	Espécimen MES1	
		Deformación θ (rad)	Desplazamiento Δ (cm)	Desplazamiento Δ (cm)	Desplazamiento Δ (cm)	
	0	0	0	0	0	
1	(a)	1	0.00375	0.9176	0.8805	0.8805
		2	-0.00375	-0.9176	-0.8805	-0.8805
		3	0.00375	0.9176	0.8805	0.8805
		4	-0.00375	-0.9176	-0.8805	-0.8805
		5	0.00375	0.9176	0.8805	0.8805
		6	-0.00375	-0.9176	-0.8805	-0.8805
		7	0.00375	0.9176	0.8805	0.8805
		8	-0.00375	-0.9176	-0.8805	-0.8805
		9	0.00375	0.9176	0.8805	0.8805
		10	-0.00375	-0.9176	-0.8805	-0.8805
		11	0.00375	0.9176	0.8805	0.8805
		12	-0.00375	-0.9176	-0.8805	-0.8805
2	(b)	13	0.005	1.2235	1.1740	1.1740
		14	-0.005	-1.2235	-1.1740	-1.1740
		15	0.005	1.2235	1.1740	1.1740
		16	-0.005	-1.2235	-1.1740	-1.1740
		17	0.005	1.2235	1.1740	1.1740
		18	-0.005	-1.2235	-1.1740	-1.1740
		19	0.005	1.2235	1.1740	1.1740
		20	-0.005	-1.2235	-1.1740	-1.1740
		21	0.005	1.2235	1.1740	1.1740
		22	-0.005	-1.2235	-1.1740	-1.1740
		23	0.005	1.2235	1.1740	1.1740
		24	-0.005	-1.2235	-1.1740	-1.1740
3	(c)	25	0.0075	1.8353	1.7610	1.7610
		26	-0.0075	-1.8353	-1.7610	-1.7610
		27	0.0075	1.8353	1.7610	1.7610
		28	-0.0075	-1.8353	-1.7610	-1.7610
		29	0.0075	1.8353	1.7610	1.7610
		30	-0.0075	-1.8353	-1.7610	-1.7610
		31	0.0075	1.8353	1.7610	1.7610
		32	-0.0075	-1.8353	-1.7610	-1.7610
		33	0.0075	1.8353	1.7610	1.7610
		34	-0.0075	-1.8353	-1.7610	-1.7610
		35	0.0075	1.8353	1.7610	1.7610
		36	-0.0075	-1.8353	-1.7610	-1.7610

4	(d)	37	0.01	2.4470	2.3480	2.3480
		38	-0.01	-2.4470	-2.3480	-2.3480
		39	0.01	2.4470	2.3480	2.3480
		40	-0.01	-2.4470	-2.3480	-2.3480
		41	0.01	2.4470	2.3480	2.3480
		42	-0.01	-2.4470	-2.3480	-2.3480
		43	0.01	2.4470	2.3480	2.3480
		44	-0.01	-2.4470	-2.3480	-2.3480
5	(e)	45	0.015	3.6705	3.5220	3.5220
		46	-0.015	-3.6705	-3.5220	-3.5220
		47	0.015	3.6705	3.5220	3.5220
		48	-0.015	-3.6705	-3.5220	-3.5220
6	(f)	49	0.02	4.8940	4.6960	4.6960
		50	-0.02	-4.8940	-4.6960	-4.6960
		51	0.02	4.8940	4.6960	4.6960
		52	-0.02	-4.8940	-4.6960	-4.6960
7	(g)	53	0.03	7.3410	7.0440	7.0440
		54	-0.03	-7.3410	-7.0440	-7.0440
		55	0.03	7.3410	7.0440	7.0440
		56	-0.03	-7.3410	-7.0440	-7.0440
8	(h)	57	0.04	9.7880	9.3920	9.3920
		58	-0.04	-9.7880	-9.3920	-9.3920
		59	0.04	9.7880	9.3920	9.3920
		60	-0.04	-9.7880	-9.3920	-9.3920
9	(i)	61	0.05	12.2350	11.7400	11.7400
		62	-0.05	-12.2350	-11.7400	-11.7400
		63	0.05	12.2350	11.7400	11.7400
		64	-0.05	-12.2350	-11.7400	-11.7400
10	(j)	65	0.06	14.6820	14.0880	14.0880
		66	-0.06	-14.6820	-14.0880	-14.0880
		67	0.06	14.6820	14.0880	14.0880
		68	-0.06	-14.6820	-14.0880	-14.0880
11	(k)	69	0.07	17.1290	16.4360	16.4360
		70	-0.07	-17.1290	-16.4360	-16.4360
		71	0.07	17.1290	16.4360	16.4360
		72	-0.07	-17.1290	-16.4360	-16.4360

Las curvas mostradas en la figura 4.2 son similares; pero no son iguales. En la tabla 4.2 se observa la ligera variación en los desplazamientos para cada espécimen.

4.2 Requisitos del informe de prueba.

Para cada espécimen de prueba, se preparó un informe escrito con los requisitos mencionados en el AISC-341 (2016) en su capítulo K. El informe documenta todas las características y resultados clave vistos durante la prueba, los cuales se discuten en esta investigación.

El informe incluye la siguiente información:

- a) Croquis con descripción clara de la prueba del espécimen, que incluya: 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 que será aplicado al 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.

Lo anterior mencionado es lo mínimo que pide el AISC-341 (2016), pero se incluye información adicional que mejore el reporte de la investigación como dibujos, datos y discusiones sobre la muestra de prueba o los resultados de la prueba.

4.3 Criterios de aceptación.

De acuerdo a lo estipulado por el AISC-341 (2016), el FEMA-350 (2000a) y las NTC-DCEA-2023. El espécimen ensayado debe satisfacer los siguientes requisitos:

- a) La conexión deberá ser capaz de mantener el ángulo de distorsión de 0.04 radianes de la historia requerido al menos un ciclo de carga completo.
- b) La resistencia a la flexión medida de la conexión, deberá ser igual a por lo menos $0.8M_p$ a una distorsión de 0.04 radianes, a menos que se demuestre un rendimiento equivalente del sistema de marco de momento a través de un análisis de confirmación conforme a ASCE/SEI 7 2016 (secciones 12.2.1.1 o 12.2.1.2).

Dentro de los comentarios del AISC-341 (2016) en su sección de marcos a momento especial (SMF por sus siglas en ingles), recomienda que la degradación de rigidez no reduzca la resistencia a la flexión, medida a una distorsión de 0.04 radianes, a menos del 80% de la resistencia nominal a la flexión, M_p , calculada utilizando el límite elástico mínimo especificado, F_y . La figura 4.3 muestra de manera grafica lo anteriormente mencionado.

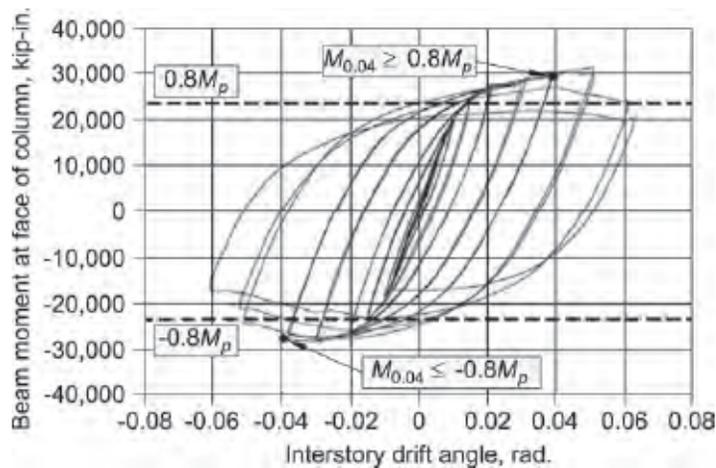


Figura 4.3 Curva de histéresis con degradación de resistencia aceptable, (AISC-341 2016).

Las curvas histeréticas típicas para elementos de alta ductilidad como marcos a momento (asumiendo que se comportaron de manera dúctil) se percibía que tenían la forma general que se muestra en la figura 4.4, en la que la curva incluiría un "intervalo elástico", un "intervalo de endurecimiento por deformación plástica", y un "intervalo de degradación de la resistencia plástica".

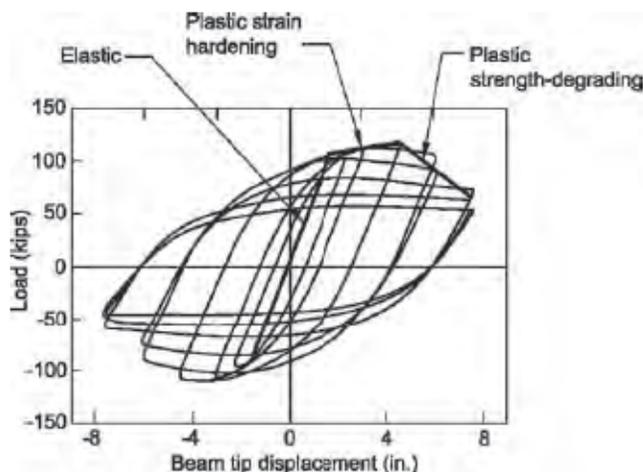


Figura 4.4 Curva de histéresis para una viga en voladizo conectada a PR (AISC-341 2016).

El FEMA-350 (2000a) en el capítulo 3 discute algunos de los criterios mínimos de aceptación para su uso en la calificación específica de conexiones, mismos que se abordan a continuación.

La magnitud media de la capacidad del ángulo de distorsión en la degradación de resistencia, θ_{SD} y la falla de la conexión θ_U , obtenida de las pruebas experimentales no será menor que el indicado en la tabla 4.2. 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 4.3.

Tabla 4.3 Capacidades mínimas de ángulo de distorsión total para los valores de θ_{SD} y θ_U para estructuras dúctiles (adaptada de la tabla 3-15, FEMA-350, 2000a).

Sistema Estructural	Capacidad de ángulo de distorsión – degradación de resistencia, θ_{SD} (radianes)	Capacidad de ángulo de distorsión – Última, θ_u (radianes)
Marcos de ductilidad normal	0.02	0.03
Marcos de alta ductilidad	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 4.2 se incrementarán θ'_{SD} y θ'_{U} , con las expresiones 4.1 y 4.2, respectivamente:

$$\theta'_{SD} = \frac{8d}{L} \left(1 - \frac{L-L'}{L}\right) \theta_{SD} \quad (\text{Ec. 4.1})$$

$$\theta'_U = \left(1 - \frac{L-L'}{L}\right) \theta_U \quad (\text{Ec. 4.2})$$

Donde:

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

θ_{SD} es la capacidad de ángulo de distorsión de degradación de resistencia básico de acuerdo con la Tabla 4.2.

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

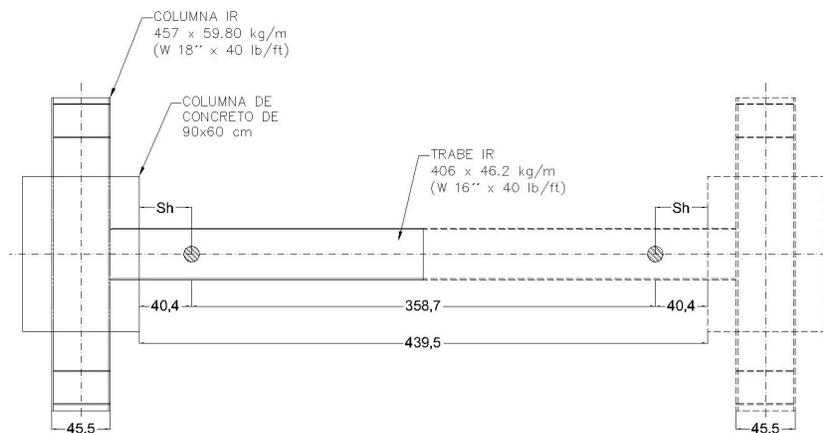
θ_u es la capacidad de ángulo de distorsión último básico de acuerdo con la Tabla 3.4.

L es la distancia entre columnas medida entre ejes.

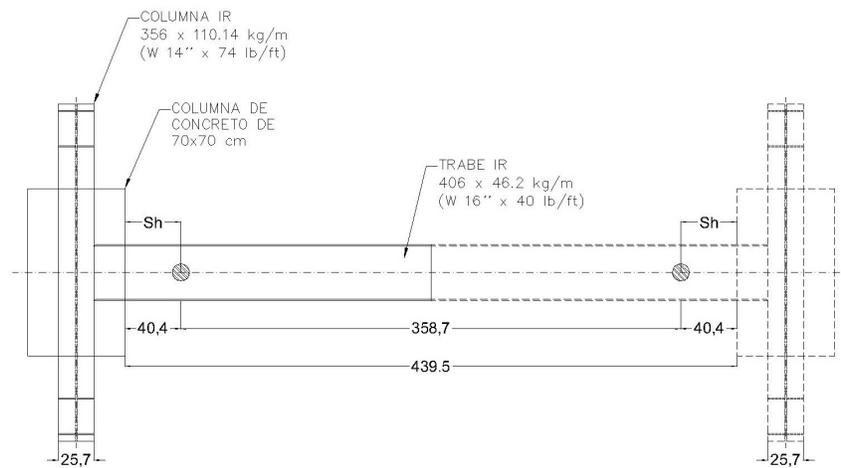
L' es la distancia entre los puntos de formación de las articulaciones plásticas.

d es el peralte de la viga.

En la figura 4.5 se muestra la configuración que tendría el marco formado por los especímenes, para determinar las capacidades máximas de ángulo de distorsión (tabla 4.2) 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 el prototipo 1 (conexión a eje mayor).



b) Marco formado por el prototipo 2 (conexión a eje menor).

Figura 4.5 Marco formado por los especímenes para el cálculo de distorsiones.

Prototipo tipo 1, eje mayor (figura 4.5a):

- Peralte viga: $d_t = 40.4$ cm
- Peralte columna: $d_c = 45.5$ cm
- Distancia entre columnas: $L = 2(242) + 45.5 = 529.5$ cm
- Relación claro-peralte: $L/d_t = 13.1 > 8$

Prototipo tipo 2, eje menor (figura 4.5b):

- Peralte viga: $d_t = 40.4$ cm
- Patín columna: $b_c = 25.6$ cm
- Distancia entre columnas: $L = 2(242) + 25.6 = 509.6$ cm
- Relación claro-peralte: $L/d_t = 12.6 > 8$

La relación claro-peralte es mayor que ocho para los dos marcos, cumpliendo con este requisito, por lo que se pretende que las conexiones ensayadas sean empleadas en marcos resistentes a momento con ductilidad alta, por lo tanto, de la tabla 4.2 se obtiene que la capacidad de ángulo de distorsión máxima de degradación de resistencia (θ_{SD}) deberá ser de 0.04 radianes, mientras que, la capacidad de ángulo de distorsión máxima última (θ_u) deberá ser de 0.06 radianes.

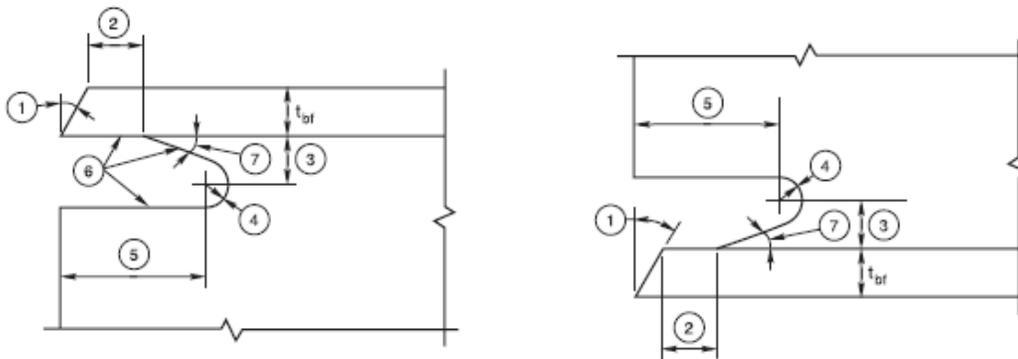
4.4 Recomendaciones para soldadura en zona sísmica.

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). También se debe garantizar que la unión resista las fuerzas sísmicas por sí mismo y no solo hacer énfasis en los elementos estructurales.

La nomenclatura de las indicaciones de la figura 4.6 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 (± 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 4.6 Detalles de soldadura en la ranura de acuerdo al suplemento AWS D1.8 (2016).

Las NTC-DCEA-2023 proporcionan algunas recomendaciones para el dimensionamiento de agujeros de acceso para las soldaduras en su capítulo 11. Se hace mención que 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 4.7).

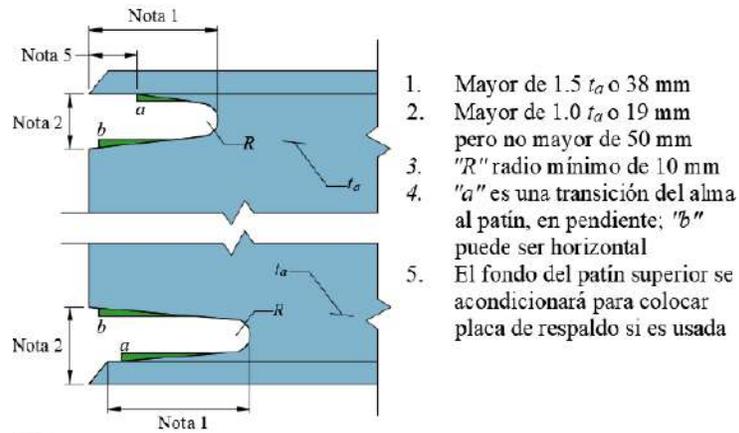


Figura 4.7 Detalles agujero de acceso para soldadura, (NTC-DCEA-2023).

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. Los agujeros de acceso de vigas laminadas y travesaños armados que requieran soldaduras a tope de penetración completa para unir almas y patines, deben estar libres de muescas y esquinas reentrantes agudas. Para ello, en esas esquinas se hará un corte circular de radio no menor de 10 mm.

4.5 Prueba 1 - espécimen MASG.

El espécimen MASG tiene una conexión a eje mayor de la columna de acero embebida en una columna de concreto de 60 x 90 cm, en el nudo se colocaron soleras de 5 cm de ancho por 1/4" de espesor en forma de L (ver los planos de fabricación para más detalle en el apéndice C). Se adaptaron las recomendaciones de la conexión WUF-W (AISC 348-16) en su capítulo 8 a las condiciones existentes y por lo que se podría considerar como una conexión semi-precalificada.

Antes de iniciar la prueba se verificaron las restricciones en la trabe para evitar que se saliera de su plano durante el ensayo, así como como que el estado de carga y de desplazamiento del actuador sobre el espécimen fuera cero. Además de comprobar que los transductores de desplazamiento (*CDP*) y los *strain gauges* estuvieran funcionando, a continuación, se muestra el espécimen antes de empezar a aplicar la carga en la figura 4.8.



(a) Vista lateral



(b) Vista frontal.

Figura 4.8 Especimen MASG con restricciones e instrumentación antes de iniciar la prueba.

Atendiendo el protocolo de carga del ANSI/AISC 341-16 se procedió a iniciar la prueba aplicando el primer grupo de ciclos de carga que corresponde a 6 ciclos de $\theta = 0.00375$ radianes ($\Delta = 0.91$ cm). Durante la aplicación de esta carga se observó la formación de pequeñas fisuras de 1 mm en la columna de concreto a la altura de los patines en tensión, conforme pasaron los ciclos de carga estas fisuras fueron creciendo incursionando dentro del intervalo elástico como se muestra en la figura 4.9.



Figura 4.9 Fisuras por tensión en la columna de concreto.

Durante los siguientes ciclos de carga empezó a ocurrir un ligero pandeo en el patín izquierdo y un desprendimiento del concreto en forma de semicírculo que va de patín a patín tanto en parte frontal y trasera del alma durante el segundo ciclo del sexto paso que corresponde a una distorsión de $\theta = 0.02$ rad ($\Delta = 4.89$ cm), como se observa en la figura 4.10.



Figura 4.10 Inicio del pandeo del patín izquierdo y desprendimiento del concreto de la columna.

Conforme fueron pasando los ciclos y por ende aumentando la carga la deformación de los patines empezó a ser más visible con un daño ya importante hasta el punto de llegar al pandeo del alma y formación de la zona de articulación plástica, durante el cambio del ciclo 1 y ciclo 2 (compresión-tensión) para el paso 8 (h) que corresponde a una distorsión angular de $\theta = 0.04$ radianes ($\Delta = 9.78$ cm), como se muestra en la figura 4.11.



Figura 4.11 Deformación en patines y alma para una rotación angular de 0.05 rad.

Para los ciclos de carga faltantes se observó que continuaba la deformación de los patines y del alma, en el último ciclo de rotación angular 0.07 radianes se quitaron los transductores (*CDP*) para protegerlos de sufrir algún daño ya que se trata de niveles de distorsiones altos. Se concluyó la prueba a causa de que la degradación era considerable y el severo daño que se podía observar en los patines y alma de la trabe. La zona de articulación plástica tenía una longitud de entre 15 cm y 30 cm, medidos desde la columna de concreto a los patines como se muestra en la figura 4.12.

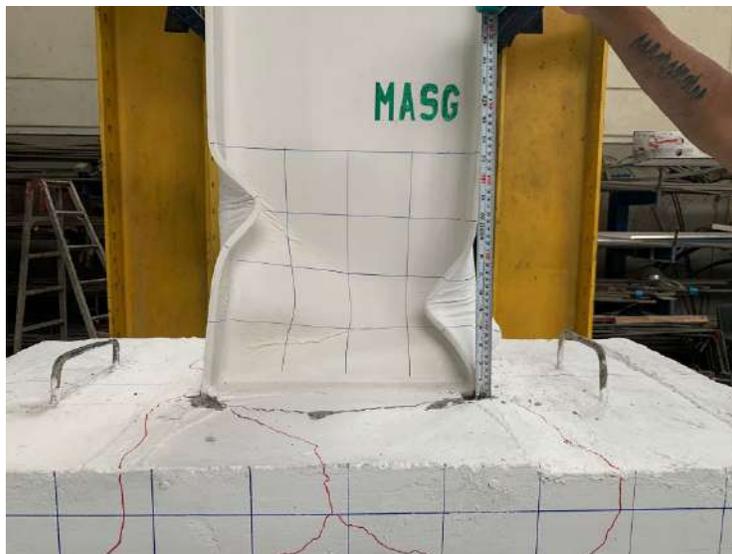


Figura 4.12 Formación de articulación plástica.

Al finalizar la prueba y retirar la instrumentación para evitar daños, se procedió a desprender la pintura de la trabe para realizar una inspección con más detalle y se observó una fractura entre el patín derecho y el alma de la trabe. Además, se notó un severo daño en el patín (pandeo) de trabe sin llegar a la ruptura, pero sí a la pérdida de rigidez motivo por el cual se terminó la prueba como se muestra en la figura 4.13.



Figura 4.13 Fractura entre el patín derecho y el alma de la trabe.

Posteriormente se procedió a mover del lugar de la prueba el espécimen para seguir con la inspección de los daños. De manera cuidadosa se procedió a retirar el concreto en la zona del desconchamiento y así verificar la profundidad de la grieta. Fue medianamente fácil esta labor ya que en esa zona había fractura del concreto. Se observó que el desprendimiento ocurrió de manera superficial ya que no llegó a la zona del acero de refuerzo, por lo que y no quedó expuesto. En promedio la profundidad máxima que alcanzó fue de 3 cm en la zona cercana al patín más dañado. El resultado de la exploración física del agrietamiento se muestra en la figura 4.14.



(a) Concreto fracturado y desprendido en zona dañada.



(b) Profundidad máxima de la zona que presentó la fractura del concreto.

Figura 4.14 Zona de desprendimiento del concreto del espécimen MASG.

4.5.1 Interpretación de resultados de la prueba 1 - espécimen MASG.

Los daños que sufrió el espécimen en la prueba se describen en la figura 4.15 en los ciclos de la historia de desplazamiento o rotaciones y así identificar a que ciclo de carga corresponde.

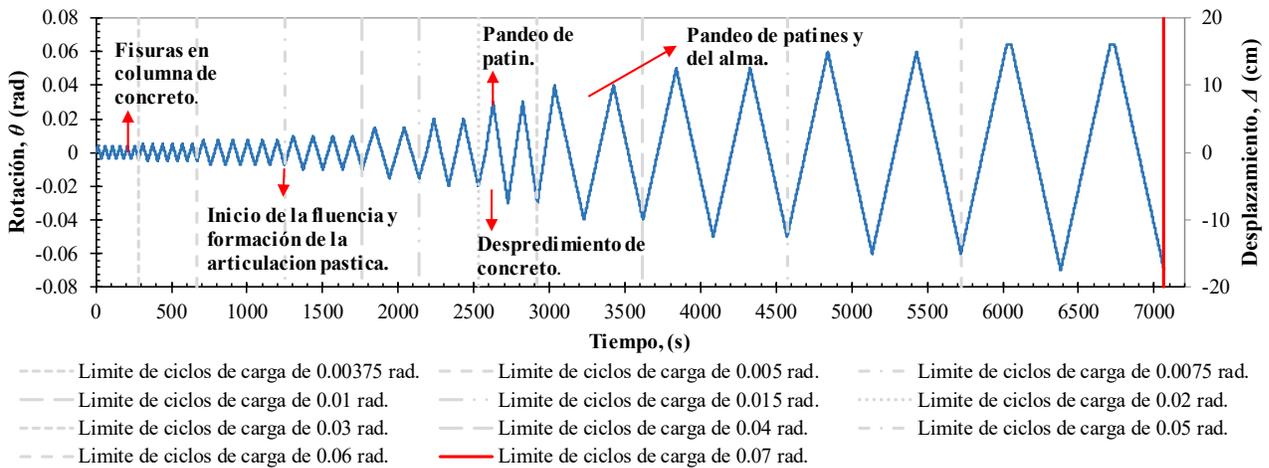
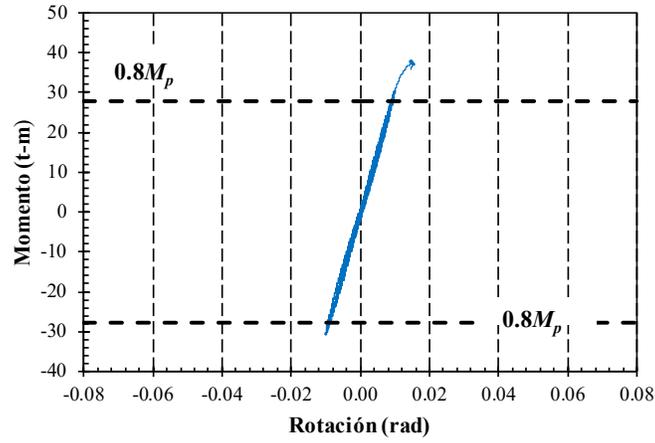
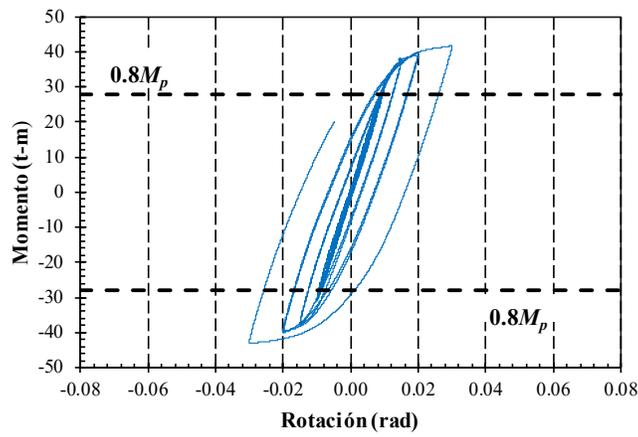


Figura 4.15 Progreso del daño en el ensaye del espécimen MASG.

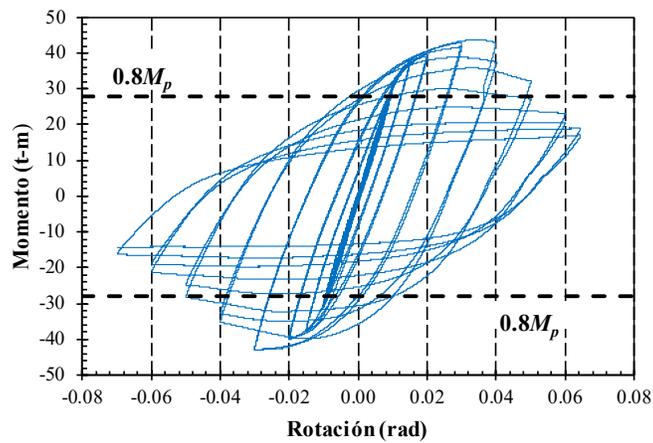
La evolución de la curva momento-rotación con la carga cíclica aplicada se muestra en la figura 4.16. En la figura 4.16 a se muestra la curva en el instante en que inicia la fluencia, en la figura 4.16b se muestra el inicio del pandeo en los patines y comienza el desprendimiento del concreto y en la figura 4.16c Se muestra la curva final para todos los ciclos descritos en la tabla 4.2.



a) Inicio de la fluencia para el ciclo de 0.01 radianes (2.4470 cm)



b) Formación de la articulación plástica para ciclo de 0.03 radianes (7.3410 cm)



c) Curva final para los 10 patrones de carga.

Figura 4.16 Grafica momento-rotación del espécimen MASG.

Con el procesamiento de los datos obtenidos del actuador MTS se obtuvo la curva momento-rotación del espécimen MASG la cual se muestra en la figura 4.17. En la curva se identifica la evolución de los daños reportados durante la prueba, como el inicio de la fluencia y el inicio de la formación de la articulación plástica.

En los criterios de aceptación del AISC 341-16 en la sección de conexiones viga-columna (sección E3. 6b.) se deben de cumplir dos puntos a) la conexión deberá de ser capaz de soportar una rotación de al menos 0.04 radianes y b) la resistencia a la flexión de la conexión deberá ser igual a por lo menos 0.8 veces el momento plástico y como se observa en la figura 4.14 en el ciclo que corresponde a la rotación de 0.04 radianes los ciclos sobrepasan el 0.8 del momento plástico ($0.8M_p$) por lo cual la conexión cumple con los criterios para marcos de alta ductilidad.

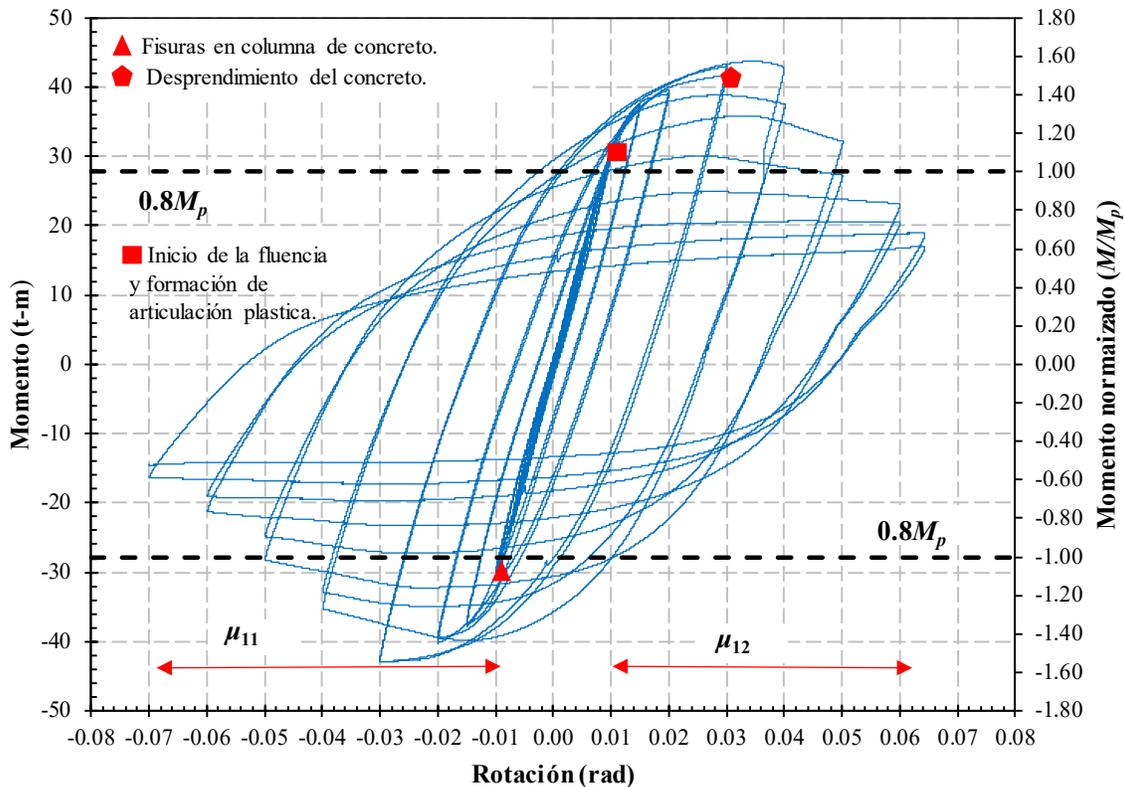


Figura 4.17 Grafica momento-rotación normalizada del espécimen MASG.

El momento máximo calculado fue $M_{max}= 43.71$ t-m mientras que el momento plástico calculado fue $M_p= 34.84$ t-m y la máxima distorsión aplicada al espécimen fue $\theta_u= 0.069$ radianes para el último ciclo debido a la degradación de rigidez, la ductilidad que desarrollo el espécimen se calcula sabiendo que $\mu= \theta_u / \theta_y$. En la figura 4.17 μ_{11} y μ_{12} representan a las ductilidades positiva y negativa respectivamente desarrolladas por el espécimen, el cálculo específico se presenta posteriormente en este capítulo.

En la figura 4.18 se muestra la curva momento rotación del espécimen, pero haciendo énfasis en la curva envolvente (*backbone curve*), en la cual se observa cierta simetría en la parte positiva y negativa, a su vez se observa que incrementa la rotación, pero disminuyendo gradualmente su capacidad resistente a momento; es decir se identifica la degradación de rigidez.

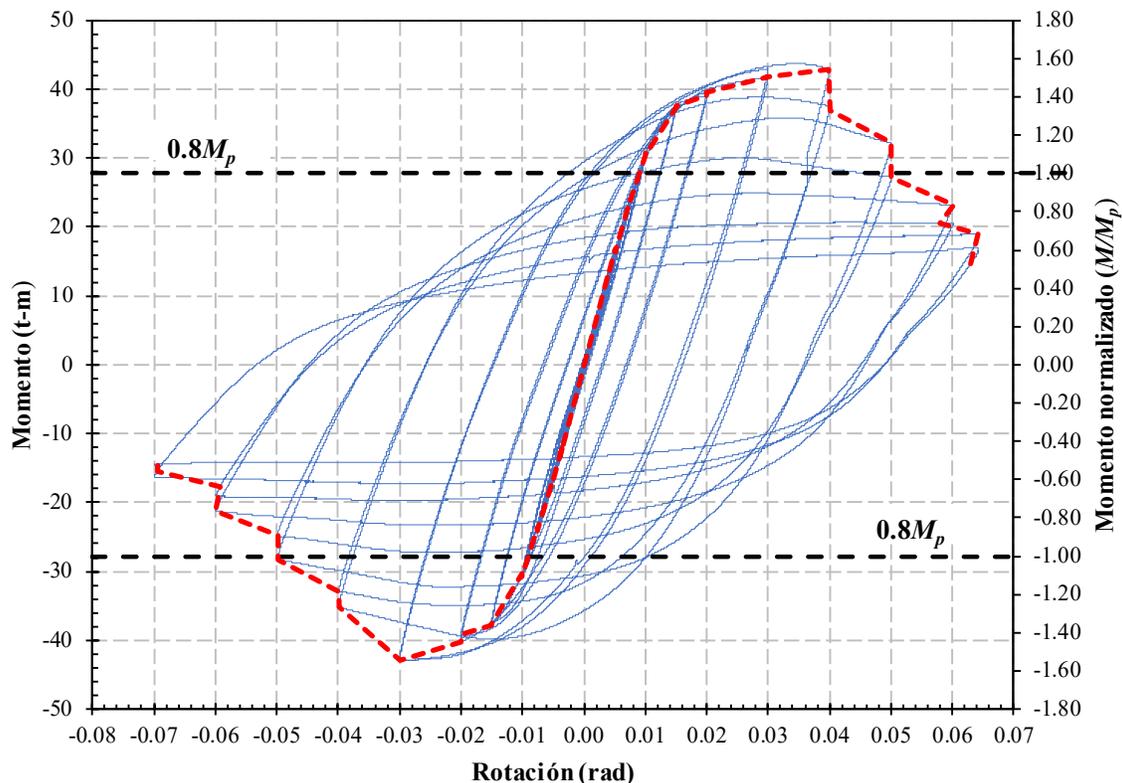


Figura 4.18 Grafica momento-rotación normalizada con curva envolvente del espécimen MASG.

Se colocaron tres *strain gauge* en el espécimen el número 1 en la solera que une la trabe con el muñón de la columna de acero, el número 2 en el muñón inferior izquierdo y el número 3 en la parte superior sobre el patín derecho, quedando embebidos en la columna de concreto. En la figura 4.19 se muestra la ubicación de los *strain gauges* para el espécimen MASG, verificar en el capítulo 3 en la sección 3.4 de este documento.

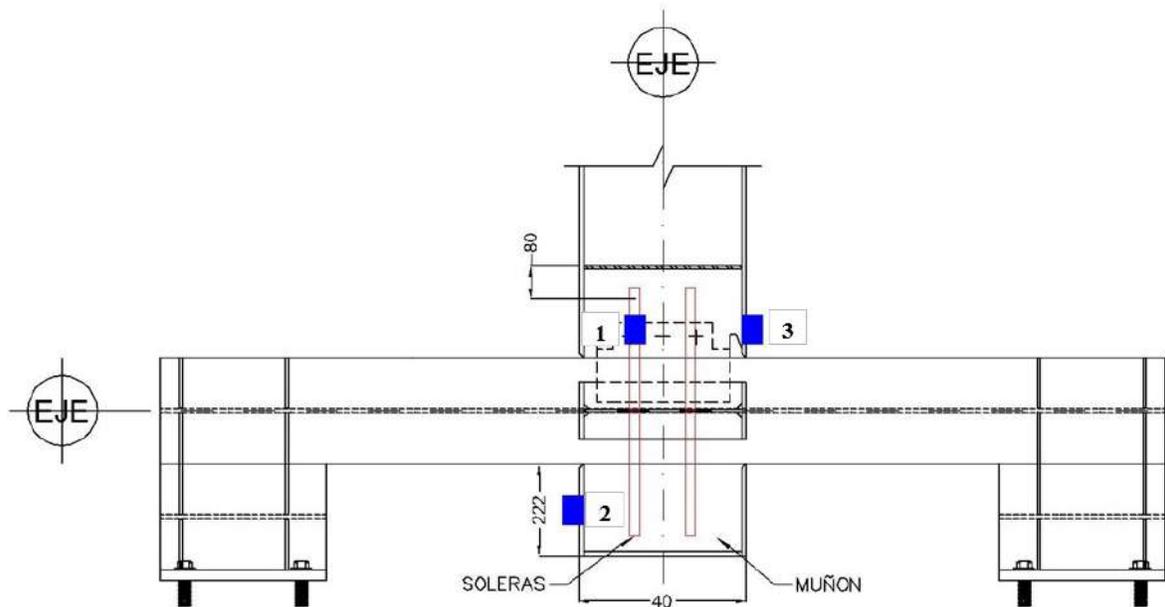
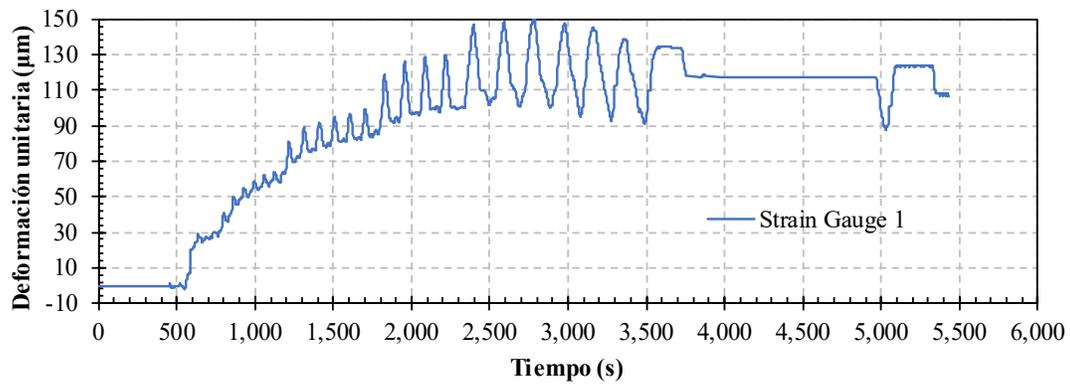
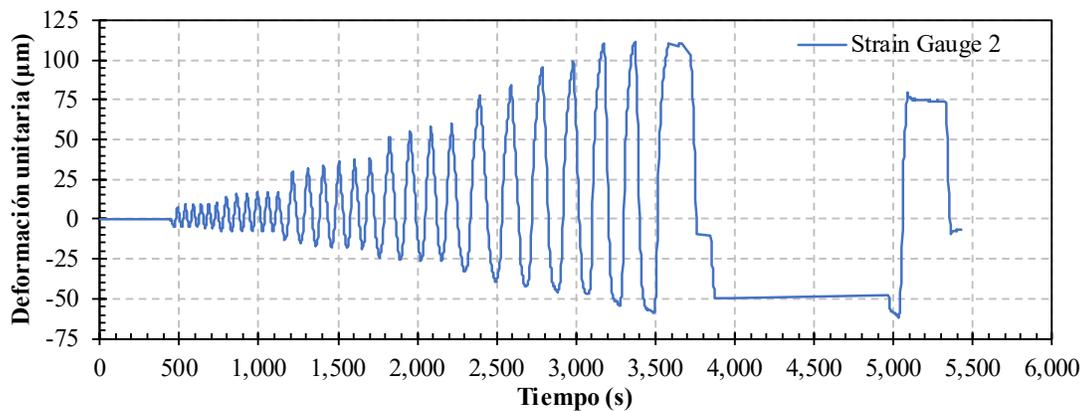


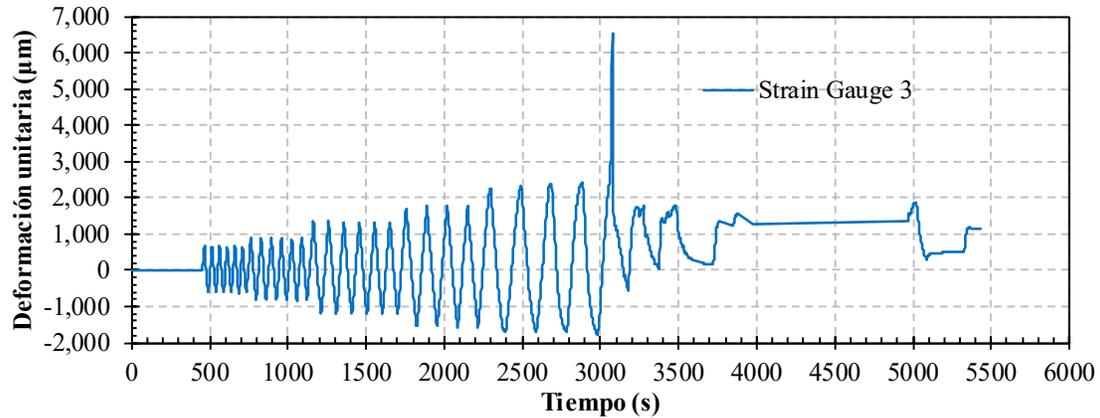
Figura 4.19 Ubicación de los strain gauges para los especímenes MASG.



a) Deformaciones unitarias en soleras del nudo.



b) Deformaciones unitarias en muñón inferior izquierdo.



c) Deformaciones unitarias en patín superior derecho.

Figura 4.20 Graficas de los strain gauge del espécimen MASG.

En la figura 4.20 se observan los resultados obtenidos de los *strain gauge*. En la figura 4.20a, en los primeros ciclos inicia en el intervalo a compresión y, posteriormente, pasa a la tensión y así se mantiene en el resto de la prueba resultando la magnitud máxima en $150 \mu m$. En la figura 4.20b, las deformaciones aumentan de forma proporcional en compresión y tensión, aunque las mayores se mantienen en la zona de tensión. Finalmente, en la figura 4.20c para el caso del patín, las deformaciones van creciendo proporcionalmente con los patrones de carga. Se observa que al iniciar el incremento de 0.03 radianes ($\Delta = 7.34$ cm), las deformaciones aumentan significativamente lo que hace sospechar que el *strain gauge* falló en esa zona.

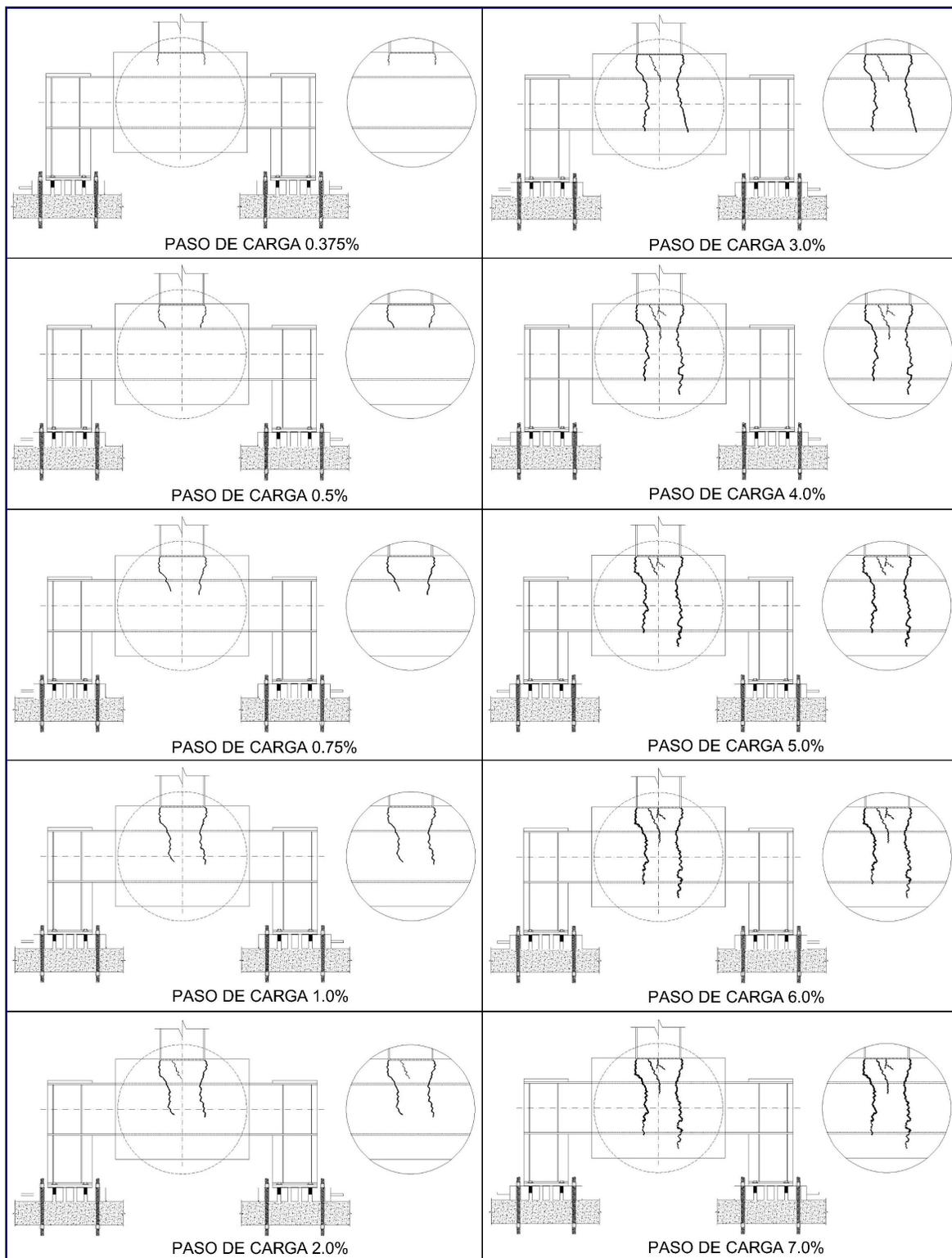


Figura 4.21 Evolución de grietas del espécimen MASG con el protocolo de carga (elevación).

