



Universidad Latina de Costa Rica

Facultad de Ingeniería y Arquitectura

Escuela de Ingeniería Civil

Programa de licenciatura en Ingeniería Civil, con énfasis en Estructuras

Tesis de grado para la obtención del título de Licenciatura en Ingeniería

Civil

**EVALUACIÓN DEL USO DEL ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL PARA
EL ESTUDIO DEL COMPORTAMIENTO SÍSMICO DE CONEXIONES DE
ACERO RESISTENTES A MOMENTO, UTILIZANDO EL MÉTODO DE
ELEMENTOS FINITOS**

Sustentante: Josué David Cascante Castro

Tutor: Ing. Gerardo Enrique Chacón Rojas

Lector 1: Ing. Wilson Alberto González Arroyo

Lector 2: Ing. José María Ulate Zárata

San Pedro, Montes de Oca

Diciembre de 2021

TRIBUNAL EXAMINADOR

Este proyecto titulado: Evaluación del uso del análisis estático no lineal para el estudio del comportamiento sísmico de conexiones resistentes a momento, utilizando el método de elementos finitos, por el estudiante: Josué David Cascante Castro, fue aprobado por el Tribunal Examinador de la carrera de Ingeniería Civil de la Universidad Latina, Sede San Pedro, como requisito para optar por el grado de Licenciatura en Ingeniería Civil:

Ing. Gerardo Enrique Chacón Rojas
Tutor

Ing. Wilson Alberto González Arroyo
Lector

Ing. José María Ulate Zárate
Representante



**UNIVERSIDAD LATINA
DE COSTA RICA**

POWERED BY **Arizona State University**

**CARTA DE APROBACIÓN POR PARTE DEL TUTOR
DEL TRABAJO FINAL DE GRADUACIÓN**

San José, 2 de diciembre, de 2021

Señores

Miembros del Comité de Trabajos Finales de Graduación

SD

Estimados señores:

He revisado y corregido el Trabajo Final de Graduación, denominado: Evaluación del uso del análisis estático no lineal para el estudio del comportamiento sísmico de conexiones resistentes a momento, utilizando el método de elementos finitos, elaborado por el estudiante: Josué David cascante Castro como requisito para que el citado estudiante pueda optar por el grado de Licenciatura en Ingeniería Civil.

Considero que dicho trabajo cumple con los requisitos formales y de contenido exigidos por la Universidad, y por tanto lo recomiendo para su defensa oral ante el Consejo Asesor.

Suscribe cordialmente,

GERARDO
ENRIQUE
CHACON
ROJAS (FIRMA)

Firmado digitalmente
por GERARDO
ENRIQUE CHACON
ROJAS (FIRMA)
Fecha: 2021.12.13
09:56:12 -05'00'

Ing. Gerardo Enrique Chacón Rojas



**UNIVERSIDAD LATINA
DE COSTA RICA**

POWERED BY **Arizona State University**

**CARTA DE APROBACIÓN POR PARTE DEL LECTOR
DEL TRABAJO FINAL DE GRADUACIÓN**

San José, 2 de diciembre, de 2021

Señores

Miembros del Comité de Trabajos Finales de Graduación

SD

Estimados señores:

He revisado y corregido el Trabajo Final de Graduación, denominado: Evaluación del uso del análisis estático no lineal para el estudio del comportamiento sísmico de conexiones resistentes a momento, utilizando el método de elementos finitos, elaborado por el estudiante: Josué David Cascante Castro como requisito para que el citado estudiante pueda optar por el grado de Licenciatura en Ingeniería Civil.

Considero que dicho trabajo cumple con los requisitos formales y de contenido exigidos por la Universidad, y por tanto lo recomiendo para su defensa oral ante el Consejo Asesor.

Suscribe cordialmente,

WILSON
ALBERTO
GONZÁLEZ
ARROYO

Formado digitalmente por WILSON
ALBERTO GONZÁLEZ ARROYO
Fecha: 2021.12.15 11:01:04 -0500

Ing. Wilson Alberto González Arroyo



**UNIVERSIDAD LATINA
DE COSTA RICA**

POWERED BY **Arizona State University**

**CARTA DE APROBACIÓN POR PARTE DEL LECTOR
DEL TRABAJO FINAL DE GRADUACIÓN**

San José, 2 de diciembre, de 2021

Señores

Miembros del Comité de Trabajos Finales de Graduación

SD

Estimados señores:

He revisado y corregido el Trabajo Final de Graduación, denominado: Evaluación del uso del análisis estático no lineal para el estudio del comportamiento sísmico de conexiones resistentes a momento, utilizando el método de elementos finitos, elaborado por el estudiante: Josué David Cascante Castro como requisito para que el citado estudiante pueda optar por el grado de Licenciatura en Ingeniería Civil.

Considero que dicho trabajo cumple con los requisitos formales y de contenido exigidos por la Universidad, y por tanto lo recomiendo para su defensa oral ante el Consejo Asesor.

Suscribe cordialmente,

José María

Ulate Zárate

Firmado digitalmente
por José María Ulate
Zárate
Fecha: 2021.12.13
10:08:36 -06'00'

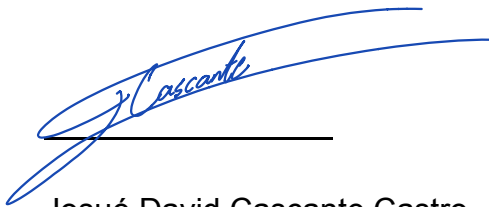
Ing. José María Ulate Zárate

DECLARACIÓN JURADA

Yo, Josué David Cascante Castro estudiante de la Universidad Latina de Costa Rica, declaro bajo la fe de juramento y consciente de las responsabilidades penales de este acto, que soy Autor Intelectual del Proyecto de Graduación de modalidad Tesis titulado: Evaluación del uso del análisis estático no lineal para el estudio del comportamiento sísmico de conexiones resistentes a momento, utilizando el método de elementos finitos

Por lo que libero a la Universidad de cualquier responsabilidad en caso de que mi declaración sea falsa.

Firmo en San José, 2 de diciembre de 2021



Josué David Cascante Castro

Licencia De Distribución No Exclusiva (carta de la persona autora para uso didáctico)
Universidad Latina de Costa Rica

Yo (Nosotros):	Josué David Cascante Castro.
De la Carrera / Programa:	Ingeniería Civil.
Modalidad de TFG:	Tesis.
Titulado:	Evaluación del uso del análisis estático no lineal para el estudio del comportamiento sísmico de conexiones resistentes a momento, utilizando el método de elementos finitos.

Al firmar y enviar esta licencia, usted, el autor (es) y/o propietario (en adelante el “AUTOR”), declara lo siguiente: **PRIMERO:** Ser titular de todos los derechos patrimoniales de autor, o contar con todas las autorizaciones pertinentes de los titulares de los derechos patrimoniales de autor, en su caso, necesarias para la cesión del trabajo original del presente TFG (en adelante la “OBRA”). **SEGUNDO:** El AUTOR autoriza y cede a favor de la UNIVERSIDAD U LATINA S.R.L. con cédula jurídica número 3-102-177510 (en adelante la “UNIVERSIDAD”), quien adquiere la totalidad de los derechos patrimoniales de la OBRA necesarios para usar y reusar, publicar y republicar y modificar o alterar la OBRA con el propósito de divulgar de manera digital, de forma perpetua en la comunidad universitaria. **TERCERO:** El AUTOR acepta que la cesión se realiza a título gratuito, por lo que la UNIVERSIDAD no deberá abonar al autor retribución económica y/o patrimonial de ninguna especie. **CUARTO:** El AUTOR garantiza la originalidad de la OBRA, así como el hecho de que goza de la libre disponibilidad de los derechos que cede. En caso de impugnación de los derechos autorales o reclamaciones instadas por terceros relacionadas con el contenido o la autoría de la OBRA, la responsabilidad que pudiera derivarse será exclusivamente de cargo del AUTOR y este garantiza mantener indemne a la UNIVERSIDAD ante cualquier reclamo de algún tercero. **QUINTO:** El AUTOR se compromete a guardar confidencialidad sobre los alcances de la presente cesión, incluyendo todos aquellos temas que sean de orden meramente institucional o de organización interna de la UNIVERSIDAD **SEXTO:** La presente autorización y cesión se regirá por las leyes de la República de Costa Rica. Todas las controversias, diferencias, disputas o reclamos que pudieran derivarse de la presente cesión y la materia a la que este se refiere, su ejecución, incumplimiento, liquidación, interpretación o validez, se resolverán por medio de los Tribunales de Justicia de la República de Costa Rica, a cuyas normas se someten el AUTOR y la UNIVERSIDAD, en forma voluntaria e incondicional. **SÉPTIMO:** El AUTOR acepta que la UNIVERSIDAD, no se hace responsable del uso, reproducciones, venta y distribuciones de todo tipo de fotografías, audios, imágenes, grabaciones, o cualquier otro tipo de

presentación relacionado con la **OBRA**, y el **AUTOR**, está consciente de que no recibirá ningún tipo de compensación económica por parte de la **UNIVERSIDAD**, por lo que el **AUTOR** haya realizado antes de la firma de la presente autorización y cesión. **OCTAVO:** El **AUTOR** concede a **UNIVERSIDAD.**, el derecho no exclusivo de reproducción, traducción y/o distribuir su envío (incluyendo el resumen) en todo el mundo en formato impreso y electrónico y en cualquier medio, incluyendo, pero no limitado a audio o video. El **AUTOR** acepta que **UNIVERSIDAD.** puede, sin cambiar el contenido, traducir la **OBRA** a cualquier lenguaje, medio o formato con fines de conservación. **NOVENO:** El **AUTOR** acepta que **UNIVERSIDAD** puede conservar más de una copia de este envío de la **OBRA** por fines de seguridad, respaldo y preservación. El **AUTOR** declara que el envío de la **OBRA** es su trabajo original y que tiene el derecho a otorgar los derechos contenidos en esta licencia. **DÉCIMO:** El **AUTOR** manifiesta que la **OBRA** y/o trabajo original no infringe derechos de autor de cualquier persona. Si el envío de la **OBRA** contiene material del que no posee los derechos de autor, el **AUTOR** declara que ha obtenido el permiso irrestricto del propietario de los derechos de autor para otorgar a **UNIVERSIDAD** los derechos requeridos por esta licencia, y que dicho material de propiedad de terceros está claramente identificado y reconocido dentro del texto o contenido de la presentación. Asimismo, el **AUTOR** autoriza a que en caso de que no sea posible, en algunos casos la **UNIVERSIDAD** utiliza la **OBRA** sin incluir algunos o todos los derechos morales de autor de esta. **SI AL ENVÍO DE LA OBRA SE BASA EN UN TRABAJO QUE HA SIDO PATROCINADO O APOYADO POR UNA AGENCIA U ORGANIZACIÓN QUE NO SEA UNIVERSIDAD U LATINA, S.R.L., EL AUTOR DECLARA QUE HA CUMPLIDO CUALQUIER DERECHO DE REVISIÓN U OTRAS OBLIGACIONES REQUERIDAS POR DICHO CONTRATO O ACUERDO.** La presente autorización se extiende el día 2 de diciembre de 2021 a las 5:00

Firma del estudiante(s):

A handwritten signature in black ink, appearing to read "Cascañe", is written over a light gray rectangular background. The signature is fluid and cursive, with a long horizontal stroke extending to the right.

DEDICATORIA

A Dios.

A mi familia.

AGRADECIMIENTOS

En primer lugar, le agradezco a Dios por darme sustento y fuerzas para enfrentar esta etapa de mi vida. No existen palabras para externar mi gratitud para con mis padres Rodolfo y Teresita, mi hermana Priscilla, mi hermano Omar y mi novia Michelle, quienes han sido una gran motivación para mí y un apoyo incondicional, además a mi tía Coralia y mi tío Leonardo, quienes siempre me han ayudado y apoyado sin condicionamiento alguno en mis estudios.

Agradezco a mis profesores y mentores, en especial a los ingenieros Andrés Zeledón, Daniel Sánchez, José María Ulate y Gerardo Chacón, quienes han marcado mi vida de manera positiva, mostrándome lo increíble que puede ser esta hermosa carrera.

Mis agradecimientos infinitos a Vicente Guerrero y Daniel Saborío, hermanos que me acompañaron y apoyaron durante nuestra formación como Ingenieros Civiles.

Finalmente, agradezco al ingeniero David Acevedo por su colaboración durante todo el proceso de realización de esta investigación.

RESUMEN

En la presente investigación, se realiza un análisis estático no lineal para el estudio del comportamiento sísmico de tres conexiones de acero resistentes a momento, dicho análisis fue efectuado mediante el programa de diseño y análisis de uniones *IDEA StatiCa Connection* versión 21. Las conexiones modeladas y analizadas son las siguientes: Conexión resistente a momento viga-columna de secciones huecas (HSS), conexión resistente a momento viga-columna de secciones HSS e IPE, respectivamente y la conexión resistente a momento viga-columna de tipo BFP.