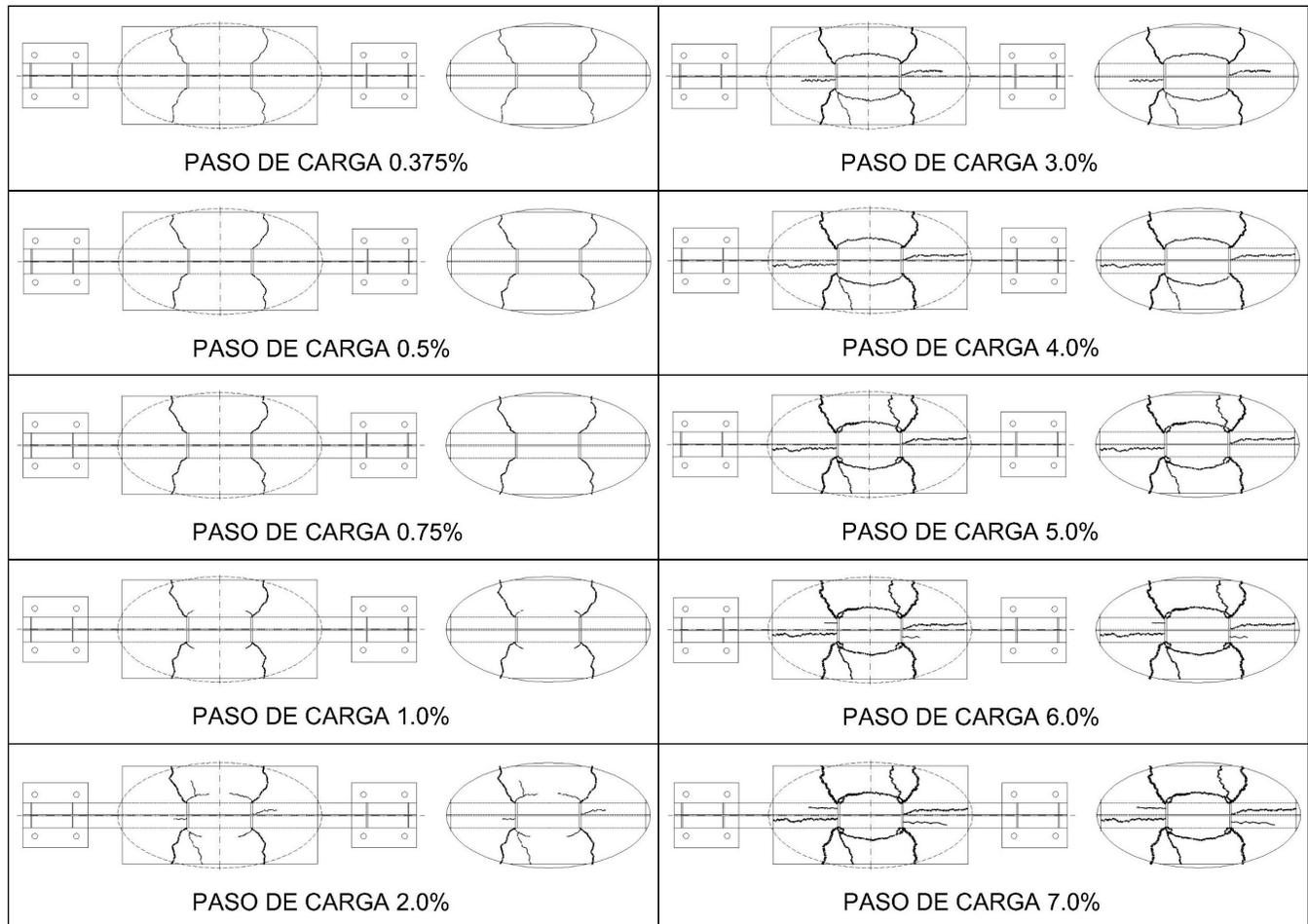


Figura 4.22 Evolución de grietas del espécimen MASG con el protocolo de carga (planta).

En las figuras 4.21 y 4.22 se muestran de manera grafica la evolución de las grietas en la columna de concreto al aplicar el protocolo de carga. Se observa que las grietas dominantes aparecen a la altura de los patines de la trabe de concreto, se acompañan de pequeñas fisuras en la parte lateral de los patines. Siendo la principal característica la formación de un cono en la parte frontal y posterior de la trabe de patín a patín, lo que indicaba que el concreto se había fracturado (ver figura 4.14).

4.6 Prueba 2 - espécimen MESC.

El espécimen MESC tiene una conexión a eje menor de la columna de acero embebida en una columna de concreto de 70 x 70 cm, en el nudo se colocaron soleras de 2.5 cm de ancho por 3/8 de pulgada de espesor en forma de L desde el alma de la trabe al muñón de la columna (ver los planos de fabricación para más detalle en el Apéndice C). En el diseño se tomaron en cuenta las recomendaciones de la conexión WUF-W (AISC 348-16) en su capítulo 8, por lo que se podría considerar como una conexión semi-precalificada. En la figura 4.23 se observa la colocación e instrumentación necesaria antes de iniciar el ensaye del ejemplar.



(a) Vista lateral



(b) Vista frontal.

Figura 4.23 *Espécimen MESC con restricciones e instrumentación antes de iniciar la prueba.*

Se inició la prueba aplicando el protocolo de carga descrito en la tabla 4.2 de acuerdo a lo especificado en el ANSI/AISC 341-16, en el primer grupo de ciclos de carga que corresponde a 6 ciclos de $\theta = 0.00375$ rad ($\Delta = 0.91$ cm). Se observaron pequeñas fisuras de 1 mm en la columna de concreto que iniciaban de los patines de la trabe.

Continuando con el ensaye se procedió a aplicar el segundo grupo de ciclos que corresponde a 6 ciclos de $\theta = 0.005$ radianes ($\Delta = 1.22$ cm). En este paso, las fisuras aumentaron su longitud por lo cual eran más visibles. Hasta este punto no se identificó más daño en el espécimen, por lo que su comportamiento iba de acuerdo a lo esperado como se muestra figura 4.24.

En el inicio de la fluencia ocurrió al aplicar el grupo de ciclos correspondientes a rotaciones de $\theta = 0.01$ radianes ($\Delta = 2.44$ cm), donde el único el daño que se reportó era de las fisuras descritas anteriormente.



Figura 4.24 Fisuras en el Espécimen MESC a la altura de los patines de la trabe.

Conforme avanzó el ensaye ocurrió un desprendimiento de concreto que iniciaba en el patín y cruzaba la sección transversal hasta el otro patín en forma de semicírculo. El mismo comportamiento se identificó en la parte frontal de la trabe y en la parte posterior para una rotación de 0.015 radianes ($\Delta= 3.67$ cm) en su primer ciclo. En el segundo ciclo para la misma carga se desarrolló el pandeo en el patín derecho lo que hace suponer que al estar sometiendo la sección de la trabe a fuerzas de tensión y compresión hace que se forme el fenómeno de ruptura en el concreto como se muestra en la figura 4.25.



Figura 4.25 Desprendimiento de concreto y pandeo del patín en el Espécimen MESC.

El ensaye siguió conforme lo planeado y al llegar al paso 8 (en el inciso h de la tabla 4.2) que corresponde a una distorsión angular de $\theta = 0.04$ radianes ($\Delta= 9.78$ cm) se observó un pandeo entre los patines y el alma dando la formación de la zona de articulación plástica, como se muestra en la figura 4.26, para este punto las fisuras no tenían un espesor considerable.



Figura 4.26 Formación de la articulación plástica en el espécimen MESC.

Durante los ciclos restantes el pandeo de esta zona se hizo más evidente al igual que la degradación de la rigidez y fue por esto que se terminó la prueba, no hubo inconvenientes y se aplicaron todos los pasos descritos en la tabla 4.2. Al finalizar el ensaye se desprendió la pintura de la zona de la articulación plástica y había unas ligeras fisuras entre el alma y el patín de la trabe, pero sin llegar a la ruptura como se muestra en la figura 4.27.



Figura 4.27 Daños en el espécimen MESC al término de la prueba.

La zona donde se desarrolló la articulación plástica se identificó daño en una longitud de 15 cm medidos desde la columna de concreto, como se muestra en la figura 4.28.

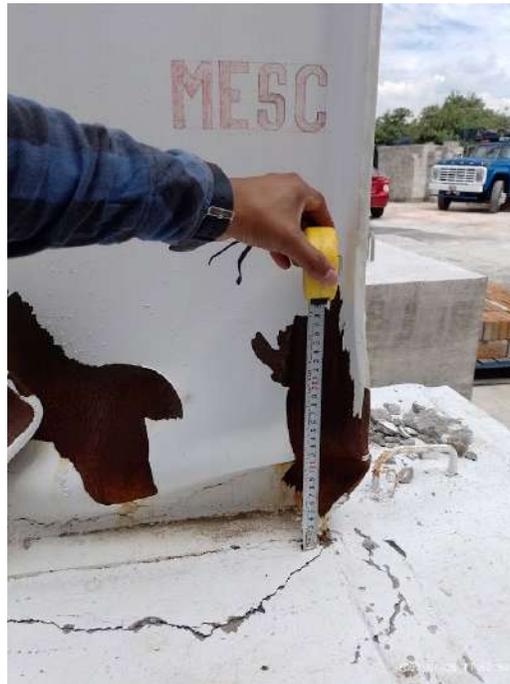


Figura 4.28 Longitud de la articulación plástica de 15 cm.

En la zona donde ocurrió la fisura que provocó el desconchamiento del concreto se retiró el material que estaba fracturado, al finalizar la prueba y después de haber movido el espécimen de la losa de reacción. El concreto desprendió fácilmente y se observó que la grieta no era muy profunda, se podría considerar superficial ya que no llegó a la zona del acero de refuerzo. En promedio la profundidad máxima que se reportó en la exploración del daño fue de 3 cm en la posición del patín más dañado como se muestra en la figura 4.29.



a) Concreto fracturado y desprendido en zona dañada.



(b) Profundidad máxima de la zona que presentó la fractura del concreto.
Figura 4.29 Zona de desprendimiento del concreto del espécimen MESC.

4.6.1 Interpretación de resultados de la prueba 2 - espécimen MESC.

Durante la prueba y con la aplicación de los ciclos se identificaron varios fenómenos físicos en el espécimen ya descritos anteriormente. En la figura 4.30 se describe la secuencia de carga con los daños en el paso de carga.

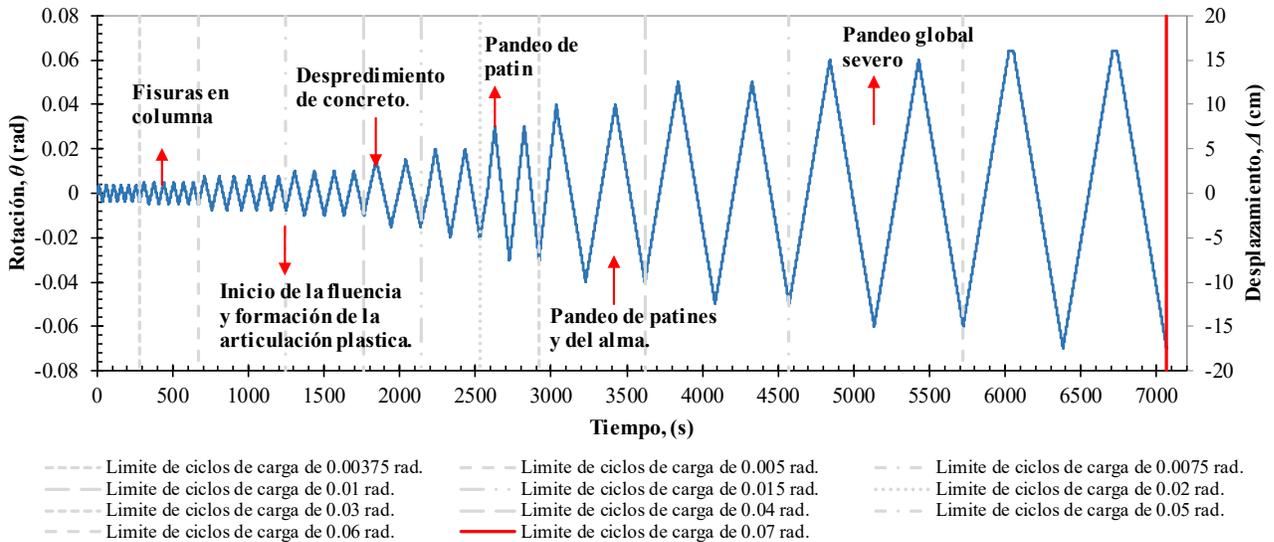
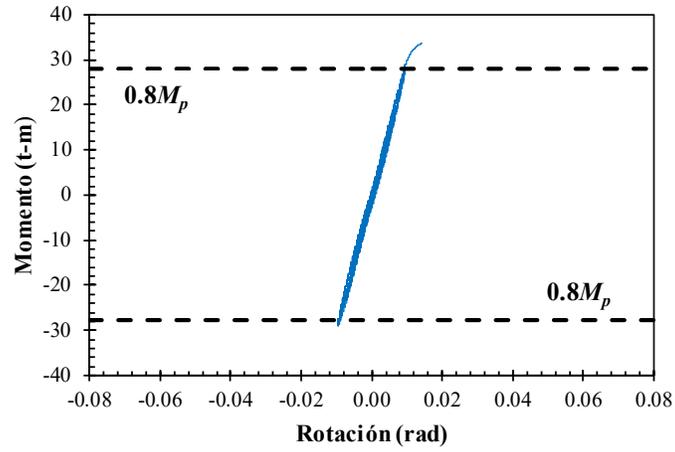
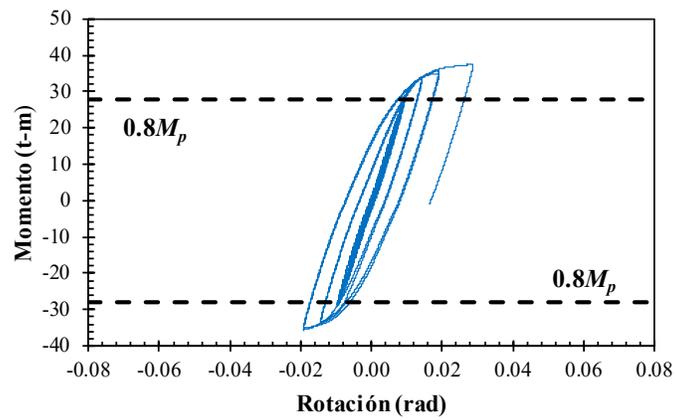


Figura 4.30 Secuencia de carga con daños en el espécimen MESC durante la prueba.

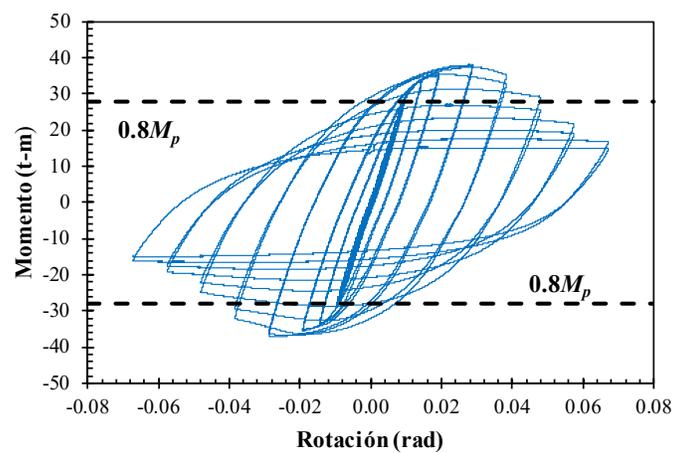
El progreso de la curva momento-rotación con los patrones de carga cíclica aplicados sobre el ejemplar se muestran en la figura 4.31. En la figura 4.31a se muestra la curva en el instante en que inicia la fluencia. En la figura 4.31b se muestra el inicio del pandeo en los patines y comienza el desprendimiento del concreto y en la figura 4.31c se muestra la curva al finalizar la prueba.



a) Inicio de la fluencia para ciclo de 0.01 radianes (2.4470 cm).



b) Formación de la articulación plástica para ciclo de 0.04 radianes (9.78 cm).



c) Curva final para los 10 patrones de carga.

Figura 4.31 Grafica momento-rotación del espécimen MESC.

Al finalizar la prueba se procedió con el procesamiento de los datos del actuador MTS para calcular la curva momento-rotación del espécimen MESC. En la figura 4.32 se identifica la evolución de los daños vistos durante la prueba, así como el inicio de la fluencia y la deformación y pandeo de los patines y alma de la trabe para dar inicio al desarrollo de la articulación plástica. De acuerdo a los criterios de aceptación del AISC 341-16 en la sección de conexiones viga-columna (sección E3. 6b.) se cumple que en el ciclo que corresponde a la rotación de 0.04 radianes los ciclos sobrepasan el 0.8 del momento plástico ($0.8M_p$) por lo cual la conexión cumple con los criterios para marcos de alta ductilidad.

El momento máximo reportado fue $M_{max} = 37.99$ t-m y el momento plástico calculado fue $M_p = 34.84$ t-m y la máxima distorsión aplicada al espécimen fue $\theta_u = 0.0671$ radianes para el último ciclo debido a la degradación de rigidez. Con esta información se calculó de la de la ductilidad desarrollada, sabiendo que $\mu = \theta_u / \theta_y$. En la figura 4.30 μ_{21} y μ_{22} representan la ductilidad desarrollada por el espécimen, su cálculo se muestra posteriormente en este capítulo.

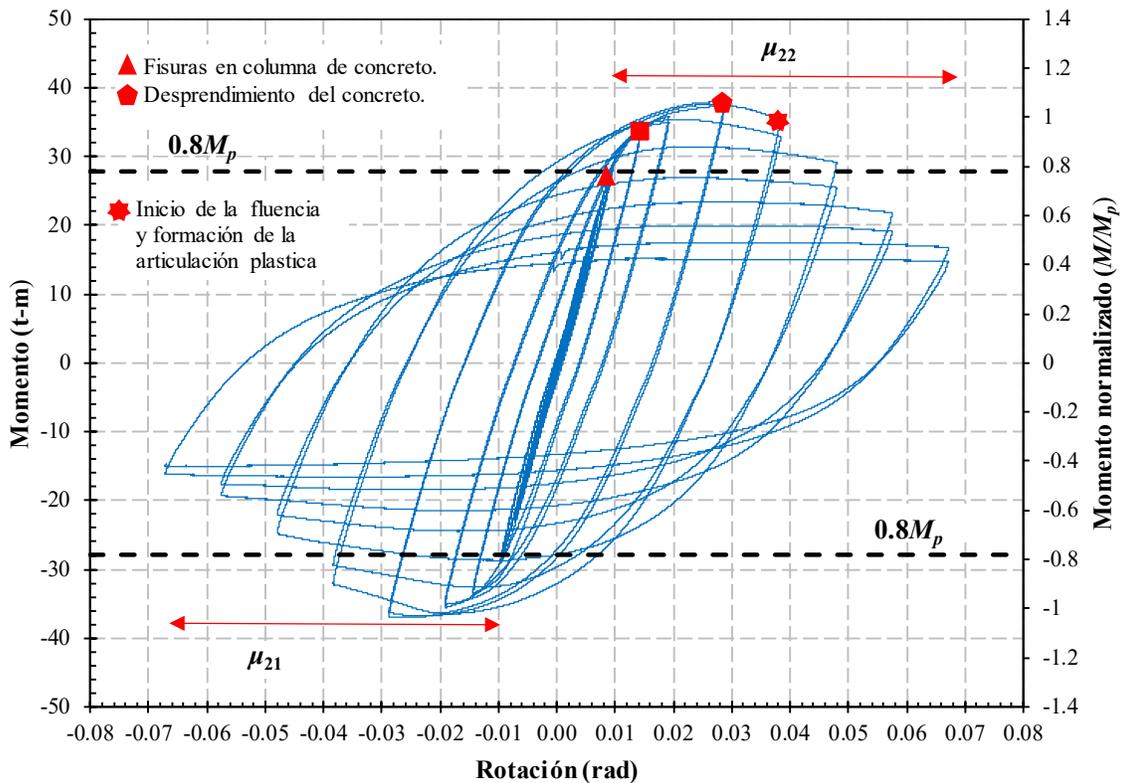


Figura 4.32 Grafica momento-rotación normalizada del espécimen MESC.

A continuación, se muestra la curva envolvente (*backbone curve*) del espécimen MESC donde se observa el incremento de la rotación y a su vez como va disminuyendo el momento; es decir, la pérdida de rigidez para los dos extremos, positivo y negativo. Se nota una ligera simetría de la curva (figura 4.33) se asocia a que el ejemplar tuvo un comportamiento similar en tensión y a compresión.

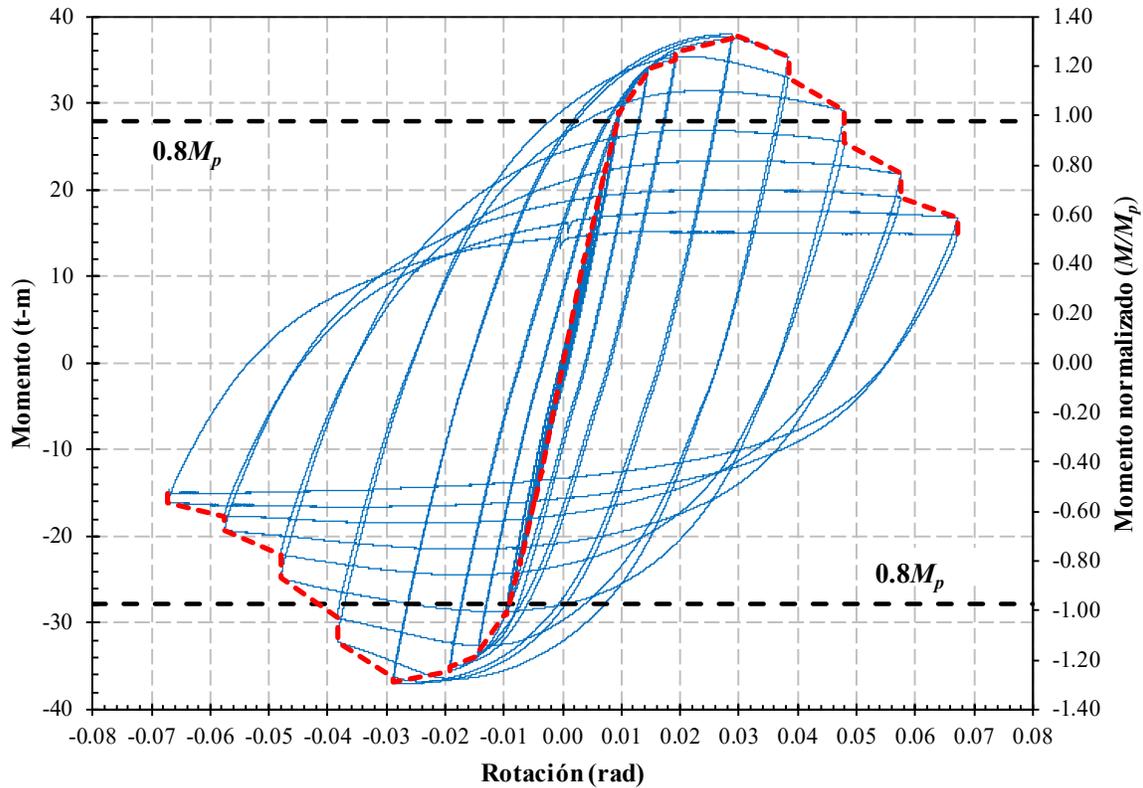


Figura 4.33 Grafica momento-rotación normalizada con curva envolvente del espécimen MESC.

Se colocaron tres *strain gauges* al espécimen MESC, el número 1 en la solera que une la trabe con el muñón de la columna de acero, el número 2 en el muñón inferior izquierdo y el número 3 en la parte superior sobre el patín derecho, quedando embebidos en la columna de concreto y adheridos al acero. Cabe resaltar que los instrumentos no registraron datos del *strain gauge* No.3. Esto hace suponer que infortunadamente, el *strain gauge* se dañó en el momento del colado, pese a que se tomaron las precauciones necesarias.

En la figura 4.34 se muestra la ubicación de los *strain gauges* para el espécimen MESC, verificar en el capítulo 3 en la sección 3.4 de este documento.

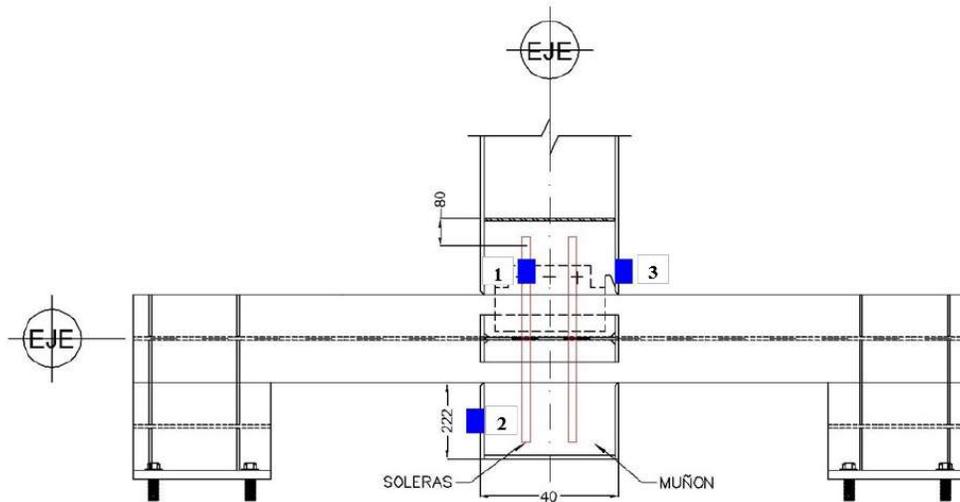
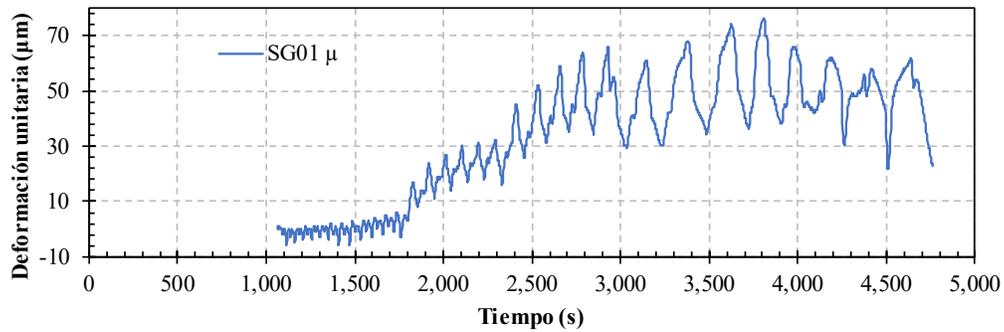
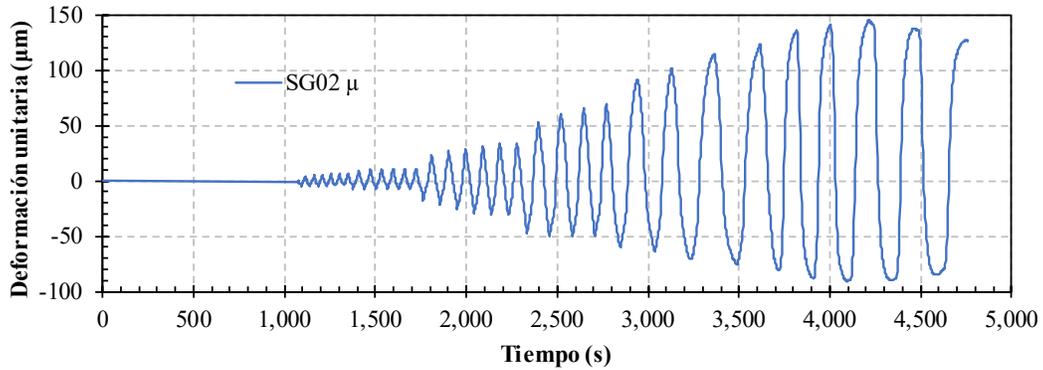


Figura 4.34 Ubicación de los strain gauges para los especímenes MESG.

En la figura 4.35 se observan los resultados obtenidos de los *strain gauge*, Por una parte en la figura 4.35a en los primeros ciclos no hay registro de deformaciones posteriormente empieza en el intervalo a compresión en unas cuantos ciclos de carga para después pasar a la zona de tensión y así se mantiene en el resto de la prueba resultando el valor máximo en $76 \mu\text{m}$, Por otra parte en la figura 4.35b no hay registro de deformaciones en los primeros ciclos de carga, empiezan posteriormente y se mantienen con aumentos constantes y proporcionales en compresión y tensión.



a) Deformaciones unitarias en soleras del nudo.



b) Deformaciones unitarias en muñón inferior izquierdo.

Figura 4.35 Graficas de los strain gauges del espécimen MESC.

En las figuras 4.36 y 4.37 se muestra la evolución de las grietas en la columna de concreto conforme se aplicaba el protocolo de carga. Se observan grietas que se desarrollaron en la columna de concreto de los patines de la trabe de acero, dando como resultado el desprendimiento de concreto que iniciaba en el patín y cruzaba la sección transversal hasta el otro patín en forma de semicírculo (ver figura 4.29).

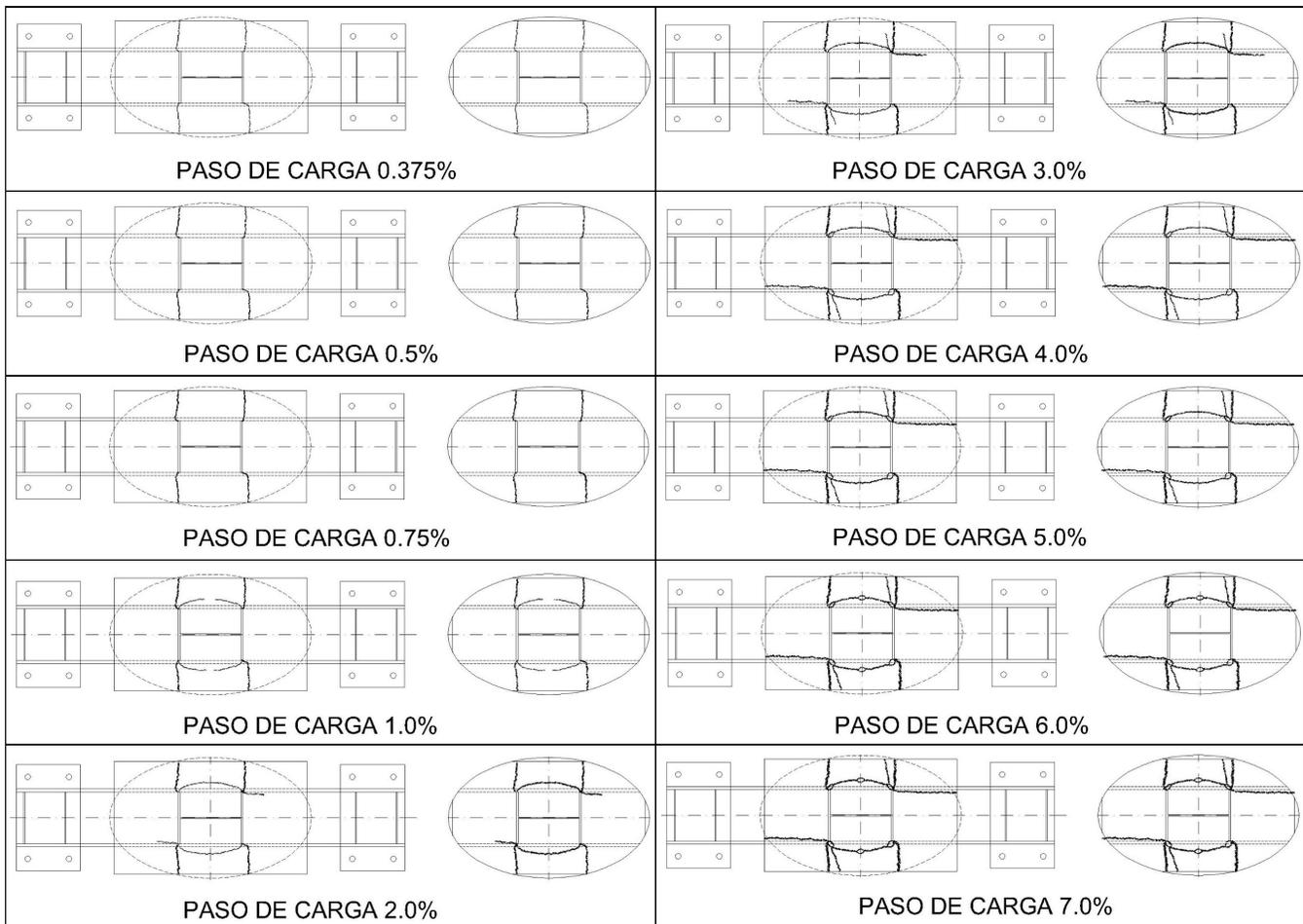


Figura 4.36 Evolución de grietas del espécimen MESC con el protocolo de carga (planta).

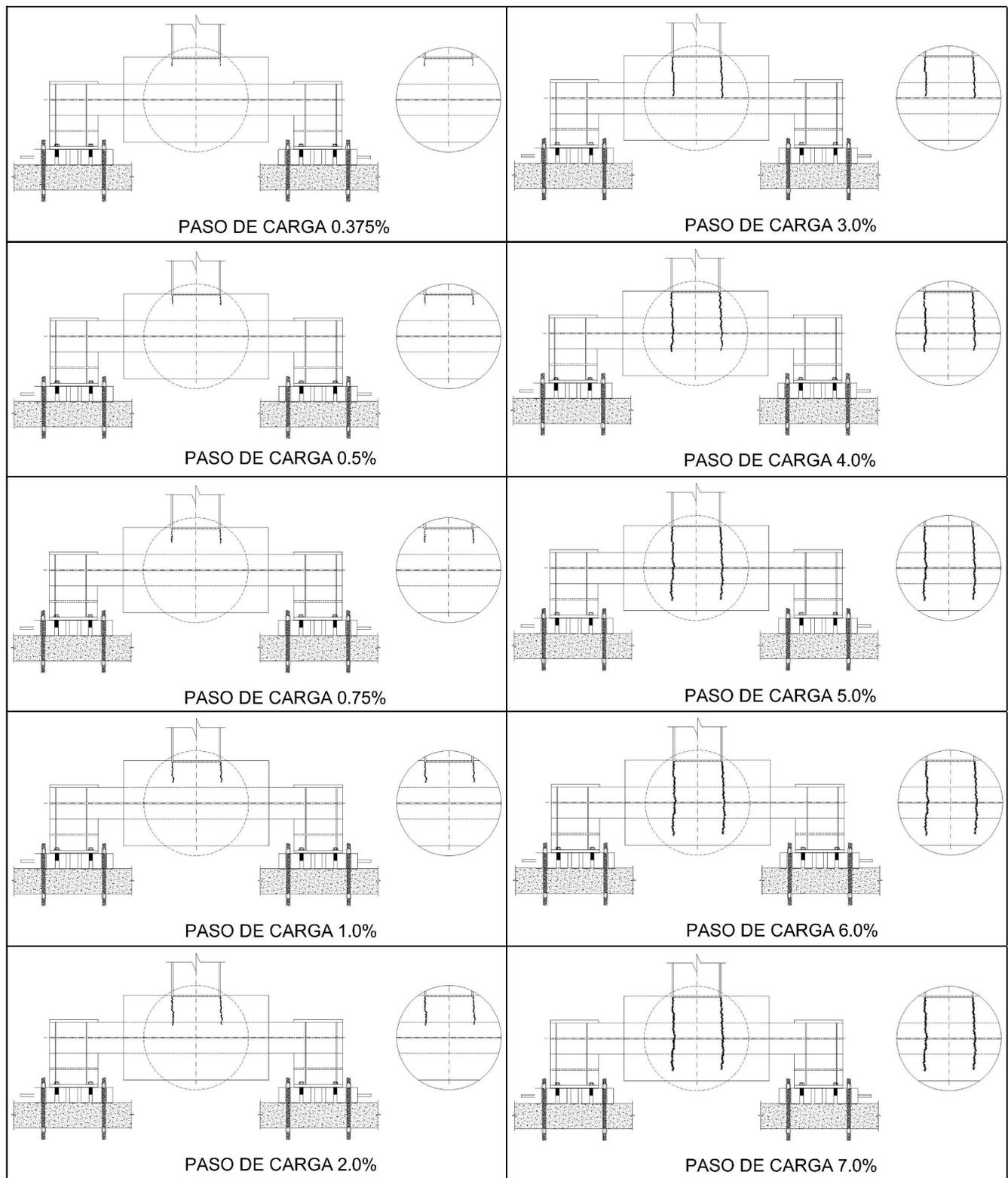


Figura 4.37 Evolución de grietas del espécimen MESC con el protocolo de carga (elevación).

4.7 Prueba 3 - espécimen MES1.

El espécimen MES1 tiene una conexión a momento al eje menor de la columna de acero embebida en una columna de concreto de 70 x 70 cm, en el nudo se colocaron pernos de cortante soldados al alma del muñón para unir esta zona mediante grapas en forma de L del no. 3 (9.75 mm) (ver los planos de fabricación para más detalle en el apéndice C). Considerando las recomendaciones de la conexión WUF-W (AISC 348-16) en su capítulo 8 a las condiciones existentes, se podría considerar como una conexión semi-precalificada. En la figura 4.38 se observa la colocación e instrumentación necesaria antes de iniciar el ensaye del ejemplar, verificando que la carga aplicada sea cero al igual que las deformaciones.



Figura 4.38 Especimen MES1 con restricciones e instrumentación antes de iniciar la prueba.

Utilizando el protocolo de carga del ANSI/AISC 341-16 y descrito en la tabla 4.2 se procedió a iniciar la prueba y al aplicar el grupo de ciclos de carga que corresponde a 4 ciclos de $\theta = 0.01$ radianes ($\Delta = 2.44$ cm). Las primeras fisuras de espesor muy pequeño ocurrieron en el recubrimiento del concreto hacia los patines. Al incrementar la carga de $\theta = 0.015$ radianes ($\Delta = 3.67$ cm), se observó el aumento en la longitud de las fisuras de 1 mm en la columna de concreto en la región cercana a los patines en la parte frontal y posterior de la trabe como se muestra en la figura 4.39.



Figura 4.39 Fisuras por tensión en la columna de concreto.

Continuando con la prueba, ante un aumento de carga empezó a ocurrir un ligero pandeo en el patín izquierdo y un desprendimiento del concreto en forma de semicírculo. El daño ocurrió de patín a patín tanto en parte frontal y posterior del alma de la trabe durante el sexto paso (ver tabla 4.2) que corresponde a una distorsión de $\theta = 0.02$ rad ($\Delta = 4.89$ cm), como se observar en la figura 4.40.



Figura 4.40 Pandeo de patines y desprendimiento del concreto de la columna.

Ante el incremento de desplazamiento en el extremo libre de la trabe el pandeo de los patines aumento significativamente. Esto ocasiono la mediante un pandeo notable del alma y los patines, durante el paso 7 (en el inciso g de la tabla 4.2) que corresponde a una distorsión angular de $\theta = 0.03$ radianes ($\Delta = 7.34$ cm) como se muestra en la figura 4.41.



Figura 4.41 Deformación en patines y alma, formación de articulación plástica.

Continuando con el ensaye se observó deformación en los patines y el alma donde se formó la articulación plástica. En el último ciclo de rotación angular 0.07 radianes ($\Delta = 12.17$ cm), se retiraron los transductores (*CDP*) para protegerlos de algún daño. La prueba se concluyó debido a la degradación de rigidez ya era considerable. La zona de articulación plástica tenía una longitud de 10 cm medidos desde la columna de concreto como se muestra en la figura 4.42.



Figura 4.42 Formación de articulación plástica de 15 cm.

Al finalizar la prueba, después de retirar la instrumentación, se removió la pintura de la trabe para realizar una inspección más a detalle y se observaron unas ligeras fracturas entre el alma y los patines de la viga de acero como se muestra en la figura 4.43.



Figura 4.43 Fractura entre los patines y el alma de la trabe.

Igualmente se retiró el concreto fracturado, de manera cuidadosa y minuciosa, y se observó que la grieta no tenía una gran profundidad. Se identificó que la grieta no tenía una gran profundidad, puesto que el desprendimiento era superficial y no quedó expuesto el acero de refuerzo. En promedio la profundidad máxima que alcanzó fue de 3 cm en la zona del patín de la trabe de acero (figura 4.44).



a) Concreto fracturado y desprendido en zona dañada.



(b) Profundidad máxima de la zona que presentó la fractura del concreto

Figura 4.44 Zona de desprendimiento del concreto del espécimen MES1.

4.7.1 Interpretación de resultados de la prueba 3 - espécimen MES1.

Durante la realización de la prueba se identificaron los daños que sufrió el espécimen con la aplicación del protocolo de la tabla 4.2. En esta sección, se discuten los resultados a partir de los ciclos de carga de las pruebas experimentales como se muestra en la figura 4.45.

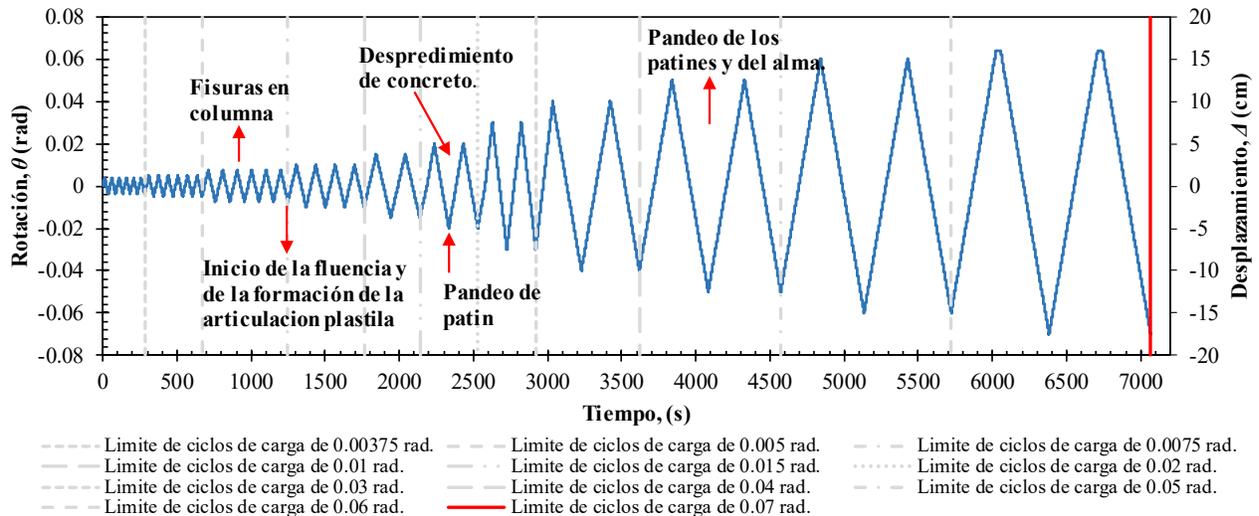
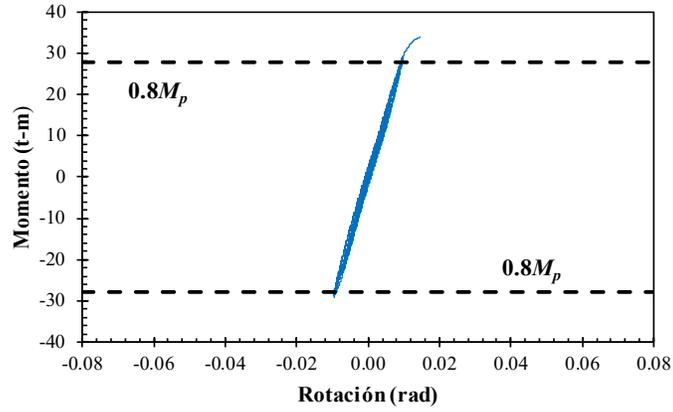
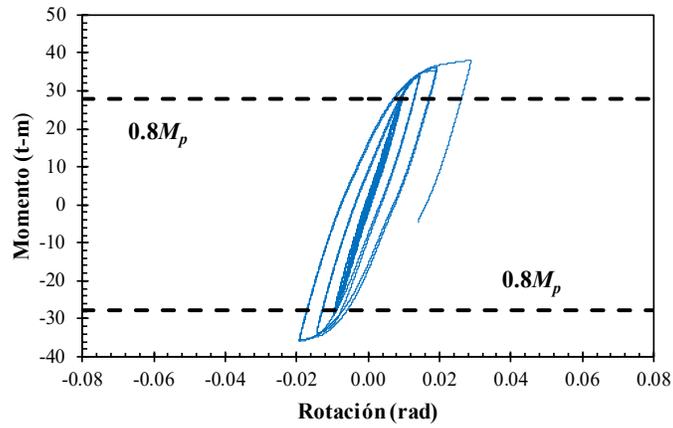


Figura 4.45 Secuencia de carga con daños en el espécimen MES1 durante la prueba.

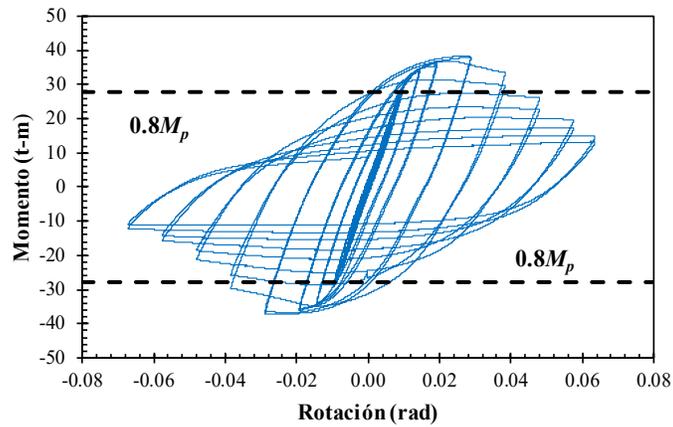
La evolución de la curva momento-rotación se desarrolló siguiendo el protocolo de carga discutido. En la figura 4.46a se muestra la curva en el momento en que inicia la fluencia, en la figura 4.46b se muestra el inicio del pandeo en los patines y comienza el desprendimiento del concreto, es decir la formación de la articulación plástica continua. En la figura 4.46c se observa la curva al concluir en ensayo después de aplicar los 11 pasos descritos en la tabla 4.2.



a) Inicio de la fluencia para ciclo de 0.01 radianes (2.4470 cm).



b) Formación de la articulación plástica continua para el ciclo de 0.03 radianes (7.34 cm).



c) Curva final para los 10 patrones de carga.

Figura 4.46 Grafica momento-rotación del espécimen MES1.

A partir de los datos obtenidos por el actuador MTS en la prueba se calculó la curva momento-rotación del espécimen MES1 que se muestra en la Figura 4.47. Se incluyen los daños identificados a lo largo de la prueba, hasta el final de los pasos de carga.

Siguiendo los criterios de aceptación del AISC 341-16 en la sección de conexiones viga-columna (sección. E3. 6b.) se cumple que el paso que corresponde a la rotación de 0.04 radianes los ciclos superan el $0.8M_p$ por lo cual la conexión cumple con los criterios para marcos de alta ductilidad.

El momento máximo calculado fue $M_{max} = 38.17$ t-m y el momento plástico calculado fue $M_p = 34.84$ t-m y la máxima rotación aplicada al espécimen fue $\theta_u = 0.07$ radianes para el último ciclo debido a la degradación de rigidez. Con estos datos se calculó la ductilidad de la conexión mediante la rotación de fluencia θ_y y la rotación última θ_u , sabiendo que $\mu = \theta_u / \theta_y$. Más adelante se muestra la tabla con cálculo de las ductilidades μ_{31} y μ_{32} , que se incluyen de forma gráfica en la figura 4.47.

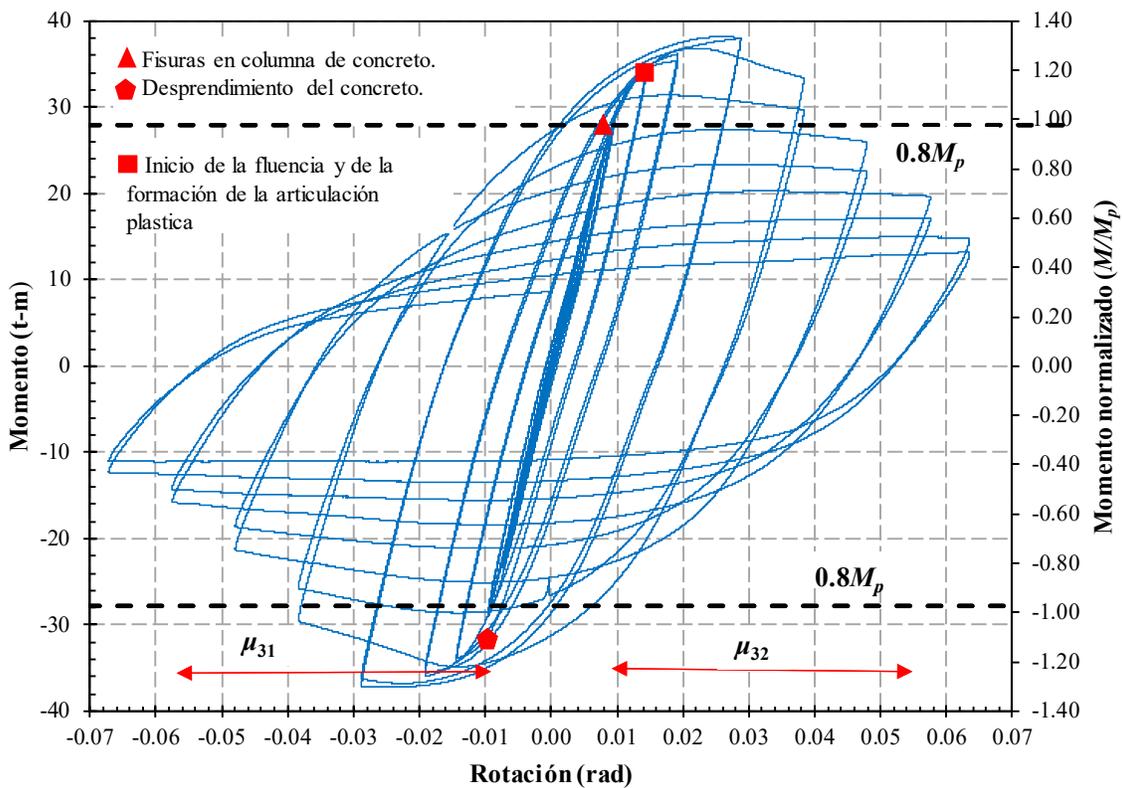


Figura 4.47 Grafica momento-rotación normalizada del espécimen MES1.

En la figura 4.48 se muestra la curva envolvente (*backbone curve*) correspondiente al espécimen MES1 se observa que mantiene cierta simetría en la parte positiva y negativa. Además, se nota que la degradación de rigidez aumenta conforme la demanda de rotación se incrementa, pero a su vez disminuye la resistencia.

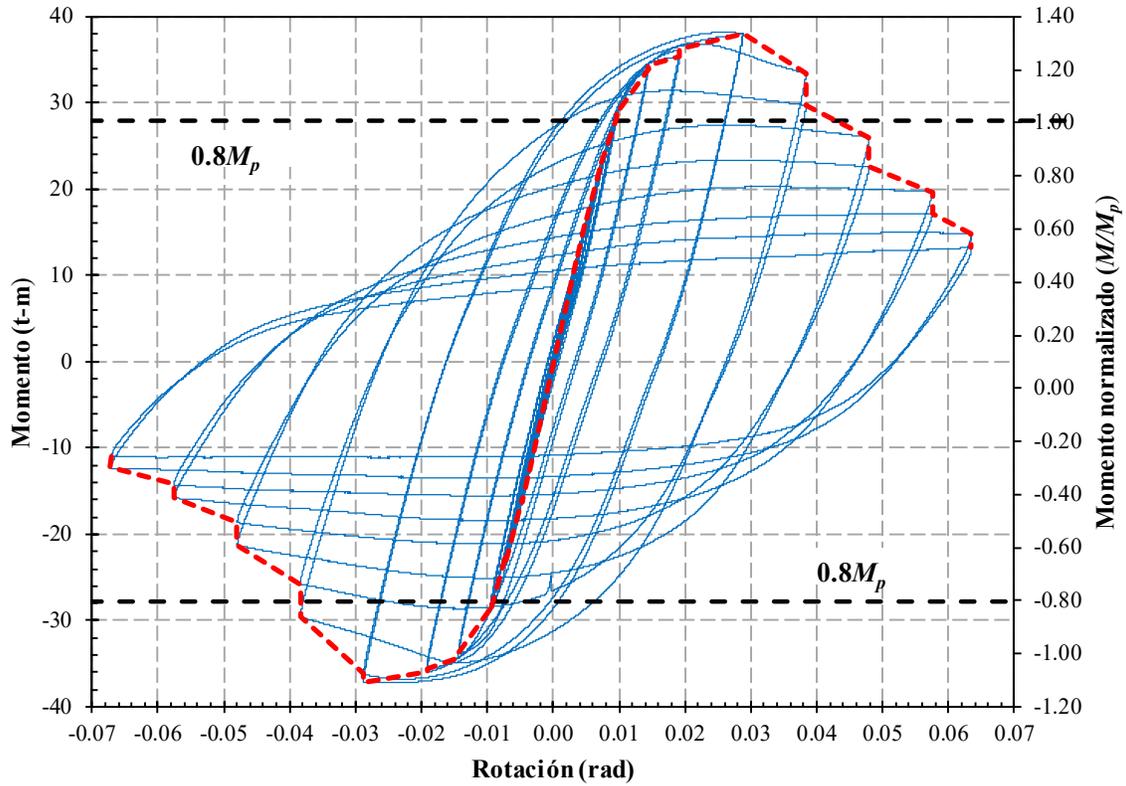


Figura 4.48 Gráfica momento-rotación normalizada con curva envolvente del espécimen MES1.

Al espécimen MES1 se le instalaron 2 *strain gauge*, el número 1 sobre una grapa que une los pernos de cortante, el número 2 en el muñón inferior izquierdo. En la figura 4.49 se muestra la ubicación de los *strain gauges* para el espécimen MES1, verificar en el capítulo 3 en la sección 3.4 de este documento.

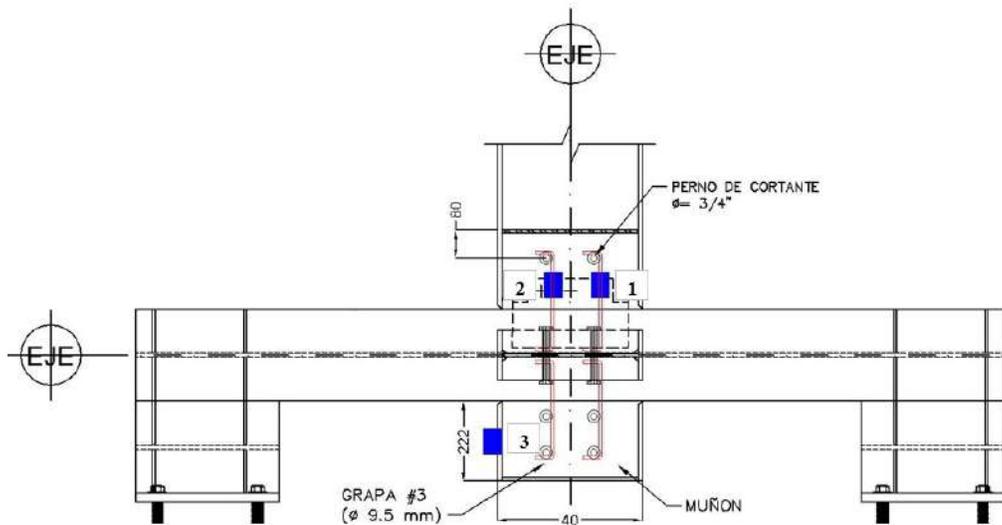
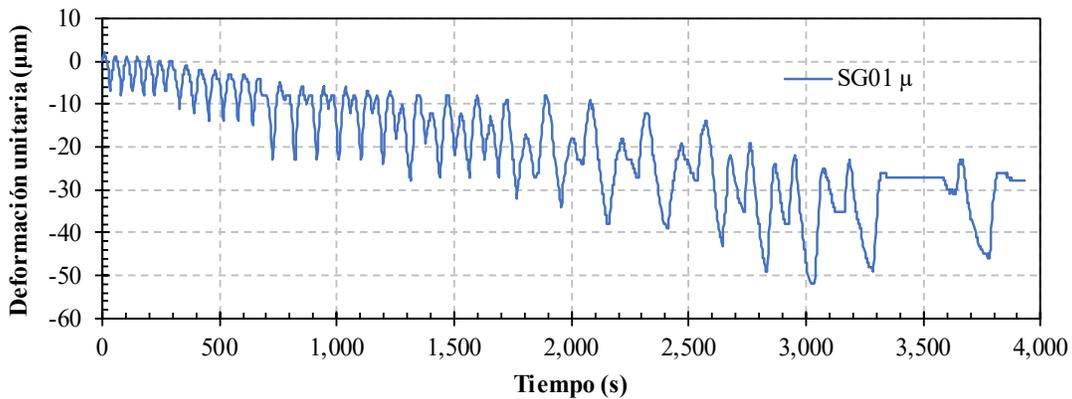


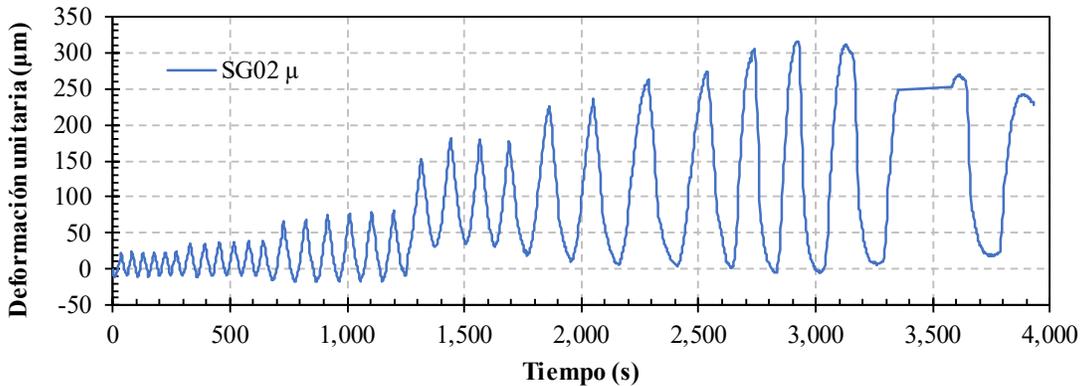
Figura 4.49 Ubicación de los *strain gauges* para los especímenes MES1.

En la figura 4.50 se observan los resultados obtenidos de los *strain gauge*. En la figura 4.50a las deformaciones se mantienen en la zona de compresión y aumentando conforme se incrementa la carga resultando en una magnitud máxima de $52 \mu\text{m}$. Por otra parte, la figura 4.50b sucede lo contrario las deformaciones se mantienen en la zona de tensión durante toda la prueba hasta una magnitud máxima de $316 \mu\text{m}$.

En ambos casos, la deformación unitaria reportada en los *strain gauges* significativamente pequeña, por lo que el esfuerzo asociado es despreciable. Esto se debe explicar por el hecho que la rigidez del concreto reforzado reduce los esfuerzos en las placas embebidas en concreto reforzado.



a) Deformaciones unitarias en grasas del nudo.



b) Deformaciones unitarias en muñón inferior izquierdo.

Figura 4.50 Graficas de los strain gauge del espécimen MES1.

En las figuras 4.51 y 4.52 se muestra la evolución de las grietas sobre la columna de concreto conforme avanzaba la prueba y se aplicaba el protocolo de carga. Se desarrollaron grietas en la columna de concreto que iniciaban de los patines de la trabe de acero, dando como resultado el desprendimiento de concreto que iniciaba en el patín y cruzaba la sección transversal hasta el otro patín en forma de semicírculo (ver figura 4.44).

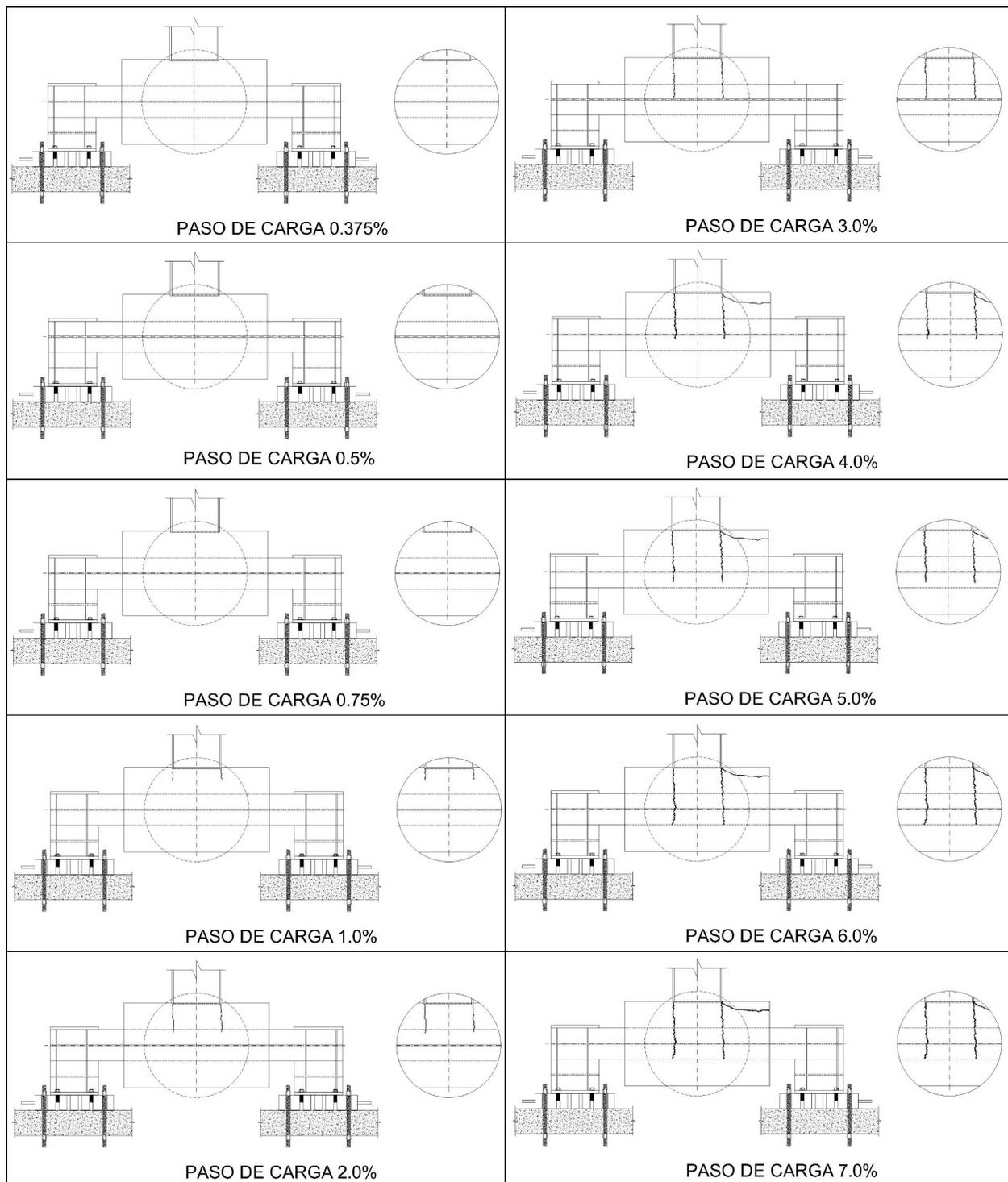


Figura 4.51 Evolución de grietas del espécimen MESC1 con el protocolo de carga (elevación).

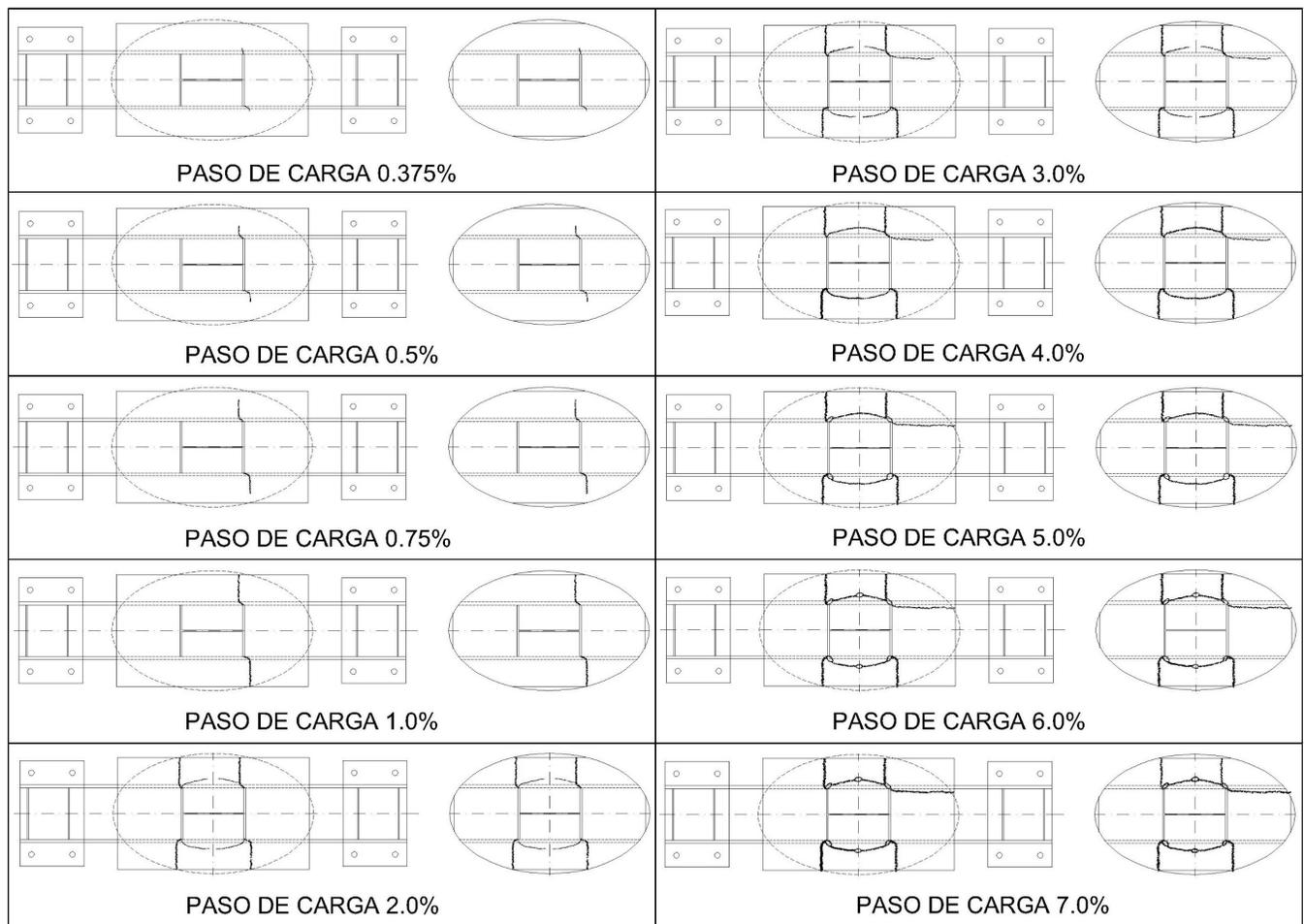


Figura 4.52 Evolución de grietas del espécimen MES1 con el protocolo de carga (planta).

4.8 Resultados de los especímenes.

Al concluir las pruebas experimentales se procesó la información obtenida en cada espécimen y de los instrumentos de medición que se discuten a detalle en el capítulo 2. Con los resultados de las pruebas se obtuvieron las curvas de histéresis para estimar la rigidez y la ductilidad.

Las curvas de histéresis de un elemento estructural son una representación de la capacidad en el intervalo elástico e inelástico. La mayoría de los análisis paramétricos en el campo sismorresistente han adoptado distintos modelos de histéresis siendo el más habitual el bilineal sin endurecimiento. Para este caso y de acuerdo a las NTC-DS – 2023, en vigas y columnas se permite modificar la curva para incluir en ella el endurecimiento por deformación, dándole a la zona plástica una pendiente del 3 por ciento de la pendiente elástica. En la figura 4.53 se muestra la curva de histéresis de un perfil I de acero estructural.

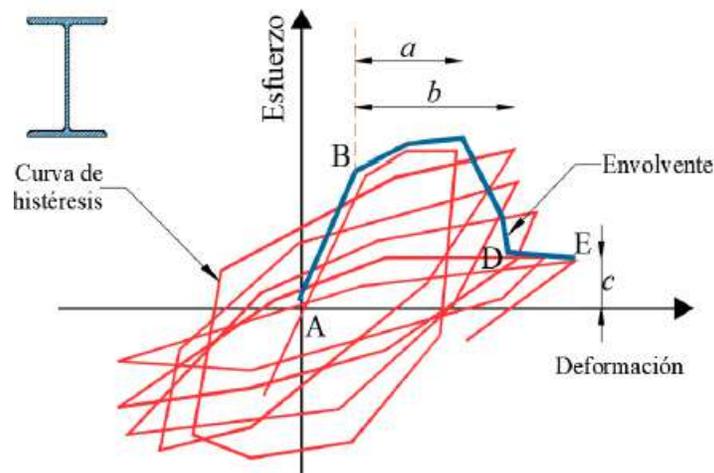


Figura 4.53 Curva de histéresis de un elemento estructural de acero (NTC-DCEA, 2023).

La pendiente inicial representa la rigidez en el intervalo elástico, mientras que la segunda pendiente corresponde a una idealización en el intervalo plástico. El paso del intervalo elástico al intervalo plástico se denomina punto de fluencia (ver línea punteada en la figura 4.54). El endurecimiento por deformación se obtiene al someter al material a un esfuerzo tal que sobre pase la capacidad de fluencia del material.

En la figura 4.54 se muestra de manera grafica la definición de los parámetros que se discuten a continuación. Donde, ϕ_y es la rotación asociada a la fluencia obtenida en la prueba experimental; ϕ_{max} 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. Un razonamiento similar para el análisis de los resultados en conexiones de acero puede ser consultado en Santiago (2021).

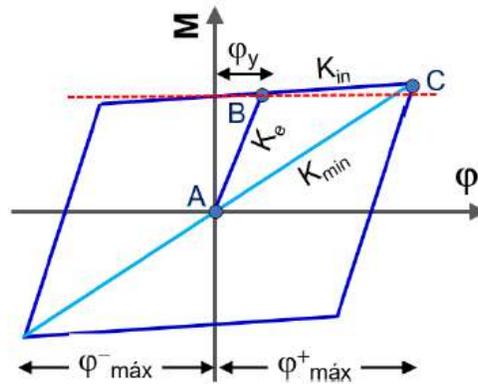


Figura 4.54 Definición de parámetros para la curva de histéresis.

En la tabla 4.4 se muestran las rotaciones correspondientes a la fluencia y última de cada espécimen para calcular la ductilidad que desarrolló cada ejemplar durante la prueba. De acuerdo a las Normas Técnicas Complementarias para el Diseño por Sismo (NTC-DS, 2023) este tipo de marcos pueden diseñados para distintos factores de comportamientos sísmico $Q=1$, $Q=2$, $Q=3$ y $Q=4$; y se espera que superen estos valores para mejorar la capacidad de la conexión.

Tabla 4.4 Ductilidad desarrollada de cada espécimen.

Espécimen	θ_y 1	θ_u 1	μ 1	θ_y 2	θ_u 2	μ 2	μ promedio
MASG	0.009975	0.069383	6.96	0.009980	0.062938	6.31	6.63
MESC	0.009599	0.0671729	7.00	0.009592	0.067172	7.00	7.00
MES1	0.009599	0.0671597	7.00	0.0095953	0.0633918	6.61	6.80

A continuación, en la tabla 4.5 se muestra el cálculo de la rigidez elástica, K_e , rigidez inelástica, K_{in} y rigidez secante mínima inelástica, K_{min} , para cada espécimen de acuerdo a lo descrito anteriormente y a la figura 4.48.

Tabla 4.5 Respuesta inelástica de cada espécimen.

Espécimen	K_{e1}	K_{min1}	K_{in1}	K_{min}/K_e	K_{in}/K_e	K_{e2}	K_{min2}	K_{in2}	K_{min}/K_e	K_{in}/K_e
MASG	3048.62	232.05	300.54	0.0761	0.0986	3088.13	209.10	275.46	0.0677	0.0892
MESC	2958.90	221.27	234.80	0.0748	0.0794	3022.02	222.95	243.69	0.0738	0.0806
MES1	2944.27	208.37	279.43	0.0708	0.0949	3032.10	164.86	312.96	0.0544	0.1032

En la tabla 4.5 se muestra el cálculo correspondiente a la rigidez de cada espécimen, la degradación de la rigidez elástica en el medio ciclo de las conexiones en todos los casos resultó ser cercano al 10 por ciento, $K_{in}/K_e \approx 0.10$. Esta ligera inclinación se debe al endurecimiento por deformación en el perfil de acero y el acero de refuerzo y la resistencia del concreto. Se nota igualmente una gran estabilidad del espécimen al ingresar al intervalo inelástico y desarrollando el mecanismo de la articulación plástica en la trabe de acero para que disipe la mayor cantidad de energía. Las columnas y las conexiones deberían diseñarse con la máxima capacidad que puede desarrollar la trabe en ese mecanismo.

De acuerdo a los resultados anteriores la concentración del daño permaneció en la trabe predominada por pandeo de los patines y fractura con el alma, formando la articulación plástica favoreciendo la respuesta dúctil de las conexiones de estas pruebas experimentales. De acuerdo a las recomendaciones del AISC-341 (2016), FEMA-350 (2000a) y NTC-DCEA-2023, las conexiones discutidas en esta investigación pueden considerarse como adecuadas para marcos dúctiles; esto se debe dado a que soportan momentos mayores a 0.80 veces el momento plástico ($0.8M_p$) y a que la rotación supera 0.04 radianes, permaneciendo estables. En la figura 4.55 se muestran y se comparan las curvas de los tres especímenes ensayados, mediante la relación momento – curvatura.

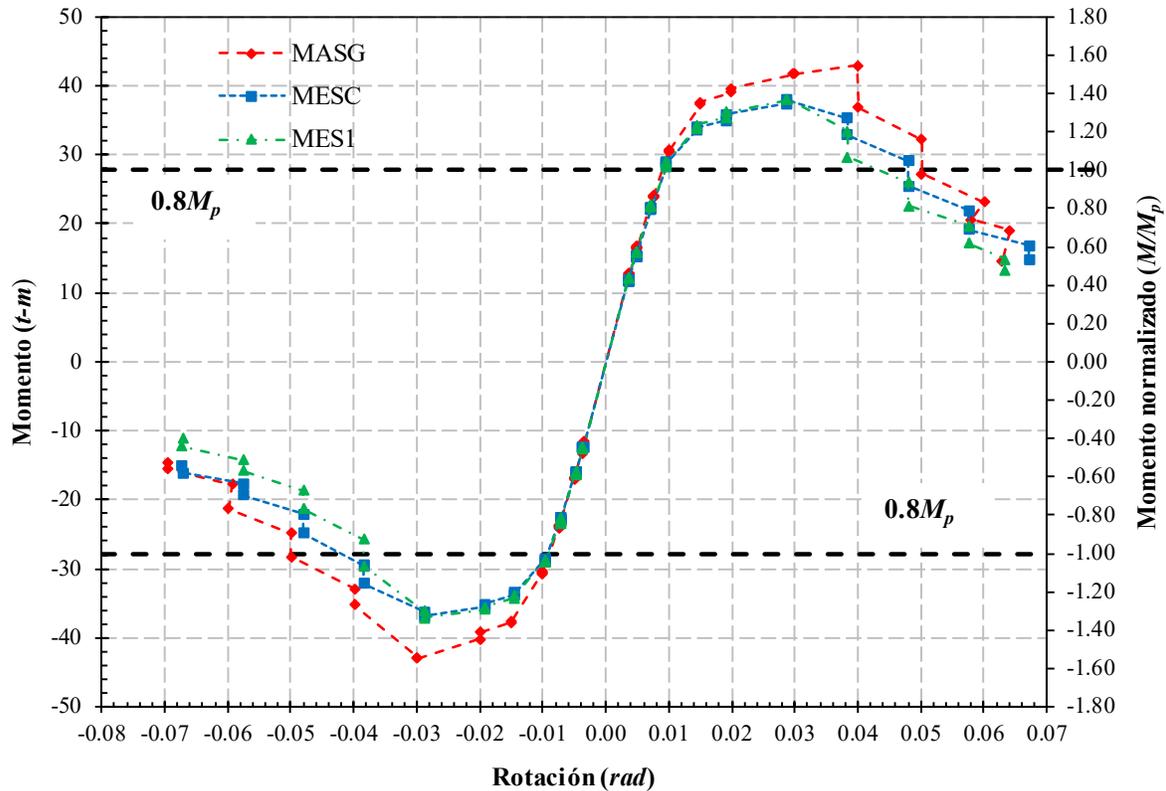


Figura 4.55 Curvas envolventes de cada espécimen.

En la figura 4.55 se muestran las envolventes de las pruebas experimentales. Al inicio de la prueba los especímenes se mantienen en el intervalo lineal, pero al llegar a la rotación de 0.01 radianes del protocolo de carga se observa que comienza la fluencia. Posteriormente la envolvente sigue incrementando hasta alcanzar el límite a la rotación de 0.03 radianes para empezar a descender de forma gradual sin decaer de forma súbita. Justo en este paso de la prueba al pasar de 0.03 radianes a una rotación de 0.04 radianes es cuando se observa el desarrollo de la articulación plástica en cada espécimen con daño en el alma y el patín (figuras 4.12, 4.27, 4.42). Al aplicarse la última rotación de 0.06 radianes, los especímenes reportan una resistencia que decrece y que implica también una degradación de rigidez y disminución de la capacidad de carga.

4.9 Conclusiones del capítulo.

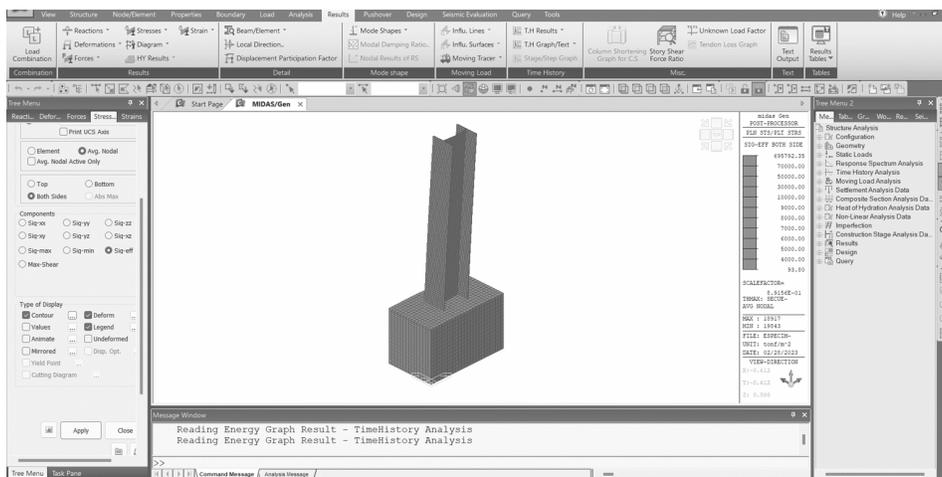
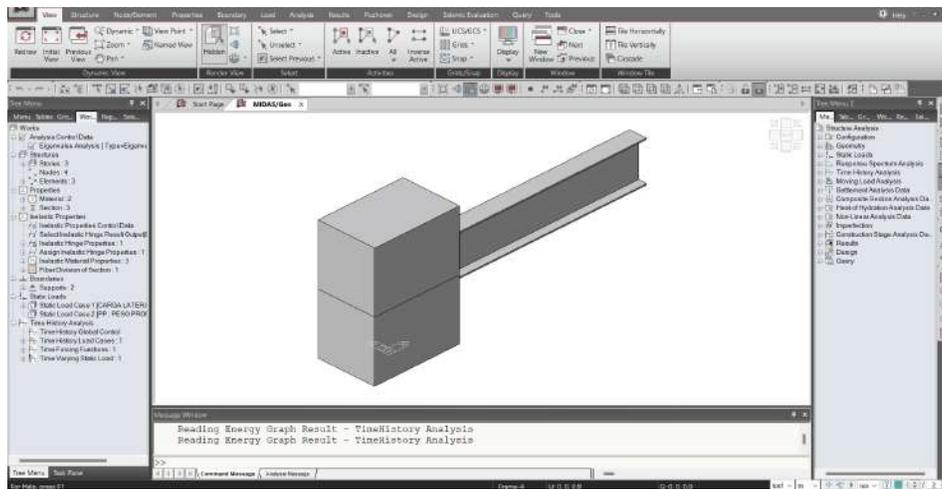
En este capítulo se discuten los criterios de aceptación que deben de cumplir las conexiones para ser catalogadas como precalificadas y ser utilizadas en estructuras de ductilidad alta. Se muestra el protocolo de carga que se aplicara en la prueba, así como el desarrollo de las pruebas mostrando los daños físicos que sufrieron los perfiles de acero y las columnas de concreto en la evolución de las pruebas experimentales que forman parte de esta investigación. Se reportan los pormenores de los ensayos mediante fotografías y se discuten los resultados para cada espécimen. Las pruebas se realizaron en conexiones en escala natural mediante las curvas momento – rotación y curvas envolventes para evaluar la conveniencia de la conexión en relación a la clasificación del AISC-341 (2016). Los ensayos se desarrollaron en el Laboratorio de Grandes Modelos del Centro Nacional de Prevención de Desastres (CENAPRED).

Se muestra que las deformaciones en los elementos de la conexión embebidos dentro del concreto son significativamente pequeñas. Las mediciones se registraron mediante *strain gauges*, que se colocaron al interior de la columna de concreto armado en las varillas de refuerzo longitudinales y transversales y en los perfiles de acero que conforman el muñón para la sujeción de los estribos. Con base en los resultados, se demostró que la respuesta inelástica de la conexión es estable para su uso como parte de una estructura de alta ductilidad y que, de hecho, se podría reducir la cantidad de acero que queda embebido en el armado del nodo. Es decir, que se podría reducir el espesor de las soleras o retirar el muñón.

El daño en la columna de concreto es moderado caracterizado por grietas de espesor pequeño y de poca longitud. El agrietamiento está dominado por el desprendimiento del concreto en forma de semicírculo de patín a patín, tanto en la parte frontal y posterior de la trabe de acero a causa de los esfuerzos desarrollados en esta zona para la formación de la articulación plástica. La profundidad máxima de las grietas llegó a 3.0 cm, sin que el acero de refuerzo esté expuesto, por lo que el núcleo de la columna permanece sin daño.

Con base en los resultados de este estudio, la mayor ductilidad reportada por el espécimen MESC de hasta $\mu = 7.0$; mientras que la menor magnitud es reportada por el espécimen MASG fue de $\mu = 6.63$. Por lo que la aplicación de estas configuraciones de conexiones a marcos rígidos con columnas embebidas en concreto reforzado sería adecuada para marcos de alta ductilidad ($Q= 4.0$). La respuesta está asociada a una articulación plástica en la trabe que corresponde a la filosofía columna fuerte – viga débil y concuerda con la evolución del daño supuesto en la etapa de diseño supuesta en la filosofía de diseño por capacidad.

CAPITULO 5. COMPARACIÓN CON LOS MODELOS MATEMÁTICOS.



Comparación con los modelos matemáticos.

La ingeniería es la aplicación del conocimiento para la creación y optimización de diversos problemas. Actualmente, en la ingeniería estructural se utiliza el modelado y simulación para comprender el comportamiento y el desempeño de los sistemas estructurales utilizados en las edificaciones durante los sismos.

La modelización consiste en traducir la situación a una forma más simple y manejable; por lo tanto, cuando se generan modelos matemáticos se puede comprender e interpretar de mejor manera el problema o fenómeno gracias a las matemáticas que en sus diferentes campos se utilizan para reflejar las propiedades generales del problema.

Cabe destacar que la utilización de métodos matemáticos en la ingeniería es relativamente reciente si se compara con los demás enfoques tradicionales. Esto se debió a limitación de recursos de hardware y software y la falta de conocimiento teórico y experiencia en la utilización de los métodos numéricos.

Este modelo se construye en un software comercial de simulación numérica o incluso por medio de un código de programación propio desarrollado por el ingeniero. Actualmente, existen diferentes programas que permiten hacer estos modelos. El programa *Midas Gen* es una herramienta de software para el modelado, diseño integral y análisis que tienen su aplicación en la solución de problemas en ingeniería estructural, geotécnica e ingeniería mecánica, mediante una herramienta conocida como elementos finitos.

Algunos códigos de diseño tienen recomendaciones para la realización de modelos matemáticos y de la aplicación 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.

Teniendo los resultados de las pruebas experimentales y el modelo matemático en un programa de análisis estructural, siguiendo las recomendaciones de la NTC-DCEA (2023) y el ASCE-41 (2017) resulta de interés comparar los resultados que identifican la importancia del detallado de las conexiones en marcos de acero resistentes a momento.

5.1 Software empleado.

Para crear un modelo y analizar una estructura utilizando el programa, es necesario conocer la interfaz y así garantizar que se está replicando prácticamente igual la estructura. El programa tiene una cinta de opciones para acceder fácilmente a todas las funciones. La cual está organizada de manera secuencial según el proceso de trabajo: geometría > cargas > análisis > resultados > diseño. Se puede dar seguimiento al modelo en un menú tipo árbol; donde están listadas todas las propiedades del modelo: tablas, grupos y opciones de reporte. Lo anteriormente descrito se muestra en la figura 5.1.

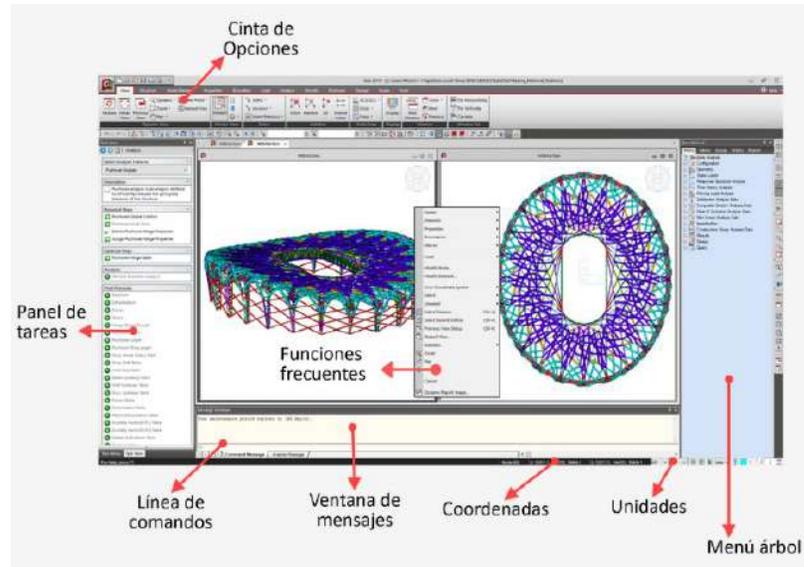


Figura 5.1 Interfaz gráfica de trabajo del programa Midas Gen.

El programa incluye una amplia gama de análisis y opciones de diseño que permiten modelar de manera eficiente todo tipo de estructuras. Se pueden crear distintos tipos de cargas en nodos y elementos: como cargas puntuales, lineales, superficiales, estáticas, dinámicas, térmicas y postensado. Además, se puede realizar la integración de subestructura y superestructura en un mismo modelo, se muestran en la figura 5.2.

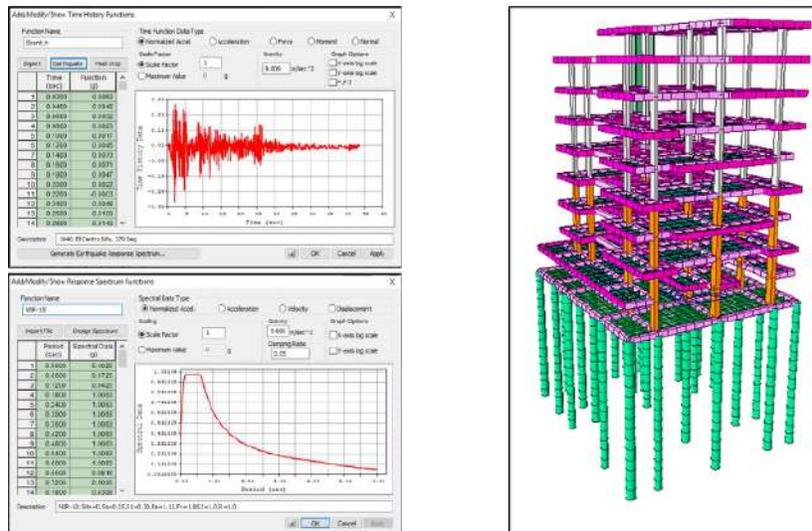


Figura 5.2 Tipos de cargas y modelo creados en Midas Gen.

5.2 Modelos matemáticos.

5.2.1 Descripción y características de los modelos.

Se creó un modelo para cada espécimen en un programa de análisis estructural para obtener las curvas de histéresis. Esto con el fin de realizar una comparación entre las curvas obtenidas en las pruebas experimentales de cada espécimen con el modelo matemático. Posteriormente, se creó otro modelo para obtener el estado de esfuerzos de cada espécimen, éste se comparó con la evolución de daños durante la prueba experimental al aplicar el protocolo de carga. En los capítulos previos, se describió que los especímenes están compuestos por perfiles laminados tipo I (en viga y columna). Las unidades del modelo son t y m (toneladas fuerza y metros).

La configuración de los modelos consiste en una columna de 242 cm de largo la parte de acero y de 120 cm la parte de concreto 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). Mientras que 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 5.3. En la figura 5.3a los elementos 4 y 5 son las columnas, mientras que, el elemento 3 es la trabe. Se restringieron los nodos 10 y 11 para simular el empotramiento de la columna. Mientras que en el nodo 9 se aplicó una carga que simula los patrones aplicados por el actuador durante la prueba experimental. En la figura 5.3b se muestra el modelo creado para obtener el estado de esfuerzos, los puntos en color verdes indican el empotramiento en la columna de concreto; se muestra en la parte superior de la trabe la aplicación de la carga.