Las tres uniones seleccionadas provienen de tres distintos artículos de investigación experimental desarrollados en el extranjero, por ende, los modelos computacionales que se presentan fueron debidamente calibrados con los resultados obtenidos en los ensayos reales.

Se realizan tres tipos de análisis para cada una de las conexiones, primeramente, un análisis de tensión-deformación, seguido un análisis de rigidez rotacional y finalmente, un análisis de pandeo. Los resultados de cada uno de estos análisis se presentan en este documento. Se superponen las curvas de Momento-Rotación obtenidas en el análisis estático no lineal con carga monotónica, respecto a las curvas histeréticas que se presentan en las investigaciones experimentales de ensayos con cargas cíclicas.

Los resultados obtenidos sugieren que el análisis estático no lineal desarrollado utilizando el método de elementos finitos y auxiliado por el programa *IDEA StatiCa Connection* ofrece una visión preliminar del comportamiento cíclico de las conexiones resistentes a momento; adicionalmente, se ha observado que el sistema monotónico es controlado por una disminución de la rigidez asociada a una inestabilidad que el sistema cíclico registra a una sollicitación de carga mayor.

Palabras clave: conexión, elementos finitos, monotónico, histéresis.

ABSTRACT

In the present investigation, a non-linear static analysis is carried out to study the seismic behavior of three moment resistant steel connections. This analysis was carried out using the connection design and analysis program IDEA StatiCa Connection version 21.

The modeled and analyzed connections are the following: Beam-column moment resistant connection of hollow sections (HSS), beam-column moment resistant connection of HSS and IPE sections, respectively, and the beam-column moment resistant connection type BFP.

The three selected joints come from three different experimental research articles developed abroad, therefore, the computational models that are presented were calibrated with the results obtained in the real tests.

Three types of analysis are performed for each of the connections, firstly, a stress-strain analysis, followed by a rotational stiffness analysis, and finally, a buckling analysis. The results of each of these analyzes are presented in this document. The Momentum-Rotation curves obtained in the non-linear static analysis with monotonic load are superimposed, over the hysteretic curves that are presented in the experimental investigations of tests with cyclic loads.

The results obtained suggest that the non-linear static analysis developed using the finite element method and assisted by the IDEA StatiCa Connection program offers a preliminary vision of the cyclical behavior of moment resistant connections; additionally, it has been observed that the monotonic system is controlled by a decrease in stiffness associated with instability that the cyclic system registers at a higher load request.

Key words: connection, finite elements, monotonic, hysteresis.

TABLA DE CONTENIDOS

TABLA DE CONTENIDOS	i
ÍNDICE DE TABLAS	v
ÍNDICE DE FIGURAS	vi
ÍNDICE DE ECUACIONES	xi
PROBLEMA Y PROPÓSITO.....	1
1. Antecedentes del problema de investigación.....	1
2. Planteamiento del problema de investigación.....	6
2.1. Enunciado del problema.....	6
3. Justificación.....	7
4. Objetivos	9
4.1. Objetivo general	9
4.2. Objetivos específicos.....	9
5. Alcances y limitaciones	9
5.1. Alcances.....	9
5.2. Limitaciones	10
6. Delimitaciones	10
6.1. Delimitación espacial.....	10
6.2. Delimitación temporal.....	11
FUNDAMENTACIÓN TEÓRICA.....	12
1. Acero estructural	12

1.1.	Resistencia del acero	13
1.2.	Rigidez	15
1.3.	Relación de Poisson.....	16
1.4.	Esfuerzo de fluencia.....	18
1.5.	Endurecimiento por deformación.....	19
1.6.	Efecto de la temperatura en la curva esfuerzo-deformación.....	19
1.7.	Ductilidad	20
1.8.	Resiliencia.....	22
1.9.	Tenacidad	22
1.10.	Fatiga	23
1.11.	Plasticidad, histéresis y efectos de Bauschinger.....	24
2.	Tipos de análisis de estructuras	27
2.1.	Análisis estático.....	27
2.2.	Análisis de estabilidad	28
2.3.	Análisis dinámico.....	29
3.	Concepto de carga monotónica.....	30
4.	Sistemas estructurales tipo marco.....	30
4.1.	Clasificación de conexiones	33
4.2.	Marcos SMF.....	35
4.3.	Marcos IMF	35
4.4.	Marcos OMF	36

4.5.	Concepto de columna fuerte viga débil.....	37
4.6.	Clases de secciones	37
4.7.	Rótula plástica.....	40
4.8.	Zona protegida	41
4.9.	Zona panel	42
4.10.	Deriva inelástica	42
5.	Teoría del método de elementos finitos.....	43
5.1.	Hipótesis de Navier Bernoulli.....	47
5.2.	Hipótesis de Saint Venant	47
5.3.	Criterios de fractura del material.....	50
5.4.	CBFEM (Component-Based Finite Element Method).....	60
	MARCO METODOLÓGICO	71
1.	Definición del enfoque y método de investigación	71
2.	Sujetos y fuentes de información.....	71
3.	Definición de variables	73
4.	Instrumentos y técnicas utilizadas en la recolección de los datos.....	73
5.	Sustentación de la confiabilidad y validez de los instrumentos de la investigación	74
6.	Cronograma de trabajo.....	77
7.	Conexiones seleccionadas	78
7.1.	Conexión CX-1	78
7.2.	Conexión CX-2	85
7.3.	Conexión CX-3	90

7.4. Análisis realizados para el ensayo numérico de las conexiones.....	95
ANÁLISIS DE RESULTADOS.....	102
1. Comentarios generales	103
2. Comprobaciones	107
2.1. Conexión CX-1	107
2.2. Conexión CX-2.....	118
2.3. Conexión CX-3.....	128
CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	136
1. Conclusiones.....	136
2. Recomendaciones.....	138
REFERENCIAS	139
ANEXOS.....	142
1. Conexión CX-1 (cotas en mm)	142
2. Conexión CX-2 (cotas en mm)	150
3. Conexión CX-3 (cotas en mm)	155

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1. Propiedades del acero estructural ASTM A36, ASTM A572 Gr.50 y ASTM A992.....	13
Tabla 2. <i>Relaciones de esbeltez para perfiles W</i>	38
Tabla 3. <i>Matriz de fuentes de información</i>	72
Tabla 4. <i>Cronograma de trabajo</i>	77
Tabla 5. Propiedades mecánicas de los materiales utilizados en la prueba experimental CX-1.	80
Tabla 6. Protocolo de carga descrito por las Provisiones Sísmicas de la norma AISC.....	80
Tabla 7. Propiedades mecánicas de los materiales utilizados en la prueba experimental CX-2.	87
Tabla 8. Propiedades mecánicas de los materiales utilizados en la prueba experimental CX-3.	91
Tabla 9. Resumen de los valores máximos obtenidos en las pruebas experimentales de CX-1.	112
Tabla 10. Resumen de los valores máximos obtenidos en las pruebas experimentales de CX-2.	122

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1. Representación esquemática del diagrama de esfuerzo deformación del acero estructural.....	15
Figura 2. Diagramas de esfuerzo-deformación para el hierro puro y diversos grados de acero estructural.....	16
Figura 3. Efecto de Poisson.....	17
Figura 4. Espécimen típico, esquema de procedimiento de la prueba de Charpy.....	20
Figura 5. Módulo de resiliencia.....	22
Figura 6. Módulo de tenacidad.....	23
Figura 7. Curvas S-N.....	24
Figura 8 a). Efectos de cargas cíclicas en el acero estructural.....	25
Figura 8 b). Efectos de cargas cíclicas en el acero estructural.....	25
Figura 8 c). Efectos de cargas cíclicas en el acero estructural.....	26
Figura 8 d). Efectos de cargas cíclicas en el acero estructural.....	26
Figura 9. Energía histerética.....	27
Figura 10 a). Sistema estructural de marcos rígidos y marcos arriostrados.....	31
Figura 10 b). Trayectoria de las cargas laterales para marcos arriostrados.....	31
Figura 11. Conexión resistente a momento.....	32
Figura 12. Conexión a cortante.....	33
Figura 13. Clasificación de conexiones según la norma AISC.....	34
Figura 14. Clasificación de conexiones según el Eurocodigo.....	34
Figura 15. Criterios de pandeo local.....	39
Figura 16. Proceso de formación de una rótula plástica.....	41
Figura 17. Zona protegida de una conexión RBS.....	41
Figura 18. Zona panel.....	42

Figura 19. Esquema gráfico del concepto de deriva inelástica.	42
Figura 21. Conexión de acero sometida a un análisis de elementos finitos.	44
Figura 22. Elemento isótropo y homogéneo cargado axialmente a través de placas rígidas.	47
Figura 23. Mallado y deformada del elemento de la figura 20.	48
Figura 24. Principio de Saint Venant.	49
Figura 25. Concentraciones de esfuerzos.	49
Figura 26. Mallado en elemento discontinuo.	50
Figura 27. Estado de esfuerzos triaxiales y sus componentes.	51
Figura 28. Círculo de Mohr, estado de esfuerzos triaxiales.	52
Figura 29. Diagrama de esfuerzo-deformación del concreto.	53
Figura 30. Envolvente de falla según el criterio de Mohr.	53
Figura 31. Criterio de falla basado en la teoría de Mohr.	54
Figura 32. Criterio de falla basado en el esfuerzo normal máximo.	55
Figura 33. Círculo de Mohr, criterio de falla de Tresca.	56
Figura 34. Criterio de fluencia basado en el esfuerzo cortante máximo.	56
Figura 35. Criterio de fluencia basado en la energía de distorsión máxima.	58
Figura 36. Comparación de criterios de Tresca y Von Mises.	59
Figura 37. Superficies de fluencia para condición de esfuerzo triaxial.	60
Figura 38. Componentes de una conexión apernada modelada usando resortes.	61
Figura 39. Modelo CBFEM de una conexión emperrada.	62
Figura 40. Consideraciones del material en CBFEM.	63
Figura 41. Mallado en el método CBFEM.	64
Figura 42. Soldadura funcionando como un interpolation constraint.	64
Figura 43. Efecto de la densidad del mallado en la precisión del análisis.	65
Figura 44. Contacto entre dos bordes (placa base y placa de asiento).	66
Figura 45. Contacto entre borde y superficie (ala inferior de la viga y ala de la columna).	66

Figura 46. Modelo de soldadura con el método CBFEM.	67
Figura 47. Diagrama de fuerza-deformación para aplastamiento de la placa.	68
Figura 48. Efectos de los miembros en las conexiones.	69
Figura 49. Posición real de las fuerzas internas en una conexión.	70
Figura 50. Diagrama de flujo del procedimiento del trabajo de investigación.	74
Figura 51. Comparación del modelo numérico a partir del CBFEM respecto a la deformada real.	76
Figura 52. Vistas de la conexión HSS resistente a momento, cotas en mm.	79
Figura 53. Montaje del ensayo real de la conexión CX-1.	81
Figura 54. Conexión CX-1.	82
Figura 55. Modelo de super elemento condensado.	83
Figura 56. Mallado de la conexión CX-1.	85
Figura 57. Vistas de la conexión EP-HSS resistente a momento, cotas en mm.	86
Figura 58. Montaje del ensayo real de la conexión CX-2.	87
Figura 59. Conexión CX-2.	88
Figura 60. Mallado de la conexión CX-2.	90
Figura 61. Vistas de la conexión BFP resistente a momento, cotas en pulg.	91
Figura 62. Montaje del ensayo real de la conexión CX-3.	92
Figura 63. Conexión CX-3.	93
Figura 64. Mallado de la conexión CX-3.	94
Figura 65. Diagrama de Momento-Rotación, característico de la función de rigidez de una conexión.	96
Figura 66. Diagrama de Momento-Rotación, con diferentes límites de clasificación, según la longitud teórica del elemento.	97
Figura 67. Diagrama detallado de Momento-Rotación.	99
Figura 68. Curva del material modificado por la operación de elemento disipativo (AISC).	104

Figura 69. Configuración del ensayo de la Universidad de Girona.	105
Figura 70. Comparación entre curvas de Momento-Rotación del ensayo de la Universidad de Girona.....	106
Figura 71. Daños observados en el ensayo experimental 1 de la conexión CX-1.	108
Figura 72. Curva de Momento-Rotación normalizada, ensayo experimental 1 de la conexión CX-1.	108
Figura 73. Daños observados en el ensayo experimental 2 de la conexión CX-1.	109
Figura 74. Curva de Momento-Rotación normalizada, ensayo experimental 2 de la conexión CX-1.	110
Figura 75. Daños observados en el ensayo experimental 3 de la conexión CX-1.	111
Figura 76. Curva de Momento-Rotación normalizada, ensayo experimental 3 de la conexión CX-1.	111
Figura 77. Distribución de tensiones de Von Mises de la conexión CX-1.....	113
Figura 78. Distribución de deformaciones plásticas de la conexión CX-1.....	113
Figura 79. Curva de Momento-Rotación de la conexión CX-1.....	115
Figura 80. Superposición de las curvas de Momento-Rotación de la conexión CX-1.....	116
Figura 81. Primer modo de pandeo de la conexión CX-1.	117
Figura 82. Daños observados en el ensayo experimental 1 de la conexión CX-2.	118
Figura 83. Curva de Momento-Rotación normalizada, ensayo experimental 1 de la conexión CX-2.	119
Figura 84. Daños observados en el ensayo experimental 2 de la conexión CX-2.	120
Figura 85. Curva de Momento-Rotación normalizada, ensayo experimental 2 de la conexión CX-2.	120
Figura 86. Daños observados en el ensayo experimental 3 de la conexión CX-2.	121
Figura 87. Curva de Momento-Rotación normalizada, ensayo experimental 2 de la conexión CX-2.	122

Figura 88. Distribución de tensiones de Von Mises de la conexión CX-2.	123
Figura 89. Distribución de deformaciones plásticas de la conexión CX-2.....	124
Figura 90. Curva de Momento-Rotación de la conexión CX-2.....	125
Figura 91. Superposición de las curvas de Momento-Rotación de la conexión CX-2.	126
Figura 92. Primer modo de pandeo de la conexión CX-2.	127
Figura 93. Ubicación de la fractura en la conexión CX-3.....	128
Figura 94. Fractura en el área neta del ala de la viga en la conexión CX-3.....	129
Figura 95. Diagrama de Momento-Rotación del ensayo real de la conexión CX-3.	129
Figura 96. Diagrama de carga aplicada-desplazamiento del ensayo real de la conexión CX-3.	130
Figura 97. Distribución de tensiones de Von Mises de la conexión CX-3.	131
Figura 98. Distribución de deformaciones plásticas de la conexión CX-3.....	131
Figura 99. Curva de Momento-Rotación de la conexión CX-3.....	133
Figura 100. Superposición de las curvas de Momento-Rotación de la conexión CX-3.	134
Figura 101. Primer modo de pandeo de la conexión CX-3.	135

ÍNDICE DE ECUACIONES

Ecuación 1.....	16
Ecuación 2.....	17
Ecuación 3.....	17
Ecuación 4.....	38
Ecuación 5.....	38
Ecuación 6.....	38
Ecuación 7.....	38
Ecuación 8.....	38
Ecuación 9.....	46
Ecuación 10.....	46
Ecuación 11.....	51
Ecuación 12.....	54
Ecuación 13.....	55
Ecuación 14.....	57
Ecuación 15.....	57
Ecuación 16.....	57
Ecuación 17.....	98
Ecuación 18.....	98
Ecuación 19.....	98
Ecuación 20.....	100
Ecuación 21.....	101
Ecuación 22.....	101
Ecuación 23.....	101
Ecuación 24.....	101

Ecuación 25.104

CAPÍTULO I

PROBLEMA Y PROPÓSITO

PROBLEMA Y PROPÓSITO

1. Antecedentes del problema de investigación

El estudio del comportamiento sismorresistente de conexiones a momento ha sido ampliamente estudiado. A continuación, se presenta una reseña de los trabajos de investigación previos a la realización de este documento:

ANSI/AISC 341-16 (2016)

En la norma “*Seismic Provisions for Structural Steel Buildings* [Provisiones Sísmicas para Edificios de Acero Estructural]” del Instituto Americano de la Construcción con Acero (AISC), se presentan criterios de diseño generales para el detallado sismorresistente de acero estructural y acero estructural compuesto; en su sección D se aborda el tema de miembros y conexiones y en su sección E los sistemas de marcos resistentes a momento. El presente trabajo se orienta al comportamiento sísmico de conexiones resistentes a momento; es por ello que estas dos secciones en particular son de importancia para la fundamentación del mismo.

ANSI/AISC 358-16 Revisión 2020 (2020)

En la norma “*Prequalified Connections for Special and Intermediate Steel Moment Frames for Seismic Applications* [Conexiones Precalificadas para Marcos de Acero Especiales e Intermedios a Momento para Aplicaciones Sísmicas]” del Instituto Americano de la Construcción con Acero (AISC), se exponen los requerimientos de diseño para las conexiones en acero, en sus capítulos 3 y 4 se presentan los requisitos para las soldaduras y pernos, las consideraciones expuestas son tomadas en cuenta por los diseñadores para el debido dimensionamiento y configuración de dichos elementos estructurales para sus respectivas conexiones. En los demás capítulos el AISC explica las especificaciones y consideraciones para el diseño por estados límites (LRFD), es decir, ilustra los detalles de las conexiones y las ecuaciones pertinentes para la revisión por capacidad y diseño de estas. Las conexiones

expuestas en esta obra son utilizadas en algunos de los ensayos realizados en los trabajos de investigación previos, que son fundamento para la presente investigación, entre ellas se pueden mencionar las conexiones precalificadas RBS y las de placa base extendida resistentes a momento.

ANSI/AISC 360-16 (2016)

En la norma “*Specification for Structural Steel Buildings*” [Especificaciones para Edificios de Acero Estructural]” del Instituto Americano de la Construcción con Acero, en su sección J, se señalan las especificaciones generales para el diseño de conexiones en acero, es decir, abarca conexiones más allá de las que son resistentes a momento, no obstante, este capítulo J se interrelaciona con las secciones A, B, D, E, F, G y H, puesto que el documento aborda en dichos capítulos la formulación de estados límites y de algunos criterios de diseño adicionales que deben ser aplicados y revisados para los elementos que conforman a la conexión, dicese pernos, placas, soldaduras y otros miembros estructurales que se estén conectando.

FEMA 350 (2000)

En la norma, “*Recommended Seismic Design Criteria for New Steel Moment Frame Buildings* [Criterios de Diseño Sísmico Recomendados para Edificios de Marcos de Acero Nuevos Resistentes a Momento]” de La Agencia Federal para el Manejo de Emergencias (FEMA), se exponen las primeras investigaciones de conexiones resistentes a momento antes de que el AISC 358 entrara en vigencia, sin embargo, este documento en particular es útil para el fundamento de la presente investigación, debido a que en ciertos aspectos logra complementar lo presentado por el AISC 358. Uno de los aspectos más relevantes que la FEMA presenta es el detallado constructivo de las conexiones resistentes a momento.

Stiffness Prediction of Connections between CHS Tubes and Externally Welded I-Beams: FE Analyses and Analytical Study [Predicción de la rigidez de las conexiones entre tubos CHS y vigas I soldadas externamente: análisis de EF y estudio analítico]

Di Benedetto et al (2020), buscaron complementar los criterios de diseño de conexiones entre tubos CHS y vigas I soldadas externamente, estos criterios son expuestos por el Eurocódigo 3 en su sección 1.8, basados en la teoría del modelo anillo, desarrollada por Togo; esto lo realizan mediante un trabajo experimental, numérico y analítico. El trabajo experimental que se realizó consistió en desarrollar un ensayo estático de carga monotónica y otro de carga cíclica. A partir de los resultados de dichas pruebas se calibró un modelo de elemento finito desarrollado en el software ABAQUS de manera que fue posible ejecutar treinta simulaciones de carga monotónica. En virtud de estas simulaciones se obtuvieron resultados confiables que sirvieron como base para realizar un análisis de regresión y definir los coeficientes de una ecuación de diseño derivada a partir de la aplicación del método de los componentes.

Cabe mencionar que la prueba cíclica fue realizada para comprobar los datos propiciados por el análisis monotónico y además estudiar fenómenos propios del comportamiento histerético, como lo es la degradación de la rigidez.

Numerical study on seismic behaviors of steel frame end-plate connections [Estudio numérico del comportamiento sísmico en conexiones de placa base en marcos de acero]

Meng Wang et al (2013), estudiaron el comportamiento sísmico de conexiones de placa base en marcos de acero, mediante distintos modelos analíticos sometidos a cargas cíclicas, realizados en el software ABAQUS, además consideraron la geometría y la no linealidad del material de manera adecuada, cabe mencionar que los modelos numéricos fueron verificados y respaldados por ensayos cuasi-estáticos típicos realizados por Gang Shi et al (2007), Guo et al (2006) y Yorgun et al (2000); estos incluían las curvas de histéresis y las fallas de los especímenes. Sin embargo, en esta investigación también se estudió la relación

entre las curvas de histéresis y las monotónicas, donde se observó que efectivamente los análisis estáticos no lineales con cargas monotónicas ofrecen una visión aproximada para el desempeño de la conexión, ya que a partir de estos se pueden conocer resultados preliminares tales como su capacidad de carga y rigidez inicial, no obstante, posteriormente es necesario incluir un análisis más detallado de las conexiones, es decir, un análisis no lineal con carga cíclica.

Numerical study on cyclic response of end-plate biaxial moment connection in box columns [Estudio Numérico de la Respuesta Cíclica de Conexiones Biaxiales de Placa Base en Columnas Tipo “Box”]

Gallegos et al (2020), estudiaron la respuesta cíclica de nodos de columnas tipo “box”, conectados a vigas I mediante una placa base extendida de cuatro pernos, dicha conexión se evaluó sujeta a fuerza axial y momento bidireccional, este estudio se realizó mediante el análisis de modelos de elemento finito sometidos a carga cíclica, desarrollados en el programa ANSYS, los modelos fueron calibrados según los ensayos experimentales ejecutados por Núñez et al (2020).

La conexión exhibió un comportamiento adecuado de acuerdo con las Provisiones Sísmicas, para todos los modelos se obtuvo una resistencia por encima del $0.8M_p$ a un ángulo de deriva mayor que 0.04 rad.

Además, se presentan gráficas donde se superpone el comportamiento de la conexión sometida a carga monotónica sobre el comportamiento de esta sometida a carga cíclica.

Seismic Performance of Moment connections in Steel Moment Frames With HSS Columns [Desempeño Sísmico de Conexiones Resistentes a Momento en Marcos de Acero con Columnas HSS]

Núñez et al (2017), presentan el estudio numérico del desempeño sísmico de conexiones de placa base resistentes a momento entre vigas IPE y columnas HSS, rigidizadas por diafragmas externos EP-HSS, auxiliados por el software ANSYS. Se modelaron diferentes configuraciones de esta conexión y se sometió a carga cíclica de acuerdo con el protocolo de las Provisiones Sísmicas, los modelos fueron calibrados con ensayos experimentales desarrollados por Núñez et al (2017).

Los resultados reflejan que el uso de rigidizadores EP-HSS para columnas HSS son adecuados para ser utilizados en zonas sísmicas cuando se emplean marcos resistentes a momento, esto debido a que estas conexiones exhibieron una falla dúctil en los modelos de elemento finito calibrados en la investigación, además de obtener una resistencia por encima del 80% de la capacidad de la viga a una deriva del 4%.

Verification of IDEA StatiCa Calculations for Steel Connection design (AISC) [Verificación de IDEA StatiCa para el Cálculo y Diseño de Conexiones de Acero (AISC)]

La Universidad del Estado de Ohio (2021) realiza una investigación de conexiones simples, rígidas y semi-rígidas. La investigación tiene el propósito de mostrar la eficiencia del programa IDEA StatiCa para el cálculo y diseño de conexiones. Para la presente investigación es de particular importancia la sección donde se abordan las conexiones rígidas.

Según el estudio realizado, IDEA StatiCa muestra resultados aceptables respecto a las normas americanas para el diseño de conexiones, además los modelos computacionales realizados en IDEA fueron comparados con modelos en ABAQUS, mostrando una buena correlación entre ambos programas.

Cyclic Behavior of Hollow Section Beam–Column Moment Connection: Experimental and Numerical Study [Comportamiento Cíclico de Conexiones Viga-Columna de Sección Hueca Resistentes a momento: Estudio Experimental y Numérico]

Núñez et al (2020), estudiaron el comportamiento cíclico de conexiones compuestas por vigas y columnas de sección hueca, esto debido a que durante el terremoto de Honshu (2011) dichas conexiones mostraron un buen comportamiento. Se desarrollaron tres pruebas experimentales para tres modelos distintos sometidos a carga cíclica, estos ensayos fueron de utilidad para calibrar un modelo de elemento finito, no obstante, el comportamiento observado fue de baja ductilidad, ya que el factor obtenido para todos los especímenes fue menor que 2.5, puesto que se generó un pandeo local en las alas de la viga tubular, esto evidentemente es perjudicial para el desempeño sísmico de la conexión.

2. Planteamiento del problema de investigación

2.1. Enunciado del problema

Las conexiones resistentes a momento se conciben como un nudo rígido que más allá de las fuerzas axiales y de corte, permiten la transferencia de fuerzas de momento flexionante entre dos miembros estructurales, o en todo caso entre la estructura y la cimentación. Haciendo uso de estas conexiones es como se logran obtener marcos que son capaces de resistir momento. En términos de comportamiento sísmico, generar este tipo de conexiones requiere un detallado muy completo, puesto que precisan de una adecuada disipación de energía durante un evento sísmico, es decir, se debe generar una estructura considerablemente dúctil.