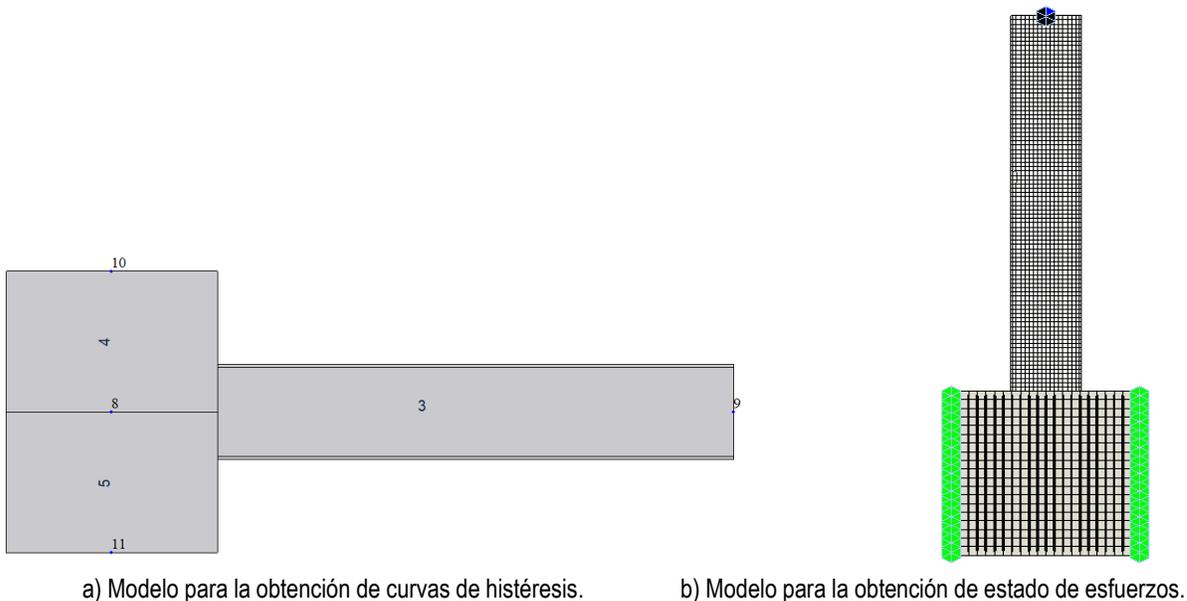


Figura 5.3 Esquemas de los modelos creados.

Como se pretende conocer el comportamiento no lineal de los elementos fue necesario definir los materiales con modelos histéricos. A continuación, se muestran las curvas de histéresis de los materiales utilizados en los modelos.

5.2.2 Modelo de histéresis del concreto.

Para el diseño sísmico de columnas de concreto reforzado, las regiones donde se formen las articulaciones plásticas deben detallarse cuidadosamente para determinar la ductilidad y garantizar su estabilidad ante fuerzas sísmicas que no causen su colapso. La filosofía de diseño para proveer ductilidad en las regiones de la articulación plástica es mediante la adición de suficiente refuerzo transversal en forma de espirales o de rectángulo de acero de refuerzo, para confinar el concreto comprimido y evitar el pandeo de las barras longitudinales y su fallo al corte.

En Mander *et al.* (1988), se discute un modelo unificado de esfuerzo-deformación para el concreto confinado, desarrollado para miembros con secciones circulares o rectangulares, bajo carga estática o dinámica, aplicada de forma monotónica o cíclica. La sección de concreto puede contener cualquier tipo general de confinamiento, con esfuerzos de confinamiento iguales o desiguales a lo largo de los ejes transversales. El modelo incluye los efectos de la carga cíclica y velocidad de deformación.

En Mander *et al.* (1988), el modelo teórico que se discute se compara con los resultados de un programa experimental de unas 40 pruebas de compresión axial concéntrica. En el artículo se discuten los resultados de columnas de concreto reforzado, circulares, cuadradas y rectangulares, casi de tamaño real, probadas a una velocidad de deformación lenta o rápida, con o sin carga cíclica.

Mander *et al.* (1984) propuso un modelo unificado de tensión-deformación para el concreto confinado, está definido por una curva continua y considera que el efecto del confinamiento no solo incrementa la capacidad de deformación del concreto si no también la resistencia a compresión del concreto. El modelo de esfuerzo-deformación se muestra en la figura 5.4 y se basa en una ecuación sugerida por Popovics (1973).

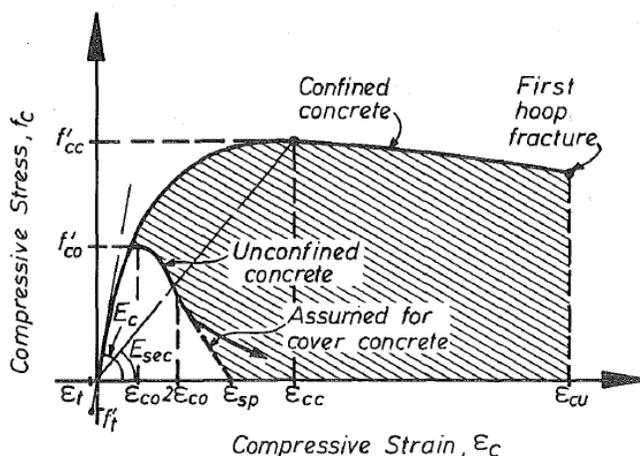


Figura 5.4 Modelo esfuerzo-deformación por Mander et al.1988.

$$f_c = \frac{f'_{cc} x^r}{r - 1 + x^r} \quad (\text{Ec. 5.1})$$

$$x = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{cc}} \quad (\text{Ec. 5.2})$$

$$\varepsilon_{cc} = \varepsilon_{co} \left[1 + 5 \left(\frac{f'_{cc}}{f'_{co}} - 1 \right) \right] \quad (\text{Ec. 5.3})$$

$$r = \frac{E_c}{E_c - E_{sec}} \quad (\text{Ec. 5.4})$$

$$E_{sec} = \frac{f'_{cc}}{\varepsilon_{cc}} \quad (\text{Ec. 5.5})$$

Donde:

f'_{cc}	es la resistencia a la compresión del concreto confinado.
f'_{co}	es la resistencia a la compresión del concreto no confinado.
ε_c	es la deformación unitaria del concreto.
ε_{cu}	es la deformación unitaria última del concreto.
ε_{co}	es la deformación asociada a la resistencia máxima del concreto, se asume a 0.002.
ε_{sp}	es la deformación asociada a la resistencia máxima del concreto.
ε_{cc}	es la deformación unitaria del concreto simple, asociada al esfuerzo máximo confinante.
E_c	es el módulo de elasticidad del concreto no confinado.
E_{sec}	es el módulo secante del concreto confinado asociado al esfuerzo máximo confinante.

Para secciones rectangulares o cuadradas la resistencia máxima a compresión, se define mediante las siguientes ecuaciones:

$$f'_{cc} = \lambda f'_{co} \quad (\text{Ec. 5.6})$$

Donde:

λ es la relación de fuerza confinada se obtiene de la fig. 5.5.

$$f_{ly} = k_e \rho_y f_{yh} \quad (\text{Ec. 5.7})$$

$$f_{lx} = k_e \rho_x f_{xh} \quad (\text{Ec. 5.8})$$

$$\rho_x = \frac{A_{sx}}{s d_c} \quad (\text{Ec. 5.9})$$

$$\rho_x = \frac{A_{sy}}{sb_c} \quad (\text{Ec. 5.10})$$

$$k_e = \frac{\left(1 - \sum_{i=1}^n \frac{(w'_i)^2}{6b_c d_c}\right) \left(1 - \frac{s'}{2b_c}\right) \left(1 - \frac{s'}{2d_c}\right)}{(1 - \rho_{cc})} \quad (\text{Ec. 5.11})$$

$$A_e = \left(b_c d_c - \sum_{i=1}^n \frac{(w'_i)^2}{6}\right) \left(1 - \frac{s'}{2b_c}\right) \left(1 - \frac{s'}{2d_c}\right) \quad (\text{Ec. 5.12})$$

Donde:

- f'_{yh} es el esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo transversal.
- ρ_{cc} es la relación del área de acero longitudinal y el área de concreto confinada.
- A_e es el área confinada efectiva.
- A_{sx}, A_{sy} es el área de refuerzo transversal paralela al eje "x" o "y".
- f_{lx}, f_{ly} es la fuerza lateral de confinamiento efectivo en dirección "x" o "y".
- s, s' es la separación entre los estribos a paño interior y exterior respectivamente.

En la figura 5.5 se muestra el detalle que representa el área de concreto confinado y no confinado de una sección rectangular, al igual se definen algunas de las variables que se utilizan en las expresiones anteriores que definen el modelo de Mander *et al.* (1984).

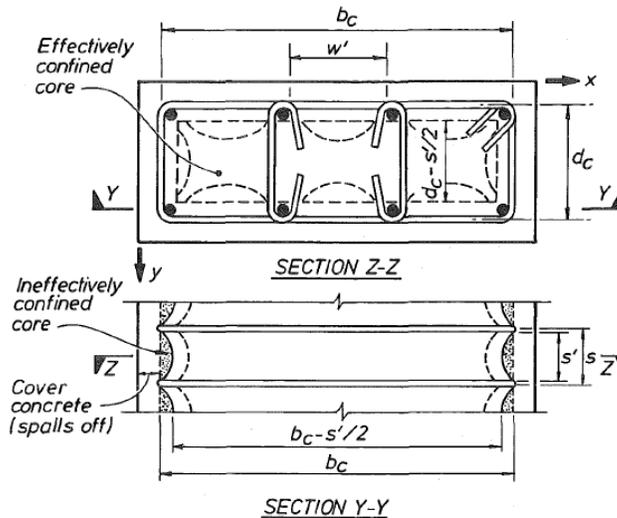


Figura 5.5 Núcleo efectivo de concreto confinado para una sección rectangular por Mander et al.1988.

A continuación, se muestra la figura 5.6 donde se observa el modelo de Mander del programa de análisis estructural y para el cual se necesitan los datos de cada espécimen para representar la respuesta inelástica del concreto.

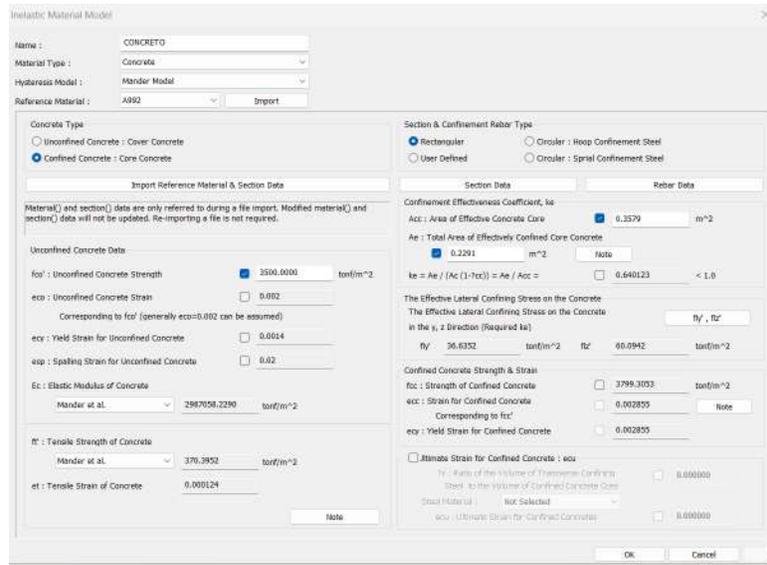


Figura 5.6 Modelo de Mander para el concreto en el software.

5.2.3 Modelo de histéresis del acero estructural.

El modelo constitutivo más empleados para la simulación de acero estructural se encuentra el de Menegotto-Pinto (1973), el cual fue el utilizado en las vigas de acero. Se trata de un modelo que representa el comportamiento uniaxial basado en una relación esfuerzo-deformación simple del material propuesto por Menegotto-Pinto (1973) y modificado por Filippou (1983). Considera las leyes de endurecimiento isotrópico por deformación siendo eficiente para el modelamiento de estructuras de concreto armado, que estén sometidas a cargas cíclicas. Donde la constante b , representa la relación de rigidez de la tangente inicial a la final; y el exponente R , es un parámetro que define la forma de la curva de descarga.

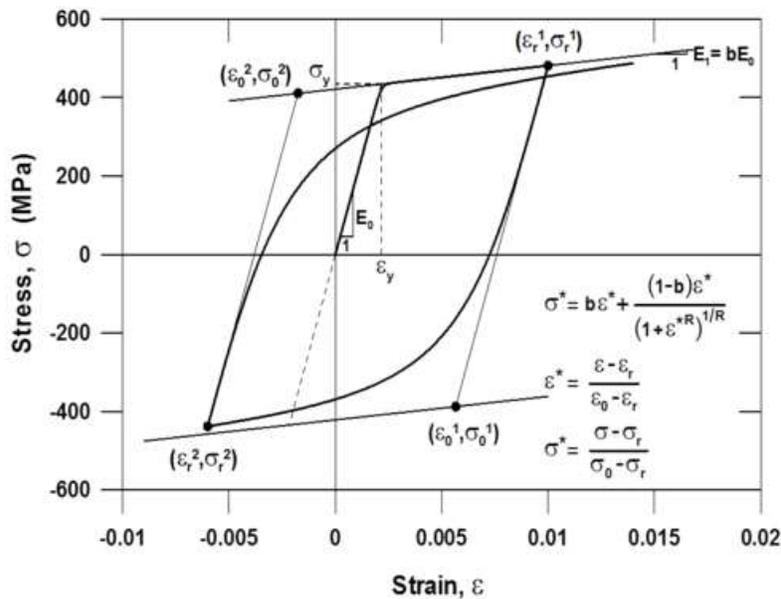


Figura 5.7 Modelo constitutivo del acero estructural por Menegotto y Pinto (1973).

En la figura 5.8 donde se muestra el modelo de Menegotto y Pinto utilizado en el programa Midas Gen y los datos que necesita de cada espécimen para representar la respuesta inelástica del acero estructural.

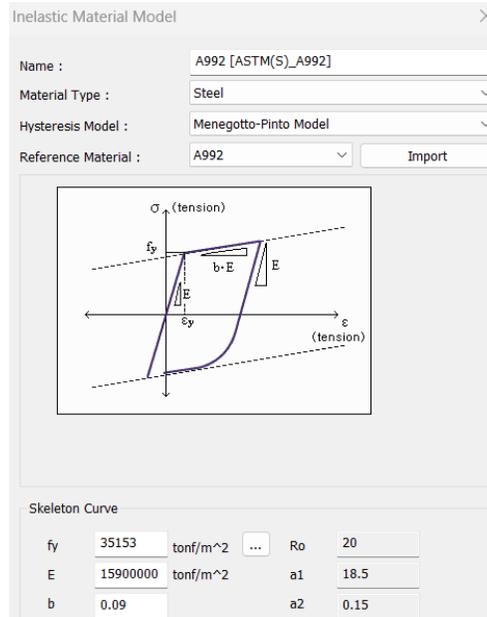


Figura 5.8 Modelo de Menegotto y Pinto para el acero estructural en el software.

5.2.4 Modelo de histéresis del acero de refuerzo.

El modelo Park y Paulay (1975) discute el comportamiento elastoplástico perfecto hasta alcanzar una deformación de endurecimiento. La zona de endurecimiento queda definida por una curva parabólica hasta alcanzar la deformación última.

La figura 5.9 muestra una representación del comportamiento del acero, en la figura se distinguen las siguientes tres zonas: la zona elástica ($0 \leq \epsilon_s < \epsilon_y$) en la que se define el módulo de elasticidad E_s ; la zona de fluencia ($\epsilon_y \leq \epsilon_s < \epsilon_{sh}$) y la zona de endurecimiento por deformación ($\epsilon_{sh} \leq \epsilon_s < \epsilon_{su}$). A partir del esfuerzo f_{su} (esfuerzo máximo alcanzado) hay una zona descendente de la curva.

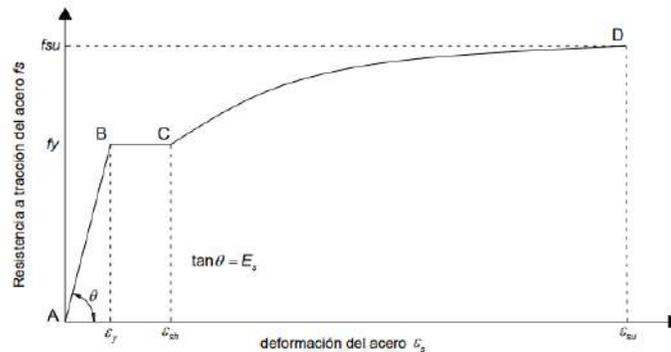


Figura 5.9 Modelo constitutivo del acero de refuerzo por Park y Paulay (1975).

El modelo Park y Paulay (1975) queda definido por las siguientes ecuaciones:

Zona A-B ($\varepsilon_s \leq \varepsilon_y$):

$$f_s = \varepsilon_s E_s \quad (\text{Ec. 5.13})$$

Zona B-C ($\varepsilon_y \leq \varepsilon_s \leq \varepsilon_{sh}$):

$$f_s = f_y \quad (\text{Ec. 5.14})$$

Zona B-C ($\varepsilon_y \leq \varepsilon_s \leq \varepsilon_{sh}$):

$$f_s = f_y \left[\frac{m(\varepsilon_s - \varepsilon_{sh}) + 2}{60(\varepsilon_s - \varepsilon_{sh}) + 2} + \frac{(\varepsilon_s - \varepsilon_{sh})(60 - m)}{2(30r + 1)^2} \right] \quad (\text{Ec. 5.15})$$

$$m = \frac{\left(\frac{f_{su}}{f_y} \right) (30r + 1)^2 - 60r - 1}{15r^2} \quad (\text{Ec. 5.16})$$

$$r = \varepsilon_{su} - \varepsilon_{sh} \quad (\text{Ec. 5.17})$$

En la figura 5.10 se muestra el modelo de Park y Paulay (1975) que maneja el programa Midas Gen, así como los datos que necesita de cada espécimen para representar la respuesta inelástica del acero de refuerzo.

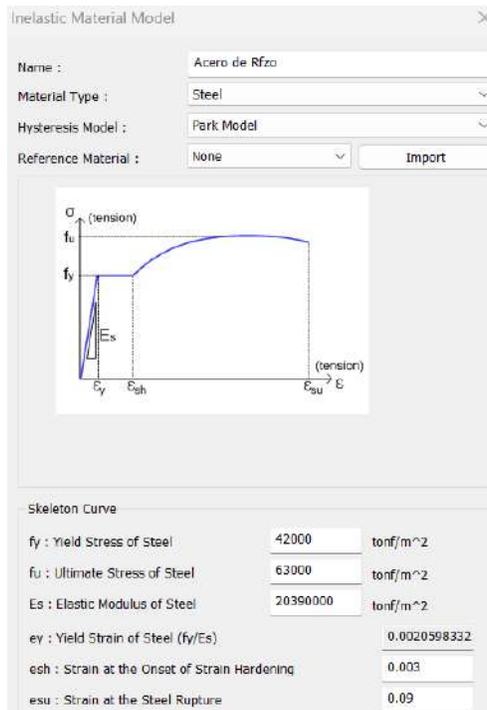


Figura 5.10 Modelo constitutivo del acero de refuerzo por Park y Paulay (1975).

5.2.5 Modelos de análisis estructural no lineales.

La no linealidad de los elementos estructurales se clasifica por la forma en que la plasticidad se distribuye a través de las secciones transversales y a lo largo de la longitud del miembro, son modelados utilizando lo más sencillo como una articulación plástica de un grado de libertad, hasta lo más complejo como el modelo de elemento finito. En la figura 5.11 se muestra cinco tipos de modelos idealizados para simular la respuesta inelástica de vigas-columnas.

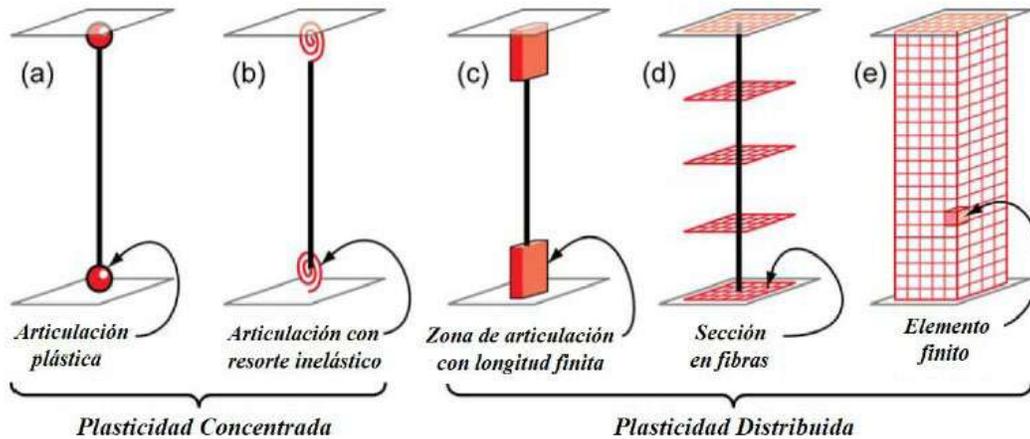


Figura 5.11 Modelos de idealización de elementos viga-columna (Deierlein G. et al., 2010).

Los modelos más simples concentran las deformaciones inelásticas en los extremos del elemento, a través de una articulación plástica (figura 5.11a). Éstas inician su formación una vez es superado el límite de fluencia del miembro estructural; o a través de un resorte inelástico con propiedades histeréticas (figura 5.11b). El comportamiento inelástico en uno o más grados de libertad se obtiene mediante la integración de las deformaciones y de las curvaturas plásticas que se desarrollan a lo largo de la longitud de la articulación plástica.

El modelo de articulación de longitud finita (figura 5.11c) 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 5.11d) 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 5.11e) discretizan el miembro en toda su longitud a través de secciones transversales en elementos pequeños (finitos) con propiedades constitutivas histéreticas 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.

En los modelos donde se concentra la plasticidad a diferencia de los modelos como el de fibras y el de elemento finito, el comportamiento estructural se basa en la calibración de los componentes y materiales de la sección transversal del elemento y son ingresados a través de una envolvente como lo es la curva *backbone*, mientras que, los modelos de inelasticidad más complejos la calibración recae en el comportamiento de los materiales que los constituyen.

Para realizar una comparación adecuada de las respuestas de los especímenes entre las pruebas experimentales y los modelos matemáticos se optó por la construcción de las secciones de los elementos a través de fibras (figura 5.11d). El software en su sección llamada *fiber division of section* se utiliza para la creación de las fibras y la definición de los materiales en los elementos en los cuales previamente se designó la respuesta inelástica. En la figura 5.12 se muestra el esquema de la sección transversal de la trabe de acero con las fibras creadas.

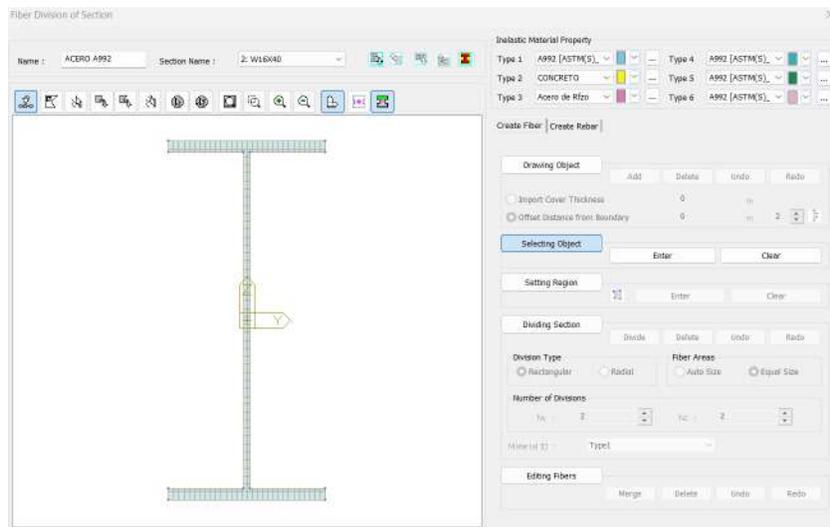


Figura 5.12 Sección transversal de la trabe de acero con fibras en el software.

5.2.6 Asignación del protocolo de carga.

El modelo matemático se realizó con las características propias de cada espécimen, para mayor información ver capítulo 3 de esta investigación. Para el modelo se consideran los efectos no lineales de cada material. Para conocer el comportamiento y obtener la curva de histéresis de cada espécimen durante la prueba experimental, se simuló el análisis cíclico al que fueron sometidos en la prueba experimental. Los modelos matemáticos se sometieron a los protocolos de desplazamientos mostrados en el capítulo 4.

Para definir el análisis cíclico se utiliza el comando *add/modify/show time history functions*, donde se ingresa el protocolo de carga normalizado, mediante una Tabla tiempo-desplazamiento. En la figura 5.13 se muestra esquemáticamente la asignación del protocolo de carga correspondiente a cada espécimen.

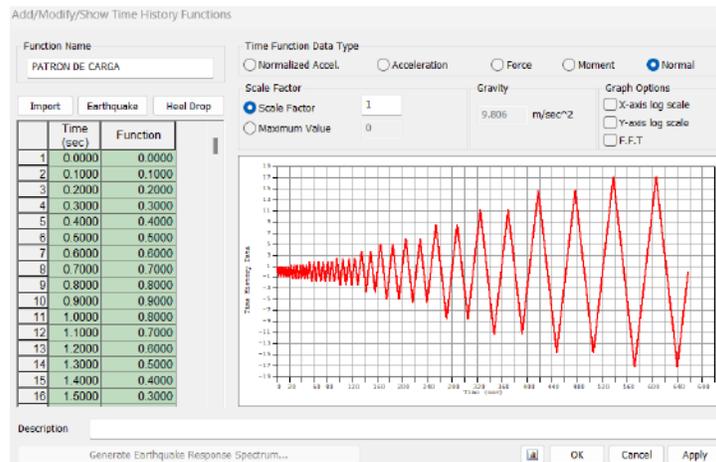


Figura 5.13 Asignación del protocolo de carga en el software.

Cabe resaltar que este protocolo no es el mismo para todos especímenes de esta investigación, sino que es necesario ajustarlo en función de la capacidad. En la figura 5.14 se muestra el protocolo de desplazamientos con ángulos de distorsión, para los especímenes MESC y MES1 son más pequeños los valores con respecto al espécimen MASG.

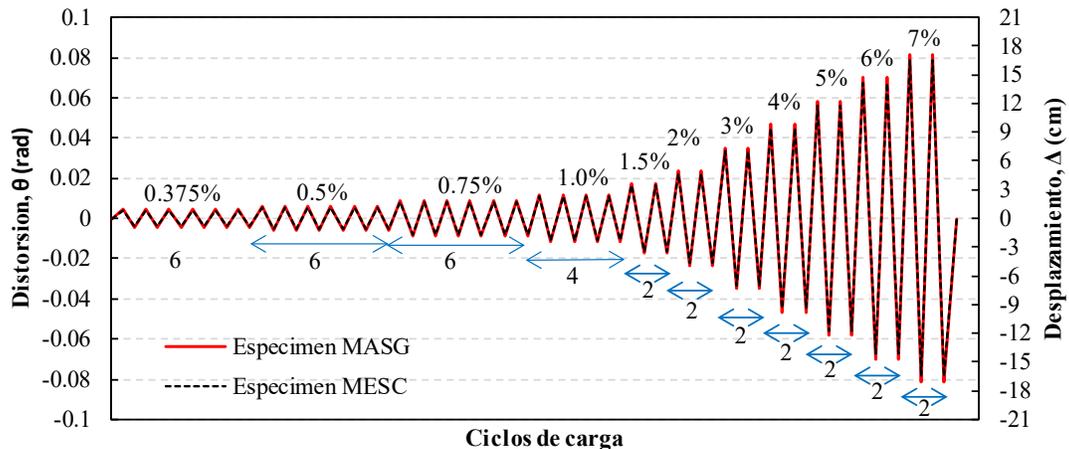


Figura 5.14 Protocolo de desplazamientos y ángulos de distorsión para los especímenes.

Como se mencionó en la sección 5.2.1 de este capítulo se aplicó una carga unitaria de 1.0 cm en la condición estática nombrada *carga lateral*. Ésta se relacionó con la función del protocolo de desplazamientos llamada *patrón de carga* y con las características del análisis como el método, tipo de análisis y el número de pasos del análisis llamado *secuencia de carga*, lo anterior se muestra en la figura 5.15.

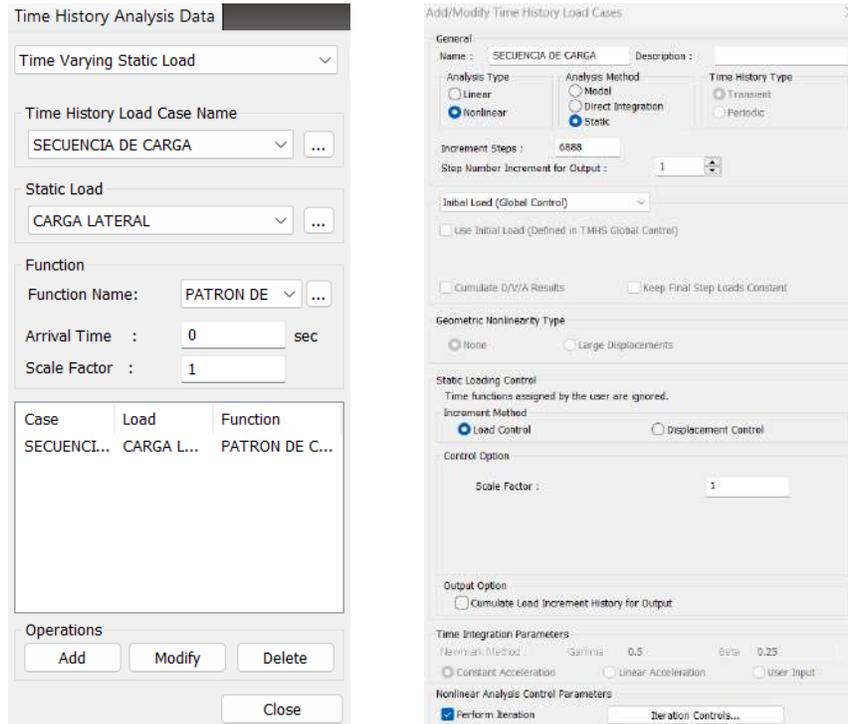


Figura 5.15 Asignación de carga lateral, protocolo de carga y análisis en el software.

5.2.7 Modelos para la concentración de esfuerzos.

El modelo matemático que se realizó con las características propias de cada espécimen para obtener el estado de esfuerzos y comparar con la evolución de daños que sufrieron los especímenes durante la prueba experimental. El modelo se construyó utilizando elementos placa y con estos dividir la trabe de acero y la columna de concreto en pequeñas partes de acuerdo a la metodología de elementos finitos como se muestra en la figura 5.16. La asignación del protocolo de desplazamientos se realizó como se describe en la sección 5.2.6 de este capítulo, sin considerar las propiedades inelásticas de los materiales ni algún modelo de análisis estructural no lineal.

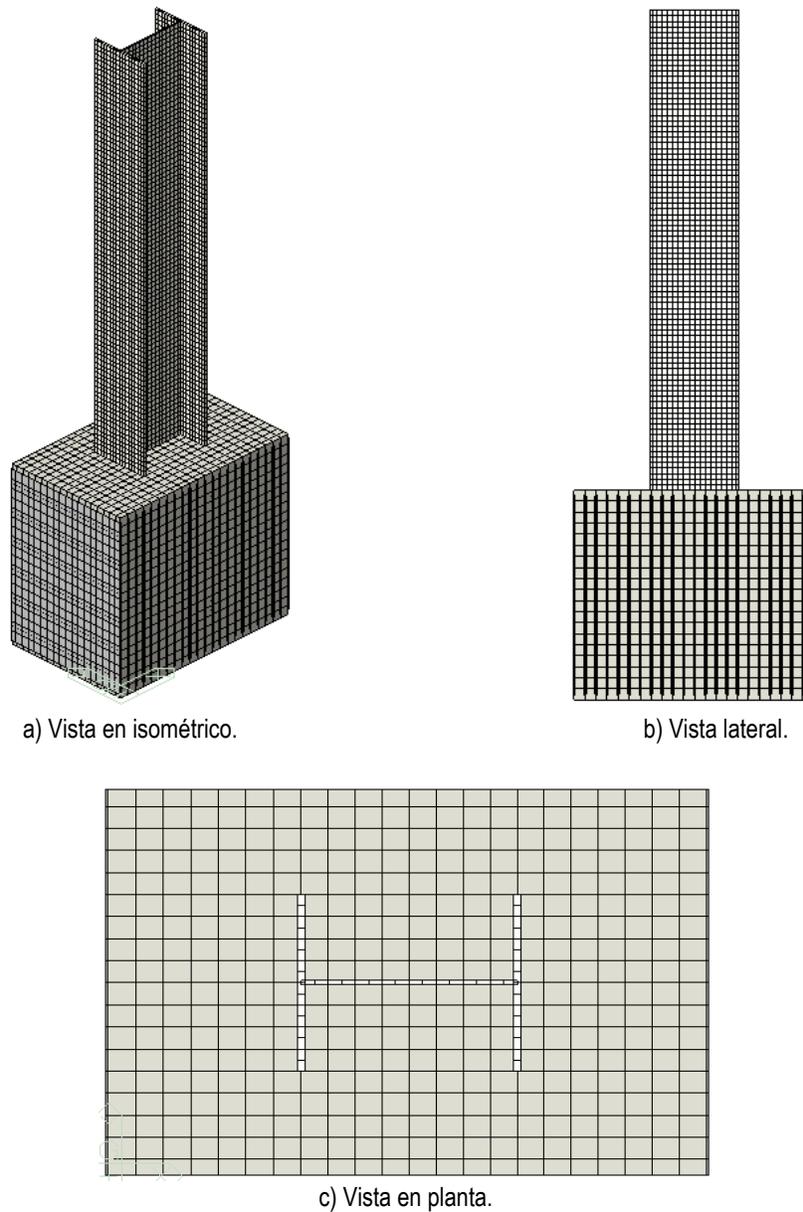


Figura 5.16 Modelo con elementos placa en el software.

5.2.8 Características de los materiales.

Al realizar el modelo matemático con las características propias de cada espécimen y de acuerdo a lo que se discute en capítulos previos, los materiales utilizados para todos los especímenes poseen las mismas características, las cuales se muestran a continuación. En la investigación experimental los prototipos se construyeron con perfiles de acero laminados de fabricación nacional de acero ASTM A992 con las siguientes propiedades mecánicas, $F_y = 3,518 \text{ kg/cm}^2$ y $F_u = 4,589 \text{ kg/cm}^2$.

La columna de acero es embebida en una columna de concreto de sección transversal de 90 cm x 60 cm y 1.20 m de largo, con resistencia a la compresión, $f'_c = 350 \text{ kg/cm}^2$ y con un módulo de elasticidad igual a $E_c = 261,916.01 \text{ kg/cm}^2$ de acuerdo a las NTC-DCEC-2023. En la tabla 5.1 se muestran las propiedades de los materiales ingresadas en el software.

Tabla 5.1 Propiedades de los materiales en el software.

ID	Nombre	Tipo	Estándar	Elasticidad (tonf/m ²)	Poisson	Térmico (1/[F])	Densidad (tonf/m ³)
1	A992	Steel	ASTM(S)	20,389,000	0.3	0.000065	7.86
2	Concreto	Concrete	None	2,577,800	0.2	0.0000050	2.40

5.3 Modelos del espécimen MASG.

5.3.1 Modelo para curva de histéresis.

Como se discutió en capítulos previos, la conexión utilizada en el espécimen MASG se trata de una conexión a eje mayor de la columna. Como solución para este espécimen, la trabe de sección IR 406x46.20 kg/m ($W 16'' \times 31 \text{ Lb/pie}$) se une al eje mayor de la columna de sección IR 457x59.80 kg/m ($W 18'' \times 40 \text{ Lb/pie}$) embebida a una columna de concreto de sección transversal de 90cm x 60cm. En la figura 5.17 se muestra el modelo creado en el programa con la asignación de las secciones, mientras que en la tabla 5.2 se muestran las propiedades de las secciones del modelo.

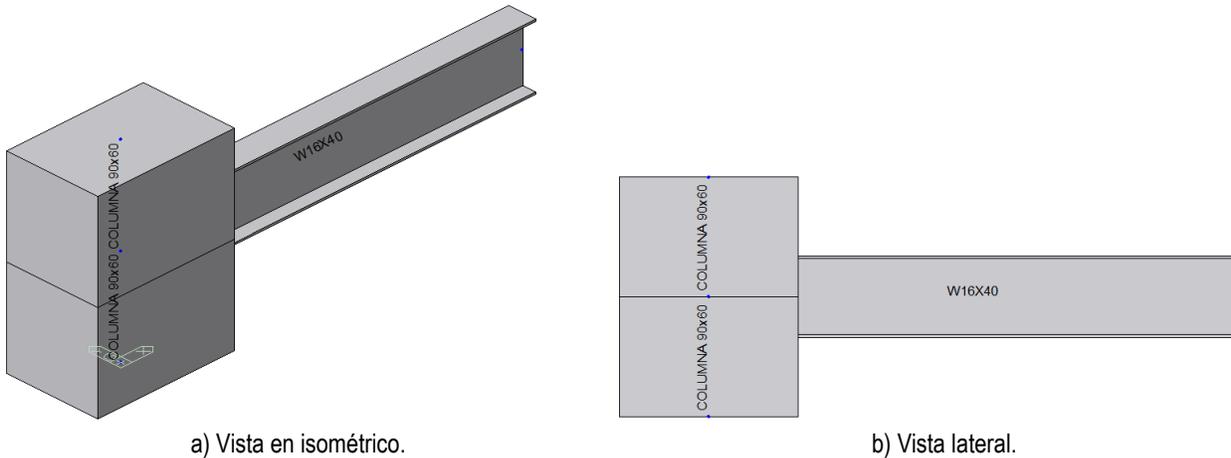


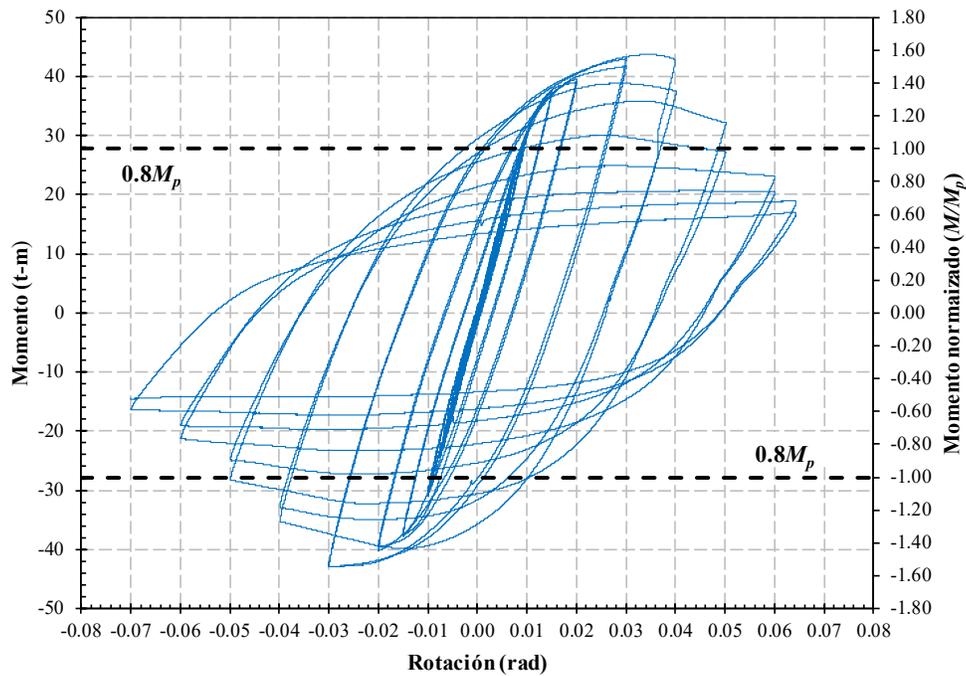
Figura 5.17 Modelo del espécimen MASG en el software.

Tabla 5.2 Propiedades de las secciones del espécimen MASG.

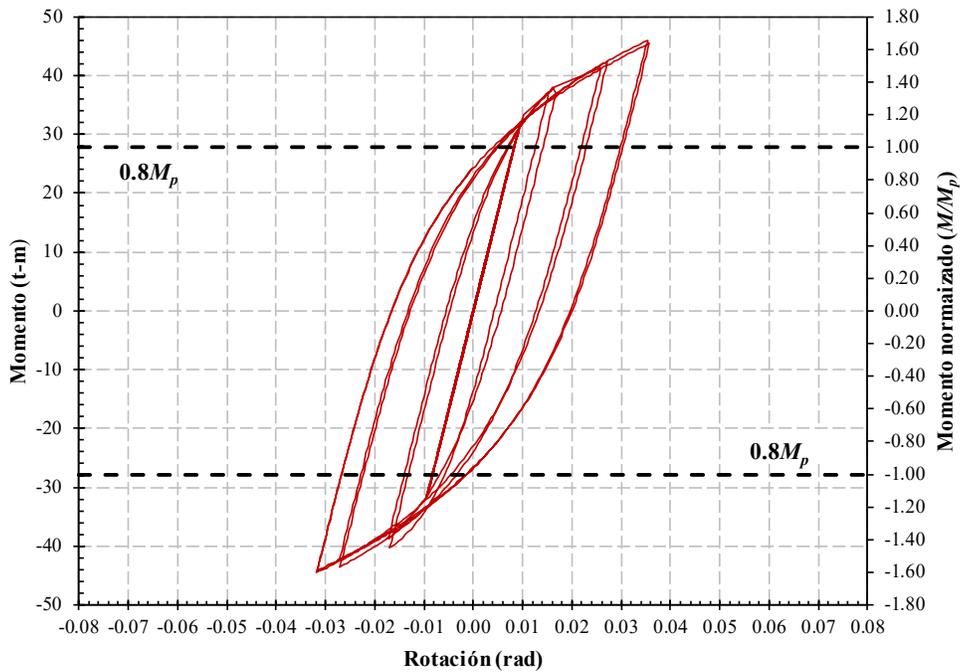
ID	Tipo	Forma	Nombre	Área (m ²)	Asy (m ²)	Asz (m ²)	Ixx (m ⁴)	Iyy (m ⁴)	Izz (m ⁴)
1	DB/User	I	W18X40	0.0076	0.0034	0.0036	0.0000	0.0003	0.0000
2	DB/User	I	W16X40	0.0076	0.0038	0.0031	0.0000	0.0002	0.0000
3	DB/User	SB	COLUMNA 90x60	0.5400	0.4500	0.4500	0.0380	0.0365	0.0162

Aplicando lo descrito en secciones previas de este capítulo se generó y analizó el modelo, la figura 5.18 muestra las curvas de histéresis (momento contra rotación) de la prueba experimental y del modelo matemático obtenida del análisis cíclico para el modelo.

Los resultados del modelo matemático muestran que el momento máximo alcanzado es muy similar al que se exhibe en la prueba experimental; pero a su vez, la rotación máxima no denota similitud a la obtenida de la prueba experimental esto debido a que el modelo considera la máxima capacidad de la viga sin considerar la resistencia de la conexión, por lo que la curva no demuestra la degradación de la rigidez. Por lo anterior, se considera que el modelo analítico es una representación razonable de los resultados experimentales.



a) Curva de histéresis experimental.



b) Curva de histéresis del modelo matemático.

Figura 5.18 Curvas de histéresis del espécimen MASG.

En la figura 5.19 se muestran las dos curvas del espécimen en un mismo gráfico con el fin de poder realizar una mejor comparación de estas, se observa que de continuar el incremento de ciclos de carga el momento-rotación seguiría incrementando su magnitud sin degradarse. Por esto que se observa que la curva del modelo solo alcanza una rotación de 0.03 radianes ya que, si se reportaran más rotaciones, el momento sería significativamente mayor al experimental. Se muestra con mayor exactitud que la curva del modelo matemático podría tomar la forma de la envolvente de la curva de la prueba experimental. Además, se demuestra la importancia del detallado y Configuración de las conexiones, con el único propósito de que la falla ocurra en la trabe y no en la conexión.

Si se requiere que la curva del modelo matemático sea idéntica a la de los resultados experimentales es necesario desarrollar modelos más detallados que consideren las características de la conexión, para así obtener su contribución a la curva.

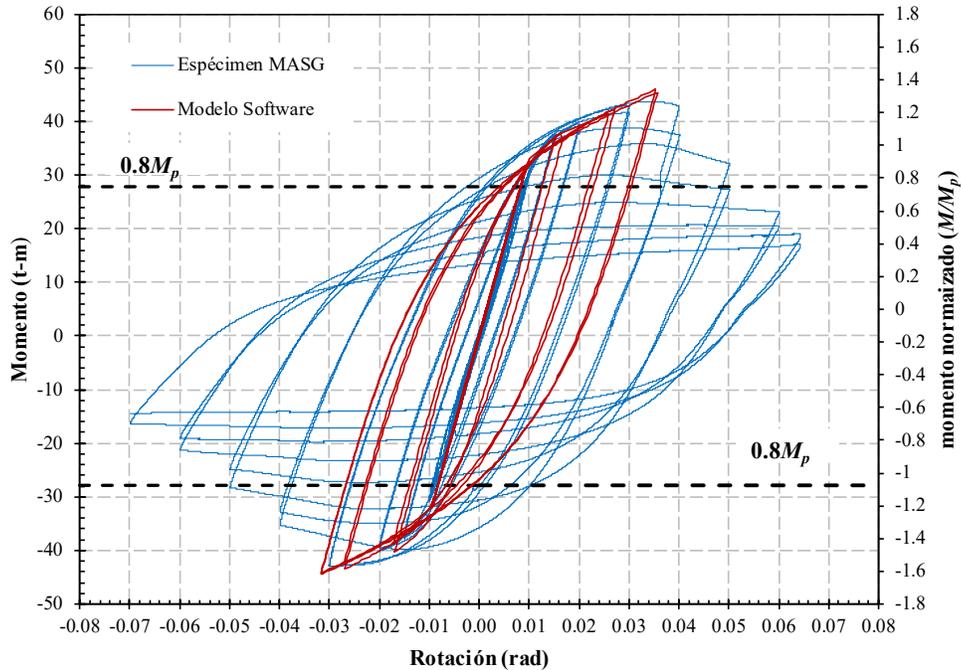
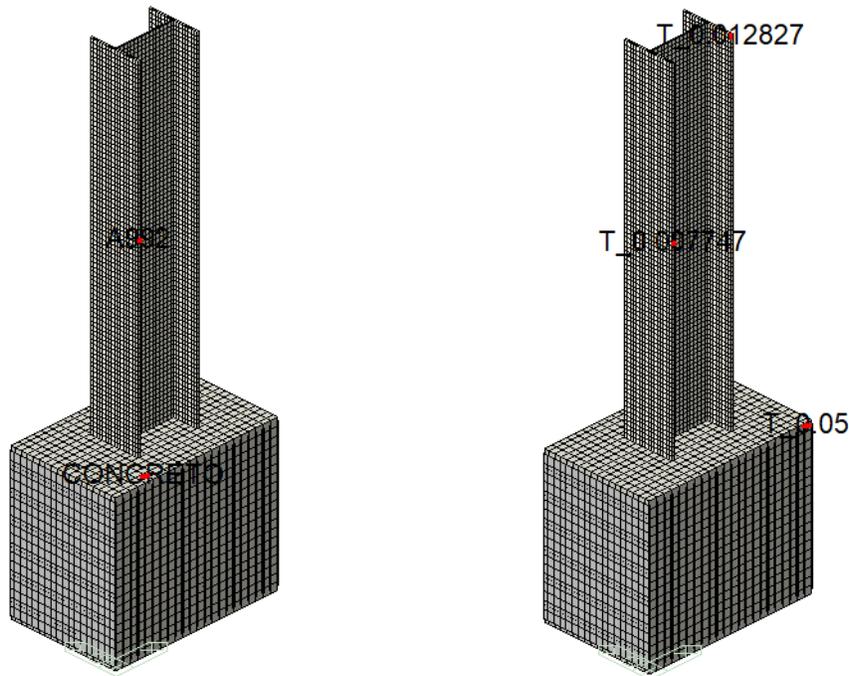


Figura 5.19 Comparación de curva momento contra rotación del espécimen MASG.