Para aprobar y eventualmente clasificar estas conexiones se usa un parámetro sumamente importante, la capacidad de rotación inelástica, dicha capacidad se logra evidenciar mediante diagramas de histéresis obtenidos a partir de pruebas experimentales, analíticas y su relación entre sí. Es importante mencionar que las pruebas experimentales necesarias son

costosas, por ello es relevante hacer uso de recursos analíticos tanto como sea posible, de manera que los costos de estos estudios sean mitigados hasta cierto punto.

Actualmente, se dispone de una gran gama de programas de análisis estructural que sustentan muchos de sus análisis en la metodología de elementos finitos, estos programas son particularmente útiles debido a que logran interpretar y reproducir situaciones presentes en los análisis no lineales, como es el caso de las deformaciones plásticas. Precisamente es por ello que son capaces de simular las pruebas para la calificación de conexiones; no obstante, cabe resaltar que los análisis típicos realizados para este tipo de procedimientos son sumamente complejos y requieren de una capacidad computacional considerable, esto eventualmente repercute en la cantidad de tiempo que se invierte para el análisis de conexiones.

2.2. Formulación del problema

En consecuencia, de lo expuesto, se plantea la siguiente interrogante: ¿Es posible obtener a partir de un análisis estático, un diagrama de momento-rotación representativo que funcione como envolvente del comportamiento histerético de una conexión resistente a momento, de manera que se pueda tener una aproximación a la curva de dicha conexión, además de comprender su comportamiento inelástico a partir del análisis estático no lineal desarrollado mediante la metodología de elementos finitos?

3. Justificación

En el ámbito de la ingeniería estructural es muy habitual hacer uso de herramientas computacionales que facilitan la labor de análisis de elementos estructurales. Actualmente, los softwares utilizados son muy completos y eficientes, puesto que son capaces de realizar análisis no lineales de resistencia inelástica en sólidos, a los cuáles el usuario puede asignarles una geometría y propiedades físico-mecánicas definidas. Cabe mencionar que más allá de su capacidad para procesar datos, estos programas logran representar muy satisfactoriamente las deformaciones y concentraciones de esfuerzos, de manera que se convierten en apoyos

considerablemente amigables para los ingenieros y profesionales en el área del análisis y diseño estructural, siempre y cuando sean operados de manera correcta, puesto que estos programas son muy susceptibles al modelaje.

Las metodologías implementadas en ciertos análisis requieren que la capacidad computacional de los equipos sea realmente alta, como ocurre en el caso de la obtención de las respuestas inelásticas de las conexiones de acero utilizadas en sistemas constructivos basados en marcos resistentes a momento. La demanda de capacidad necesaria repercute en diversos factores que son de gran peso en la ingeniería, por ejemplo, el tiempo y el factor económico. Se valora una metodología menos demandante en cuanto a capacidad computacional, sin dejar de lado la obtención de un grado de aproximación aceptable en los resultados del análisis de conexiones resistentes a momento, esto de acuerdo con las disposiciones técnicas de los códigos de construcción americanos para el proceso de calificación de este tipo de conexiones.

Se espera demostrar por medio de la comparación de resultados de análisis virtuales y experimentales reales, la aproximación del método en estudio, esto con el propósito de obtener resultados de análisis de conexiones resistentes a momento confiables, de manera que sirva como filtro para determinar si es necesario recurrir a métodos que precisan de una capacidad computacional muy elevada, es decir, un método dinámico no lineal con carga cíclica; además de esta manera también se espera optimizar los tiempos empleados en el estudio de dichas conexiones.

En investigaciones previas se han realizado ambos análisis de manera simultánea y se ha logrado observar como el análisis estático no lineal con carga monotónica logra establecer una perspectiva aproximada del comportamiento sísmico de la conexión, Sabatino Di Benedetto et al (2020) mencionan que a través del análisis monotónico es posible conocer la rigidez inicial de la conexión y una aproximación de la resistencia de la misma, además

mencionan que el análisis histerético permite la confirmación de estos parámetros y la posibilidad de estudiar detalladamente el comportamiento sísmico de las conexiones.

4. Objetivos

4.1. Objetivo general

- Evaluar si el método estático no lineal realizado mediante la metodología de elementos finitos es aplicable para obtener resultados de análisis representativos y preliminares del comportamiento sísmico de conexiones de acero resistentes a momento.

4.2. Objetivos específicos

- Comparar las curvas de momento-rotación obtenidas a partir del análisis estático no lineal con los resultados de pruebas e investigaciones previas que hacen uso de metodologías más complejas.
- Modelar mediante el método de elementos finitos, especímenes virtuales de tres conexiones resistentes a momento.
- Analizar las concentraciones de esfuerzos y plastificación en los modelos virtuales con el fin de ubicar las rótulas plásticas de las conexiones y compararlas con los resultados experimentales.
- Evaluar el nivel de aproximación del análisis estático no lineal de conexiones de acero resistentes a momento, mediante la metodología de elementos finitos.

5. Alcances y limitaciones

5.1. Alcances

En el presente trabajo de investigación se realiza un análisis estático no lineal con carga monotónica para estudiar una situación dinámica y cíclica a partir del uso del software de análisis estructural *Idea StatiCa Connection* que hace uso de la metodología de elementos finitos para estudiar el comportamiento inelástico de los elementos estructurales, en este caso las conexiones resistentes a momento. Además, a partir del modelo de elemento finito se

compararán las deformaciones plásticas obtenidas en el modelo analítico respecto a las obtenidas en modelos experimentales debidamente realizados en investigaciones previas.

5.2. Limitaciones

Al realizarse un análisis estático no lineal no se contemplan las consideraciones asociadas a los ciclos de carga y descarga, por ejemplo, la fatiga por bajo ciclaje, el fenómeno por endurecimiento cíclico del material y la propagación de fisuras por problemas de contorno, en otras palabras, no se predice el comportamiento cíclico del material. Además, al hacer uso del software *Idea StatiCa Connection* se presentan varias limitantes, puesto que dicho programa está más orientado al diseño que a la investigación, es decir, en ciertos aspectos es un tanto conservador, por ejemplo, al definir el modelo del material utilizado; otra de las limitantes de este programa es el mallado de elementos finitos puesto que este es predeterminado. Por otro lado, se debe hacer énfasis en que no se realizará ninguna prueba experimental, solamente se realizarán pruebas mediante los modelos computacionales debidamente calibrados a partir de ensayos experimentales realizados en el extranjero.

6. Delimitaciones

6.1. Delimitación espacial

El método en estudio se implementará en tres conexiones resistentes a momento, cada una de ellas cuenta con ensayos experimentales que respaldan los datos que se tomarán para realizar una comparación entre ambas metodologías y eventualmente determinar la aproximación del método estático no lineal. Estas conexiones son: una de placa base entre una viga I y una columna HSS rigidizada por diafragmas externos EP-HSS (Núñez et al, 2017), una conexión BFP (Bolted Flange Plate) (Sato et al, 2007) y una conexión compuesta por vigas y columnas de sección hueca (Nuñez et al, 2020).

6.2. Delimitación temporal

La presente investigación se realizará en un periodo de 8 meses, a partir de mayo de 2021 hasta diciembre de 2021.

CAPÍTULO II

FUNDAMENTACIÓN TEÓRICA

FUNDAMENTACIÓN TEÓRICA

En este capítulo se abordan los fundamentos teóricos en los que se sustenta la metodología en consideración como prueba preliminar de estudio de conexiones, los conceptos que distinguen a una conexión de acero resistente a momento, las consideraciones teóricas del acero como material estructural y los axiomas matemáticos en los que se basa el método de elementos finitos.

1. Acero estructural

El acero estructural es comúnmente considerado como el material estructural perfecto, esto debido a su gran resistencia, uniformidad, ductilidad, tenacidad, elasticidad y otras características convenientes más (McCormac, 2013, págs. 1-2).

Es importante destacar que los aceros estructurales utilizados en la actualidad son clasificados según el rango en el que oscilen sus propiedades, estas varían en función de la composición química del mismo, puesto que el acero es una aleación, cuyo componente principal es el hierro. Otro componente de todos los aceros estructurales es el carbono, que contribuye a la resistencia, pero reduce la ductilidad. Otros componentes presentes en algunos aceros son el cobre, manganeso, níquel, cromo, molibdeno y el silicio. El acero estructural se puede clasificar según su composición de la siguiente manera (Segui, 2013, pág. 11):

- Acero al carbono o dulces
- Aceros de baja aleación
- Aceros especiales o de alta resistencia

Cabe mencionar que los diferentes grados del acero estructural se identifican mediante la designación asignada por la Sociedad Americana para Pruebas y Materiales o ASTM por sus siglas en inglés. En las tablas 2-4, 2-5 y 2-6 del Manual de Construcción con Acero del AISC se muestran las diferentes propiedades mecánicas del acero estructural según su designación. En

la tabla 1 se muestran tres designaciones de acero estructural según la ASTM, con el desglose de sus características.

Tabla 1. Propiedades del acero estructural ASTM A36, ASTM A572 Gr.50 y ASTM A992.

Propiedad	A36	A572 Gr. 50	A992
Esfuerzo de fluencia, mín.	36 ksi	50 ksi	50 ksi
Esfuerzo último, mín.	58 – 80 ksi	65 ksi	65 ksi

Fuente: AISC Steel Construction Manual

Cada una de estas designaciones tiene usos específicos, por ejemplo, la designación ASTM A992 es utilizada para perfiles W (secciones laminadas de patín ancho), mientras que el acero ASTM A36 cubre los perfiles M, S, C, MC y L, aunque en Costa Rica se suelen fabricar secciones armadas a base de pletinas de este tipo de acero.

En Costa Rica, el Código Sísmico del 2010, revisión 2014, establece que los aceros que conformen los perfiles y placas de acero estructural utilizados en elementos, componentes y uniones de los sistemas sismorresistentes deben satisfacer una de las siguientes especificaciones de la ASTM: A36, A53, A500 (Grado B o C), A501, A529, A572 (Grado 42, 50 o 55), A588, A913 (Grado 50, 60 o 65), A992, A1011 (Grado 55), A1043 o especificaciones equivalentes internacionalmente reconocidas (CFIA, 2014, pág. 10/2).

1.1. Resistencia del acero

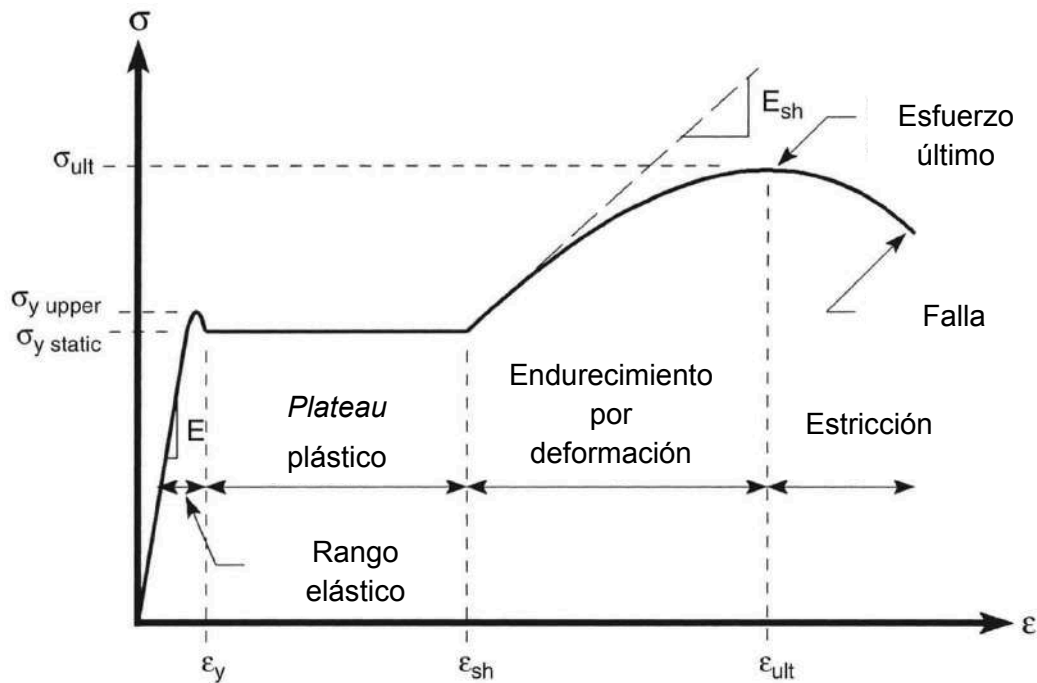
El acero es reconocido por su alta resistencia por unidad de peso, dicha resistencia depende de su capacidad para soportar una carga sin fallar. Como menciona Hibbeler (Hibbeler, 2014, pág. 83) la resistencia es una propiedad inherente del material y se determina a partir del diagrama de esfuerzo-deformación que comúnmente se obtiene a partir de pruebas experimentales de tensión sobre una probeta del material.

El diagrama de esfuerzo-deformación para un espécimen de acero cargado axialmente se muestra en la figura 1. En este diagrama se observan tres zonas de importancia, la primera de estas zonas es el rango elástico, en donde se observa que las deformaciones aumentan linealmente con los esfuerzos y a una tasa lenta, no obstante, después de alcanzar un valor crítico en deformación (ϵ_y), el material experimenta una gran deformación con un incremento relativamente pequeño de los esfuerzos, a esta zona se le conoce como *plateau* plástico, como su nombre lo indica, en esta región el acero se comporta plásticamente, en el momento donde ocurre un incremento pronunciado que cambia repentinamente la pendiente se sabe que se ha incursionado al rango de endurecimiento por deformación, siendo su límite inferior la deformación unitaria de endurecimiento por deformación (ϵ_{sh}), en esta zona el material experimenta una gran deformación con un incremento relativamente pequeño de los esfuerzos.

Después de haber alcanzado un determinado valor máximo de esfuerzo, el diámetro de una porción del espécimen comienza a disminuir, a este fenómeno se le conoce como estricción y según lo mencionan Beer y Johnson (Beer y Johnson, 2017, pág. 52) esto ocurre debido a la inestabilidad local de la probeta.

Ocurrida la estricción, son suficientes cargas algo menores para lograr llegar a la ruptura.

Figura 1. Representación esquemática del diagrama de esfuerzo deformación del acero estructural.



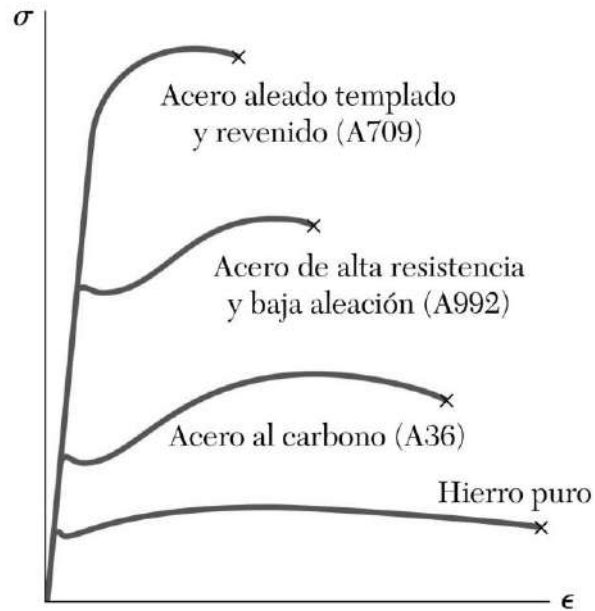
Fuente: Ductile design of Steel Structures, Michel Bruneau, 2011.

1.2. Rigidez

Como se mencionó anteriormente, algunas de las propiedades físicas del acero estructural, como la resistencia y la ductilidad, pueden verse afectadas debido a causas como la aleación, el tratamiento térmico y el proceso de manufactura que se empleó para su fabricación.

En la figura 2 se muestran diagramas de esfuerzo-deformación para el hierro puro y tres grados de acero estructural, se logran apreciar variaciones importantes tanto en la resistencia a la fluencia como en la resistencia última y la deformación unitaria final. Sin embargo, es importante destacar que estos cuatro metales estructurales comparten el mismo módulo de elasticidad, también llamado Módulo de Young, o como mencionan Beer y Johnson (Beer y Johnson, 2017, pág. 56), su "rigidez" o capacidad para resistir una deformación dentro del rango lineal es la misma.

Figura 2. Diagramas de esfuerzo-deformación para el hierro puro y diversos grados de acero estructural.



Fuente: Mecánica de Materiales, Beer y Johnson, 2017.

Muchos tipos de acero estructural se caracterizan por ser materiales que siguen la Ley de Hooke hasta esfuerzos muy altos, esta ley puede expresarse por la ecuación 1.

$$\sigma = E\varepsilon$$

Ecuación 1

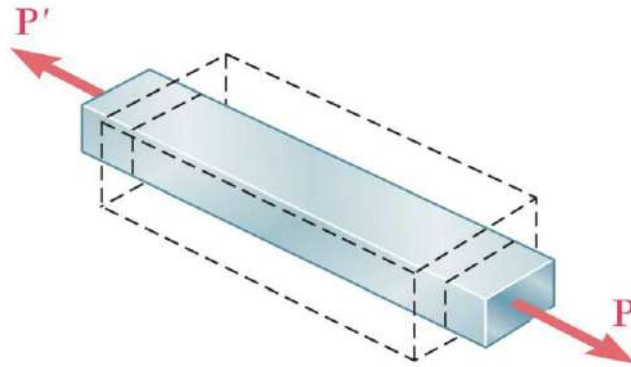
Como se puede observar, el esfuerzo es directamente proporcional a la deformación unitaria, donde la constante de proporcionalidad es el módulo de elasticidad, que físicamente es la rigidez del material bajo una carga impuesta.

Para el acero estructural el módulo de elasticidad es de 29 000 ksi.

1.3. Relación de Poisson

Además de las deformaciones en la dirección de la fuerza aplicada, existen deformaciones transversales, es decir, expansiones y contracciones laterales ortogonales a la fuerza uniaxial aplicada. Este fenómeno se ilustra en la figura 3.

Figura 3. Efecto de Poisson.



Fuente: Mecánica de Materiales, Beer y Johnson, 2017.

Popov reencuadra este hecho físico de la siguiente manera: “si un cuerpo sólido se somete a una tensión axial, se contrae lateralmente; por otra parte, si el cuerpo es comprimido el material se hincha sobre sus lados” (Popov, 1999, pág. 70)

Por pruebas experimentales se sabe que las deformaciones unitarias laterales tienen una relación constante con las deformaciones unitarias axiales causadas por una fuerza axial, siempre y cuando el material permanezca en el rango elástico y que sea homogéneo e isótropo, para estos casos la relación de Poisson se obtiene como se muestra en la ecuación 2 (Popov 1999).

$$\nu = \left| \frac{\text{Deformación unitaria lateral}}{\text{Deformación unitaria axial}} \right| = - \frac{\text{Deformación unitaria lateral}}{\text{Deformación unitaria axial}} \quad \text{Ecuación 2}$$

La relación de Poisson para el acero estructural en el rango elástico es de 0,3, sin embargo, cuando los metales se comportan plásticamente, estos preservan su volumen (como lo observó por primera vez Bridgman 1923), obteniendo una relación de Poisson de 0,5. La relación de Poisson en el rango plástico se muestra en la ecuación 3 (Khan y Huang 1995).

$$\nu^p = \frac{1}{2} - \left(\frac{1}{2} - \nu \right) \frac{E'}{E} \quad \text{Ecuación 3}$$

1.4. Esfuerzo de fluencia

Como fue mencionado previamente, la fluencia ocurre cuando se produce un ligero aumento del esfuerzo por encima del límite elástico, es decir, cuando se tienen deformaciones permanentes.

Al esfuerzo que causa la cedencia del material se le denomina esfuerzo de fluencia, como se muestra en la figura 1 para el acero estructural el esfuerzo de fluencia tiene dos valores. El esfuerzo de fluencia superior es el que ocurre primero, seguido de una disminución repentina en los esfuerzos hasta el punto de fluencia inferior. Clement menciona que, para los aceros estructurales de uso habitual, el esfuerzo de fluencia se encuentra entre 230 y 700 MPa (Clement, 2006).

Estudios han reportado que el margen entre el esfuerzo de fluencia promedio obtenido en pruebas experimentales y el esfuerzo de fluencia teórico ha incrementado para ciertos aceros estructurales, por ejemplo, para el acero ASTM-A36 el esfuerzo de fluencia típico reportado en ciertos ensayos (Galambos y Ravindra 1978, NBS 1980, Popov y Stephen 1971) rondaba entre 255 y 270 MPa, sin embargo, estudios similares realizados posteriormente (Englehart y Husain 1993) han reportado esfuerzos de fluencia sustancialmente superiores, desde 325 hasta 360 MPa. No obstante, este aumento en el esfuerzo de fluencia se traduce en estructuras más seguras para diseños no sismorresistentes, sin embargo, para diseños sismorresistentes es de suma importancia conocer el esfuerzo de fluencia superior y el esfuerzo de fluencia inferior, esto se debe a que en diversas ocasiones se incluyen elementos estructurales conocidos como “fusibles estructurales” cuya función es fluir y absorber energía de manera que prevean que elementos adyacentes sean sobrecargados durante un evento sísmico, por ejemplo, el uso de soldadura en conexiones de marcos resistentes a momento.

Para ello el AISC en su documento de Provisiones Sísmicas para Edificios de Acero, presenta en su tabla A3.1 una serie de factores de sobre resistencia en función del acero que se requiera, esto con el fin de obtener diseños sismorresistentes adecuados y seguros.

1.5. Endurecimiento por deformación

El endurecimiento por deformación es un fenómeno inelástico que ocurre después de la cedencia del material, en esta región el espécimen es capaz de soportar el incremento de la carga, es por ello por lo que en la representación esquemática de la figura 1 se observa un cambio abrupto en la pendiente del diagrama hasta llegar al esfuerzo último.

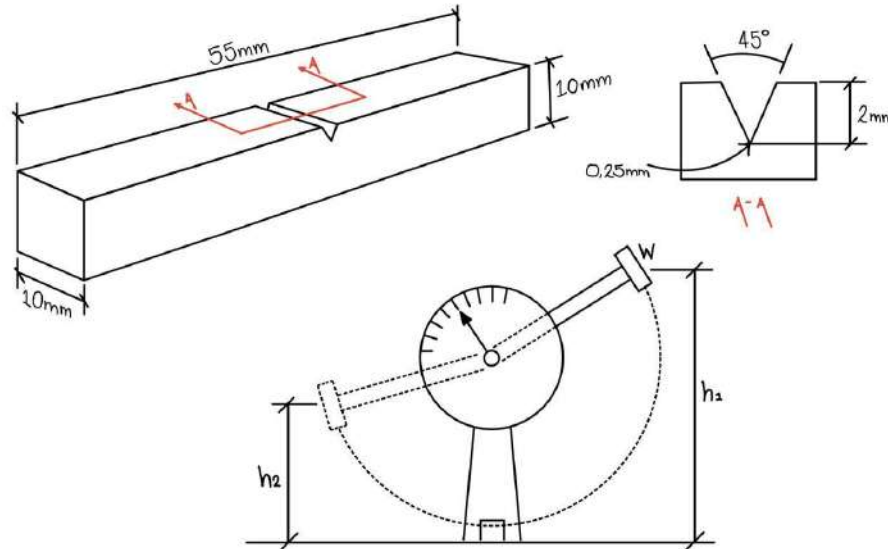
Otra manera de describir la curva de endurecimiento por deformación es mediante el módulo tangencial (E_{sh} en la figura 1), este representa la pendiente idealizada de la tangente a la curva.

1.6. Efecto de la temperatura en la curva esfuerzo-deformación

En general, se puede decir que las temperaturas altas generan un decaimiento del punto de fluencia y del esfuerzo último, mientras que por otro lado las bajas temperaturas generan un decaimiento de la ductilidad. De hecho, el profesor Michel Bruneau hace referencia a este fenómeno en su libro *Ductile Design of Steel Structures*, donde señala que a esta temperatura se le denomina “temperatura de transición entre dúctil y frágil” o DBTT por sus siglas en inglés. (Michel Bruneau, 2011, pág. 15).

Para determinar el límite DBTT se desarrolló la prueba de Charpy, esta prueba consiste en fallar un espécimen estándar de acero con una muesca, tal y como se muestra en la figura 4. La falla se realiza mediante la caída de un péndulo, de manera que se pueda obtener la energía absorbida por la muestra a través de la pérdida en energía potencial del péndulo.

Figura 4. *Espécimen típico, esquema de procedimiento de la prueba de Charpy.*



Fuente: Elaboración propia.

1.7. Ductilidad

Los aceros o cualquier clase de materiales pueden clasificarse como dúctiles o frágiles, según las características de su curva de esfuerzo-deformación.

Un material se clasifica como dúctil cuando puede ser sometido a grandes deformaciones antes de llegar a la falla, por ejemplo, el acero al carbono o acero dulce es un ejemplo de un acero dúctil. La ductilidad es una propiedad sumamente importante para el diseño sísmico, puesto que esta propiedad permite que los materiales sean capaces de absorber energía exhibiendo una gran deformación antes de fallar.

La Agencia Federal de Manejo de Emergencias (FEMA), de los Estados Unidos, en su publicación 355A del año 2000, afirma que la ductilidad es un índice importante en la capacidad de un material para resistir deformaciones inelásticas sin llegar a la falla. Además, la ductilidad debe estar presente a un nivel adecuado para permitir la redistribución de tensiones locales, como las asociadas con cambios geométricos abruptos, es decir grandes deformaciones inelásticas (FEMA, 2000, págs. 3-9).