5.3.2 Modelo para estado de esfuerzos.

El modelo fue creado considerando las características y detalles ya discutidos en secciones previas de este capítulo. Se realizó una representación utilizando elementos placa para dividir la trabe de acero y la columna de concreto. Se obtuvieron los estados de esfuerzos máximos para distintas etapas de la prueba, se consideró como más representativas la etapa de fluencia, de pandeo general de la trabe (patines y alma) así como la etapa final, es decir la aplicación de todo el protocolo de carga. A continuación, se detallan con mayor precisión las etapas y sus resultados, así como la comparación con la prueba experimental.

La figura 5.20 muestra la configuración general del modelo mediante el uso de elementos placa, la figura 5.20a muestra la asignación de los materiales correspondientes. En la figura 5.20b se muestra el espesor de placas que se asignó, para la trabe la división de realización a cada 2.5 cm mientras que para la columna de concreto fue a cada 5.0 cm.



a) Materiales del modelo matemático.

b) Espesores de placa del modelo matemático.

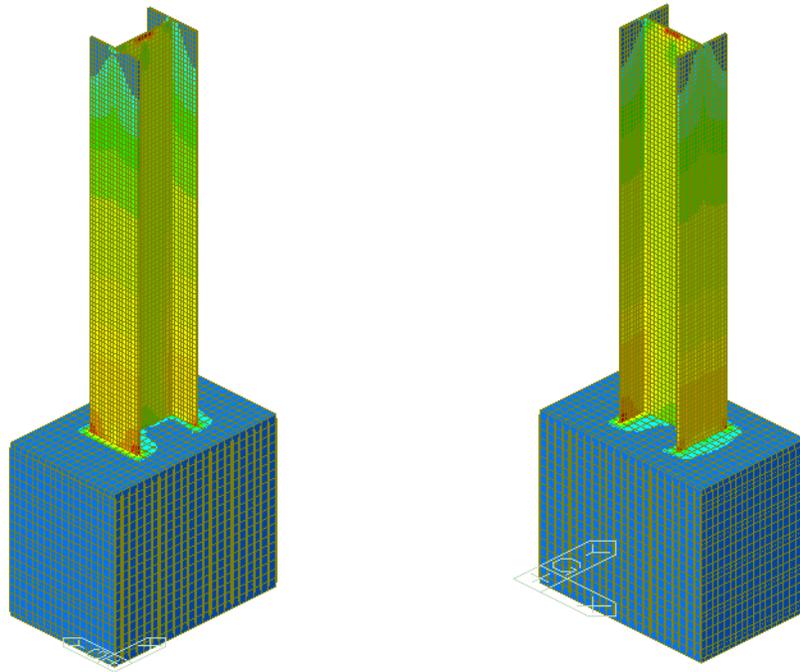
Figura 5.20 Configuración del modelo para esfuerzos del espécimen MASG.

5.3.2.1 Esfuerzos en la etapa de fluencia.

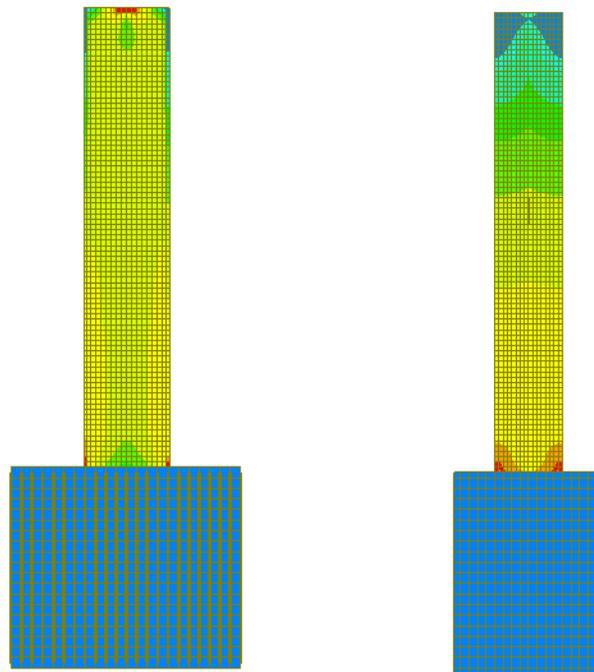
Como se discutió en capítulos previos la etapa de fluencia para este espécimen ocurrió a una rotación de 0.01 radianes. A continuación, se muestran los resultados obtenidos del estado de esfuerzos del modelo en la figura 5.21. Las figuras 5.21a muestran los isométricos con los esfuerzos que desarrollo el modelo matemático, en la figura 5.21b se muestran las vistas laterales correspondientes y en la figura 5.21c se observa la vista en planta del modelo.

Posteriormente, se muestra un acercamiento a la zona de la conexión entre la trabe de acero y la columna de concreto en la figura 5.22. En ella, se observa una concentración de esfuerzos en los patines que se empiezan a transmitir al alma. A su vez estos esfuerzos también se reportan en la columna de concreto justo en la zona alrededor de los patines como se muestra en la figura 5.21c. En la prueba experimental se observaron grietas que iniciaban en los patines y atravesaban el área transversal de la columna, como se muestra en la figura 5.23.

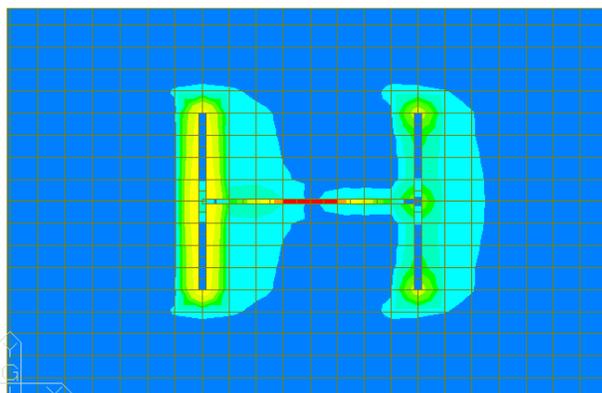
Los modelos exhiben similitud con los observado durante la prueba experimental, ya que en las zonas donde se muestra gran concentración de esfuerzos fueron donde físicamente se desarrollaron grietas.



a) Isométricos del modelo matemático (etapa de fluencia).



b) Vistas laterales del modelo matemático (etapa de fluencia).



c) Vista en planta del modelo matemático (etapa de fluencia).

Figura 5.21 Vistas del modelo de esfuerzos del espécimen MASG.

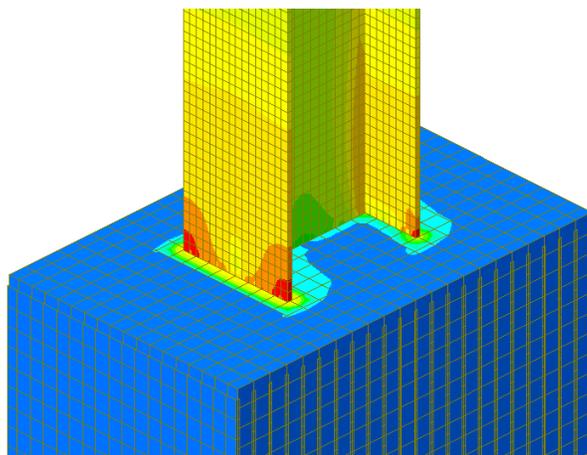


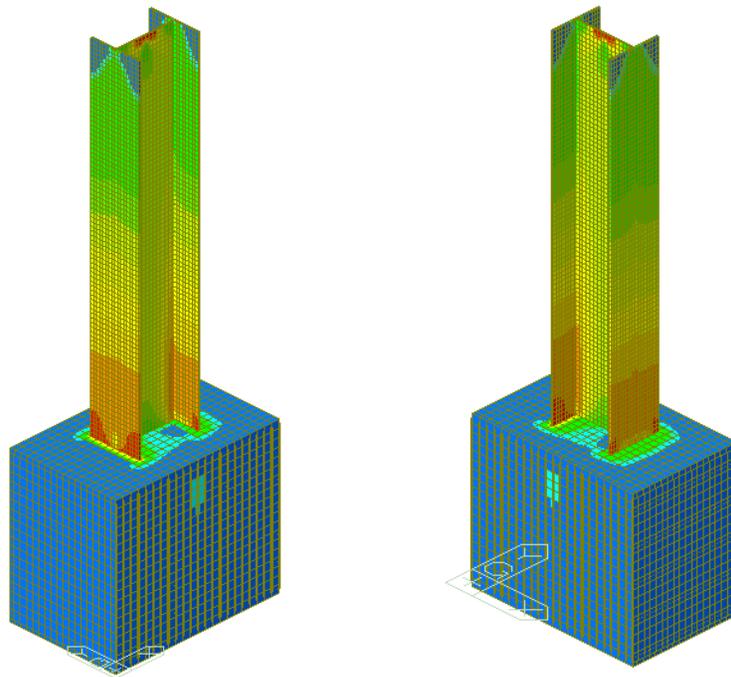
Figura 5.22 Acercamiento a la zona de la conexión (etapa de fluencia).



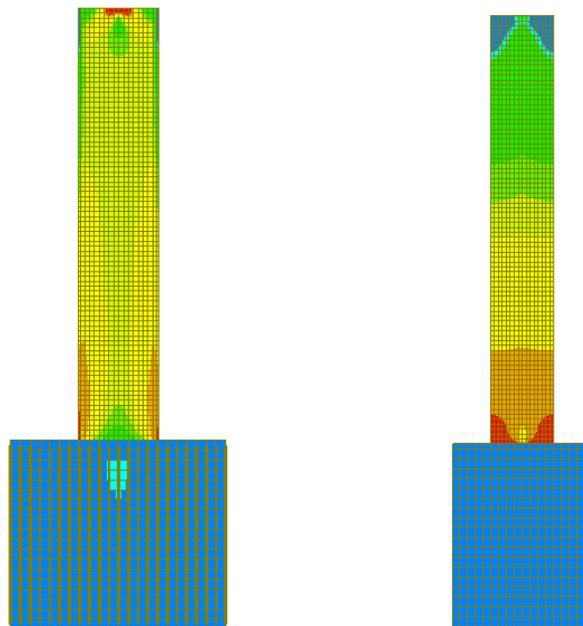
Figura 5.23 Grietas en la columna en la prueba experimental.

5.3.2.2 Esfuerzos en la etapa de pandeo.

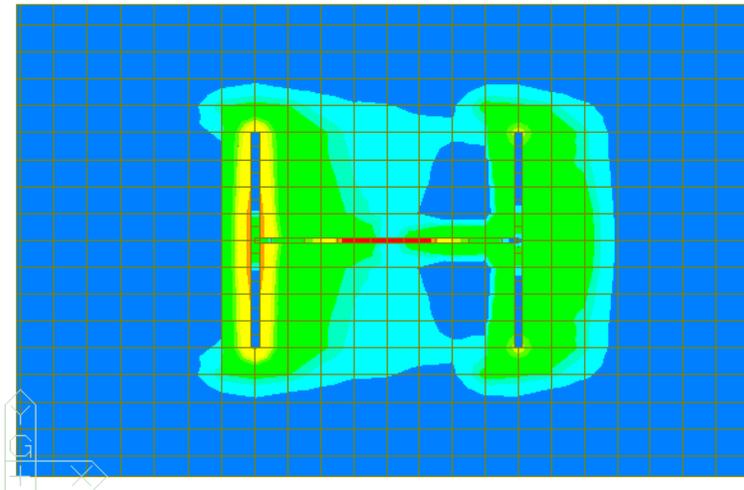
A continuación, se muestran las figuras correspondientes con los resultados obtenidos del modelo de estado de esfuerzos en la figura 5.24. La figura 5.24a muestran los isométricos, en la figura 5.24b se muestran las vistas laterales y en la figura 5.24c se observa la vista en planta del modelo.



a) Isométricos del modelo matemático (etapa de pandeo).



b) Vistas laterales del modelo matemático (etapa de pandeo).



c) Vista en planta del modelo matemático (etapa de fluencia).

Figura 5.24 Vistas del modelo de esfuerzos del espécimen MASG.

A continuación, se muestra un acercamiento a la zona de la conexión en la figura 5.25. En ella, se observa que la concentración de esfuerzos en los patines aumentó significativamente en el concreto y en el alma de la trabe. Vale la pena destacar, que la configuración de los esfuerzos en la columna de concreto reporta una distribución cónica, parecida a lo que ocurrió en los ensayos experimentales.

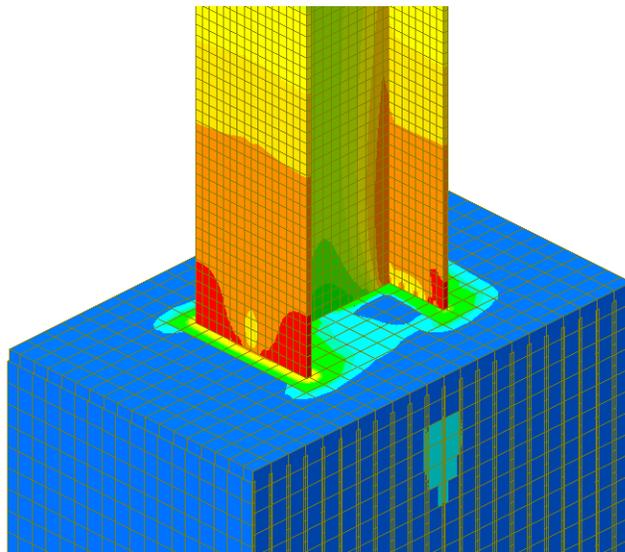


Figura 5.25 Acercamiento a la zona de la conexión (etapa de pandeo).

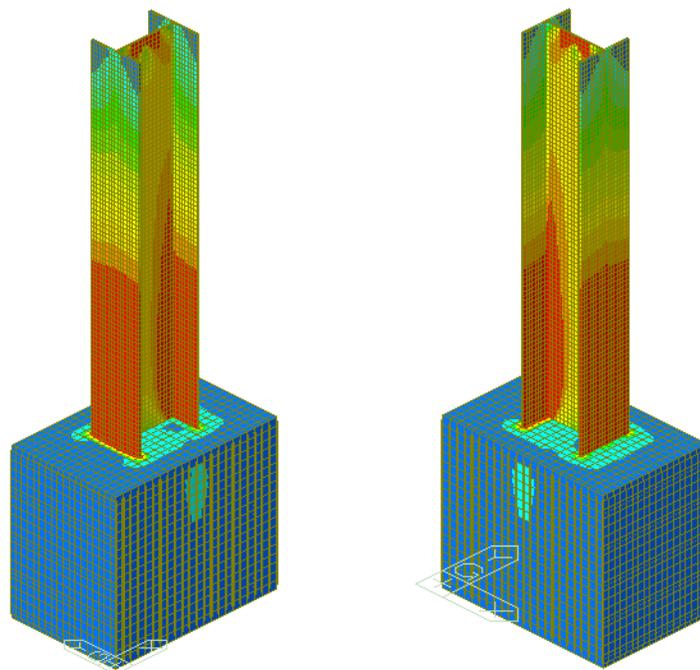
El pandeo global de los patines y del alma sucedió para una rotación de 0.04 radianes. Durante esta etapa se observó el crecimiento de las grietas tanto en espesor como en longitud, siendo lo más relevante la formación de un cono en la columna de concreto que iniciaba en un patín de la trabe, cruzaba la sección de la columna y terminaba en el otro patín. En esta zona se observó desprendimiento de concreto conforme ocurría el pandeo de patines y del alma como se muestra en la figura 5.26.



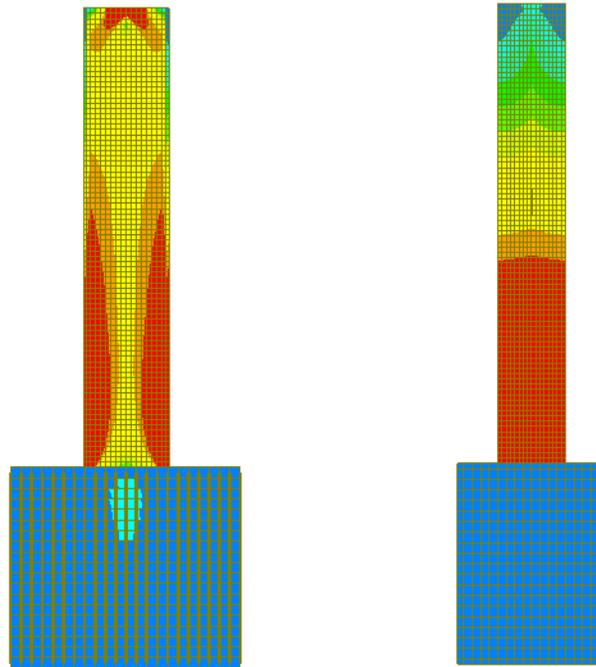
Figura 5.26 Pandeo global y desprendimiento de concreto.

5.3.2.3 Esfuerzos en la etapa final.

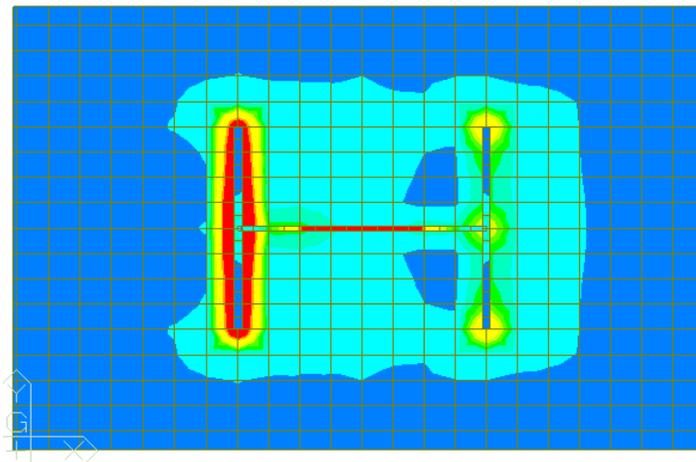
En la figura 5.27 que se muestra la evolución del daño, cuando se aplicó el protocolo de carga completo alcanzando una rotación de 0.07 radianes. La figura 5.27a muestran los isométricos de los modelos matemáticos que se desarrollaron. En la figura 5.27b se muestran las vistas laterales y en la figura 5.27c se observa la vista en planta del modelo.



a) Isométricos del modelo matemático (etapa final).



b) Vistas laterales del modelo matemático (etapa de pandeo).



c) Vista en planta del modelo matemático (etapa de fluencia).

Figura 5.27 Vistas del modelo de esfuerzos del espécimen MASG.

En la figura 5.27 se muestra la concentración de esfuerzos alrededor de la trabe de acero, lo que explica por qué en la columna de concreto del espécimen se desarrollaron grietas en forma de cono. Se identifica la influencia de los patines para que sucediera este fenómeno al estar en constante movimiento (tensión-compresión) durante la aplicación de los desplazamientos del protocolo.

Se muestra un acercamiento a la zona de la conexión en la figura 5.28 para hacer notar que los patines y el alma han superado el límite de fluencia del acero estructural, lo que conculca con la formación de la articulación plástica en el ensayo experimental.

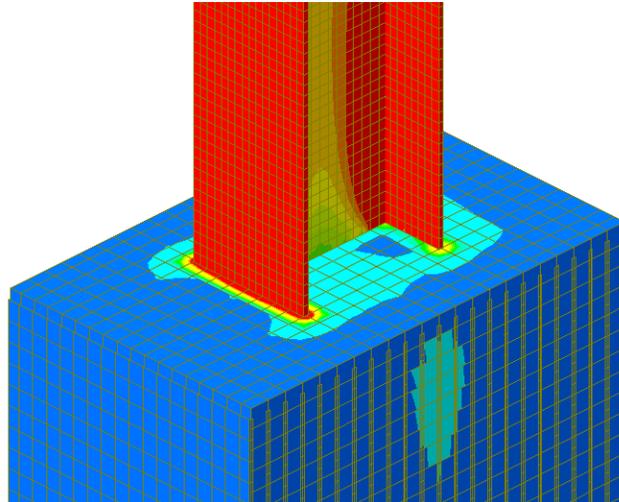


Figura 5.28 Acercamiento a la zona de la conexión (etapa final).

Con el propósito de asociar el modelo matemático con el ensayo experimental, en la figura 5.28 se muestran los patines y el alma en la zona cercana a la columna de concreto para exhibir la concentración de esfuerzos que evolucionó en la articulación plástica. En la figura 5.29 se muestra el daño total desarrollado por el espécimen, que conculca con los resultados analíticos.



Figura 5.29 Daños en el espécimen al final de la prueba.

5.4 Modelos del espécimen MESC.

5.4.1 Modelo para curva de histéresis.

En capítulos previos se discutió la conexión utilizada en el espécimen MESC se trata de una conexión a eje menor de la columna, la cual se presenta como propuesta nueva. Para este espécimen la trabe de sección IR 406x46.20 kg/m ($W 16'' \times 31$ Lb/pie) se une al eje menor de la columna de sección IR 356x110.4 kg/m ($W 14'' \times 74$ Lb/pie), la columna de acero es embebida en una columna de concreto con resistencia a la compresión $f'_c = 350$ kg/cm² y de sección transversal de 70 cm x 70 cm y 1.20 m de largo. En la figura 5.30 se muestra el modelo realizado en el programa con las secciones, mientras que en la tabla 5.3 se muestran las propiedades de las secciones del modelo.

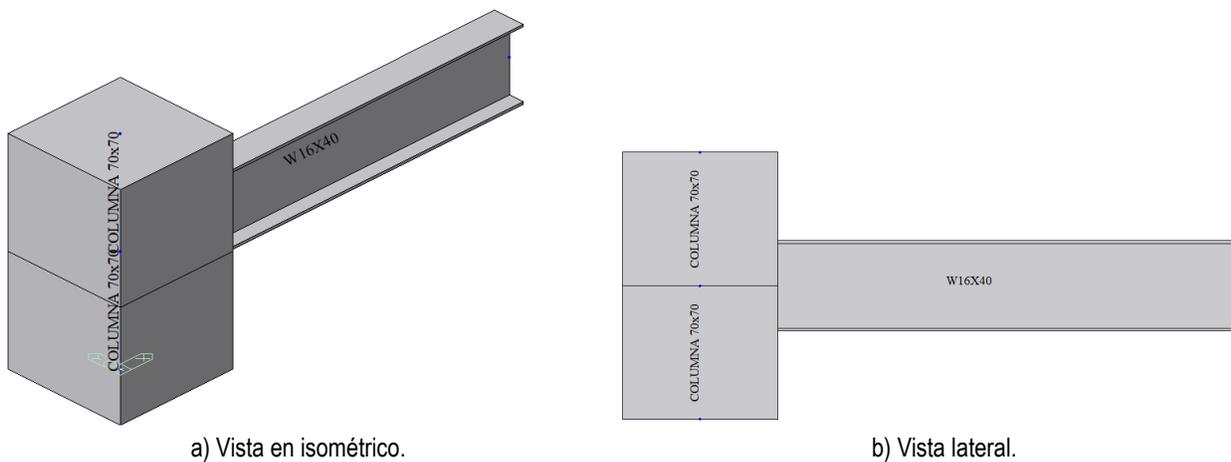
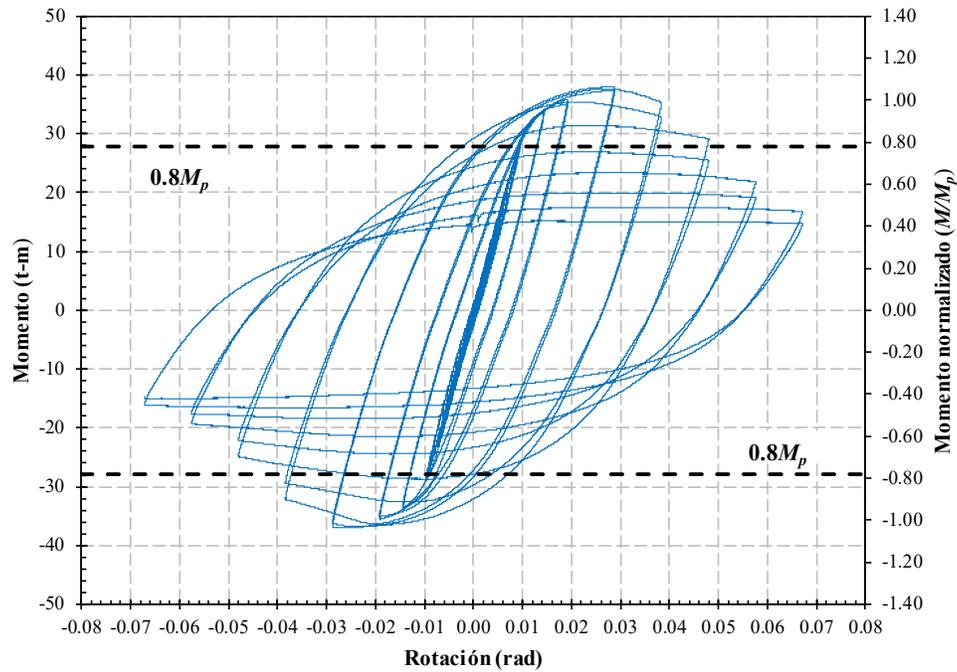


Figura 5.30 Modelo del espécimen MESC en el software.

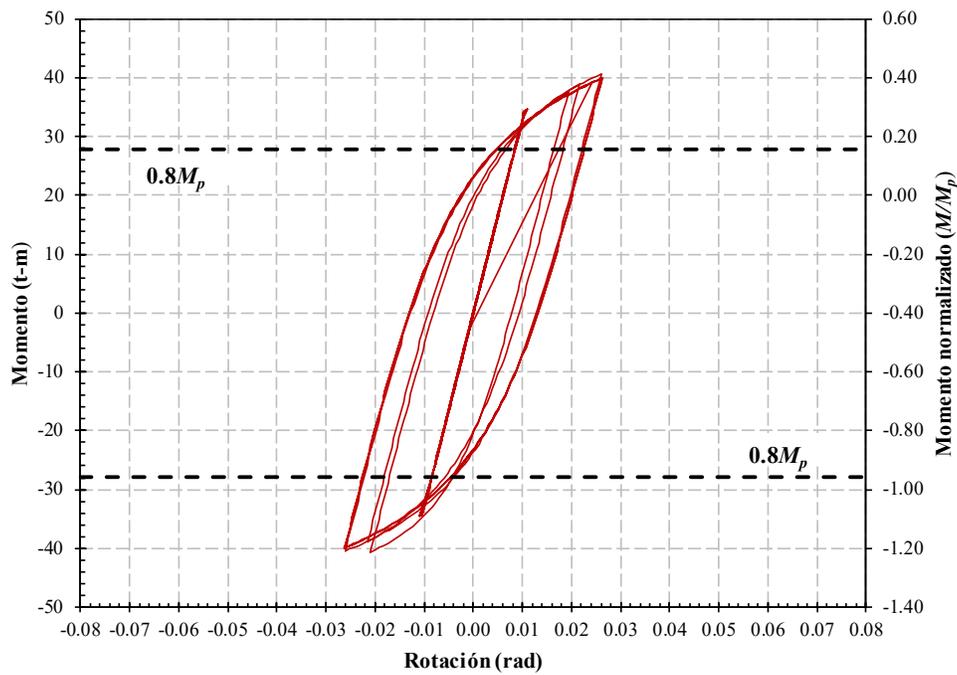
Tabla 5.3 Propiedades de las secciones del espécimen MESC.

ID	Tipo	Forma	Nombre	Área (m ²)	Asy (m ²)	Asz (m ²)	Ixx (m ⁴)	Iyy (m ⁴)	Izz (m ⁴)
1	DB/User	I	W14X74	0.0141	0.0085	0.0041	0.0000	0.0003	0.0001
2	DB/User	I	W16X40	0.0076	0.0038	0.0031	0.0000	0.0002	0.0000
3	DB/User	SB	Columna 70x70	0.4900	0.4083	0.4083	0.0338	0.0200	0.0200

Se realizó un análisis aplicando carga cíclica reversible el cual ya se discutió anteriormente, la figura 5.31 muestra las curvas de histéresis (momento contra rotación) de la prueba experimental y del modelo matemático. En la figura 5.31a se muestra la curva de histéresis experimental donde se observa la degradación de la rigidez mientras que la figura 5.31b muestra la curva obtenida del modelo donde el momento alcanzado es similar al experimental. En lo referente a la rotación, la curva del modelo no consigue simular la incursión inelástica, debido a que el modelo matemático no incluye la degradación de rigidez ya que el modelo solo considera la resistencia de la trabe y no la de la conexión. Así que en el modelo analítico es una representación apropiada de la respuesta de la conexión cuando el daño es moderado.



a) Curva de histéresis experimental.



b) Curva de histéresis del modelo matemático.

Figura 5.31 Curvas de histéresis del espécimen MESC.

La figura 5.32 muestra una comparación entre las dos curvas, se observa con mayor precisión que la curva del modelo matemático simula la envolvente de la curva de la prueba experimental y permite comprobar que la curva matemática disipa mayor cantidad de energía, En la parte elástica son muy similares y las diferencias entre las curvas se presentan cuando el modelo entra en el intervalo inelástico.

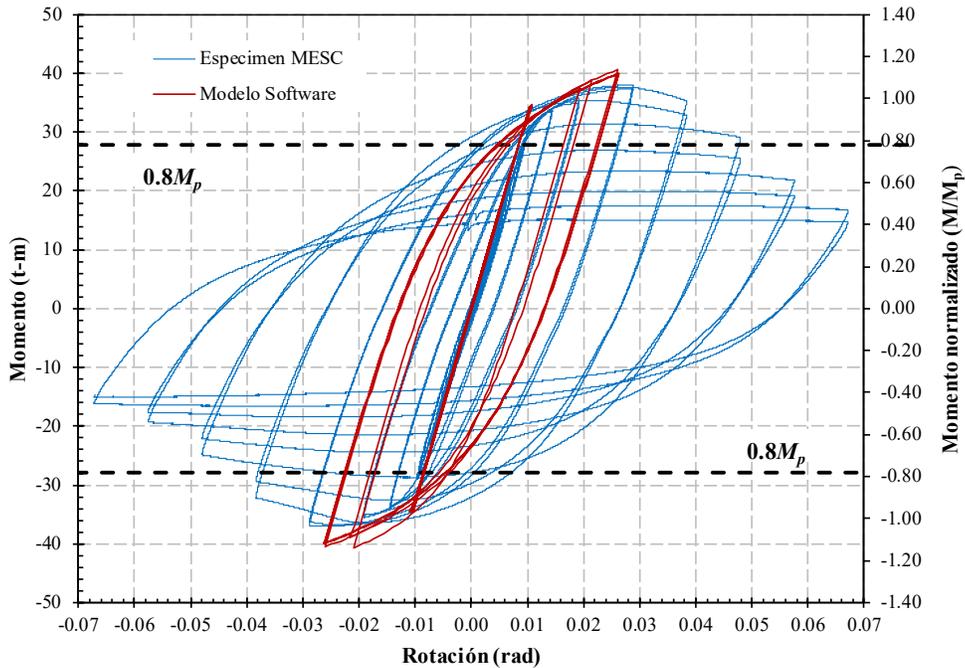


Figura 5.32 Comparación de curva momento contra rotación del espécimen MESC.

5.4.2 Modelo para estado de esfuerzos.

El modelo fue creado considerando las características de los elementos estructurales, el espesor asignado a los patines y alma de la trabe son los correspondientes y ya discutidos en capítulos anteriores. La división en placas se realizó a cada 2.5 cm mientras que para la columna de concreto fue a cada 5.0 cm. Se realizó una representación utilizando elementos placa para dividir la trabe de acero y la columna de concreto. Se obtuvieron los estados de esfuerzos máximos la etapa de fluencia, de pandeo de la trabe (patines y alma) y la etapa final.

La figura 5.33 muestra la configuración del modelo mediante elementos placa, la figura 5.33a muestra los materiales asignados y la Figura 5.33b muestra el espesor de placas tanto para patines como para el alma de la trabe.

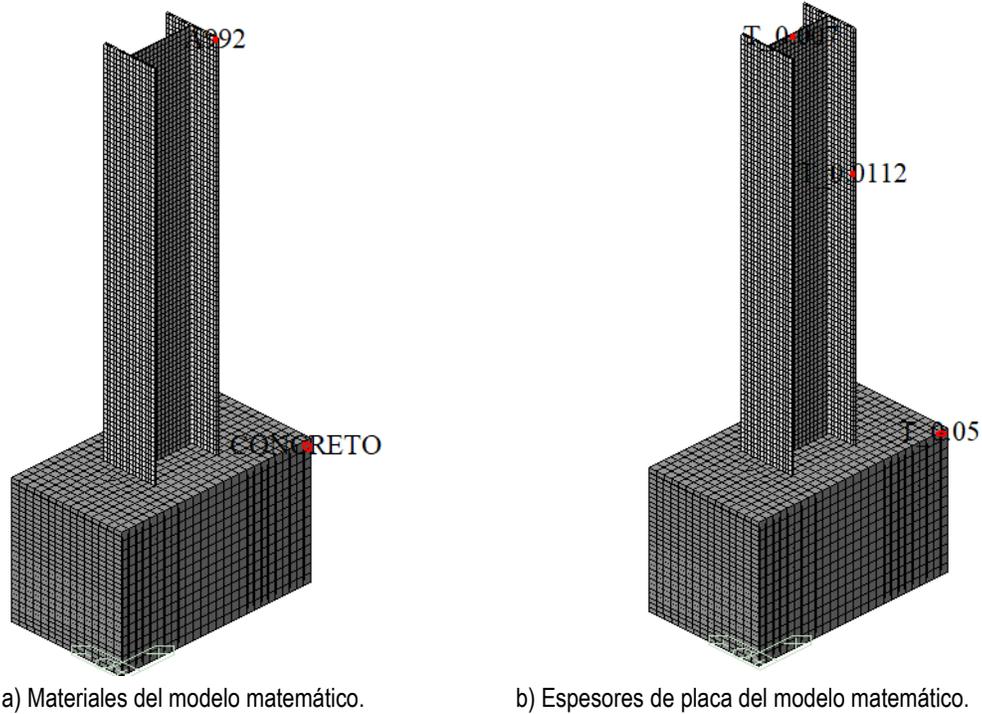
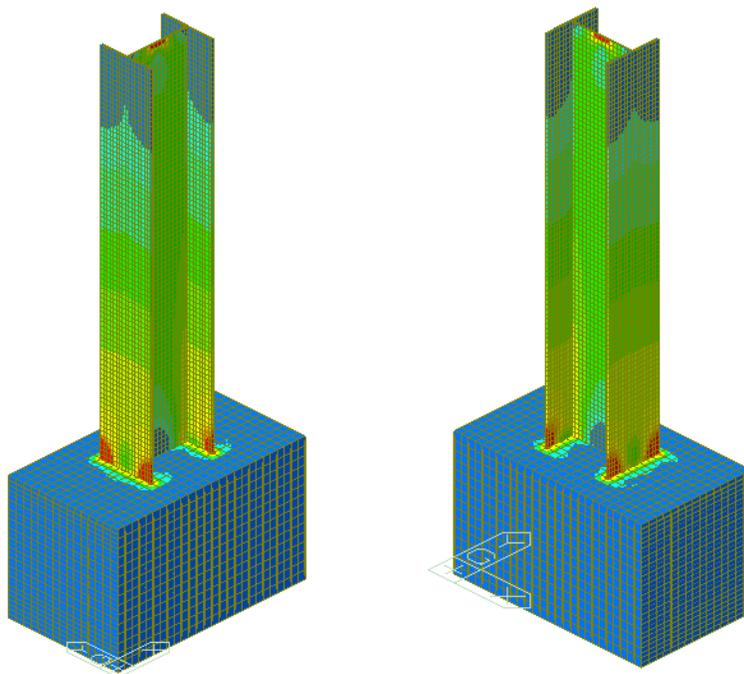


Figura 5.33 Configuración del modelo para esfuerzos del espécimen MESC.

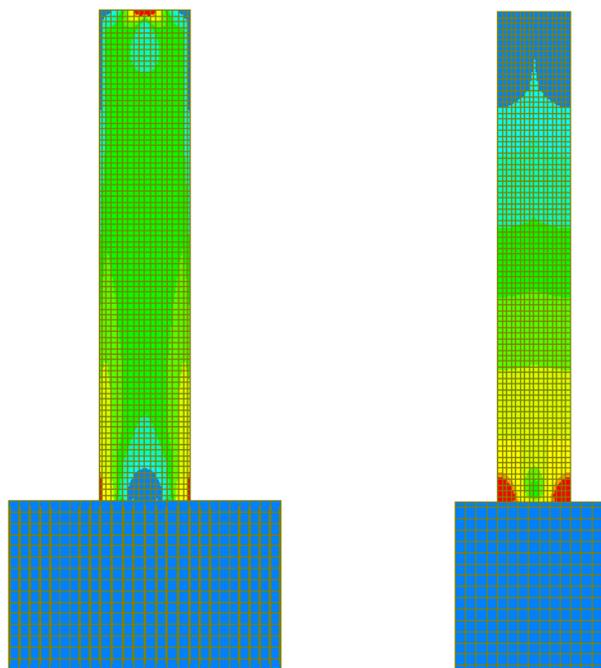
5.4.2.1 Esfuerzos en la etapa de fluencia.

La etapa de fluencia para este espécimen ocurrió en la transición del paso con rotación de 0.0075 a 0.01 radianes. A continuación, se muestran los resultados obtenidos del modelo en la figura 5.34. La figura 5.34a muestra los isométricos, la figura 5.34b se muestra las vistas laterales y la figura 5.34c se observa la vista en planta del modelo.

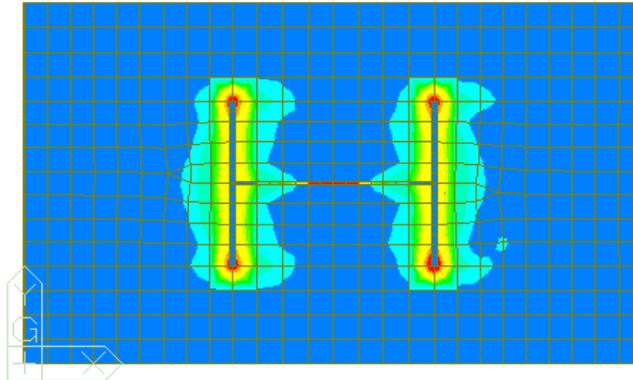
Seguidamente en la figura 5.35 se muestra un acercamiento a la zona de la conexión, se observa una concentración de esfuerzos en la parte inferior de los patines, mientras que en el alma apenas empiezan los esfuerzos de magnitud ya considerable. Los patines al experimentar esfuerzos de tensión y compresión por la acción del actuador transmiten estos esfuerzos a la columna de concreto en la zona alrededor de los patines, tales esfuerzos provocarían el desarrollo de grietas y físicamente las más representativas iniciaban en los patines.



a) Isométricos del modelo matemático (etapa de fluencia).



b) Vistas laterales del modelo matemático (etapa de fluencia).



c) Vista en planta del modelo matemático (etapa de fluencia).

Figura 5.34 Vistas del modelo de esfuerzos del espécimen MESC.

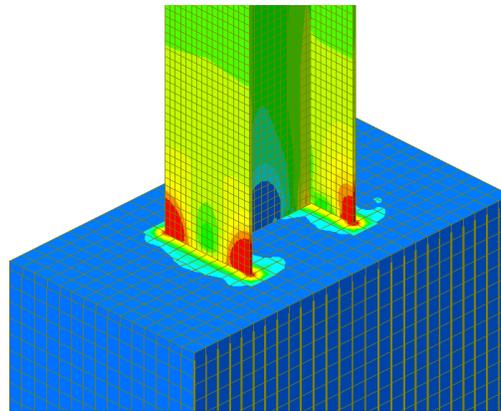


Figura 5.35 Acercamiento a la zona de la conexión (etapa de fluencia).

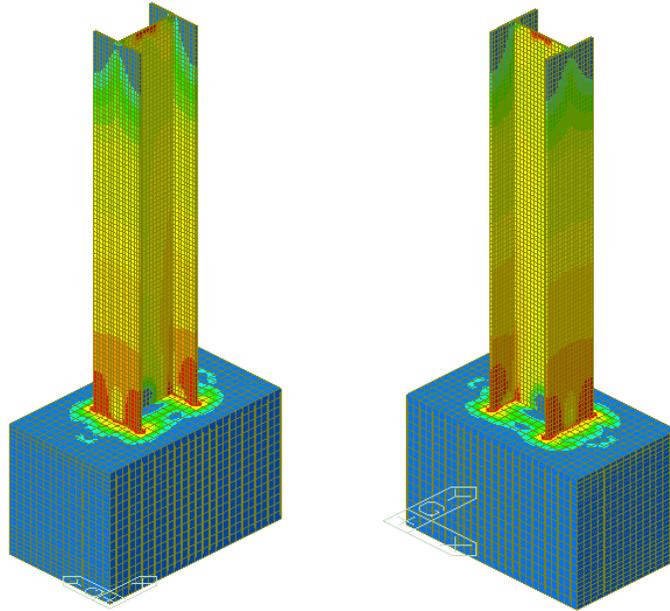
La figura 5.36 muestra los daños que sufrió el espécimen en la etapa de fluencia. Se observan grietas iniciando en los patines y cruzando la sección transversal y continuando hacia la cara lateral de la columna de concreto, por lo que se desarrolló una gran concentración de esfuerzos en esta zona.



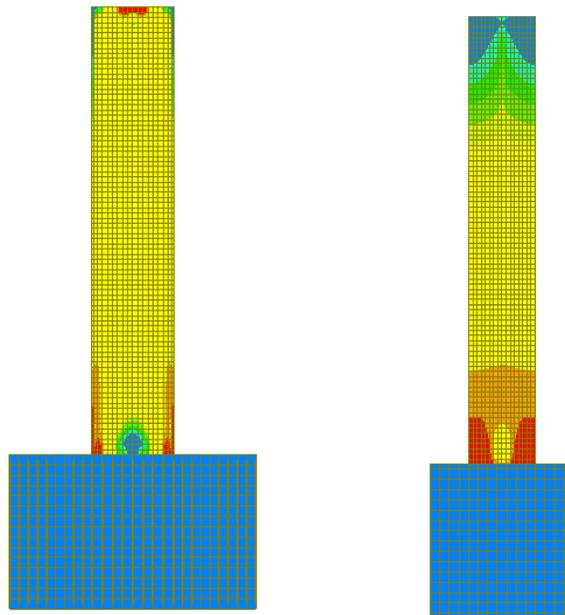
Figura 5.36 Daños en el espécimen en la etapa de fluencia.

5.4.2.2 Esfuerzos en la etapa de pandeo.

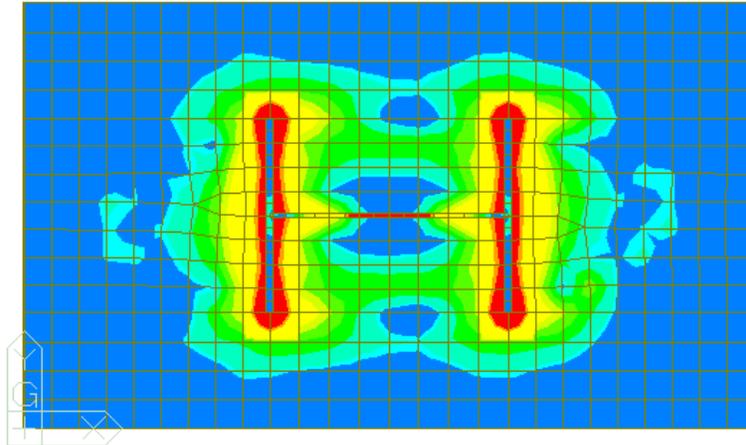
La figura 5.37 muestra los resultados obtenidos del modelo de estado de esfuerzos. La figura 5.37a muestran los isométricos, en la figura 5.37b se muestran las vistas laterales y en la figura 5.37c se observa la vista en planta del modelo.



a) Isométricos del modelo matemático (etapa de pandeo).



b) Vistas laterales del modelo matemático (etapa de pandeo).



c) Vista en planta del modelo matemático (etapa de fluencia).

Figura 5.37 Vistas del modelo de esfuerzos del espécimen MESC.

La figura 5.37 muestra un acercamiento a la zona de la conexión en la que se muestra los esfuerzos que ocurren en los patines y donde el alma inicia con una gran concentración en la magnitud de esfuerzos. Se observa que los esfuerzos alrededor de la trabe forman una silueta que inicia en un patín y termina en el otro patín, así como unos esfuerzos se transmiten hacia las caras laterales de la sección transversal de la columna de concreto.

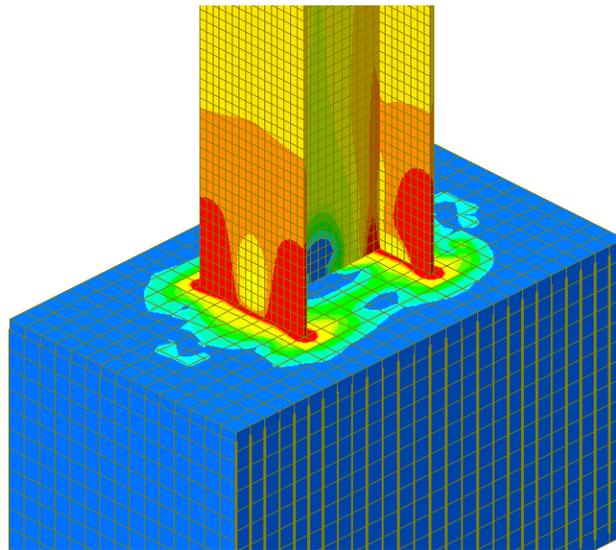


Figura 5.38 Acercamiento a la zona de la conexión (etapa de pandeo).

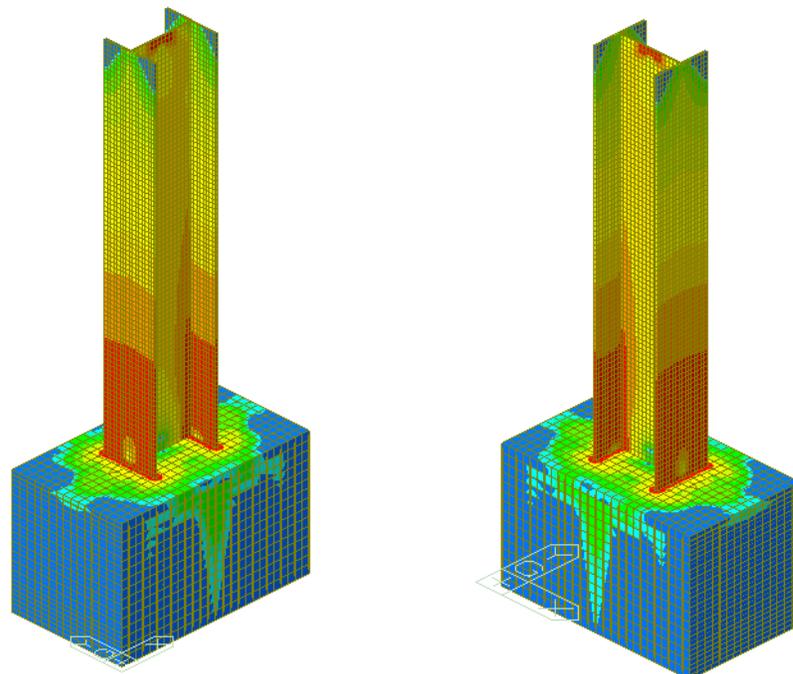
El pandeo en conjunto entre los patines y el alma se desarrolló para una rotación de 0.04 radianes, donde se observó el crecimiento de las grietas tanto en espesor como en longitud y el desprendimiento del concreto en forma de un cono en la columna de concreto iniciando en un patín cruzando la sección de la columna y terminar en el otro patín. En el modelo matemático se observa que los esfuerzos se concentran de manera similar a la descrita; a continuación, se muestran los daños durante la prueba experimental en la figura 5.39.



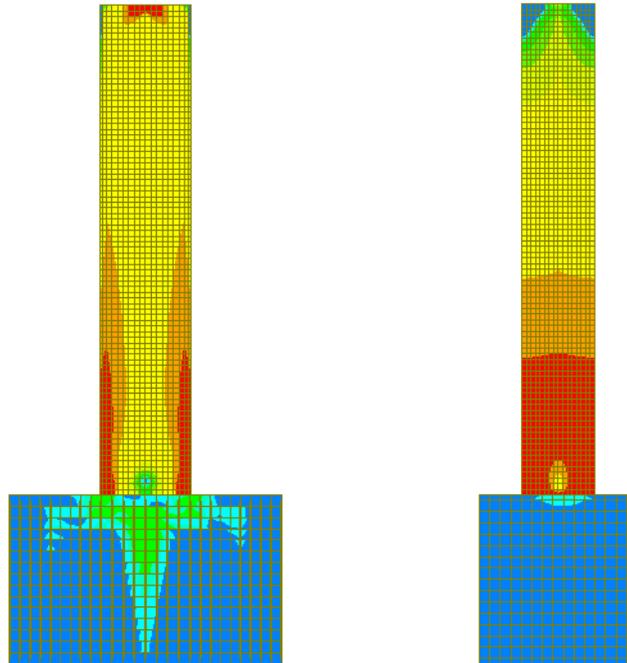
Figura 5.39 Pandeo global y desprendimiento de concreto.

5.4.2.3 Esfuerzos en la etapa final.

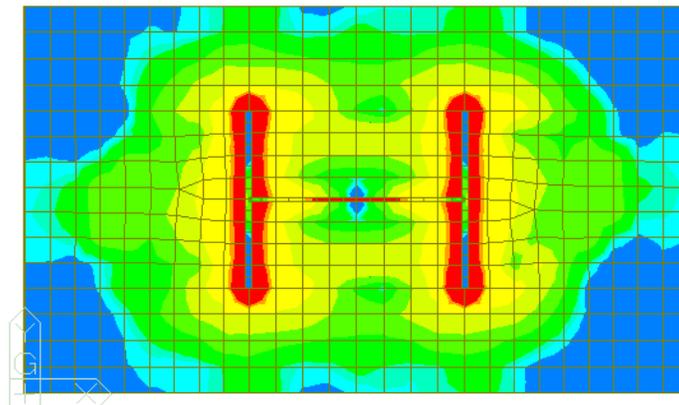
En la figura 5.40 se muestran distintas vistas del modelo donde se observan los resultados obtenidos del modelo aplicando el protocolo de carga completo alcanzando una rotación de 0.07 radianes. El pandeo severo de la trabe sucedió para una rotación de 0.06 radianes. La figura 5.40a muestran los isométricos, en la figura 5.40b se muestran las vistas laterales y en la figura 5.40c se observa la vista en planta del modelo.



a) Isométricos del modelo matemático (etapa final).



b) Vistas laterales del modelo matemático (etapa final).



c) Vista en planta del modelo matemático (etapa final).

Figura 5.40 Vistas del modelo de esfuerzos del espécimen MESC.

La figura 5.40c se nota una concentración de esfuerzos alrededor de la trabe de acero y en gran parte de la sección transversal de la columna de concreto. Esto es similar a lo que ocurrió físicamente en la prueba experimental.

Se muestra un acercamiento a la zona de la conexión en la figura 5.41. Se observa que los patines y el alma han desarrollado la articulación plástica, esto se comprueba ya que se superó el límite de fluencia del acero estructural. Los esfuerzos en la columna de concreto se extienden a las partes laterales de la sección, lo que es similar a la zona donde se formaron grietas en el experimento.

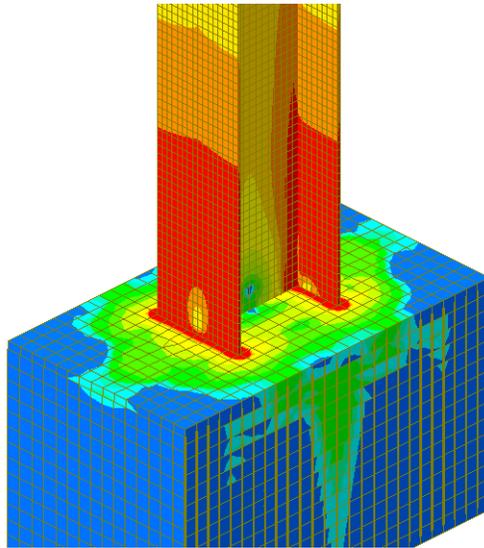


Figura 5.41 Acercamiento a la zona de la conexión (etapa final).

La figura 5.42 muestra como los patines y el alma lograron formar la articulación plástica con un pandeo severo, las grietas que se formaron iniciaron desde los patines hacia la parte frontal y lateral de la columna de concreto. El daño reportado en el ensaye parece tener un comportamiento similar a los resultados analíticos.



Figura 5.42 Daños en el espécimen al final de la prueba.

5.5 Modelos del espécimen MES1.

5.5.1 Modelo para curva de histéresis.

La conexión empleada en el espécimen MES1 que se discute en los capítulos anteriores, es una propuesta de conexión a eje menor de la columna. La trabe de sección *IR 406x46.20 kg/m (W 16"x31 Lb/pie)* se une al eje menor de la columna de sección *IR 356x110.4 kg/m (W 14"x74 Lb/pie)*, la columna de acero es embebida en una columna de concreto con resistencia a la compresión $f'_c = 350 \text{ kg/cm}^2$ y de sección transversal de 70 cm x 70 cm y 1.20 m de largo. En la figura 5.43 se muestra el modelo con las secciones, mientras que en la tabla 5.3 se muestran las propiedades de las secciones del modelo.

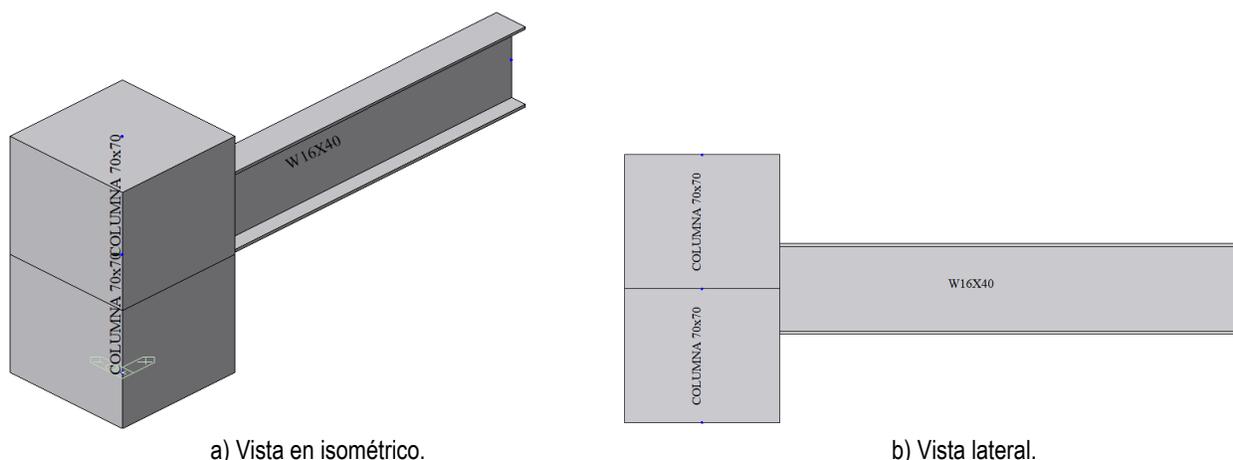


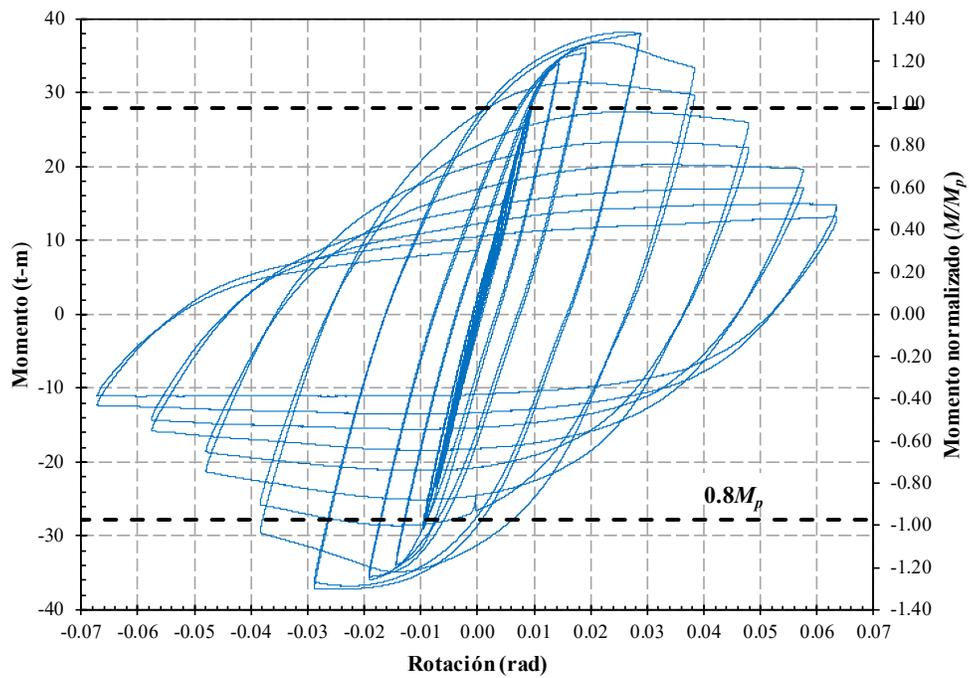
Figura 5.43 Modelo del espécimen MES1 en el software.

Tabla 5.4 Propiedades de las secciones del espécimen MES1.

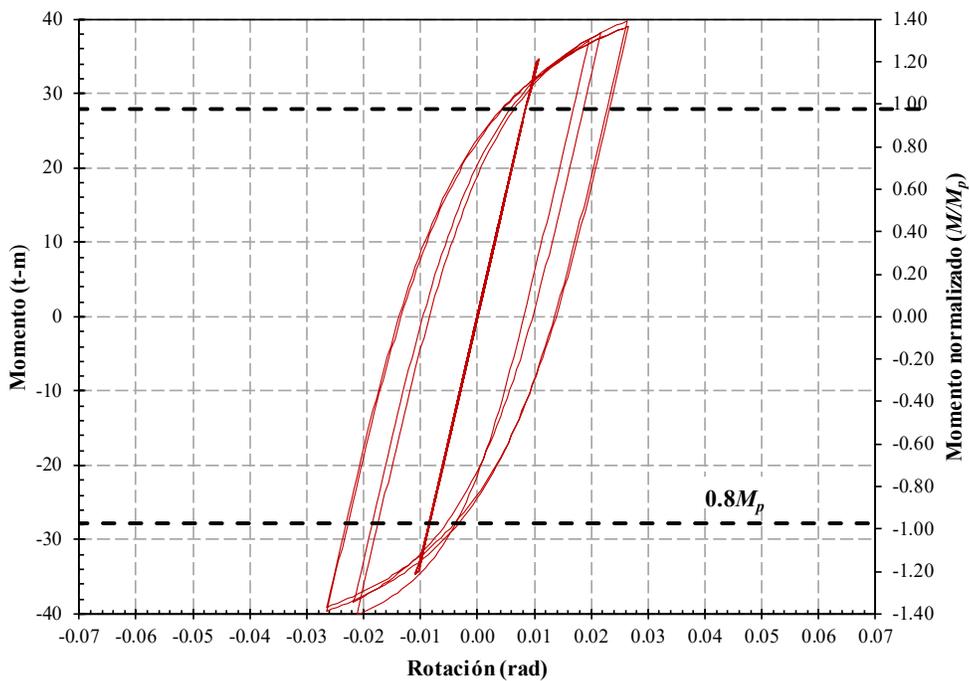
ID	Tipo	Forma	Nombre	Área (m ²)	Asy (m ²)	Asz (m ²)	Ixx (m ⁴)	Iyy (m ⁴)	Izz (m ⁴)
1	DB/User	I	W14X74	0.0141	0.0085	0.0041	0.0000	0.0003	0.0001
2	DB/User	I	W16X40	0.0076	0.0038	0.0031	0.0000	0.0002	0.0000
3	DB/User	SB	Columna 70x70	0.4900	0.4083	0.4083	0.0338	0.0200	0.0200

Para obtener la curva de histéresis del modelo se aplicó un análisis aplicando carga cíclica reversible y usando el análisis por fibras. La Figura 5.44 muestra las curvas de histéresis (momento contra rotación) de la prueba experimental y del modelo matemático.

En la figura 5.44a se muestra la curva de histéresis obtenida de la prueba experimental donde se observa la degradación de rigidez del espécimen. En la figura 5.44b se muestra la curva obtenida del modelo donde el momento alcanzado es similar al experimental. Sin embargo, la incursión inelástica del modelo analítico es moderada. Por esto, el modelo analítico es una buena representación de la conexión sólo cuando el daño es moderado.



a) Curva de histéresis experimental.



b) Curva de histéresis del modelo matemático.

Figura 5.44 Curvas de histéresis del espécimen MES1.

La figura 5.45 muestra la comparación de las dos curvas, se observa que la curva del modelo matemático bien podría simular la envolvente de la curva de la prueba experimental. Los ciclos del modelo son un poco más grandes presentando mayor área y como consecuencia disipa mayor cantidad de energía. En la parte elástica son similares y las diferencias entre las curvas son más críticas cuando el modelo incursiona en el intervalo inelástico.

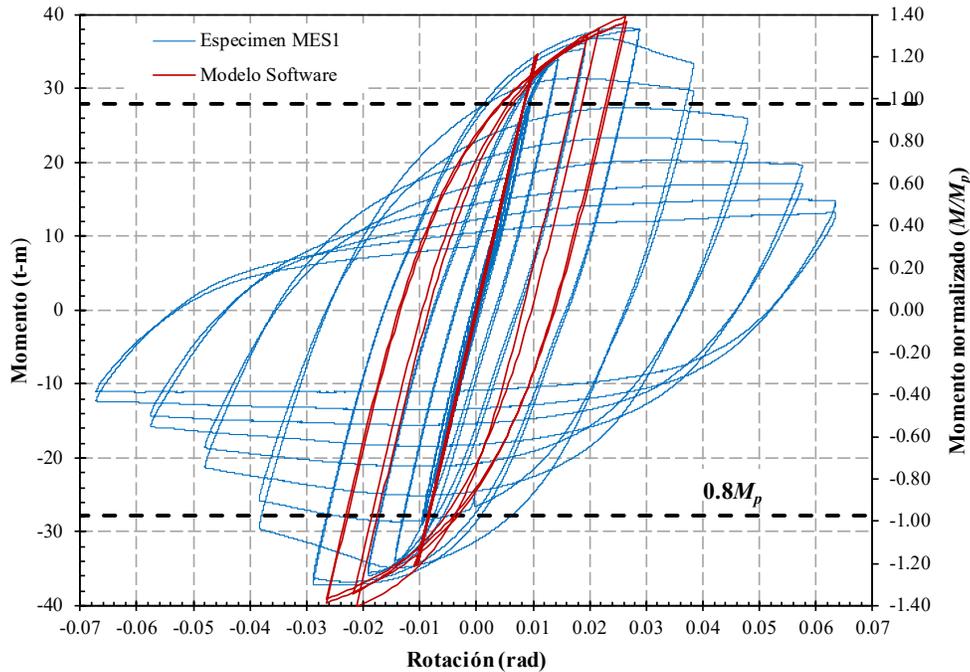


Figura 5.45 Comparación de curva momento contra rotación del espécimen MES1.

5.5.2 Modelo para estado de esfuerzos.

Complementariamente, un modelo fue creado considerando las características de los elementos estructurales, el espesor asignado a los patines y alma de la trabe son los correspondientes y ya discutidos en capítulos anteriores, la división en placas se realizó a cada 2.5 cm mientras que para la columna de concreto fue a cada 5 cm. Se realizó una representación utilizando elementos placa para dividir la trabe de acero y la columna de concreto. Se obtuvieron los estados de esfuerzos máximos la etapa de fluencia, de pandeo de la trabe (patines y alma) y la etapa final.

La figura 5.46 se muestra la configuración del modelo mediante elementos placa, la figura 5.46a muestra los materiales asignados y la figura 5.46b muestra el espesor de placas tanto para patines como para el alma de la trabe.

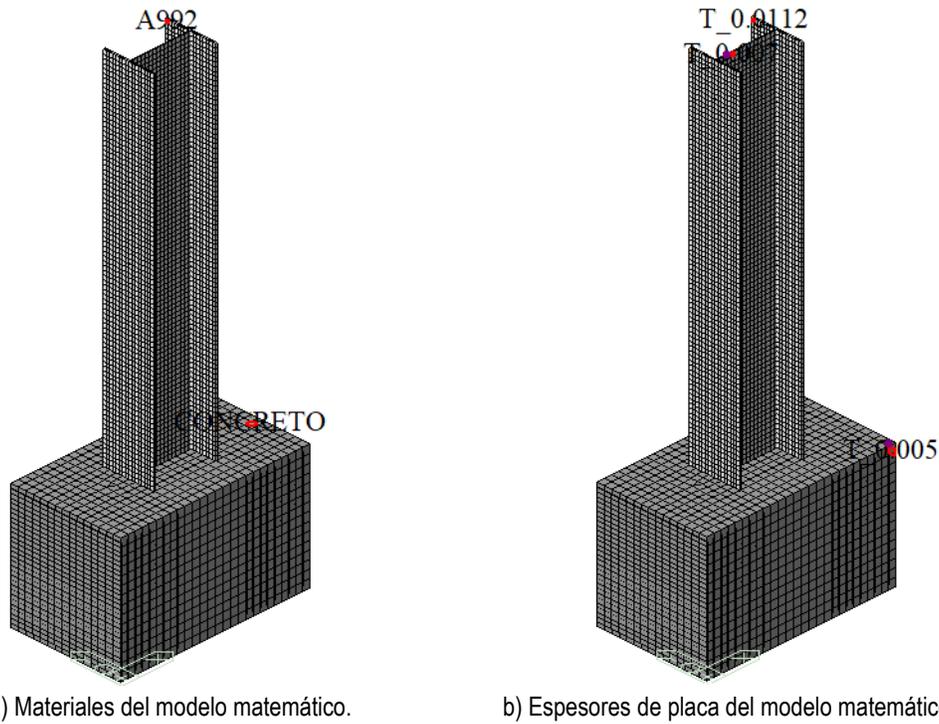
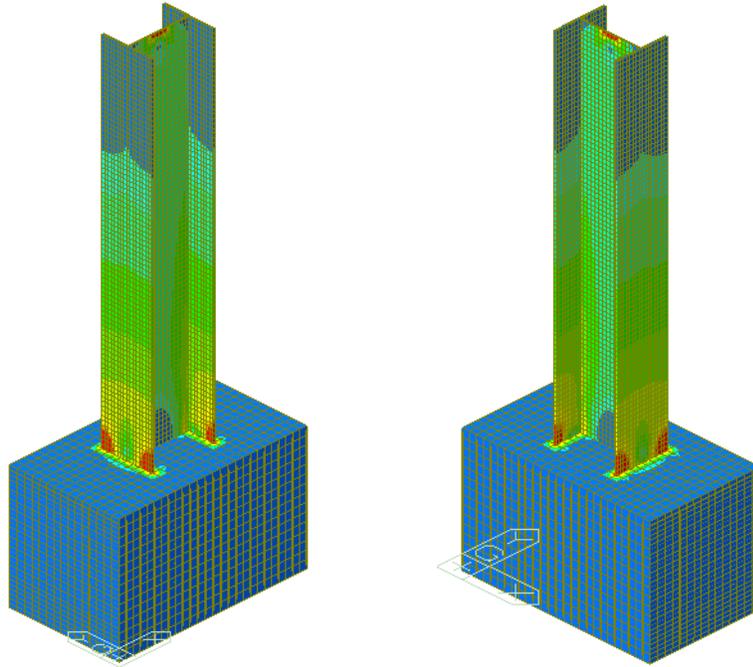


Figura 5.46 Configuración del modelo para esfuerzos del espécimen MES1.

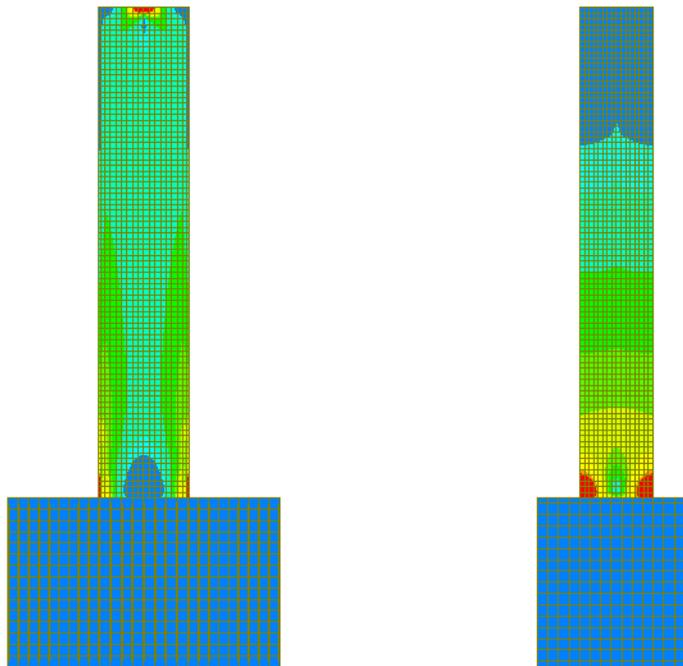
5.5.2.1 Esfuerzos en la etapa de fluencia.

La etapa de fluencia para este espécimen ocurrió en paso con rotación de 0.01 radianes, en la figura 5.47 se muestran los resultados obtenidos del modelo. La figura 5.47a muestra los isométricos, la figura 5.47b se muestra las vistas laterales y la figura 5.47c se observa la vista en planta del modelo.

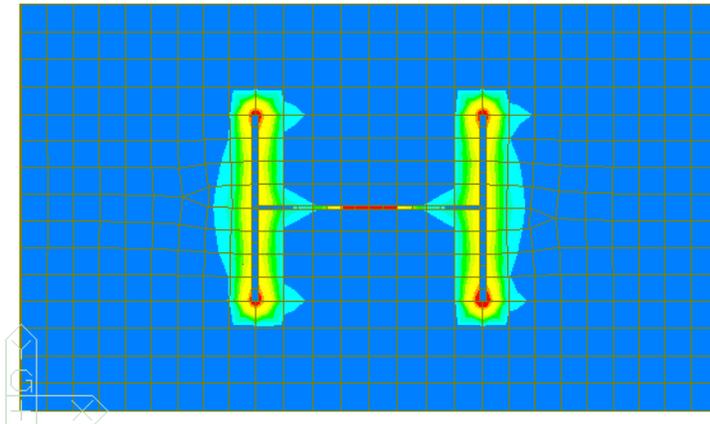
Además, en la figura 5.48 se observa un acercamiento a la zona de la conexión, para hacer notar una concentración de esfuerzos en la parte inferior de los patines superior al límite de fluencia, con esfuerzos moderados en el alma. Los patines experimentaron esfuerzos de tensión y compresión por la acción del actuador, tales esfuerzos se transmiten a la columna de concreto en la zona alrededor de los patines, provocando la formación de grietas.



a) Isométricos del modelo matemático (etapa de fluencia).



b) Vistas laterales del modelo matemático (etapa de fluencia).



c) Vista en planta del modelo matemático (etapa de fluencia).

Figura 5.47 Vistas del modelo de esfuerzos del espécimen MES1.

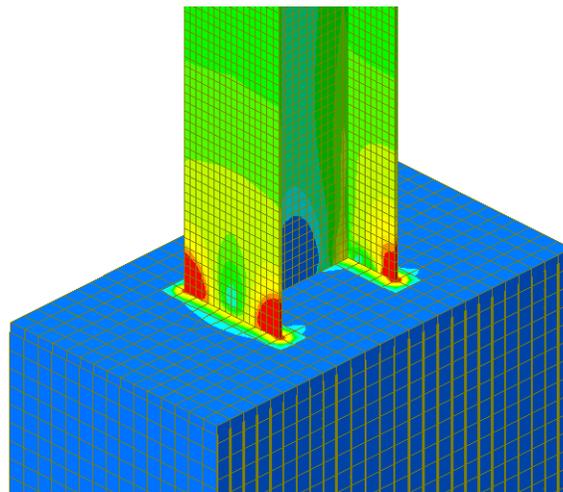


Figura 5.48 Acercamiento a la zona de la conexión (etapa de fluencia).

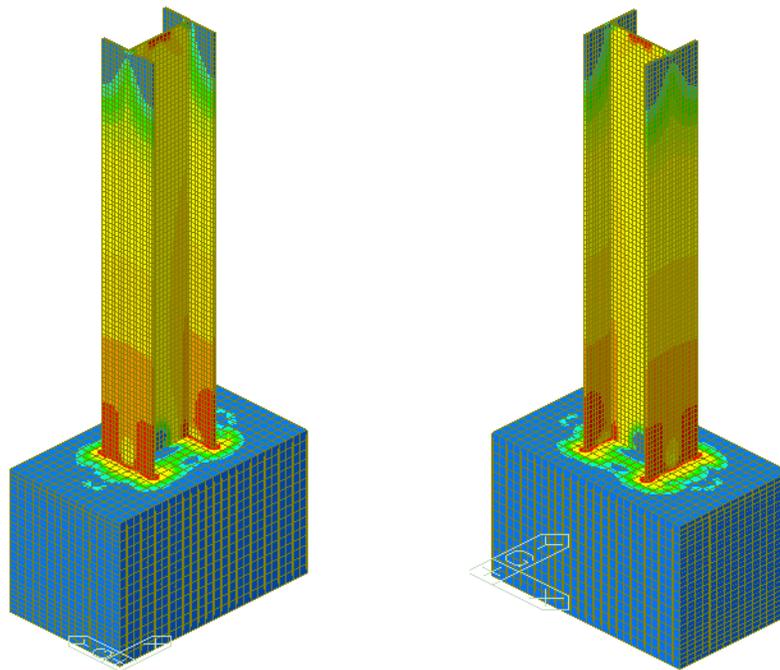
La figura 5.49 muestra los daños causados al espécimen en la etapa de fluencia se observan grietas iniciando en los patines y cruzando la sección transversal tanto frontal como posterior, lo que evoluciona en una concentración de esfuerzos en esta zona.



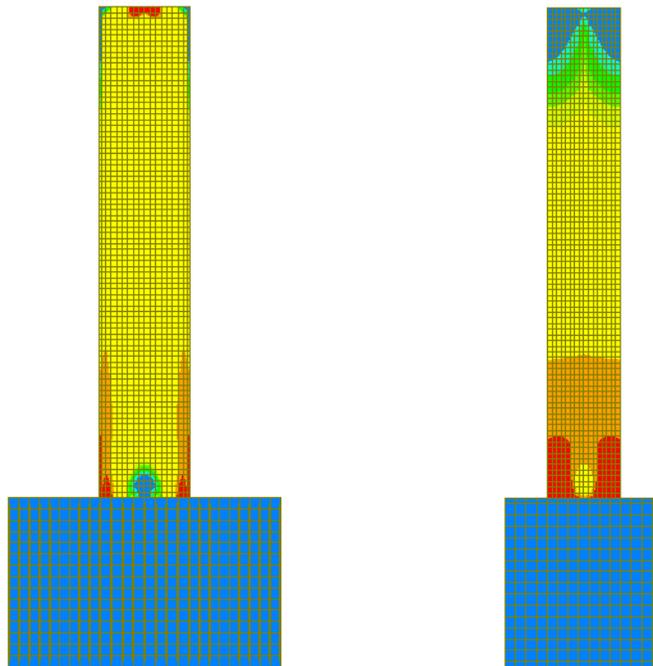
Figura 5.49 Daños en el espécimen en la etapa de fluencia.

5.5.2.2 Esfuerzos en la etapa de pandeo.

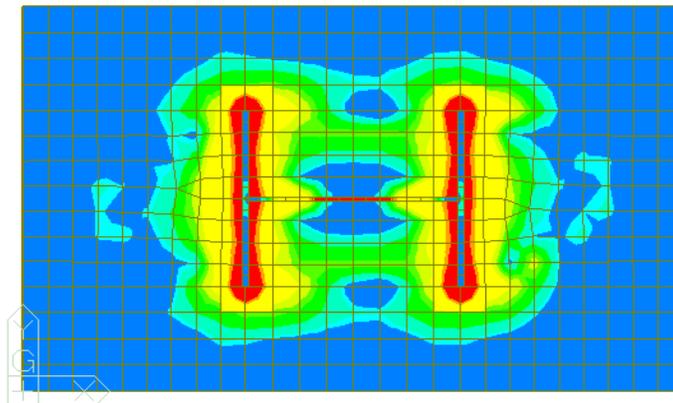
La figura 5.50 muestra los resultados obtenidos del modelo de estado de esfuerzos. La figura 5.50a muestran los isométricos, en la figura 5.50b se muestran las vistas laterales y en la figura 5.50c se observa la vista en planta del modelo. Se observa que los patines tienen una concentración de esfuerzos, lo que guía a la fluencia y el desarrollo de una articulación plástica.



a) Isométricos del modelo matemático (etapa de pandeo).



b) Vistas laterales del modelo matemático (etapa de pandeo).



c) Vista en planta del modelo matemático (etapa de pandeo).

Figura 5.50 Vistas del modelo de esfuerzos del espécimen MES1.

En la figura 5.51 se muestra un acercamiento a la zona de la conexión donde se observa como los patines han superado el límite de fluencia del acero. Los esfuerzos en la columna de concreto se ocurren en la zona alrededor de la trabe de acero, donde el contorno de la demanda inicia en un patín, atraviesa el área de la columna y termina en el otro patín.

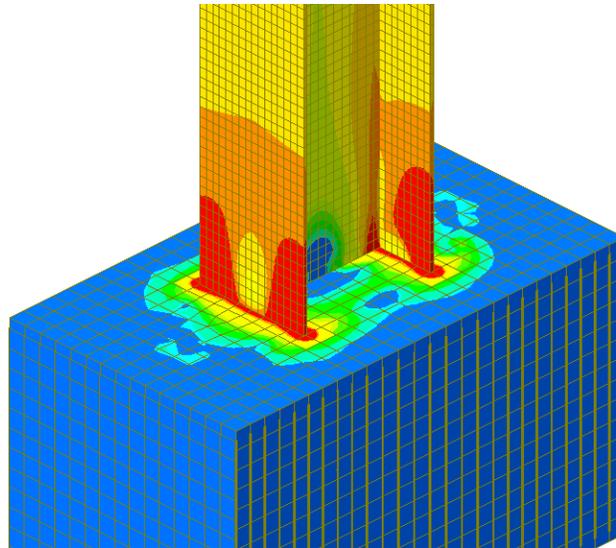


Figura 5.51 Acercamiento a la zona de la conexión (etapa de pandeo).

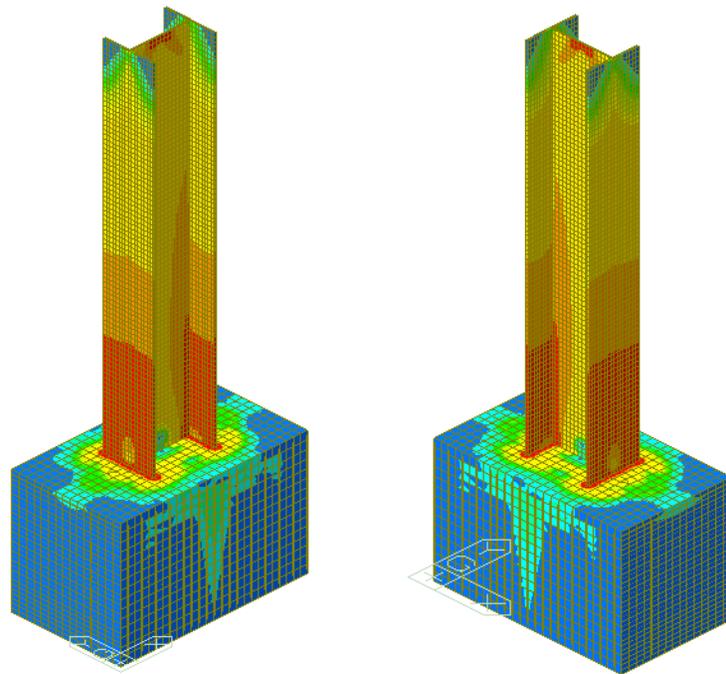
El pandeo global de los patines y el alma se desarrolló para una rotación de 0.04 radianes, donde se observó el crecimiento de las grietas y el desprendimiento del concreto formando una zona crítica con forma de un cono en la columna de concreto. Este daño inicia en el patín cruzando la sección de la columna y termina en el otro patín en ambas caras, que corresponde al daño en la prueba experimental (figura 5.52).



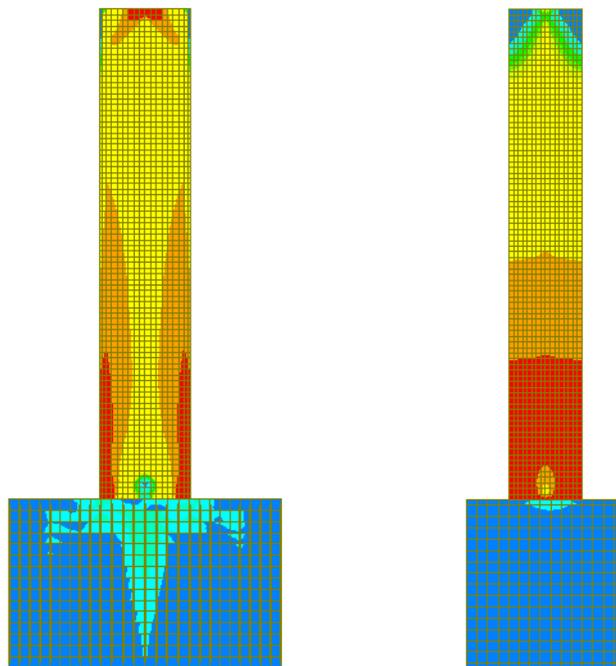
Figura 5.52 Pandeo global y desprendimiento de concreto.

5.5.2.3 Esfuerzos en la etapa final.

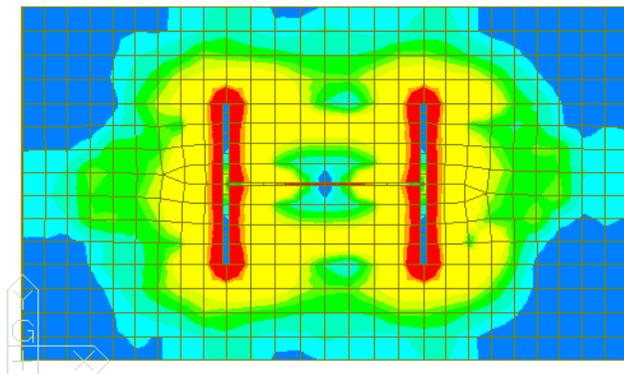
En la figura 5.53 se muestran distintas vistas del modelo de acuerdo a lo obtenido por el análisis cíclico reversible al que se sometió el modelo aplicando el protocolo de carga completo alcanzando una rotación de 0.07 radianes. El pandeo severo de la trabe (patines-alma) sucedió para una rotación de 0.05 radianes. La figura 5.53a muestran los isométricos, en la figura 5.53b se muestran las vistas laterales y en la figura 5.53c se observa la vista en planta del modelo.



a) Isométricos del modelo matemático (etapa final).



b) Vistas laterales del modelo matemático (etapa final).



c) Vista en planta del modelo matemático (etapa final).

Figura 5.53 Vistas del modelo de esfuerzos del espécimen MES1.

La figura 5.53c se muestra el modelo en su vista en planta donde se observa la distribución de los esfuerzos en el área de la columna de concreto. Se nota la formación de un contorno de esfuerzos que va de patín a patín y que físicamente representó el desprendimiento del concreto. Al igual se observa que los esfuerzos se distribuyen hacia las caras laterales de la columna de concreto y que formaron grietas en la prueba experimental.

En la figura 5.54 se muestra un acercamiento a la zona de la conexión. Los esfuerzos en la columna de concreto que se observan se extienden a las partes laterales de la sección, lo que concuerda con los resultados experimentales, puesto que son las zonas en las que se formaron grietas.

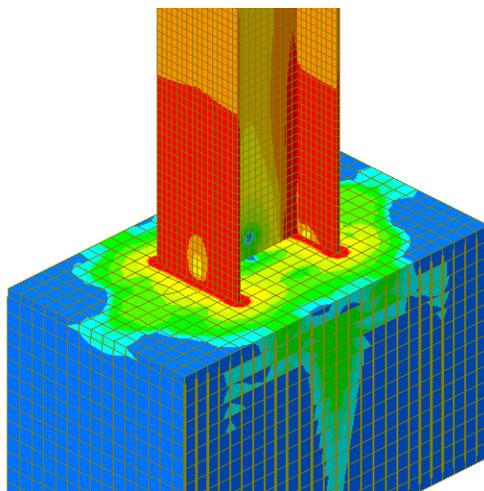


Figura 5.54 Acercamiento a la zona de la conexión (etapa final).

La figura 5.55 se muestra el espécimen en el estado final de la prueba. Se observa el pandeo severo que sufrieron los patines y el alma para formar la articulación plástica, el desprendimiento del concreto y la formación de grietas en forma de cono en la parte frontal y posterior de la trabe. Esas grietas transversales se desarrollaron en la columna de concreto y se propagaron desde los patines hacia la parte frontal y lateral del elemento de concreto. El daño reportado en el ensaye tiene similitud al comportamiento obtenido en los modelos matemáticos.



Figura 5.55 Daños en el espécimen al final de la prueba.

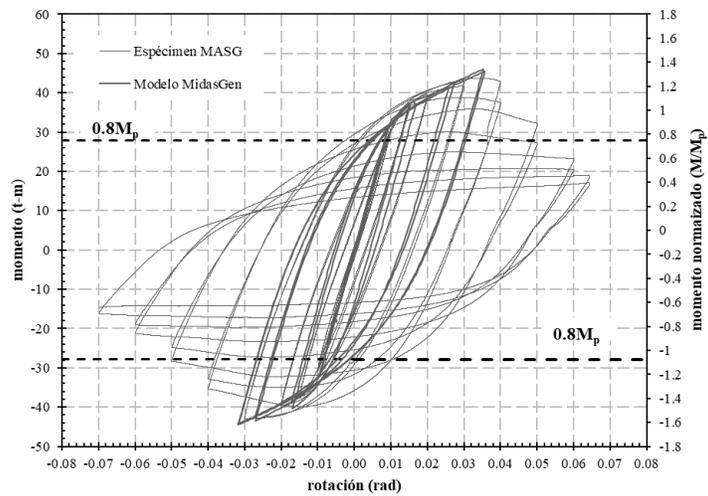
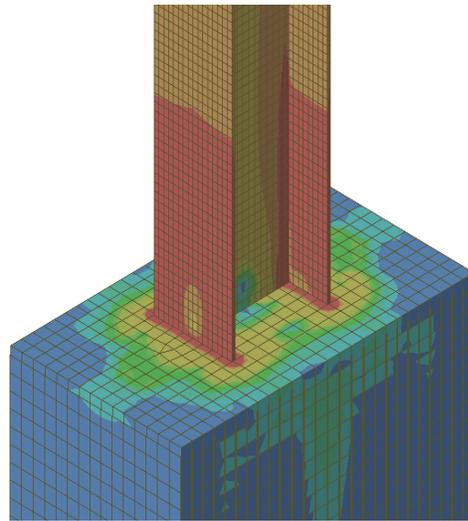
5.6 Conclusiones del capítulo.

En este capítulo se discuten los resultados de los modelos matemáticos que se crearon en un programa de análisis estructural ante un patrón cíclico reversible con el protocolo de carga de acuerdo al ANSI/AISC 341-16. Se crearon dos modelos distintos, el propósito del primer modelo era obtener la curva de histéresis (momento contra rotación) utilizando un análisis no lineal por plasticidad distribuida, específicamente sección por fibras. El segundo modelo se construyó con elementos placa para formar los elementos estructurales con el objetivo de obtener los esfuerzos que se desarrollaron y realizar las comparaciones pertinentes con lo reportado en la prueba experimental.

Se comparó la curva de histéresis del modelo matemático con los resultados de los ensayos experimentales. Los resultados indican que el modelo matemático predice con similitud el momento máximo y que son una representación adecuada cuando el daño es moderado. Se observa una diferencia significativa en la disipación de energía debido a que el modelo analítico no reproduce con precisión la evolución del daño. Sin embargo, es una representación razonable en el contexto de la práctica.

Se compararon los esfuerzos obtenidos del modelo con lo que reportaron las pruebas experimentales. El modelo matemático predice con precisión los daños que físicamente se generaron en los ensayos en lo referente a las concentraciones de esfuerzos. Se observa que la concentración de daño se extiende a las zonas donde se formaron grietas o hubo desprendimiento de concreto. Con base en los resultados, se recomienda realizar modelos analíticos tomando en cuenta en las suposiciones de este capítulo para predecir la respuesta inelástica y de evolución de daño en futuras pruebas experimentales o con fines de revisar conexiones en el contexto de la práctica.

CAPITULO 6. CONCLUSIONES.



Conclusiones.

En esta investigación se discuten los resultados de las pruebas experimentales de conexiones de acero trabe – columna en tres especímenes a escala natural de algunas de las configuraciones más utilizadas en la ingeniería estructural en México. Las pruebas se realizaron en el Laboratorio de Estructuras Grandes del Centro Nacional de Prevención de Desastres (CENAPRED). El estudio pretende evaluar el comportamiento de conexiones de acero de trabe IR a columna IR embebida en concreto debido a la incertidumbre existente en su utilización.

6.1 Contenido de la investigación.

En el capítulo 1 se discute el comportamiento de los sistemas estructurales compuestos de vigas de acero con columnas de acero embebidas en concreto y su utilización en edificios construidos en el país. En particular se analizan y discuten los principales resultados de algunas de las investigaciones publicadas en revistas internacionales especializadas que tienen similitud con la investigación experimental que se pretende realizar. Se muestran los aspectos más relevantes de cada investigación para tener un antecedente sobre el comportamiento esperado de distintas configuraciones de conexiones y de su respuesta ante demandas sísmicas.

En el capítulo 2 se muestra el proceso de diseño de los prototipos de acuerdo a los requisitos, especificaciones y criterios de las Normas Técnicas Complementarias para el Diseño y Construcción de Estructuras de Acero (NTC-DCEA-2023), las Normas Técnicas Complementarias para el Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto (NTC-DCEC-2023) con el apoyo de las recomendaciones del FEMA-350 (2000a) y las Provisiones Sísmicas del Instituto Americano para la Construcción en Acero (AISC-341, 2016). Con base en los criterios normativos, las conexiones se diseñaron para cumplir la filosofía columna fuerte-trabe débil, donde el posible desarrollo de articulaciones plásticas deberá ocurrir en la trabe y se atendieron los requisitos para garantizar que la incursión de los prototipos en el intervalo inelástico sea estable, dúctil y predecible. Se seleccionaron tres configuraciones de conexiones: dos conexiones al eje menor de la columna y otra al eje mayor. Además, se realizaron variaciones de la colocación del sistema de confinamiento mediante soleras y estribos unidos a pernos nelson, dada la interferencia de la trabe de acero.

En el capítulo 3 se muestra el proceso de fabricación de los especímenes, el ensamble de los perfiles mediante soldadura en taller, la colocación del acero de refuerzo, el cimbrado y colado en el laboratorio. Así mismo, se muestran los detalles de materiales, secciones, medidas y configuración de la conexión para la construcción de cada espécimen. De igual manera se muestra la disposición general del espécimen para el ensaye. En especial, se explican las decisiones que se tomaron para la instrumentación implementada, el proceso de colocación y ubicación del espécimen, el detalle del anclaje en la losa y al muro de reacción, colocación del actuador y la conexión al espécimen, así como el sistema utilizado para restringir el desplazamiento del espécimen fuera del plano.