Por otro lado, el Código Sísmico de Costa Rica en su revisión del 2014, se refiere a la ductilidad como “la capacidad de los materiales, de los componentes y de los sistemas sismorresistentes para deformarse más allá del límite elástico sin pérdida sustancial de la resistencia...” (CFIA, 2014, pág. C/4).

1.7.1. Ductilidad estática

El Colegio Federado de Ingenieros y Arquitectos de Costa Rica (CFIA), en el Código Sísmico de Costa Rica del 2010, revisión 2014, señala que la ductilidad estática es “la razón de la rotación última entre la rotación de cedencia en una prueba de la conexión con carga monotónica. La rotación última se define como la rotación para la cual la carga máxima ha disminuido como máximo el 20%” (pág. C/4).

Esta definición indica que para estructuras de marcos es necesario que los miembros propuestos cumplan con las dimensiones, características geométricas y físico-mecánicas, para alcanzar el mayor desarrollo posible de la ductilidad del material. Estas condiciones garantizan que el elemento en su límite rotatorio de ángulo de deriva aún conserve el 80% de su capacidad con respecto a los esfuerzos por flexión.

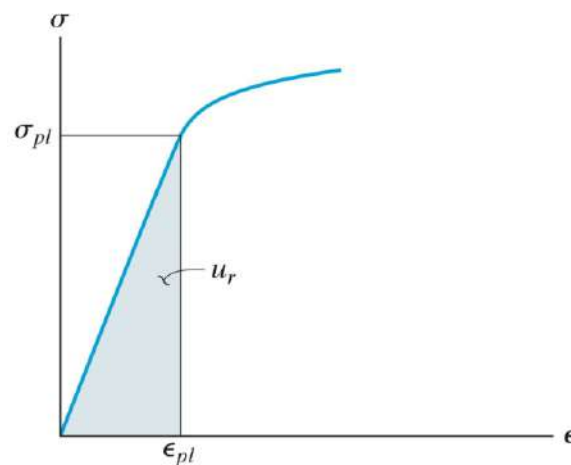
Además, el Código Sísmico de Costa Rica también establece que, para elementos, componentes y uniones con ductilidad local óptima, se debe “demostrar mediante pruebas experimentales que son capaces de resistir deformaciones cíclicas correspondientes a razones de deriva de 0,030 radianes o más sin que su capacidad se reduzca al menos un 80% de su capacidad máxima” (CFIA, 2010, pág. 4/9).

1.8. Resiliencia

La resiliencia define la capacidad del material de absorber energía sin sufrir deformaciones unitarias plásticas (Popov, 1999, pág. 74).

Otra forma de expresar la definición del módulo de resiliencia es como el área bajo la línea recta del diagrama de esfuerzo deformación, es decir, el área en el rango elástico, en otras palabras, representa la densidad de energía que puede ser absorbida sin ninguna deformación plástica en el material.

Figura 5. Módulo de resiliencia.



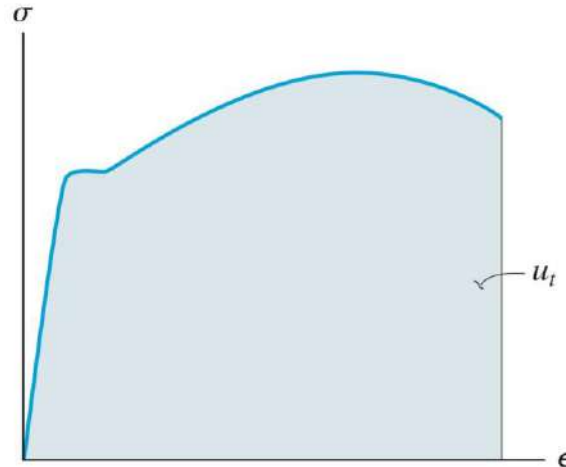
Fuente: Mecánica de materiales, Hibbeler, 2018.

1.9. Tenacidad

Popov define la tenacidad como la capacidad de un material para absorber energía antes de fracturarse (Popov, 1999, pág. 74).

El área bajo la curva del diagrama monótonico de esfuerzo-deformación representa la densidad de energía de deformación que puede absorber el material antes de fallar. Como se puede apreciar en la figura 5, los materiales dúctiles son capaces de absorber más energía de deformación que los materiales frágiles, afirmando lo expuesto en secciones precedentes.

Figura 6. Módulo de tenacidad.



Fuente: Mecánica de materiales, Hibbeler, 2018.

1.10. Fatiga

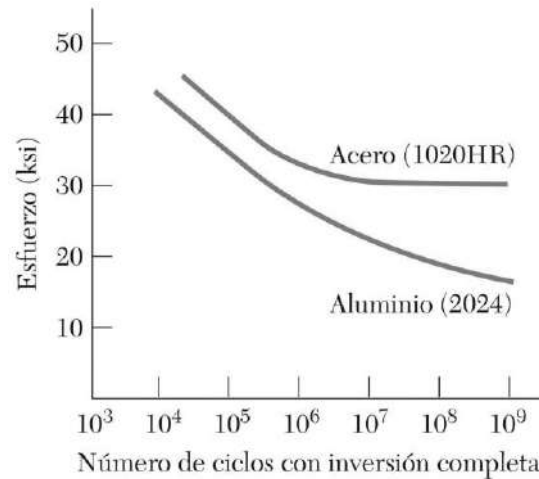
Cuando el acero se somete a ciclos repetidos de esfuerzo o deformación, su estructura se “rompe”, lo que conduce a una eventual fractura. Este fenómeno se conoce como fatiga, cabe resaltar que una falla por fatiga es de naturaleza frágil, aun para materiales normalmente dúctiles.

La fatiga resulta del hecho de que existen imperfecciones microscópicas, generalmente en la superficie del miembro de acero, donde el esfuerzo actuante sobre la superficie se vuelve mucho mayor que el esfuerzo promedio que actúa sobre la sección transversal, generando que estas imperfecciones se conviertan en grietas diminutas, eventualmente la sección transversal del miembro se reduce progresivamente hasta el punto donde no puede ser capaz de resistir las cargas y falla.

El número de ciclos de carga necesarios para causar la falla de un espécimen se determina experimentalmente para cualquier nivel dado de esfuerzo máximo. A partir de la graficación de los datos resultantes se obtiene una curva S-N y se determina el límite de resistencia o fatiga.

Para cada ensayo realizado se grafica el esfuerzo máximo (S) en función del número de ciclos (N). Curvas típicas S-N se muestran en la figura 7, donde es evidente que el acero presenta un mayor límite de fatiga que el del aluminio, ante cierto número de ciclos, esto se debe a la capacidad dúctil del acero.

Figura 7. Curvas S-N.

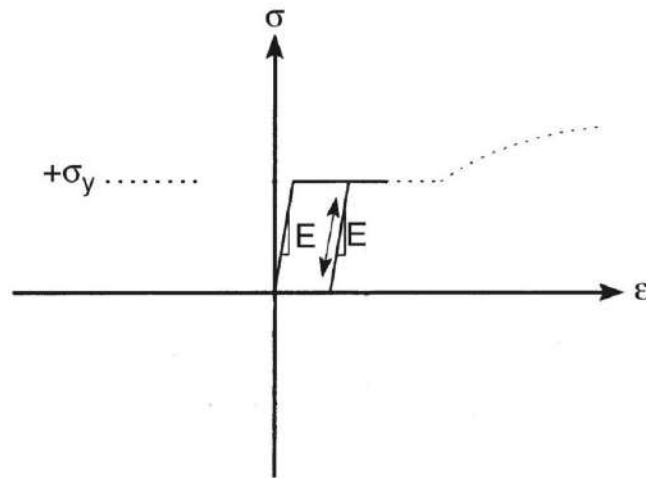


Fuente: Mecánica de Materiales, Beer y Johnson, 2017.

1.11. Plasticidad, histéresis y efectos de Bauschinger

Después de que el acero ha sido llevado más allá de su límite elástico e incursionado al rango plástico, varios fenómenos se pueden comenzar a observar durante repetidos ciclos de carga, descarga y de reversión de esfuerzos. Por ejemplo, al descargar totalmente el elemento y cargarlo al esfuerzo alcanzado previamente se observa un comportamiento elástico con una rigidez equivalente al módulo de elasticidad (E) como se muestra en la figura 8 a).

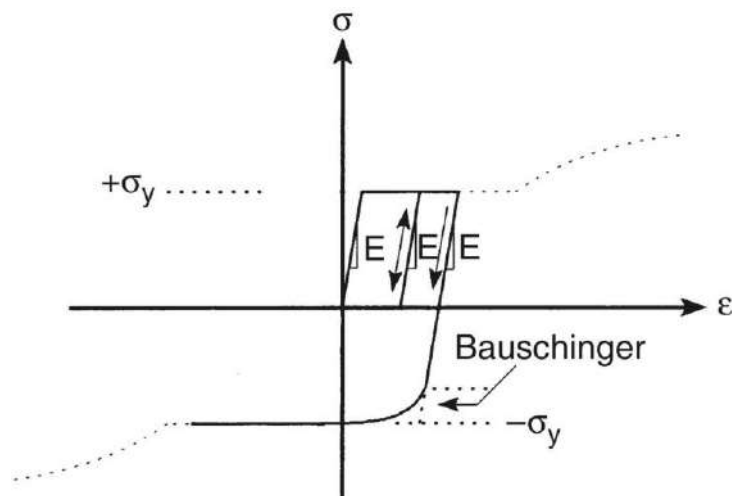
Figura 8 a). Efectos de cargas cíclicas en el acero estructural.



Fuente: Ductile design of Steel Structures, Michel Bruneau, 2011.

Después, como se muestra en la figura 8 b) al provocar una reversión de esfuerzos y alcanzar la fluencia en el sector de la compresión se observa como la esquina pronunciada en el inicio de la fluencia desaparece, además, la degradación de la rigidez comienza a darse gradualmente puesto que la cedencia inicia prematuramente, a este comportamiento se le denomina efecto de Bauschinger.

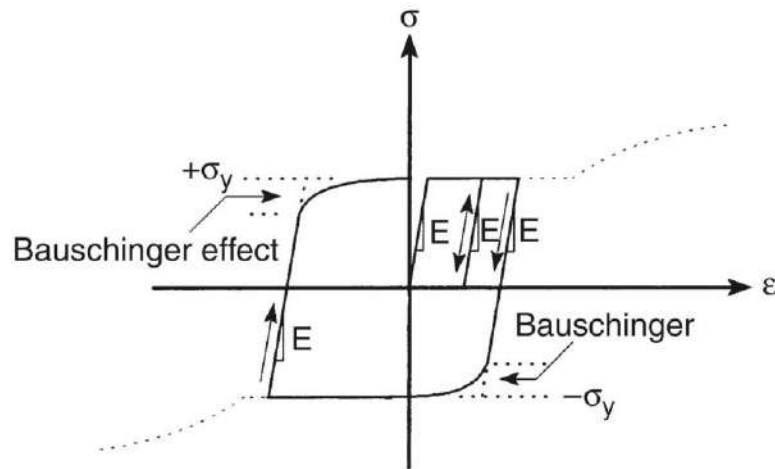
Figura 8 b). Efectos de cargas cíclicas en el acero estructural.



Fuente: Ductile design of Steel Structures, Michel Bruneau, 2011.

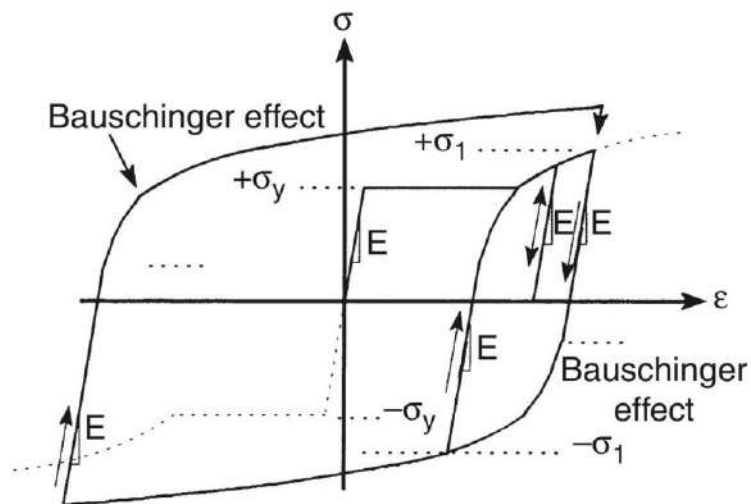
Seguidamente, si la reversión de esfuerzo se realiza antes de alcanzar el rango de endurecimiento por deformación, entonces se formará un *plateau* o meseta plástica en el otro sentido de carga, como se ilustra en la figura 8 c). No obstante, al alcanzar el endurecimiento por deformación en cualquier sentido de carga el *plateau* desaparece en ambos sentidos como se muestra en la figura 8 d).

Figura 8 c). Efectos de cargas cíclicas en el acero estructural.



Fuente: Ductile design of Steel Structures, Michel Bruneau, 2011.