En el capítulo 4 se discuten los criterios de aceptación que deben de cumplir las conexiones para ser precalificadas. Se muestra el protocolo de carga aplicado en la prueba, el desarrollo de los ensayos de las tres conexiones con la evolución de daños físicos en los especímenes. Se reportan los pormenores de los ensayos mediante fotografías, curvas de la respuesta experimental y mediciones para cada espécimen. Se incluye, las curvas momento – rotación y curvas envolventes para evaluar la conveniencia de la conexión en relación a la clasificación del AISC-341 (2016). En especial, se discuten las deformaciones que se registraron en el interior de la conexión mediante los *strain gauges* en las varillas de refuerzo, en las placas que quedaron ahogadas y en las soleras que aportan el confinamiento del concreto. Además, se reporta la estabilidad de la respuesta inelástica con base en la ductilidad desarrollada por cada espécimen y su evolución del mecanismo de daño en el intervalo inelástico.

En el capítulo 5 se discuten los resultados obtenidos de los modelos matemáticos creados en un programa de análisis estructural, empleando un análisis no lineal y aplicando el protocolo de carga de acuerdo al ANSI/AISC 341-16. Para estudiar la respuesta analítica, se crearon dos modelos distintos, el primero, tenía el propósito de obtener la curva de histéresis (momento contra rotación) utilizando la teoría por plasticidad distribuida (sección por fibras) para compararla con los resultados experimentales. El segundo modelo se realizó mediante elementos placa para formar los elementos estructurales con el objetivo de obtener los esfuerzos y realizar las comparaciones pertinentes con lo reportado en la prueba experimental. La comparación entre la curva experimental y analítica demostraron que el modelo es apropiado para predecir la parte elástica y las diferencias son más críticas cuando el modelo incursiona en el intervalo inelástico cuando la estructura tiene un mayor daño. El daño reportado en el ensayo tiene similitud al comportamiento obtenido en los modelos matemáticos. Por esto, el modelo analítico discutido en el capítulo 5 es una representación razonable de la conexión sólo cuando el daño es moderado.

6.2 Principales contribuciones.

En esta sección se discuten los resultados más importantes que se obtuvieron en esta investigación.

- El diseño por capacidad se fundamenta en el daño controlado a partir de la teoría de columna fuerte-viga débil, donde se pretende que el daño se forme primero en los extremos de la trabe de acero mediante el mecanismo de articulación plástica, donde las columnas compuestas deberían permanecer elásticas. La normativa vigente establece criterios para el diseño de una estructura dúctil que sea capaz de resistir las fuerzas sísmicas y disipar energía en el intervalo no lineal sin pérdidas significativas de rigidez y resistencia, de acuerdo a investigaciones experimentales similares que se encuentran en la literatura. Esta investigación demuestra que los criterios establecidos en las Normas Técnicas Complementarias para el Diseño y Construcción de Estructuras de Acero (2023) consiguen desarrollar la evolución de daño supuesta en la etapa de diseño, debido a que los especímenes disiparon energía mediante el desarrollo de la articulación plástica formada en la trabe de acero.
- En columnas de sección compuesta, las trabes de acero interfieren en la colocación de estribos, por lo que físicamente la practica mexicana ha resuelto el confinamiento con diferentes soluciones como: estribos interrumpidos asegurados con pernos Nelson o colocación de soleras soldadas al alma de la trabe de acero. Este es uno de los inconvenientes de la sección compuesta, debido a el alma de la viga de acero que impide la colocación de estribos. Aunado a esto, los criterios de las NTC-DCEA 2023

no definen una solución sobre las configuraciones y soluciones estructurales que se deben usar para solventar el inconveniente.

- La evolución de los ensayos experimentales de los especímenes reporta una concentración de daño en la zona de desarrollo de la articulación plástica de la trabe. La falla es liderada por el pandeo de los patines y del alma que son dominados por la fractura en distorsiones de hasta el 7%, con poco daño en el elemento de concreto reforzado. Teniendo en consideración que las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo (2023) establecen una distorsión del 3% para la revisión del estado límite de prevención de colapso, la respuesta del sistema fue dúctil y estable, lo que concuerda con lo esperado en el diseño por capacidad.
- La columna de concreto mostro un patrón de fisuras liderado por un cono superficial dominado por grietas y desprendimiento de concreto alrededor de la trabe de acero y cercano a la zona de la conexión. Se notan fisuras delgadas en tensión paralelas en la cara lateral de la columna de concreto a la altura los patines de la trabe. No se reportan grietas por demanda en cortante, atribuido a que el refuerzo transversal (estribos) se colocaron de manera estricta con poca separación entre ellos. Esta observación ratifica que la solución de estribos adecuadamente sujetos a pernos nelson soldados de la trabe y la solución de soleras de acero soldadas al alma de la trabe son adecuadas.
- Con base en los resultados experimentales (tabla 4.4), la ductilidad de mayor magnitud desarrollada fue de $\mu = 7.0$ por el espécimen MESC. Mientras que la de menor magnitud es reportada por el espécimen MASG fue de $\mu = 6.63$. Por lo que la aplicación de estas configuraciones de conexiones a marcos rígidos sería adecuada para marcos de alta ductilidad ($Q= 4.0$), puesto que desarrollan la articulación plástica en la trabe (filosofía columna fuerte – viga débil) cumpliendo con el diseño por capacidad y conforme a las NTC-DCEA 2023.
- Debido a que el mecanismo de daño en el espécimen estuvo dominado por una articulación plástica en la trabe y que la sección embebida reporto poco daño, el sistema resulto poco susceptible a la solución considerada para confinar el núcleo de concreto: estribos sujetos a pernos nelson o soleras soldadas al alma de la trabe. en la zona de la interferencia con la trabe. Al respecto, se hace notar que una opción no recomendada y que no fue evaluada es el caso donde se perfora el alma de la trabe para pasar los estribos.
- Las deformaciones que se midieron en el interior de la conexión en soleras, acero de refuerzo y perfiles o placas estructurales son significativamente pequeñas. Las mediciones se realizaron mediante *strain gauges* que se colocaron en las varillas de refuerzo longitudinales y transversales, y en los perfiles de acero que conforman el muñón para la sujeción de los estribos. Este resultado demuestra que las configuraciones ensayadas son adecuadas para su implementación y se puede reducir la cantidad de acero utilizado en el armado del nodo, es decir, reducir el espesor de las soleras o retirar muñones.

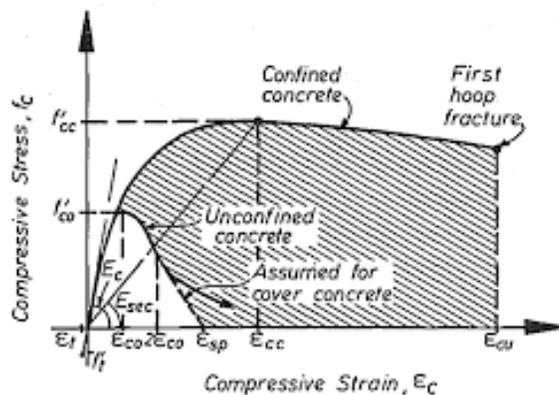
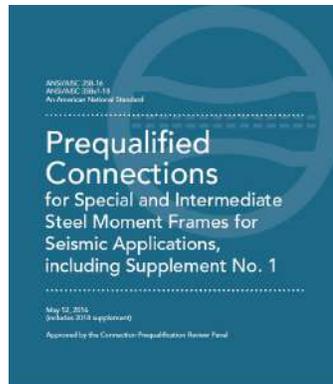
- Los modelos matemáticos analizados muestran similitud al comportamiento de los especímenes cuando la incursión inelástica del modelo analítico es moderada. Este es un resultado conocido, puesto que una mayor incursión en la respuesta inelástica ocasiona una mayor incertidumbre en la evolución del deterioro de la sección. Con base en este resultado, el modelo analítico es una buena representación de la conexión sólo cuando el daño es moderado, y se recomienda considerar modelos más detallados para capturar la respuesta inelástica cuando el daño se incrementa.
- Se aplicaron las recomendaciones especificadas en el ASCE-41 (2017) y la NTC-DCEA (2023) para la obtención de parámetros de modelado para conocer el comportamiento de una estructura cuando incursiona en el intervalo inelástico. Se generó la curva envolvente (*backbone curve*) del modelo matemático de la trabe y se comparó con la curva envolvente de las pruebas experimentales. La comparación de las curvas envolventes subraya la importancia que tiene el correcto detallado de las conexiones. Esto se debe a que, al realizar un análisis no lineal de una estructura se considera que las trabes y columnas alcanzan su máxima capacidad sin que se reporte daño en la conexión. Sin embargo, si la conexión no cumple con los requisitos adecuados de diseño, fabricación y montaje se compromete el comportamiento de la estructura.
- Esta investigación demuestra la conveniencia de asociar modelos analíticos con pruebas experimentales para estimar la respuesta inelástica de las estructuras ante demandas sísmicas. Los resultados de esta investigación sirvieron para ratificar los lineamientos de las Normas Técnicas Complementarias para el Diseño y Construcción de Estructuras de Acero en lo referente a conexiones de estructuras compuestas.

6.3 Investigaciones futuras.

Los resultados de esta investigación pueden servir como etapa inicial de nuevas investigaciones donde se evalúen parámetros complementarios. Como ejemplo, se proponen las siguientes líneas de investigación:

- Reducir o aumentar la separación de los estribos o de las soleras.
- Eliminar muñones laterales de la conexión; de modo que el confinamiento quede suplementado por un estribo o solera en forma de C al muñón inferior.
- Soldar los estribos de varillas de acero soldables al alma de la trabe y a la placa del muñón embebido. Esta solución evitaría uso de pernos de cortante.
- Establecer un criterio analítico y constructivo para perforar el alma de la trabe de acero para el paso de los estribos conformados por varillas de refuerzo.
- Analizar la posibilidad de realizar un proceso rehabilitación de las conexiones con columna embebidas, después de haber realizado la prueba experimental inicial. Esta investigación tendría el propósito de establecer recomendaciones para estructuras existentes dañadas.

CAPITULO 7. REFERENCIAS.



Referencias.

- [1] AISC-341 (2016), *Seismic Provisions for Structural Steel Buildings*, ANSI/AISC 341-16. American Institute of Steel Construction. Chicago, IL, Estados Unidos.
- [2] 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.
- [3] AISC-360 (2010), *Specification for Structural Steel Buildings*, ANSI/AISC 360-10. American Institute of Steel Construction, Chicago, IL, Estados Unidos.
- [4] AISC-DE (2016), Volume 1: Design Examples, American Institute of Steel Construction, Chicago, IL, Estados Unidos.
- [5] AISC-360 (2016), *Specification for Structural Steel Buildings*, ANSI/AISC 360-16. American Institute of Steel Construction, Chicago, IL, Estados Unidos.
- [6] ASCE/SEI 7 (2016), *Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures*, ASCE/SEI 7-16. American Society of Civil Engineers. Reston, VA, Estados Unidos.
- [7] ASTM A992/A992M-20 (2020), *Standard Specification for Structural Steel*, American Society for Testing and Materials, American National Standard, West Conshohocken, PA, Estados Unidos.
- [8] 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.
- [9] Chu, L.; Li, Q.; Zhao, J., & Li, D. (2020). Seismic Behavior of Hybrid Frame Joints between Composite. *Shock and Vibration*, Vol. 2020, pp. 1-16. <https://doi.org/10.1155/2020/8870582>.
- [10] Deierlein G.; Reinhorn A. & 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.
- [11] FEMA-350 (2000), *Recommended Seismic Design Criteria for New Steel Moment-Frame Buildings*, FEMA-350, Federal Emergency Management Agency, Washington, DC.
- [12] Filippou, F.; Popov, E. & Bertero V. (1983), Effects of bond deterioration on hysteretic behavior of reinforced concrete joints, Earthquake Engineering Research Center, págs. 205.

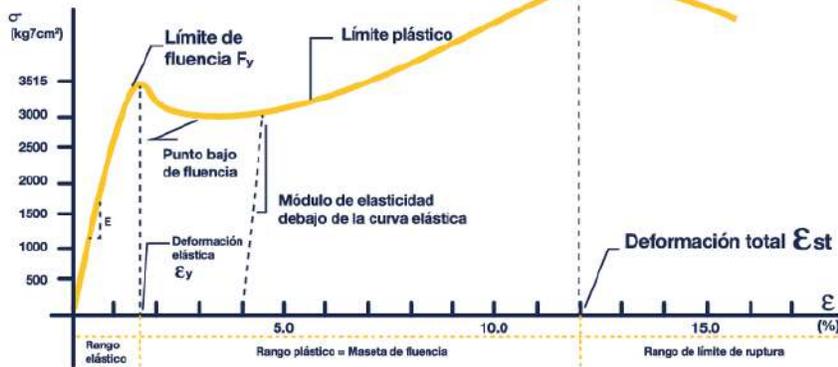
- [13] IMCA, (2022). Manual de Construcciones de Acero, Instituto Mexicano de la Construcción en Acero, 6ta edición, Editorial Limusa, México.
- [14] Le, D. D.; Nguyen, X.-H.; & Nguyen, Q.-H. (2020). Cyclic Testing of a Composite Joint between a Reinforced Concrete Column and a Steel Beam. *Applied Sciences*, págs.17. <https://doi.org/10.3390/app10072385>.
- [15] Ma, H., Dong, J., Liu, Y., & Yang, D. (2019). Cyclic loading tests and shear strength of composite joints with Steel reinforced, *Engineering Structures*, Vol. 199, págs.16. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2019.109605>.
- [16] J. B. Mander, M. J. N. Priestley, & R. Park. (1988). Theoretical Stress-Strain Model for Confined Concrete, *Journal of Structural Engineering*, Vol. 114, No. 8, pp. 1804-1826.
- [17] Manos, G., & Nalmpantidou, A. (2021). Experimental Tests and Numerical Study of the Plastic Cyclic Behaviour of a Steel Beam to Column Connection. *Proceedings, 8th International Conference on Computational Methods in Structural Dynamics and Earthquake Engineering*. Streamed from Athens, Greece, June 2021. ID: 19041. pp. 2824-2842. <https://doi.org/10.7712/120121.8677.19041>.
- [18] MIDAS (2022), dirección de página de internet: <https://www.midasoftware.com/es/latinoamerica>, fecha de consulta: enero de 2023.
- [19] NMX-B-284-CANACERO (2017) Industria siderúrgica-Acero estructural de alta resistencia baja aleación al Manganeso-Niobio-Vanadio-Especificaciones y métodos de prueba, publicada en Diario Oficial de la Federación, 27 de junio del 2017.
- [20] NMX-B-506-CANACERO (2019), Industria siderúrgica-varilla corrugada de acero para refuerzo de concreto- especificaciones y métodos de prueba, Diario Oficial de la Federación, 7 de julio del 2019.
- [21] NMX-C-083-ONNCCE (2020), Industria de la construcción- Concreto-Determinación de la Resistencia a la Compresión de Especímenes-Método de Ensayo, Diario Oficial de la Federación, 16 de agosto de 2021.
- [22] NMX-C-159-ONNCCE (2016), Industria de la construcción-Elaboración y curado en obra de especímenes de concreto, Diario Oficial de la Federación, 31 de mayo de 2016.
- [23] NMX-C-403-ONNCCE (1999), Industria de la construcción-Concreto hidráulico para uso estructural, Diario Oficial de la Federación, 24 de noviembre de 1999.

- [24] NTC-DCEA (2023), Normas Técnicas Complementarias para el Diseño y Construcción de Estructuras de Acero y sus Comentarios, Gaceta Oficial de la Ciudad de México, Vigésima primera época, 18 de mayo.
- [25] NTC-DCEC (2023), Normas Técnicas Complementarias para el Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto y sus Comentarios, Gaceta Oficial de la Ciudad de México. Vigésima primera época, 18 de mayo.
- [26] NTC-DS (2023), Normas Técnicas Complementarias para el Diseño por Sismo y sus Comentarios, Gaceta Oficial de la Ciudad de México. Vigésima primera época, 18 de mayo.
- [27] Parra-Montesinos, G., & Wight, J. (2000). Seismic Response of Exterior RC Column to Steel Beam Connections. *Structural Engineering*, pp. 113-1121.
- [28] Park, R. y Paulay, T. (1978). Estructuras de Concreto Reforzado (Primera Edición). México: Editorial Limusa. S.A.
- [29] Perea T. (2016), “Evaluación de Conexiones Viga-Columna en Construcción Compuesta Primera Etapa: Evaluación de Prototipos”, Estudio de Investigación, Universidad Autónoma Metropolitana.
- [30] Rasgado A. (2012), “Evaluación del Comportamiento Sísmico de Marcos a Momento con Columnas Compuesta con Perfiles de Acero Embebidos en Concreto Reforzado”, *Tesis de Maestría*, Universidad Autónoma Metropolitana.
- [31] Santiago A. (2020), “Comportamiento de Conexiones de Acero Conforme a la Práctica Mexicana”, *Tesis de Maestría*, Universidad Nacional Autónoma de México.
- [32] Sermet, F., Ercan, E., Hökelekli, E., Demir, A., & Arsoy, B. (2021). The behavior of concrete-encased steel composite. *The Structural Design Tall Spec Build*, Vol.30, pp.1-20. <https://doi.org/10.1002/tal.1842>.
- [33] Weng, C.; Yin, Y.; Wang, H.; & Yang, C. (2008). Experimental Study on Seismic Performance of Steel Beam to SRC Column Connections. *Journal of the Chinese Institute of Engineers*, Vol. 31, No. 2, pp. 239-252.
- [34] Yu, S.; Wu, C.; Zhou, F.; Wang, P.; Zhao, K.; & Liu, J. (2020). Experimental study and numerical simulation of a new prefabricated SRC. *Structures*, pp. 999-1010. <https://doi.org/10.1016/j.istruc.2020.06.027>.

APÉNDICE A. CERTIFICADOS DE CALIDAD.

GERDAU CORSA		CERTIFICADO DE CALIDAD			Página 1/1																																	
GERDAU CORSA SAPI DE CV KM. 3 CARRETERA MEXICO - SAHAG GERDAU CORSA SAPI DE CV, MEXICO 43950 SAHAGÚN		CLIENTE ABOGADA	CLIENTE A FACTURAR	GRADO ASTM A992/A372 050	PRODUCTO / MEDIDA Wide Flange Beam / 24 X 300 / 610 X 151.4	CERIFICATE ID 000002050																																
PEDIDO DE VENTA 664787609010		CUSTOMER MATERIAL Nº		LONGITUD 18.30M	PESO 5.610KG	COLADA / LOTE 1101014301																																
ORDEN DE COMPRA DEL CLIENTE		CARTA DE ENBARQUE	FECHA 04/09/2018		ESPECIFICACION TÉCNICA ASTM A992/A372M-11 ASTM A601-11 ASTM A992-11 (08)S CSA G40.21-13 245FS4																																	
<table border="1"> <thead> <tr> <th colspan="7">COMPOSICIÓN QUÍMICA</th> </tr> <tr> <th>C</th> <th>Mn</th> <th>S</th> <th>P</th> <th>Cr</th> <th>Cu</th> <th>Mo</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>0.052</td> <td>1.299</td> <td>0.032</td> <td>0.014</td> <td>0.103</td> <td>0.302</td> <td>0.019</td> </tr> </tbody> </table>							COMPOSICIÓN QUÍMICA							C	Mn	S	P	Cr	Cu	Mo	0.052	1.299	0.032	0.014	0.103	0.302	0.019											
COMPOSICIÓN QUÍMICA																																						
C	Mn	S	P	Cr	Cu	Mo																																
0.052	1.299	0.032	0.014	0.103	0.302	0.019																																
<table border="1"> <thead> <tr> <th colspan="7">COMPOSICIÓN QUÍMICA</th> </tr> <tr> <th>Si</th> <th>Ni</th> <th>Al</th> <th>Ca</th> <th>Mg</th> <th>Fe</th> <th>Other</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>0.015</td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> </tr> </tbody> </table>							COMPOSICIÓN QUÍMICA							Si	Ni	Al	Ca	Mg	Fe	Other	0.015																	
COMPOSICIÓN QUÍMICA																																						
Si	Ni	Al	Ca	Mg	Fe	Other																																
0.015																																						
<table border="1"> <thead> <tr> <th colspan="2">PROPIEDADES MECÁNICAS</th> <th colspan="2">UTS/TU</th> <th colspan="2">YS/FY</th> <th colspan="2">GT</th> </tr> <tr> <th>Y24</th> <th>Y50</th> <th>UTS</th> <th>TU</th> <th>YS</th> <th>FY</th> <th>GT</th> <th>GT</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>24.3</td> <td>24.3</td> <td>49.9</td> <td>25.0</td> <td>176.1</td> <td>175.0</td> <td>250</td> <td>250</td> </tr> <tr> <td>58.2</td> <td>58.2</td> <td>74.3</td> <td>37.5</td> <td>310.2</td> <td>301.7</td> <td>320</td> <td>320</td> </tr> </tbody> </table>							PROPIEDADES MECÁNICAS		UTS/TU		YS/FY		GT		Y24	Y50	UTS	TU	YS	FY	GT	GT	24.3	24.3	49.9	25.0	176.1	175.0	250	250	58.2	58.2	74.3	37.5	310.2	301.7	320	320
PROPIEDADES MECÁNICAS		UTS/TU		YS/FY		GT																																
Y24	Y50	UTS	TU	YS	FY	GT	GT																															
24.3	24.3	49.9	25.0	176.1	175.0	250	250																															
58.2	58.2	74.3	37.5	310.2	301.7	320	320																															
<table border="1"> <thead> <tr> <th colspan="2">PROPIEDADES MECÁNICAS</th> </tr> <tr> <th>YSLTS</th> <th>YSLTS</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>0.78</td> <td>0.78</td> </tr> </tbody> </table>							PROPIEDADES MECÁNICAS		YSLTS	YSLTS	0.78	0.78																										
PROPIEDADES MECÁNICAS																																						
YSLTS	YSLTS																																					
0.78	0.78																																					
COMENTARIOS: NOTAS																																						
 CARLOS MEDINA VELAZQUEZ																																						

Figura 10. Ejemplo de certificado de calidad.



Elemento	ASTM A 572 - 50	ASTM A 992
F_y (kg/cm ²)	3515	3515 - 4570
F_u (kg/cm ²)	4570	4570 **
Elong. en 200 mm (mín,%)	18	18
Elong. en 50 mm (mín,%)	21	21

** La relación entre f_y / f_u , no excederá el valor de 0.85.
 f_y Esfuerzo de Fluencia, kg/cm².
 f_u Resistencia a la Ruptura por tensión kg/cm².
 Cuando se indican 2 valores, el segundo es el máximo admisible

Fuente: ASTM Volume 01.04 2009

Certificados de calidad.

En la actualidad, se ha convertido como requisito primordial para los fabricantes de perfiles estructurales en México proporcionar a sus clientes certificados de calidad para que su producto sea aceptado, el certificado de calidad es la vía que garantiza que un determinado producto o servicio cuenta y cumple con los requisitos mínimos de calidad exigidos. 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.

La tabla A.1 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 ($F_y= 3,515 \text{ kg/cm}^2$ y $F_u= 4,570 \text{ kg/cm}^2$).

Las figuras A.1 a A.3 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).

Tabla A.1. Propiedades del acero estructural empleado en los especímenes.

Perfil IR	F_{yi} (kg/cm ²)	F_{ui} (kg/cm ²)	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

Al finalizar las pruebas experimentales, se procedió a retirar los especímenes del laboratorio para poder realizar un análisis metalográfico, sirve para determinar si el material ha sido correctamente procesado a lo largo de su historia y, en último término, para garantizar la utilidad de los materiales con los que se trabaja ya que se obtiene una visión real, no solo de su grano, sino también de su espesor, aleaciones e inclusiones, o tamaño de las partículas que lo componen. Además, si los resultados que se obtienen fueran diferentes a los esperados, se podría realizar algún tipo de tratamiento sobre la pieza para modificar las propiedades del material hasta conseguir el que se requiere.

Las figuras A.4 a A.13 se muestra el procedimiento y los resultados del análisis metalográfico, que se realizó complementariamente por un productor de perfiles de acero con el propósito de asegurar que las vigas que se ensayaron cumplieran con las propiedades mecánicas adecuadas.

 GERDAU CORSA GERDAU CORSA SAPI DE CV K.M. 3 CARRETERA MÉXICO - SAHAG GERDAU CORSA SAPI DE CV, MÉXICO 43990 SAHAGÚN		CUENTE A ENVIAR PLESA ANAHUAC Y CIAS SA DE CV AVENIDA VALLE DE LAS ALAMEDAS TULTITLAN DE MARIANO ESCOMEX 54940 México		CUENTE A FACTURAR PLESA ANAHUAC Y CIAS SA DE CV AVENIDA VALLE DE LAS ALAMEDAS TULTITLAN DE MARIANO ESCOMEX 54940 México		PRODUCTO / MEDIDA Wide Flange Beam / 14 x 748 x 110.1		CERTIFICATE ID 0000073179			
		PEDIDO DE VENTA 7530223000330		CUSTOMER MATERIAL N° 07.03.2019		GRADO ASTM A992A-572 C50		PESO 20,150 KG		COLADA / LOTE 101643603	
ORDEN DE COMPRA DEL CLIENTE 28039		CARTA DE EMBARQUE 07.03.2019		LONGITUD 12.20 M		ESPECIFICACIÓN TÉCNICA ASTM A372-13 G50 ASTM A6-14 ASTM A992-11 (2015) CSA G40.21-13 345WM		Y 0.093		C.E. 0.321	
COMPOSICIÓN QUÍMICA % C 0.020 Mn 1.050		% S 0.013 P 0.017		% Cu 0.275		% Ni 0.102		% Nb 0.191		% V 0.002	
COMPOSICIÓN QUÍMICA % Si 0.020		% Al 0.113		% Qp 0.275		% Np 0.017		% Se 0.002		% Pb 0.000	
PROPIEDADES MECÁNICAS YS/FU KSI 70.2 51.8		Elog% 27.0 27.0		UTS/FU 483.9 483.7		YS/FU 363.3 397.2		CL 200 200		200 200	
PROPIEDADES MECÁNICAS YS/UTS 0.75 0.82		YS/UTS 0.75 0.82		YS/UTS 0.75 0.82		YS/UTS 0.75 0.82		YS/UTS 0.75 0.82		YS/UTS 0.75 0.82	
COMENTARIOS / NOTAS											

Figura A.1 Certificado de calidad del perfil IR 356 x 110.4 kg/m (W 14"x74 lb/pie).

Página 1/1

40781

CERTIFICADO DE CALIDAD		GRADO	PRODUCTO / MEDIDA	CERTIFICATE ID
CLIENTE A ENVIAR FERRECARSA SA DE CV AVENIDA PROLONGACION PANTITLAN LOS REYES A CAQUILPAN, MEX 00000 México		ASTM A992/A572 G50	Wide Flange Beams / 16 X 31# / 410 X 46.1	0000083639
CLIENTE A FACTURAR FERRECARSA SA DE CV AVENIDA PROLONGACION PANTITLAN LOS REYES A CAQUILPAN, MEX 00000 México		LONGITUD	PESO	COLADA / LOTE
PEDIDO DE VENTA 813788800210		12.20 M	3.375 KG	1101816304
ORDEN DE COMPRA DEL CLIENTE		ESPECIFICACION TÉCNICA		
18384	CARTA DE EMBARQUE FECHA 30.08.2019	ASTM A572-15 G50 ASTM A6-14 ASTM A992-11 (2015) CSA G40.31-13 24570M		

COMPOSICIÓN QUÍMICA	C	Mn	P	S	Cu	Ni	Nb	V	C.E.	E _p		
	0.094	1.058	0.016	0.028	0.090	0.250	0.017	0.019	0.079	0.002	0.314	0.000
COMPOSICIÓN QUÍMICA												
	0.018											
PROPIEDADES MECÁNICAS												
Y ₂₅ /Y _{0.2}	UTS/UFU	Elong	UTS/UFU	YS/FY	MPa	MPa	MPa	MPa	GL			
26.3	48.0	26.0	488.3	389.3	488.3	389.3	389.3	200				
57.9	70.7	26.3	501.0	398.3	501.0	398.3	398.3	200				
PROPIEDADES MECÁNICAS												
YS/UTS												
0.80												
0.80												
COMENTARIOS / NOTAS												



CARLOS MOSS VELEZ

Figura A.2 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: TRWOC METAL (H.K.) LIMITED
Material description: HOT ROLLED STEEL H-BEAM.
Steel type: ALLOY ED, HOTCOLD ROLLED NO ALLOYED, ETC
Specification: ASIM A6/A6M-2009 ASIM A572/A572M-2012
 ASTM A992/A992-11(B.0.00289-0.0040%)

QUALITY NO.: QSR581327034C3
CONTRACT NO.: 15MGE-B.0-100-1

ADD: NO.8 JIUHUA WEST ROAD, MAANSHAN
 CITY, ANHUI PROVINCE, P.R.CHINA
POST CODE: 248000 **TEL:** (0565)2877378
QUALITY DEPARTMENT: BLDJYU
TEL: (0565)2877371

DATE: 2015-7-8

LOT No.	Heat No.	Steel Grade	Size (inch)	Length (M)	Pieces	Theoretical Weight (MT)	Chemical Composition (%)											Mechanical Properties					
							C	Si	Mn	P	S	Cr	Ni	Cu	V	Als	Nb	B	CEV	Sh	Yield Strength σ_s (Mpa)	Tensile Strength σ_b (Mpa)	Elongation δ_{200} (%)
116030745	18204698	MC3-5B	W18*35	12.192	19	12.048	0.16	0.24	1.04	0.024	0.029	0.03	0.01	0.03	0.017	0.002	0.001	0.0011	0.35	371	515	23.0	0.720
116060738	18204735	MC3-5B	W18*40	12.192	18	13.176	0.12	0.30	1.26	0.029	0.017	0.03	0.01	0.02	0.022	0.005	0.002	0.0014	0.40	352	535	23.5	0.710
118080743	18204738	MC3-5B	W18*40	12.192	20	26.352	0.18	0.30	1.76	0.029	0.017	0.03	0.01	0.02	0.022	0.005	0.002	0.0014	0.40	375	551	23.0	0.710
116030731	18304874	MC3-5B	W18*40	12.192	16	13.254	0.18	0.29	1.26	0.030	0.019	0.03	0.01	0.03	0.025	0.004	0.002	0.0013	0.41	395	530	24.5	0.730
116030732	18105099	MC3-5B	W18*40	12.192	24	19.852	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	18204875	MC3-5B	W18*50	12.192	2	1.804	0.15	0.23	1.21	0.028	0.018	0.03	0.01	0.03	0.026	0.004	0.002	0.0013	0.41	359	509	26.0	0.709
116030717	18204874	MC3-5B	W18*50	12.192	32	24.864	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
116060718	18304874	MC3-5B	W18*50	12.192	21	18.942	0.18	0.29	1.26	0.030	0.019	0.03	0.01	0.03	0.025	0.004	0.002	0.0013	0.41	389	530	25.3	0.696
116060701	18105099	MC3-5B	W18*50	12.192	6	6.51	0.18	0.33	1.23	0.030	0.019	0.03	0.01	0.03	0.025	0.004	0.002	0.0013	0.41	359	533	26.5	0.680
116060702	18204733	MC3-5B	W18*50	12.192	9	9.761	0.17	0.30	1.26	0.030	0.019	0.03	0.01	0.03	0.023	0.007	0.002	0.0014	0.41	391	533	26.5	0.750
116060703	18204733	MC3-5B	W18*50	12.192	19	20.616	0.17	0.31	1.28	0.030	0.019	0.03	0.01	0.03	0.023	0.007	0.002	0.0014	0.41	412	533	26.5	0.770
116060660	18105099	MC3-5B	W18*50	12.192	9	7.063	0.17	0.30	1.33	0.030	0.019	0.03	0.01	0.03	0.023	0.007	0.002	0.0014	0.41	394	528	28.5	0.750
116060667	18105099	MC3-5B	W18*50	12.192	20	35.49	0.18	0.33	1.29	0.030	0.019	0.03	0.01	0.03	0.023	0.006	0.002	0.0016	0.41	408	522	27.0	0.780
116060662	18105099	MC3-5B	W18*71	12.192	20	25.6	0.17	0.30	1.33	0.023	0.019	0.03	0.01	0.01	0.023	0.006	0.002	0.0013	0.40	385	524	28.0	0.730
116060673	18105099	MC3-5B	W18*71	12.192	1	1.28	0.17	0.30	1.33	0.043	0.019	0.03	0.01	0.01	0.023	0.004	0.002	0.0013	0.40	384	530	27.0	0.740
116060658	18204733	MC3-5B	W18*71	12.192	3	11.024	0.18	0.30	1.25	0.028	0.015	0.03	0.01	0.03	0.023	0.006	0.002	0.0014	0.41	419	560	24.5	0.760
116060684	18105099	MC3-5B	W18*71	12.192	15	20.47	0.17	0.29	1.27	0.028	0.012	0.03	0.01	0.02	0.026	0.004	0.002	0.0014	0.40	423	563	24.5	0.760
116060670	18105099	MC3-5B	W18*71	12.192	8	14.045	0.19	0.27	1.30	0.028	0.012	0.03	0.01	0.02	0.037	0.002	0.001	0.0013	0.41	419	543	27.5	0.770
116060671	18105099	MC3-5B	W18*71	12.192	8	14.048	0.17	0.33	1.37	0.028	0.016	0.04	0.03	0.01	0.040	0.005	0.002	0.0014	0.42	413	537	24.5	0.770
116060672	18105099	MC3-5B	W18*71	12.192	3	14.048	0.17	0.38	1.37	0.028	0.016	0.04	0.03	0.01	0.040	0.005	0.002	0.0014	0.42	415	541	24.5	0.770

Figura A.3 Certificado de calidad del perfil IR 457 x 59.80 kg/m (W 18"x 40 lb/pie).



INFORME N° LAB 21-0104

FECHA: 11-01-2022



Laboratorio Central

SOLICITANTE: Carlos Moss Velez		PÁGINAS: 10
TÍTULO:	Muestra de Estructura con Falla	
AUTORES: Laboratorio Central – Gerdau Corsa		
Objetivo Determinar el origen de la falla provocada en una viga e identificar algún cambio de fase en la microestructura.		
Resumen Se realiza un análisis metalográfico en varios puntos del defecto para poder observar la microestructura y se percibe un alargamiento de la misma. También se encuentra una deformación plástica. No se encuentra descarbonación y presencia de óxidos globulares. La muestra no fue afectada por alguna fuente de calor.		

Gerdau Corsa

Carretera México - Ciudad Sahagún Km.3, Zona Industrial, 43990 Cd Sahagún, Hidalgo.
Teléfono: 5593848302 ext. 8302, email: julian.hernandez@gerdau.com, michel.acuna@gerdau.com,

jose.ordaz@gerdau.com

This content is internal.

Figura A.4 Estudio metalográfico de los especímenes al finalizar la prueba (hoja 1 de 10).



LAB 21-0104



Laboratorio Central

TÍTULO: Análisis de Defecto en Viga de Prueba

1. Muestra

Se reciben dos muestras para su análisis. Se cortan para poder obtener la parte analizar. La primera (1) presenta las siguientes características señaladas en las imágenes correspondientes:



Imagen 1: muestra 1 en
vista aérea



Imagen 2: muestra 1 en
vista lateral izquierda



Imagen 3: muestra 1 en
vista lateral derecha

[This content is internal.](#)

Figura A.5 Estudio metalográfico de los especímenes al finalizar la prueba (hoja 2 de 10).



LAB 21-0104



Laboratorio Central



Imagen 4: defecto en muestra 1 visto desde abajo



Imagen 5: defecto en muestra 1 visto desde arriba

Por otro lado la muestra número 2 presenta las siguientes características mostradas a continuación:



Imagen 6: muestra 2 en vista aérea



Imagen 7: muestra 2 en vista lateral izquierda

[This content is internal.](#)

Figura A.6 Estudio metalográfico de los especímenes al finalizar la prueba (hoja 3 de 10).



LAB 21-0104



Imagen 8: muestra 2 en
vista lateral izquierda

2. Resultados

De la muestra 1 se analizan distintos puntos donde el material se fracturó para poder analizar microestructural.



Imagen 9: sección a
analizar de muestra 1

[This content is internal.](#)

Figura A.7 Estudio metalográfico de los especímenes al finalizar la prueba (hoja 4 de 10).



LAB 21-0104



Laboratorio Central



Imagen 10: punto 1
analizado

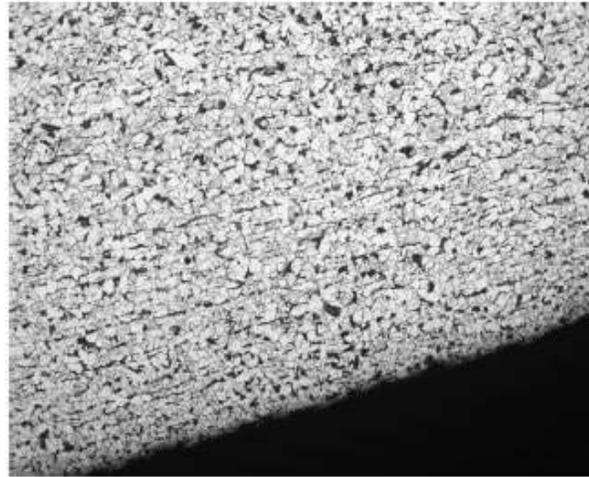


Imagen 11: metalografía
del borde del punto 1 a
100X

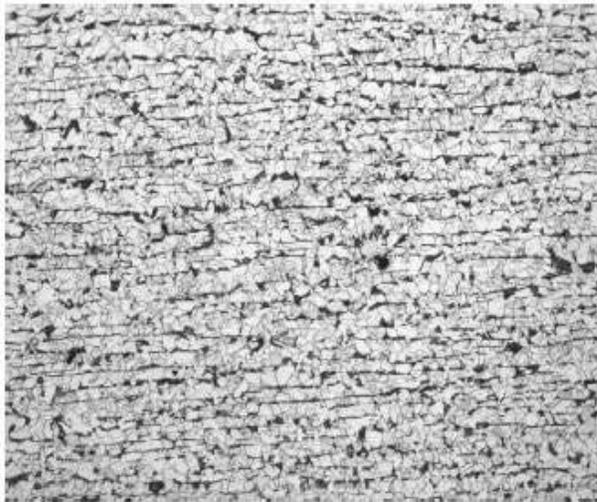


Imagen 12: metalografía
del centro del punto 1 a
100X

[This content is internal.](#)

Figura A.8 Estudio metalográfico de los especímenes al finalizar la prueba (hoja 5 de 10).



LAB 21-0104



Imagen 13: punto 2
analizado

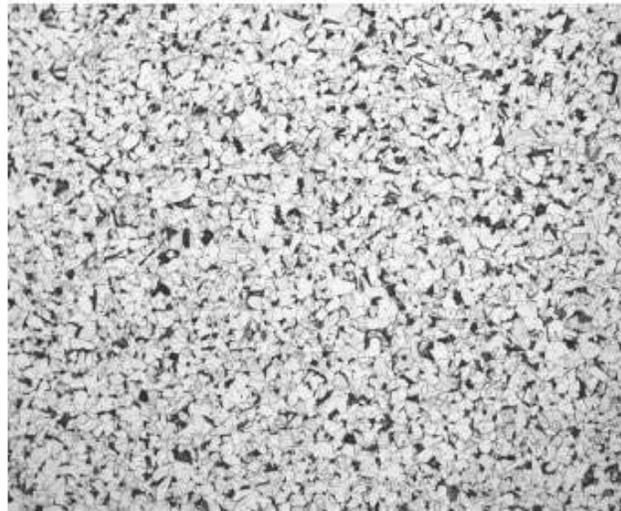


Imagen 14: metalografía
del borde del punto 1 a
100X

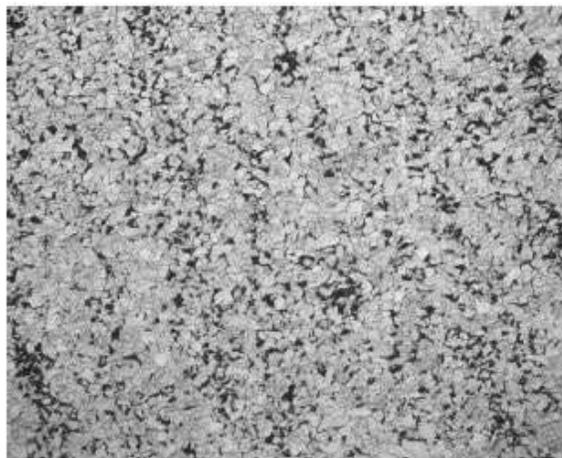


Imagen 15: metalografía
del borde del punto 1 a
100X

[This content is internal.](#)

Figura A.9 Estudio metalográfico de los especímenes al finalizar la prueba (hoja 6 de 10).



LAB 21-0104



Laboratorio Central

De la muestra 2 se analizan los puntos donde hubo una mayor deformación.



Imagen 16: sección 1 a
Analizar

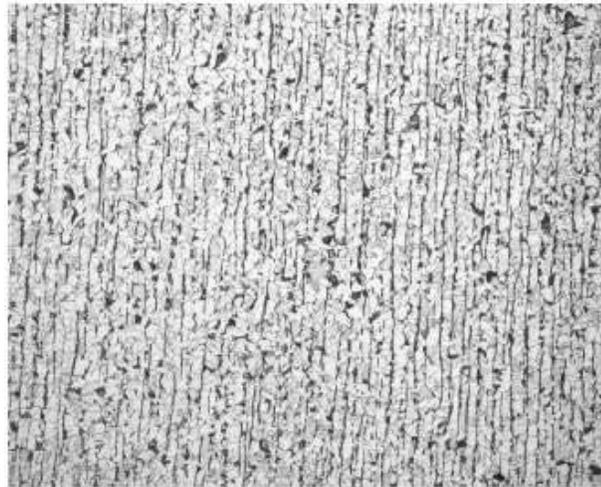


Imagen 17: metalografía
del ala de la sección 1 a
100X

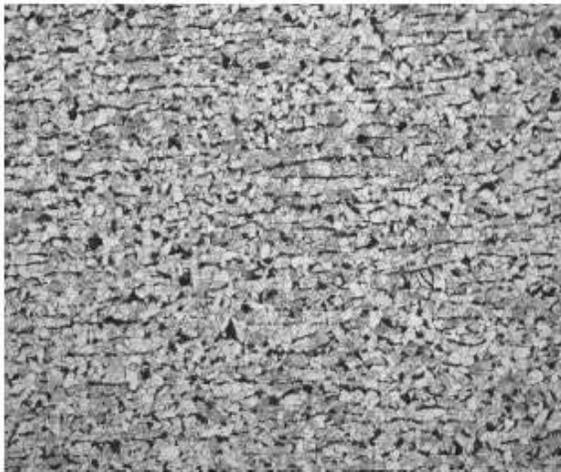


Imagen 18: metalografía
del alma de la sección 1
a 100X

[This content is internal.](#)

Figura A.10 Estudio metalográfico de los especímenes al finalizar la prueba (hoja 7 de 10).



LAB 21-0104



Imagen 19: sección 2 a
Analizar

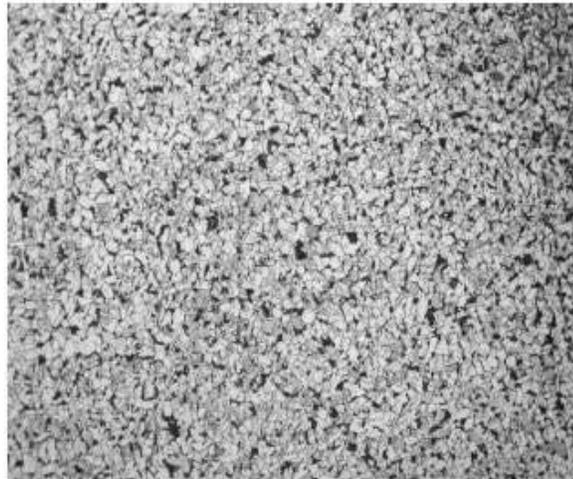


Imagen 20: metalografía
del ala de la sección 2 a
100X

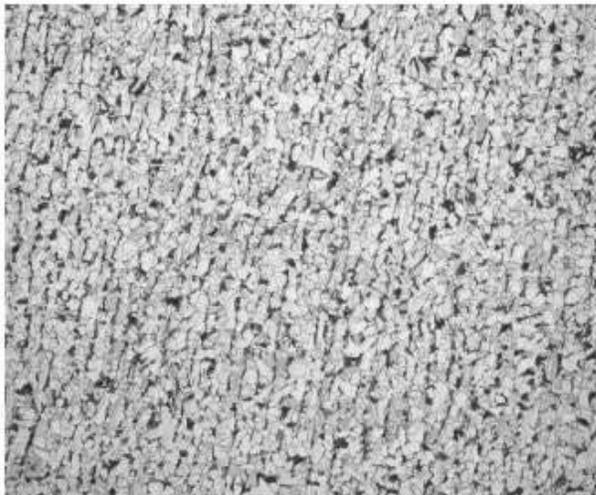


Imagen 21: metalografía
del alma de la sección 2
a 100X

[This content is internal.](#)

Figura A.11 Estudio metalográfico de los especímenes al finalizar la prueba (hoja 8 de 10).



LAB 21-0104



3. Conclusiones

En ambas muestras hubo una deformación evidente.

Para la muestra 1 hubo un sobre esfuerzo que provoco una deformación permanente. En las metalografías se puede apreciar que no ningún cambio de microestructura que pudiera ser generado por alguna fuente de calor (algún tipo de soldadura, corte con alguna mezcla de gas, etc) lo que sí se puede apreciar es banding (perlita alargada) estás de acuerdo a la literatura son denominadas líneas de deformación en frío que son generadas cuando el material es sometido algún tipo de esfuerzo que lo deforman. En el barrido de las muestras no se presentó descarbonación o presencia de óxidos globulares. No se encuentran marcas de Chevron o marcas de playa que puedan dar indicios del punto de inicio de la fractura pero si tiene características de una fractura dúctil: elongación, reducción de área, cavidades en la zona de fractura del material (imagen 10) y esto acompañado a la deformación plástica (imagen 9), por lo que se sugiere que puedo ser de la orilla de las alas hacia el alma de la viga.

Por otra parte para la muestra 2 si hubo una deformación plástica al igual que la muestra 1, por lo que la microestructura en ambas muestras es la misma ; por lo se determina que fueron producidas debido al esfuerzo al que fue sometido el material.