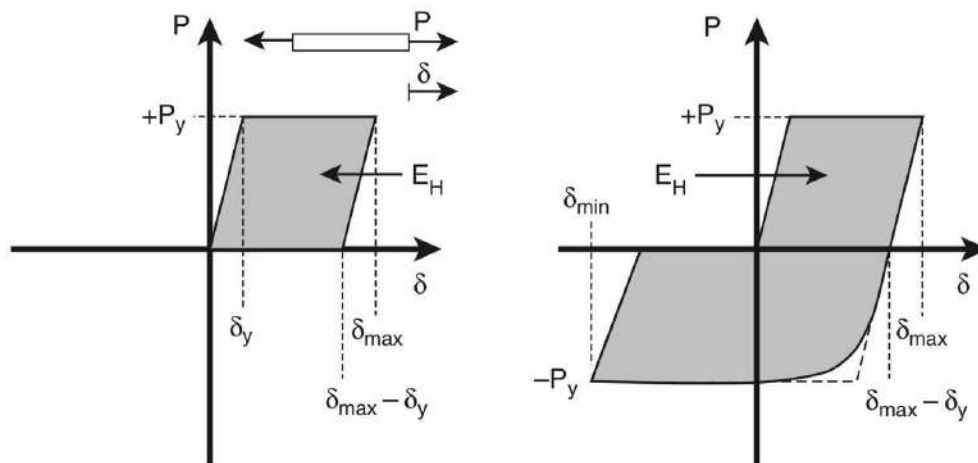
Figura 8 d). Efectos de cargas cíclicas en el acero estructural.



Fuente: Ductile design of Steel Structures, Michel Bruneau, 2011.

No obstante, la propiedad más importante del acero sometido a largos periodos de carga cíclica inelástica, según Michel Bruneau, es su capacidad de disipar energía histerética, es decir la energía requerida para deformar plásticamente a un espécimen.

Figura 9. *Energía histerética.*



Fuente: Ductile design of Steel Structures, Michel Bruneau, 2011.

2. Tipos de análisis de estructuras

El análisis de cualquier estructura se debe realizar basándose en algunos supuestos. Estos supuestos reflejan el propósito y las características de la estructura, el tipo de cargas, propiedades de los materiales, entre otras variables. En general, el análisis de estructuras puede discretizarse en tres grandes grupos, análisis estáticos, de estabilidad y dinámicos.

2.1. Análisis estático

El análisis estático supone que las cargas actúan sin efectos dinámicos, es decir que las cargas movientes implican que solo su posición es variable. El análisis estático combina el análisis de una estructura desde el punto de vista de su resistencia y su rigidez.

2.1.1. Análisis estático lineal

El objetivo del análisis estático lineal o SLA por sus siglas en inglés, es determinar las fuerzas internas y desplazamientos debidos a condiciones de cargas independientes del tiempo. Este análisis se basa en los siguientes supuestos:

- Los materiales obedecen la Ley de Hooke.
- Los desplazamientos son pequeños.
- Todas las restricciones son en dos direcciones, es decir, si una restricción limita el desplazamiento en alguna dirección entonces esta restricción también restringe el desplazamiento en la dirección opuesta.
- Los parámetros de la estructura no cambian cuando la misma es sometida a cargas.

2.1.2. Análisis estático no lineal

Al igual que el caso anterior, el propósito del análisis estático no lineal es determinar los desplazamientos y las fuerzas internas debidos a condiciones de cargas independientes del tiempo, sin embargo, este análisis considera la no linealidad de la estructura.

Existen diferentes tipos de no linealidad, por ejemplo, las físicas (los materiales no obedecen la Ley de Hooke), geométricas (los desplazamientos son considerablemente grandes), estructurales (restricciones son en una dirección).

2.2. Análisis de estabilidad

El análisis de estabilidad se ocupa de estructuras que están sometidas a fuerzas de compresión independientes del tiempo.

2.2.1. Análisis de pandeo

El objetivo del análisis de pandeo es determinar la carga crítica de pandeo y los correspondientes modos de pandeo.

2.2.2. Análisis P-delta

Para todas las estructuras flexibles, los desplazamientos transversales son relevantes y pueden llegar a ser significativos, por lo tanto, se deben tomar en cuenta los momentos flexionantes adicionales debidos a las cargas axiales en compresión P y los desplazamientos causados por las cargas laterales.

2.3. Análisis dinámico

Al realizar un análisis dinámico significa que se está tomando en cuenta que la estructura está sometida a cargas que son dependientes del tiempo, por ejemplo, cargas de impacto, sísmicas y todas aquellas cargas movientes donde se consideren sus efectos dinámicos.

2.3.1. Análisis de vibración libre

El objetivo del análisis de vibración libre o análisis modal es determinar las frecuencias naturales (*eigenvalores*) y las correspondientes formas de los modos de vibración (*eigenfunciones*) de la estructura en análisis. Esta información es necesaria para cualquier tipo de análisis dinámico realizado a una estructura sometida a cargas dinámicas arbitrarias, especialmente cuando se trata de análisis sísmico. Este análisis se puede considerar tanto para un análisis lineal como para uno no lineal.

2.3.2. Análisis de superposición modal espectral

El análisis espectral es un procedimiento cuyo objetivo es obtener la respuesta de la estructura mediante una combinación correcta de las contribuciones modales, las cuales están caracterizadas por la máxima respuesta de cada modo afectadas por un factor denominado

coeficiente de participación modal, el cual indica la extensión en que cada modo contribuye a la respuesta total de la estructura.

Como fue mencionado se utiliza el método de superposición modal, por lo que en primer lugar se debe realizar el análisis de vibración libre descrito previamente del que se extrae la forma del modo y la frecuencia natural correspondiente.

2.3.3. Análisis de historia en el tiempo

El propósito del análisis de historia en el tiempo es determinar la respuesta de una estructura sometida a cargas arbitrarias que están en función del tiempo.

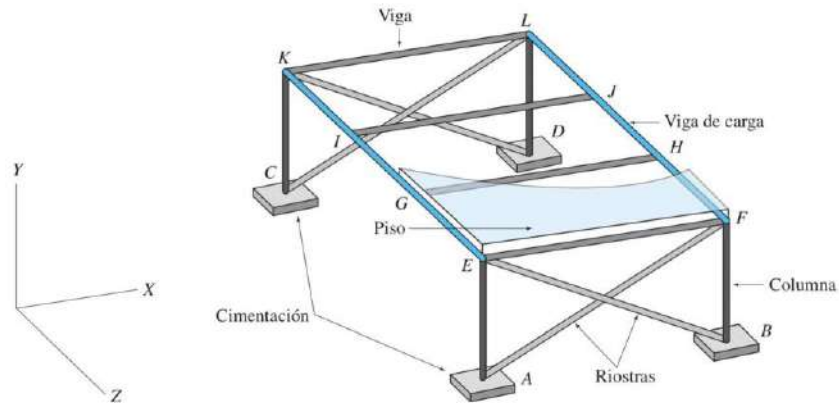
3. Concepto de carga monotónica

Según la Real Academia de Ingeniería de España (RAI) la carga monotónica es aquella carga utilizada en un ensayo en el que la carga va aumentando de cero hasta la rotura sin producirse descargas, un ejemplo de este tipo de ensayos es la prueba de tensión que se mencionó en secciones previas, de la cual se obtienen los diagramas de esfuerzo-deformación como el que se ilustra en la figura1.

4. Sistemas estructurales tipo marco

Existen dos tipos de sistemas constructivos a base de marcos, estos son los marcos arriostrados y los marcos rígidos. Los marcos rígidos están compuestos por elementos rectos conectados unos con otros por conexiones resistentes a momento. A diferencia de otras estructuras, como por ejemplo las armaduras, las cuales están sujetas únicamente a cargas en sus nodos, las cargas externas en los marcos pueden aplicarse sobre los elementos además de en los nodos. Por lo general, los elementos de un marco rígido están sujetos a momento flexionante, cortante y carga axial.

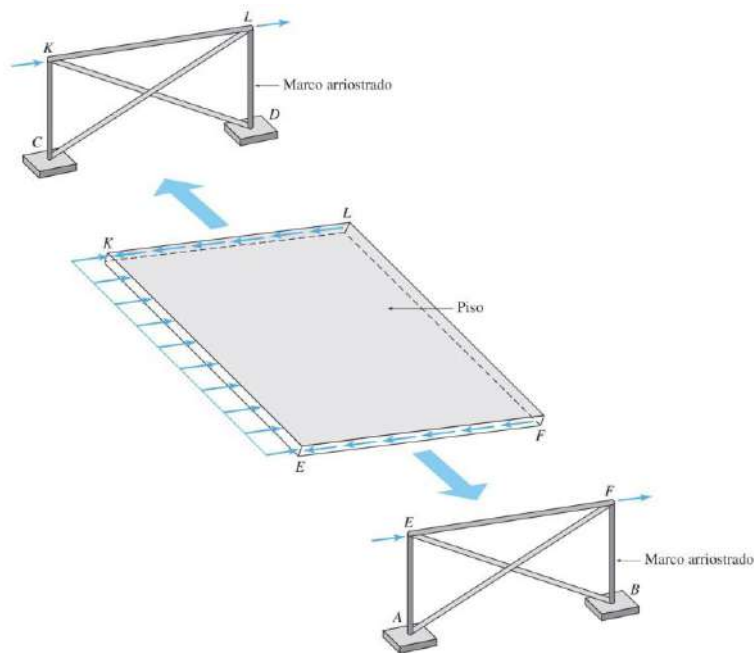
Figura 10 a). Sistema estructural de marcos rígidos y marcos arriostrados.



Fuente: Análisis estructural, Aslam Kassimali, 2015.

Los marcos arriostrados, esencialmente actúan como armaduras ante la acción de cargas laterales, con las riostras transmitiendo la carga del nivel superior hasta la cimentación, como se muestra en la figura 10 b).

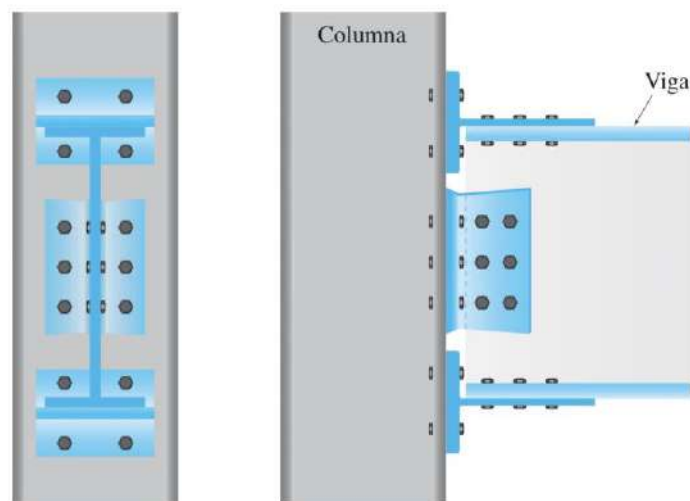
Figura 10 b). Trayectoria de las cargas laterales para marcos arriostrados.



Fuente: Análisis estructural, Aslam Kassimali, 2015.

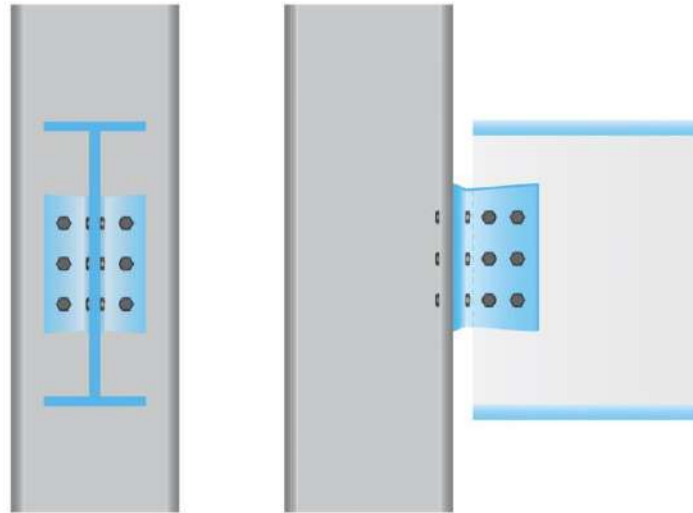
Como se observa en la figura 10 a), asumiendo que la conexión columna-cimiento es una articulación, los marcos ubicados en el plano YZ, deben resistir las fuerzas laterales por medio de la concentración de esfuerzos en las uniones de sus miembros estructurales, viga-columna, esta conexión debe ser una que sea capaz de resistir momentos, como la que se observa en la figura 11, en esta conexión los patines y el alma de la viga están conectados a la columna, por lo tanto, esta previene la rotación de la viga con respecto a la columna. Por otro lado, los marcos ubicados sobre el plano XY, delegan la estabilidad de la estructura a los esfuerzos soportados por las riostras del marco, como se mencionó previamente, además las conexiones para estos marcos pueden realizarse como conexiones articuladas, similares a las que se muestran en la figura 12, en esta conexión solamente el alma de la viga está unida a la columna, lo que permite al extremo de la viga rotar con respecto a la columna.