Por lo tanto se sugiere que ninguna de las dos muestras fue afectada micro estructuralmente por alguna fuente de calor externo a pesar de que el punto de corte para el muestreo estuvo muy cercano a la fractura en la muestra 1 y para la muestra 2 se analizó una parte muy pegada a la zona de corte y otra muestra lo más alejada al oxicorte. No encontrando ningún cambio. En algunas partes no hubo banding pero en partes donde la deformación fue evidente el mismo alargamiento de la microestructura fue presente (imagen 22).

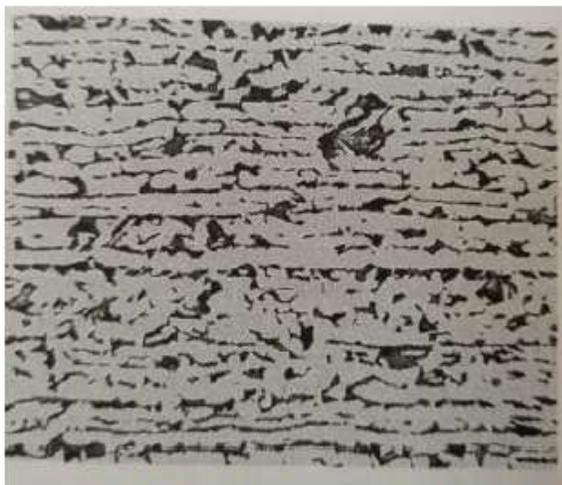


Imagen 22: Líneas de Deformación en frío (fuente: Light microscopy of carbon Steel)

[This content is internal.](#)

Figura A.12 Estudio metalográfico de los especímenes al finalizar la prueba (hoja 9 de 10).



LAB 21-0104



4. Bibliografía

- Light microscopy of carbon Steel. Page 372
- ASM Handbook, Volume 12, Fractography page 138 y 152

5. Anexos

Método: Metalografía

Documentos de Referencia: ASTM E3, Preparation metallographic specimens.

Procedimiento: Se cortan muestras transversales de la zona de la discontinuidad, se montan con baquelita y se pulen con discos y suspensión de diamante.

Equipo Usado: · Cortadora Labotom 5, Struers · Pulidora LaboPol 21, Struers con discos abrasivos de diamante de 220 y 500, así como suspensión diamante Struers de 9 y 3 μm
· Microscopio metalográfico, Carl Zeiss.

[This content is internal.](#)

Figura A.13 Estudio metalográfico de los especímenes al finalizar la prueba (hoja 10 de 10).

APENDICE B. ENSAYE DE CILINDROS DE CONCRETO.



Ensaye de Cilindros de Concreto.

La calidad del concreto endurecido se verificará mediante pruebas de resistencia a compresión en cilindros elaborados, curados y probados de acuerdo con la norma NMX-C-83-ONNCCE, en un laboratorio acreditado por la entidad de acreditación reconocida en los términos de la Ley Federal sobre Metrología y Normalización. En esta investigación se consideraron cinco cilindros de concreto armado que se tomaron del proceso de colado de las columnas de concreto armado.

En la norma mexicana NMX-C-83-ONNCCE se establecen los métodos de prueba para la determinación de la resistencia a la compresión del concreto. Esto aplica para especímenes cilíndricos moldeados y corazones de concreto y se complementa con las siguientes normas mexicanas en vigor: NMX-C-109-ONNCCE, cabeceo de especímenes cilíndricos, NMX-CH-027-SCFI, verificación de máquinas de ensaye uniaxiales máquinas de ensaye a la tensión y la NMX-C-160-ONNCCE, elaboración y curado en obra de especímenes de concreto. En este apéndice se muestra el ensaye de los cilindros de concreto que se obtuvieron en el colado de los especímenes para obtener la resistencia a compresión y el módulo de elasticidad. En el capítulo 3 se discute la elaboración de los cilindros de concreto conforme a lo estipulado en la norma NMX-C-160-ONNCCE.

De acuerdo a la normativa, el diámetro del cilindro debe determinarse promediando las medidas de 2 diámetros en ángulos rectos entre sí a media altura de la probeta y deben promediarse para calcular el área de la sección. Si los diámetros medidos difieren en más de 2% no se debe someter a prueba el cilindro. Atendiendo lo anterior se realizó la medición del diámetro en la parte superior, media y baja del cilindro para posteriormente obtener la media aritmética y por ende un solo diámetro. Las figuras B.1a, B.1b y B.1c muestran cómo se midieron los diámetros para el cilindro 5, este mismo procedimiento se realizó para los otros cilindros. Las dimensiones de los cilindros se discuten en la tabla 1.B más adelante en este mismo apéndice.



a) Diámetro superior.



b) Diámetro medio.



c) Diámetro inferior.

Figura B.1 Obtención de diámetros para el cilindro 5.

Con el fin de conseguir una distribución uniforme de la carga, generalmente los cilindros se cabecean con mortero de azufre (en los últimos años ya no se utiliza por la huella de carbono) o con almohadillas de neopreno. El cabeceo se debe aplicar como mínimo dos horas antes y preferiblemente un día antes de la prueba. En este caso se utilizó un mortero de alta resistencia para el cabeceo, siguiendo las especificaciones de la norma NMX-C-109-ONNCCE, la figura B.2 muestra el procedimiento de cabeceo.



Figura B.2 Cabeceo de los cilindros con mortero de alta resistencia.

Para determinar el módulo de elasticidad y el coeficiente Poisson del concreto se debe emplear un dispositivo de medición con transductores de desplazamiento en el sentido longitudinal y otro en un anillo para la medición transversal. Se usó un arreglo como el que se muestra en la figura B.3, consistente de anillos metálicos que se fijan al cilindro. La deformación en la dirección de carga se obtiene a partir de transductores de desplazamiento.

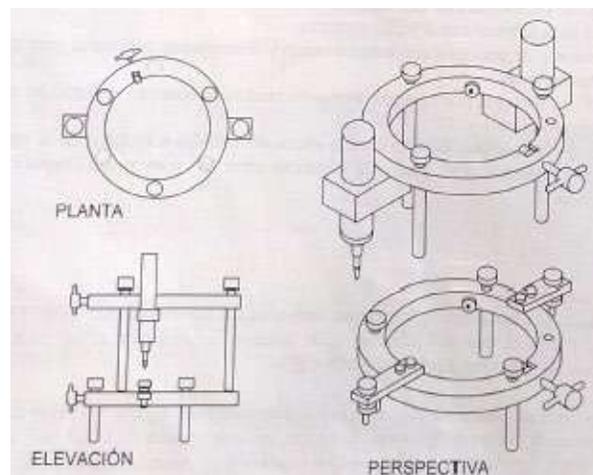


Figura B.3 Dispositivo para medir las deformaciones del cilindro de concreto (compresómetro).

La máquina que se utilizó para este ensaye fue la maquina universal del laboratorio de estructuras grandes del CENAPRED con una capacidad de 100 t, cumpliendo con la norma NMX-CH-027-SCFI y que se muestra en la figura B.4.

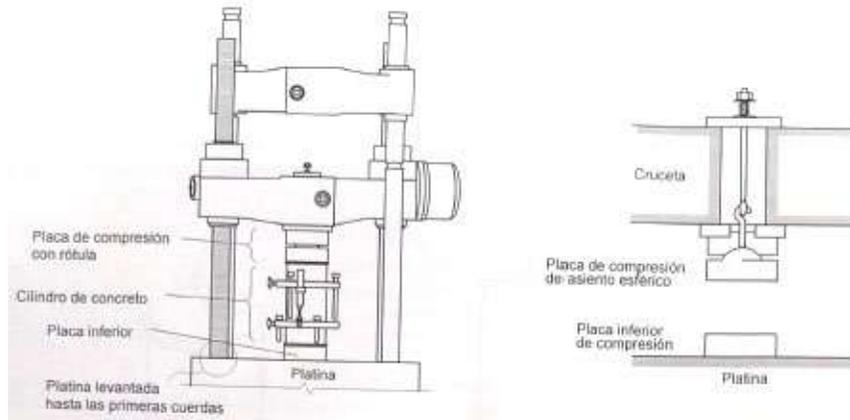


Figura B.4 Máquina universal de pruebas.

La resistencia a compresión de los cilindros de concreto probado a los 28 días se reporta como f'_c , y se calcula dividiendo la carga máxima soportada durante la prueba entre el área de la sección transversal determinada con el diámetro promedio. La figura B.5 muestra lo descrito anteriormente.



Figura B.5 Cálculo de la resistencia a compresión de los cilindros de concreto.

El módulo de elasticidad de los cilindros de concreto se calcula como (ver figura B.6):

$$E_c = \frac{\sigma_2 - \sigma_1}{\varepsilon_2 - 0.00005}$$

donde:

E_c es el módulo de elasticidad secante del concreto.

σ_1 es el esfuerzo axial correspondiente a 0.000050 de deformación unitaria.

σ_2 es el esfuerzo axial correspondiente al 40% de la carga máxima.

ε_2 es la deformación unitaria longitudinal producida por el esfuerzo σ_2 .

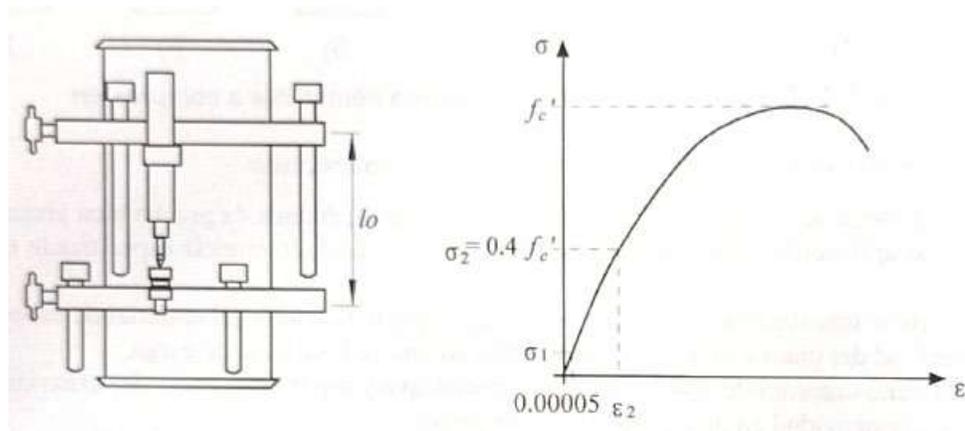


Figura B.6 Determinación del módulo de elasticidad del concreto.

La figura B.7a muestra la Configuración del sistema que sirve para el cálculo del módulo de elasticidad E_c , la figura B.7b muestra la colocación del cilindro en la maquina universal y la figura B.7c muestra la falla del cilindro del concreto al finalizar la prueba.



a) Sistema de anillos con transductores.



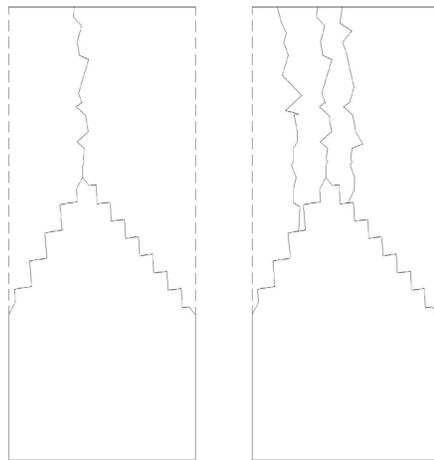
b) Cilindro en maquina universal.



c) Falla en cilindro de concreto.

Figura B.7 Ensayo de cilindros en la maquina universal.

Al finalizar la prueba se observó que el modo de falla que predominó en los cilindros de concreto se trató de un cono definido, pero concentrando hacia un extremo del cilindro y fisuras horizontales desde la parte superior hacia el cono. La figura B.8a muestra el modo de falla descrito anteriormente, mientras que la figura B.8b muestra el cilindro con la falla al final de prueba.



a) Modo de falla.



b) Falla en cilindro de concreto.

Figura B.8 Ensaye de cilindros en la maquina universal.

La tabla B.1 muestra el cálculo de la resistencia a compresión y del módulo de elasticidad para cada cilindro de concreto y se obtiene un promedio resultando el $f'_c = 338.52 \text{ kg/cm}^2$ y el $E_c = 362,516.1 \text{ kg/cm}^2$.

Tabla B.1. Cálculo de la resistencia a compresión y del módulo de elasticidad para cada cilindro de concreto.

No. De Cilindro	Diámetro. cm	Altura. cm	Área. cm^2	Carga Máxima, kg	Resistencia a la compresión, f'_c . kg/cm^2	Módulo de elasticidad, E_c . kg/cm^2
1	14.78	29.87	171.57	59,770.0	348.37	389,567.3
2	14.94	29.92	175.30	54,150.0	308.89	338,931.2
3	14.89	29.88	174.13	55,790.0	320.39	368,690.2
4	14.67	29.95	169.02	56,560.0	334.63	325,498.0
5	14.26	29.91	159.71	60,740.0	380.32	389,893.7
				Promedios	338.52	362,516.1

A continuación, se muestran las curvas esfuerzo-deformación obtenidas de los resultados de la maquina universal para cada cilindro de concreto en las figuras B.9 a B.13. Donde se observa que unos cilindros fallaron de manera súbita, mientras que otros empezaron decaer paulatinamente hasta llegar a la falla.

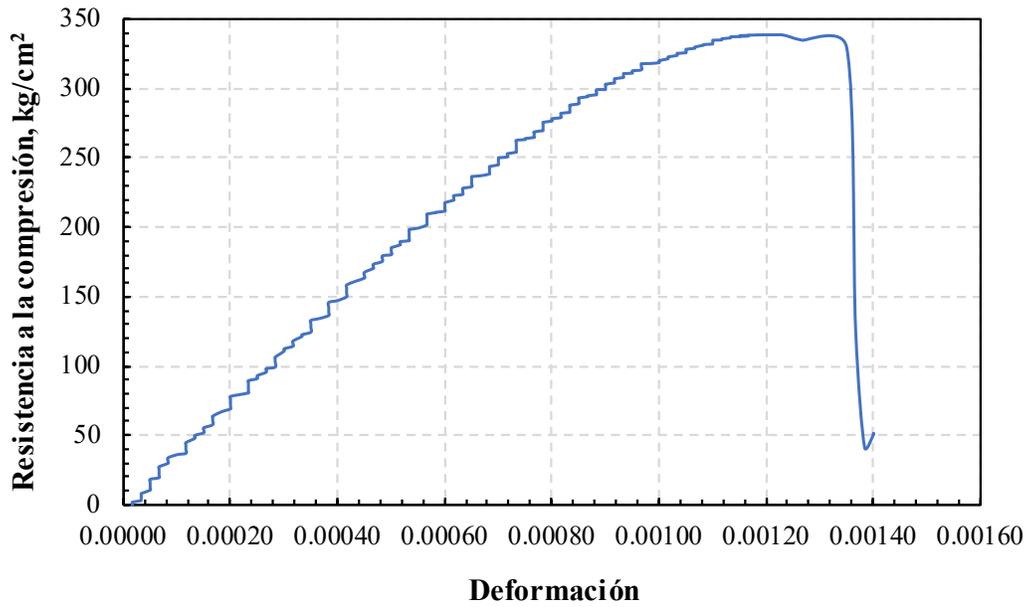


Figura B.9 Curva esfuerzo-deformación del cilindro 1.

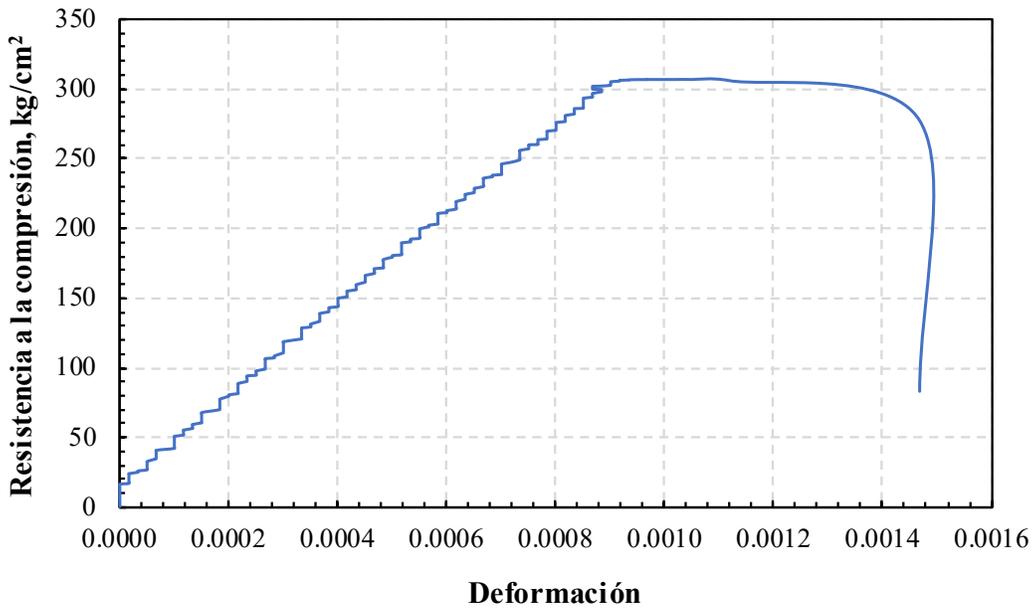


Figura B.10 Curva esfuerzo-deformación del cilindro 2.

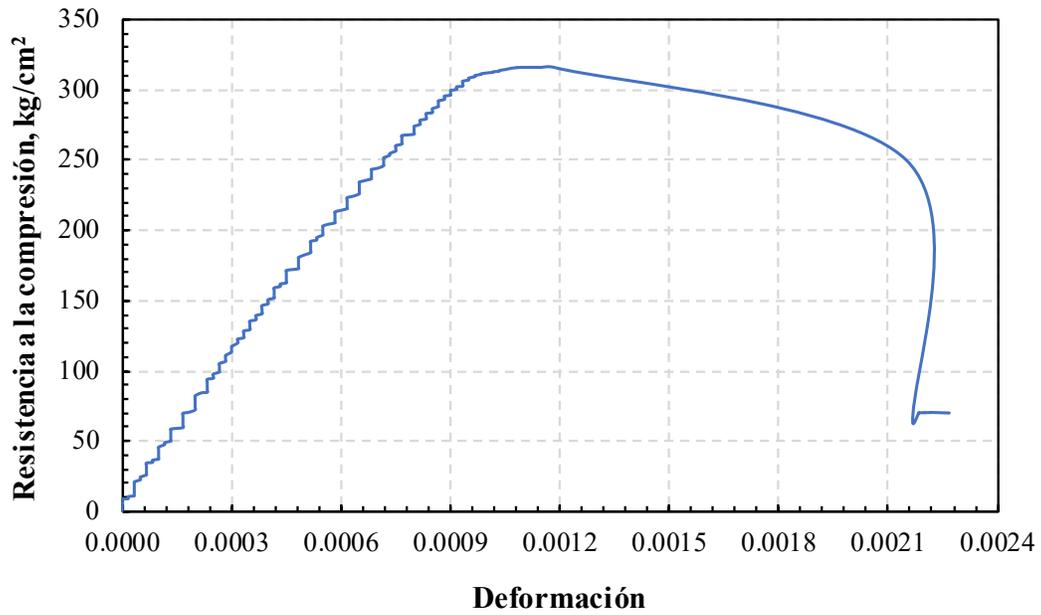


Figura B.11 Curva esfuerzo-deformación del cilindro 3.

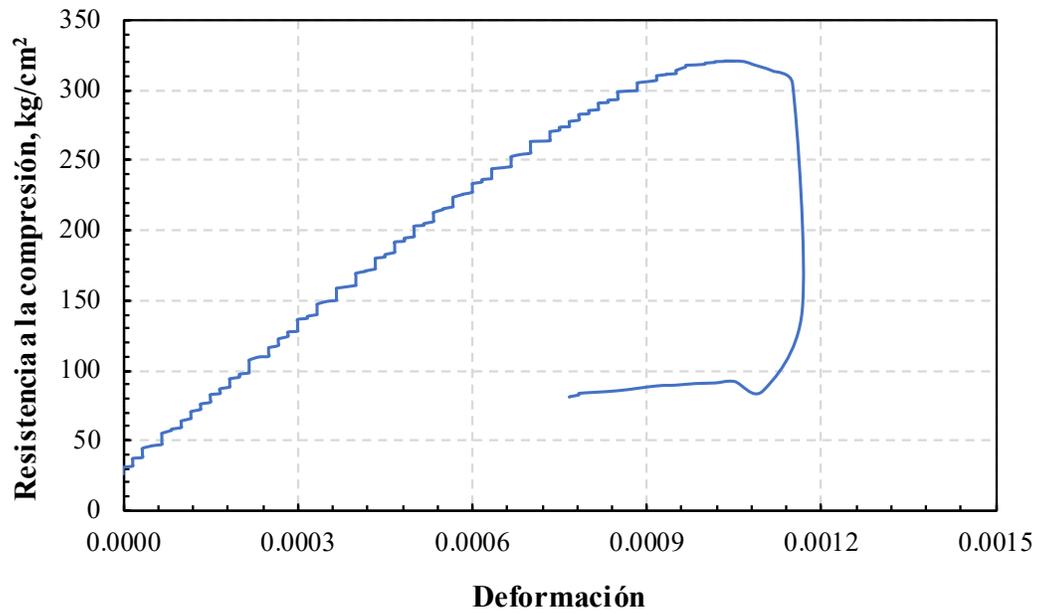


Figura B.12 Curva esfuerzo-deformación del cilindro 4.

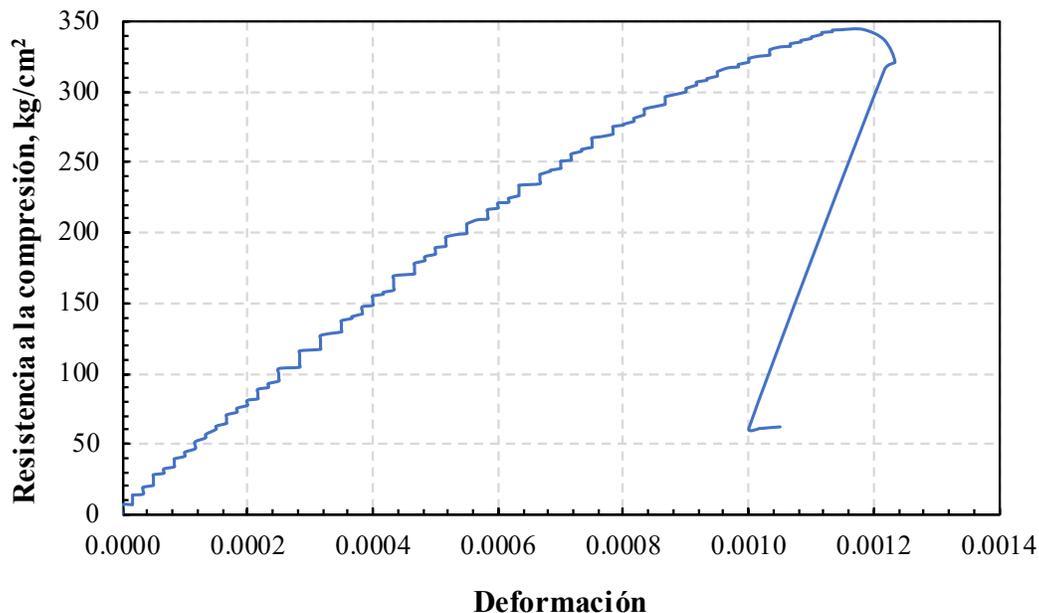


Figura B.13 Curva esfuerzo-deformación del cilindro 5.

Como se nota en las gráficas el comportamiento de la curva esfuerzo-deformación para el concreto no es una línea recta aún en el intervalo elástico de esfuerzo, por lo que los pequeños agrietamientos ocasionan deformaciones permanentes en el concreto.

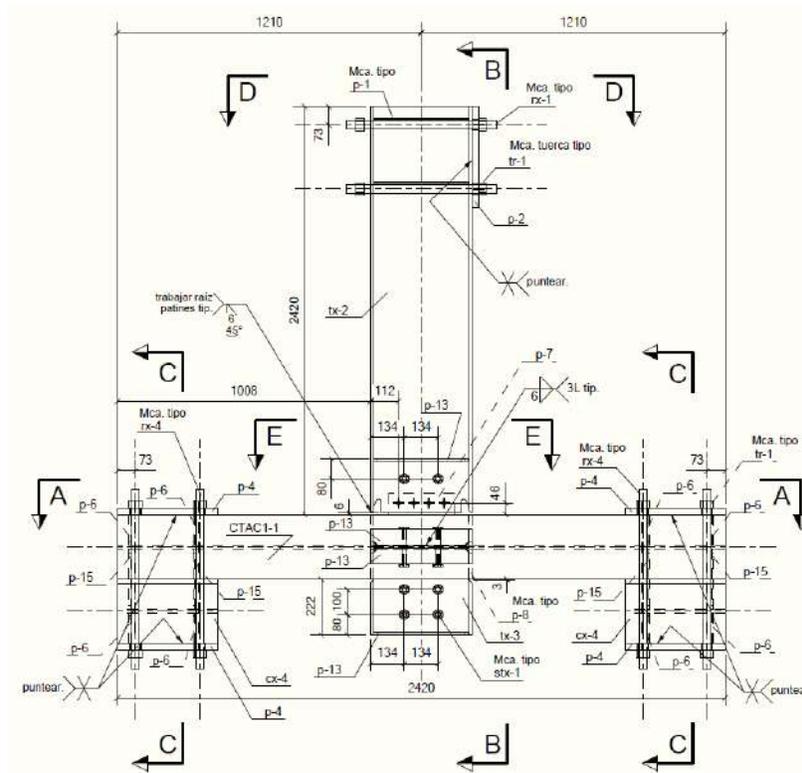
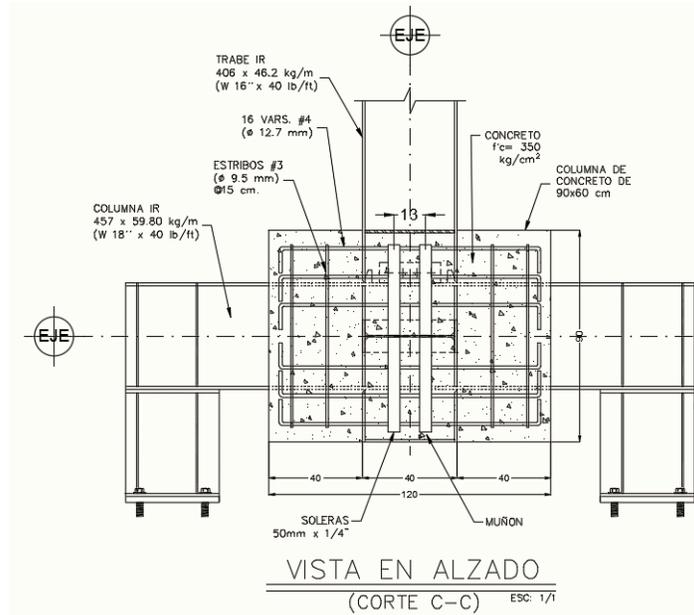
B.1 Conclusiones del capítulo.

En este apéndice se muestra el proceso para ensayar cilindros de concreto siguiendo lo especificado en la normativa vigente. Asimismo, se muestra el cálculo de la resistencia a compresión (f'_c) y del módulo de elasticidad (E_c) mediante los datos obtenidos de la máquina universal utilizada en las pruebas.

La resistencia a la compresión (f'_c) mínima obtenida fue de $f'_c = 308.89 \text{ kg/cm}^2$ para el cilindro No.2 mientras que la máxima fue de $f'_c = 380.32 \text{ kg/cm}^2$ para el cilindro No. 5. El promedio de la resistencia obtenida de los cinco cilindros ensayados resultó ser igual a $f'_{c\text{prom}} = 338.52 \text{ kg/cm}^2$. Conforme a los cálculos iniciales, el concreto se solicitó al proveedor con una resistencia a compresión de diseño de $f'_c = 350.0 \text{ kg/cm}^2$, por lo que el promedio obtenido es menor. Este resultado se podría deber a varios factores como el curado del cilindro de concreto.

El módulo de elasticidad (E_c) mínimo obtenido fue de $E_{c4} = 325,498.0 \text{ kg/cm}^2$ para el cilindro No.4 mientras que el máximo fue igual a $E_{c5} = 389,893.7 \text{ kg/cm}^2$ que corresponde al ensaye del cilindro No. 5. El promedio de los resultados obtenidos en el ensaye de los cinco cilindros resultó ser igual a $E_{c\text{prom}} = 362,516.1 \text{ kg/cm}^2$. En este caso, la magnitud calculada de acuerdo a las NTC-DCEC-2023 resultó ser igual a $E_c = 261,916.01 \text{ kg/cm}^2$.

APENDICE C. COMPENDIO DE PLANOS DE FABRICACIÓN.



Compendio de planos de fabricación.

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. Esta empresa se ofreció a elaborar los planos de fabricación, supervisar la construcción y traslado de los especímenes a las instalaciones del Laboratorio de Estructuras Grandes del Centro Nacional de Prevención de Desastres (CENAPRED). Cabe resaltar que solo se encargaron de fabricar la estructura de acero y que el diseño se realizó como parte de esta investigación.

El proceso de colado de la columna de concreto con el perfil embebido se realizó en las instalaciones del LEG-CENAPRED como se discute con detalle en el capítulo 3 de esta investigación. A continuación, se muestran los planos con los detalles necesarios para su fabricación para complementar los detalles y la discusión de los especímenes ensayados. Como se discute en el capítulo 2 de esta investigación, previo a la fabricación, se consultó a los principales despachos de ingeniería del país y dos de las principales fábricas de estructuras de acero para conocer la tendencia de las conexiones de acero más utilizadas en la práctica mexicana. Es posible conocer información más detallada de los resultados de la encuesta en Santiago 2021.

Este apéndice muestra los planos de fabricación de cada espécimen. En la tabla C.1 se describe el tipo de conexión y la nomenclatura con la que será identificado. En la tabla, se incluye entre paréntesis la clave interna del proceso de fabricación de la empresa para facilitar su identificación en los planos. El proceso de diseño de los especímenes se discute ampliamente en capítulo 2 de esta investigación.

Tabla C.1. Definición e identificación de los especímenes.

Clave	Descripción	Tipo de conexión	Configuración del nodo	Observaciones
MASG (CTPC1-1)	Conexión atornillada en el alma y soldada en los patines (precalificada)	Eje mayor de la columna	Soleras de 5.0 cm de ancho sujetas al alma y al muñón en forma de L	Conexión precalificada AISC 358-16 ⁽¹⁾ Figuras C.1 y C.2.
MESC* (CTAC1-1)	Conexión atornillada en el alma y soldada en los patines, unida al alma de la columna	Eje menor de la columna	Soleras de 2.5 cm de ancho sujetas al alma y al muñón en forma de L	Propuesta nueva. Figuras C.3 y C.4.
MESC* (CTAC1-1)	Conexión atornillada en el alma y soldada en los patines, unida al alma de la columna	Eje menor de la columna	Grapas sujetas en los pernos de cortante.	Propuesta nueva. Figuras C.3 y C.4.

Notas:

⁽¹⁾ *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.

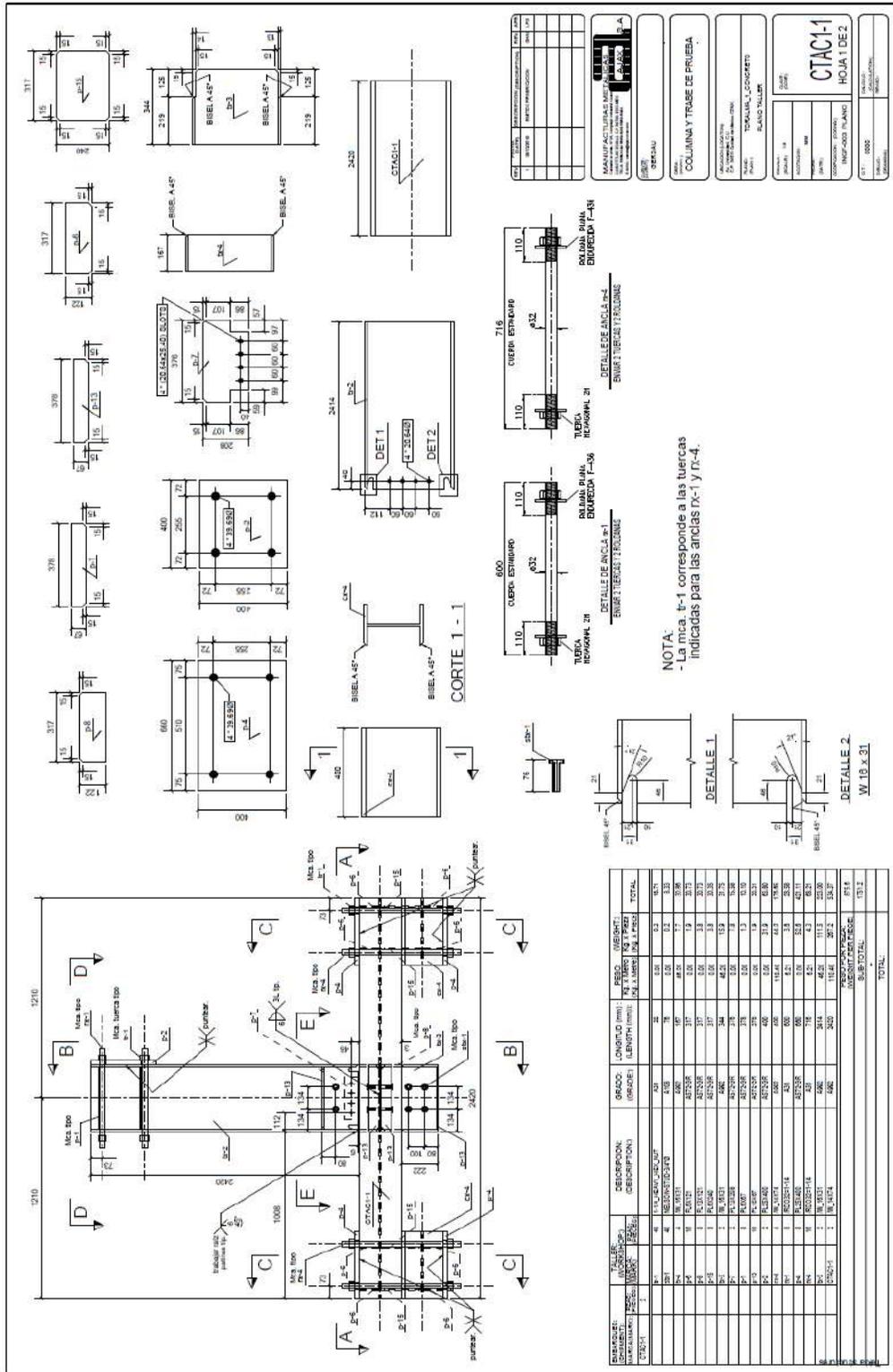


Figura C.3 Plano de fabricación para el espécimen MES1 (CTAC1-1).

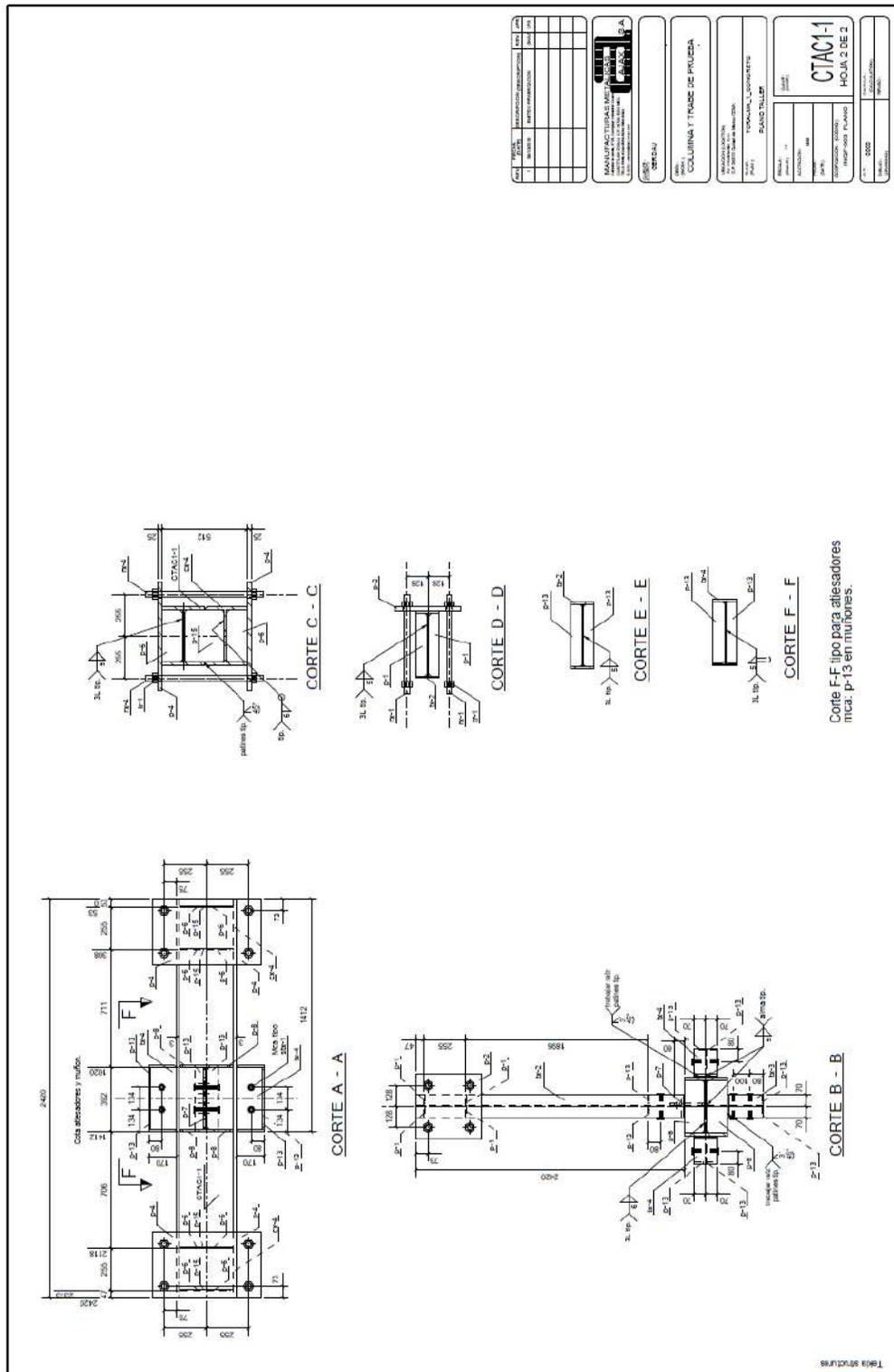


Figura C.4 Plano de fabricación para el espécimen MES1 (CTAC1-1) (Plano complementario).

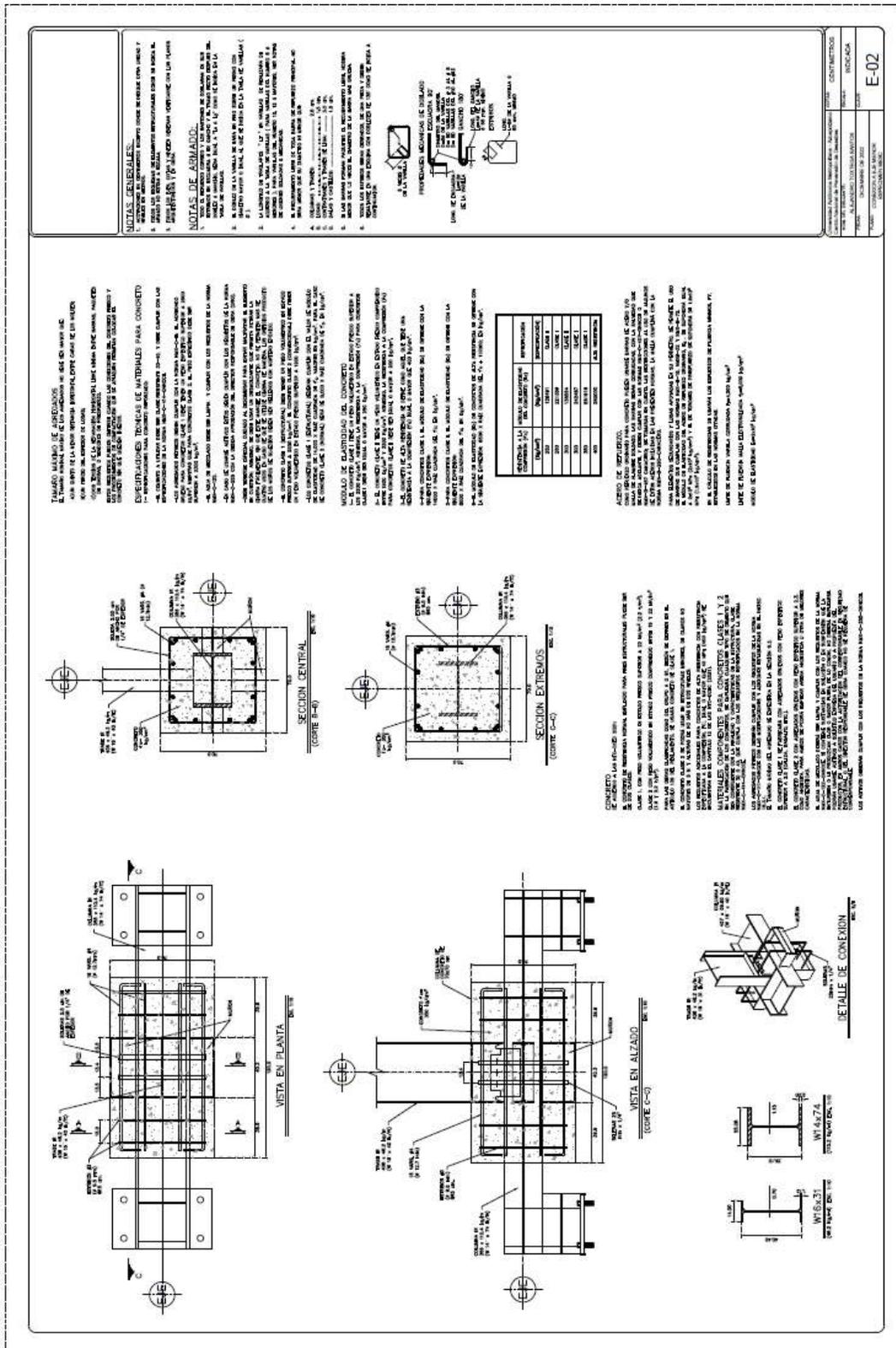


Figura C.6 Plano de fabricación de la columna de concreto para el espécimen MESC.

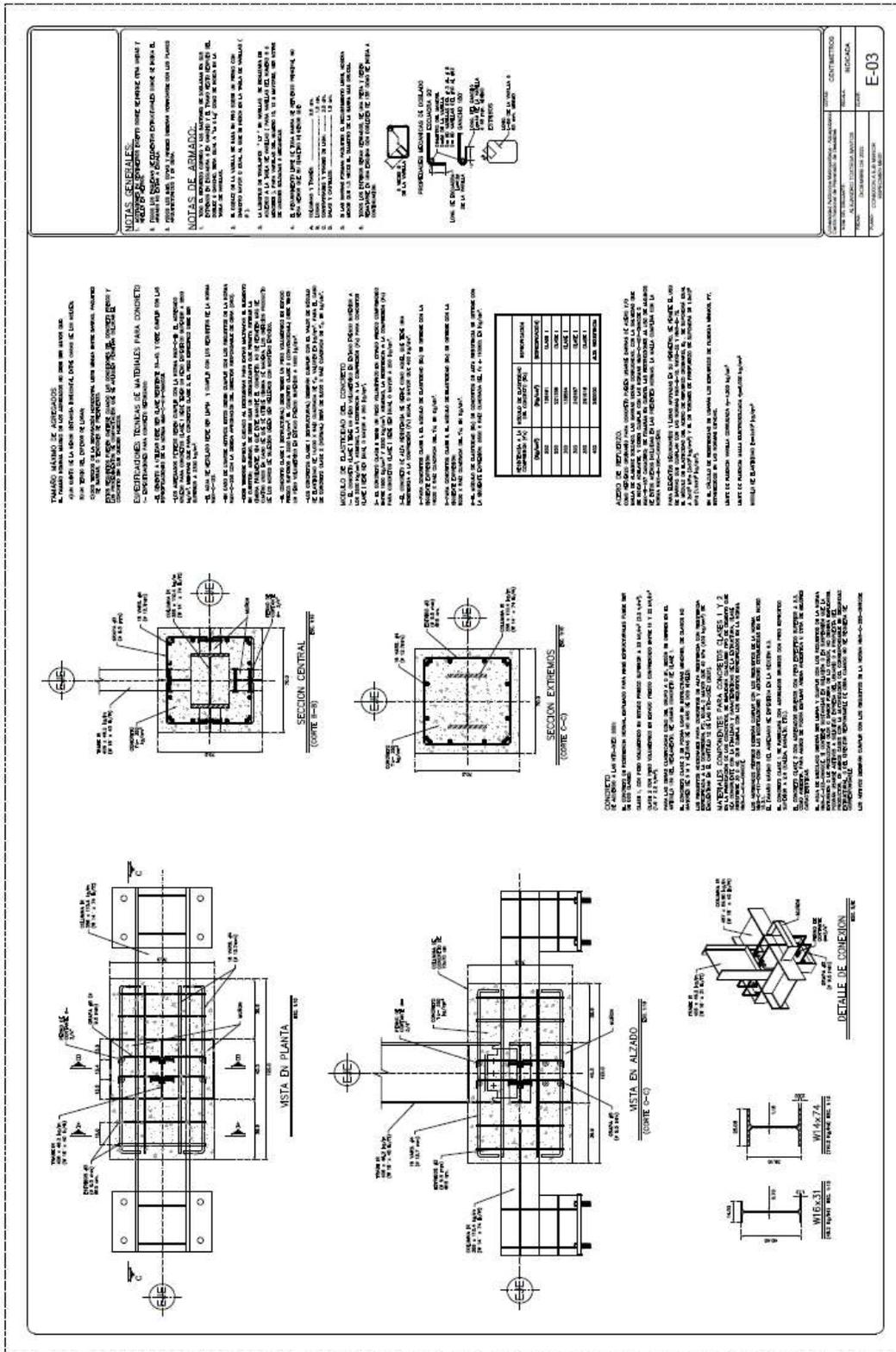


Figura C.7 Plano de fabricación de la columna de concreto para el espécimen MES1.