Figura 11. *Conexión resistente a momento.*



Fuente: Análisis estructural, Aslam Kassimali, 2015.

Figura 12. *Conexión a cortante.*



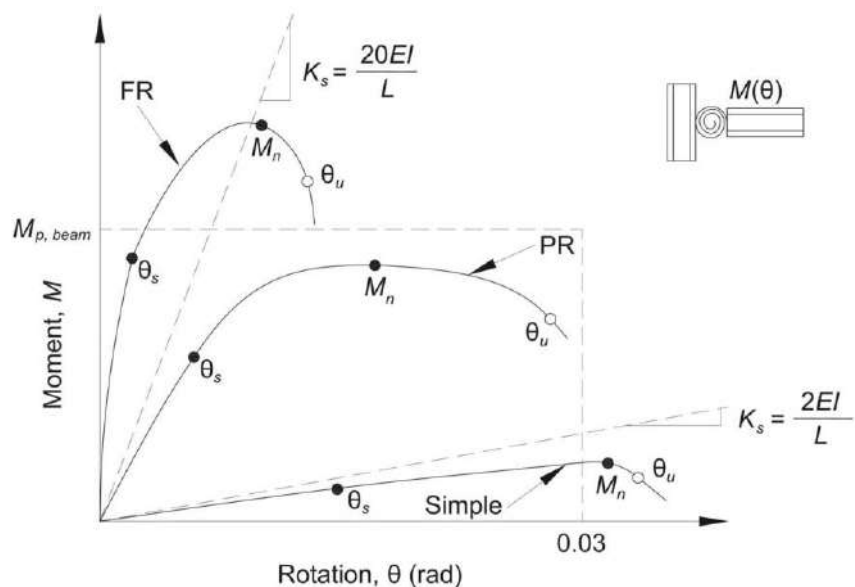
Fuente: Análisis estructural, Aslam Kassimali, 2015.

4.1. Clasificación de conexiones

Clasificar las conexiones viga-columna es de suma importancia, por ello a lo largo de los años, códigos y normas como el AISC y el Eurocodigo han generado diversas especificaciones para realizar dicha labor. Es importante mencionar que, las conexiones se clasifican según su rigidez, resistencia y ductilidad.

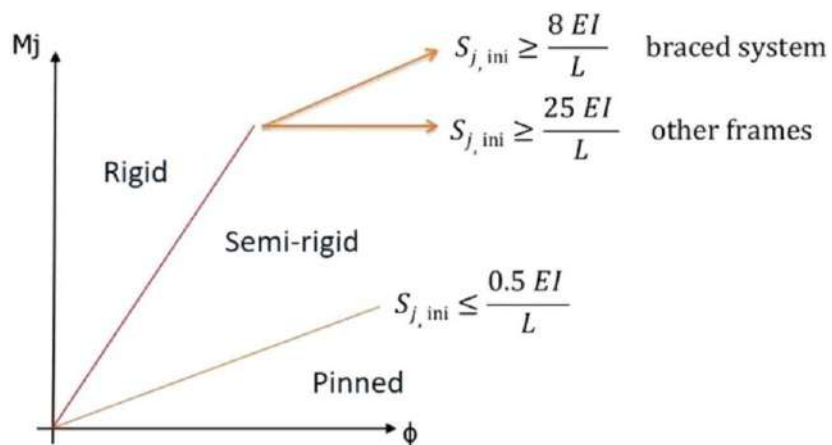
Para el presente trabajo de investigación es de relevancia conocer lo estipulado en cuanto a clasificación de conexiones por parte del AISC y el Eurocodigo. De manera general se puede decir que ambas normas clasifican las conexiones a partir de curvas de momento-rotación en conexiones rígidas, semi rígidas y articuladas. A continuación, se presentan las figuras 13 y 14 que ilustran los criterios de clasificación según el AISC y el Eurocodigo, respectivamente:

Figura 13. Clasificación de conexiones según la norma AISC.



Fuente: ANSI/AISC 360-16, 2016, Capítulo B3.

Figura 14. Clasificación de conexiones según el Eurocodigo.



Fuente: IDEA StatiCa.

Es importante mencionar que en capítulos posteriores de la presente investigación se abordaran a detalle los criterios que establece cada norma para clasificar las conexiones.

4.2. Marcos SMF

En marcos de momento especiales (SMF), se espera que estos experimenten deformaciones inelásticas significativas durante eventos sísmicos. Se espera que la mayor deformación inelástica ocurra como una rotación en las rótulas de las vigas, con una deformación inelástica limitada en la zona panel de las columnas.

Las conexiones para marcos SMF se basan en un diseño ensayado con un ángulo de deriva de 0,04 radianes basado en el protocolo de carga del AISC, especificado en la norma ANSI/AISC 341-16, 2016, sección K2), además, dicho ángulo de deriva debe obtenerse a menos del 80% de la resistencia a flexión, calculada utilizando el límite de fluencia especificado (ANSI/AISC 341-16, 2016, pág. 9.1-229).

Cabe resaltar que las columnas deben diseñarse para tener una mayor capacidad que la demandada por las vigas totalmente plastificadas y endurecidas por deformación.

4.3. Marcos IMF

Los marcos de momento intermedio (IMF) proporcionan niveles limitados de capacidad de rotación inelástica y se basan en diseños probados experimentalmente. La capacidad de deformación inelástica para estos marcos se logra mediante la cedencia en flexión de sus vigas, columnas y la cedencia en cortante de la zona panel de la columna.

Las conexiones para marcos IMF se basan en un diseño ensayado con un ángulo de deriva de 0,02 radianes basado en el protocolo de carga del AISC, especificado en la norma ANSI/AISC 341-16, 2016, sección K2). El límite de rotación es alcanzado en estos marcos, mediante el uso de miembros más grandes que los que serían necesarios en un SMF.

La norma ANSI/AISC 358, describe nueve conexiones precalificadas para su uso en marcos IMF y SMF, las conexiones precalificadas son: *RBS*, *BUEEP*, *BSEEP*, *BFP*, *WUF-W*, *KBB*, *ConXtech ConXL*, *SidePlate* y la *Simpson Strong-Tie Strong Frame Moment Connection*.

Cabe resaltar que, en algunos casos, las limitaciones en el uso de dichas conexiones son menos estrictas para marcos IMF que para los SMF.

4.4. Marcos OMF

En comparación con los marcos de momento intermedios (IMF) y los marcos de momento especiales (SMF), los marcos de momento ordinarios proporcionan niveles mínimos de capacidad para deformarse inelásticamente, sin embargo, para compensar este bajo nivel de ductilidad, los marcos OMF se diseñan para proveer una mejor resistencia lateral que en los marcos IMF y SMF. A pesar de que la filosofía de diseño para marcos OMF es proporcionar una capacidad de deformación inelástica mínima, no existe una definición cuantitativa de la capacidad requerida, sin embargo, se debe rescatar que la intención general del diseño es evitar el comportamiento no dúctil en su respuesta ante cargas laterales, es decir, se diseñan conexiones fuertes para los marcos, de manera que la respuesta inelástica debida a sismos ocurra en los miembros del marco en lugar de que ocurra en la conexión. (ANSI/AISC 341-16, 2016, pág 9.1-214).

Es importante mencionar que existe una excepción en la que se permite que ocurra una respuesta inelástica inicial en las conexiones viga-columna de marcos OMF, esto se toma en cuenta cuando las conexiones utilizadas son parcialmente rígidas.

Para todos los sistemas de marcos de momento diseñados de acuerdo con las Provisiones Sísmicas del AISC, las conexiones viga-columna se consideran elementos críticos que afectan el comportamiento sísmico del marco. No obstante, para marcos OMF las conexiones no necesitan ser precalificadas, el diseño de la conexión se realiza basado en cálculos de resistencia.

4.5. Concepto de columna fuerte viga débil

El concepto de columna fuerte viga débil o SC/WB por sus siglas en inglés, es un enfoque de diseño por capacidad que el AISC define como “proporcionar columnas para los marcos que sean lo suficientemente fuertes como para distribuir la fluencia de los miembros (principalmente las vigas) en varios pisos, en lugar de concentrar la acción inelástica en la rótula plástica formada en la columna” (ANSI/AISC 341-16, 2016, pág. 9.1-221). Comprender este concepto es particularmente útil para evitar fallas de “piso blando”, ya que el comportamiento inelástico es esperado que suceda en las vigas, esto en el caso de marcos IMF y SMF.

4.6. Clases de secciones

Clasificar las secciones según la esbeltez de los miembros que la componen se utiliza como criterio para determinar si el pandeo local se presenta en el rango elástico o inelástico. A continuación, se muestra la tabla 2 que desglosa las relaciones de esbeltez para las alas y almas de perfiles W solicitadas a compresión y a flexión. (ANSI/AIS 360-16, 2016). Cabe resaltar que el AISC 360-16 define la clasificación de secciones para diferentes elementos según sean solicitadas a compresión o a flexión a partir de las condiciones previstas en las tablas B4. 1a y B4.1b.

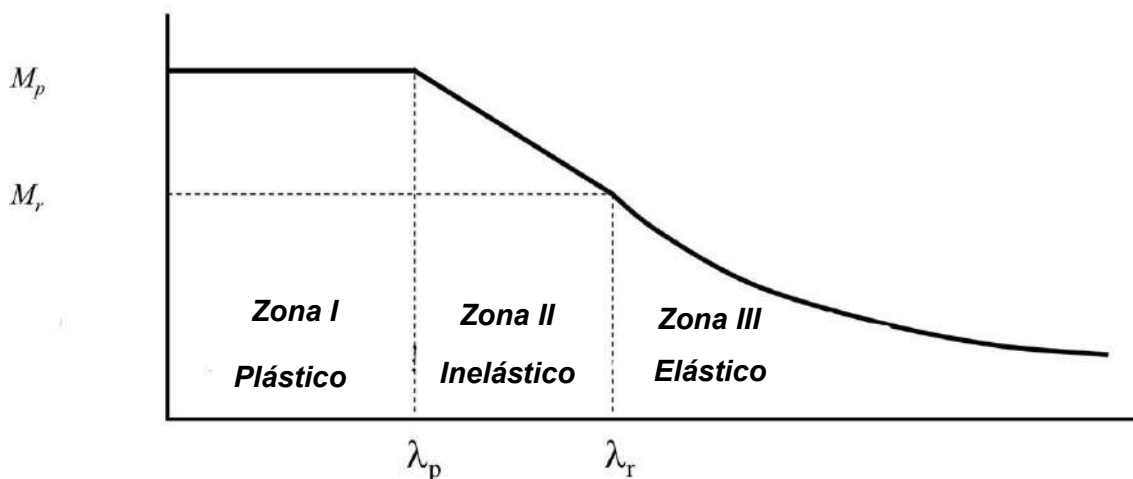
Tabla 2. Relaciones de esbeltez para perfiles W.

Elementos a compresión		
Esbeltas		No esbeltas
$\frac{b}{t} > \lambda_r$		$\frac{b}{t} < \lambda_r$
Donde:		
$\lambda_r = 0,56 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$		<i>Ecuación 4</i>
Elementos a flexión		
Compactas	No compactas	Esbeltas
$\frac{b}{t} < \lambda_p$	$\lambda_p < \frac{b}{t} < \lambda_r$	$\frac{b}{t} > \lambda_r$
Donde para las alas:		
$\lambda_r = 1,0 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$		<i>Ecuación 5</i>
$\lambda_p = 0,38 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$		<i>Ecuación 6</i>
Donde para el alma:		
$\lambda_r = 5,70 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$		<i>Ecuación 7</i>
$\lambda_p = 3,76 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$		<i>Ecuación 8</i>

Fuente: ANSI/AISC 360-16, 2016, Capítulo F y E.

Los criterios de λ_r y λ_p se basan en la teoría del pandeo de la placa. A continuación, se ilustran los criterios de pandeo local de manera gráfica.

Figura 15. Criterios de pandeo local.



Fuente: ANSI/AISC 360-16, 2016.

4.6.1. Compactas

Como menciona Iturribizia, las secciones compactas son capaces de alcanzar su momento plástico sin presentar problemas de inestabilidad (pandeo local) y además, estas no tienen suficiente capacidad de rotación como para desarrollar una rótula plástica (Iturribizia, 2008, pág 6). Las secciones compactas son de mayor peso y tamaño en comparación con las no compactas y esbeltas.

4.6.2. No compactas

Las secciones no compactas presentan problemas de inestabilidad (pandeo local) antes de alcanzar el momento plástico, pero después de haber rebasado el momento elástico, como se observa en la figura 15.

4.6.3. Esbeltas

Las secciones esbeltas deben utilizarse con especial cuidado ya que presentan fenómenos de inestabilidad antes de alcanzar incluso el momento elástico. Es importante

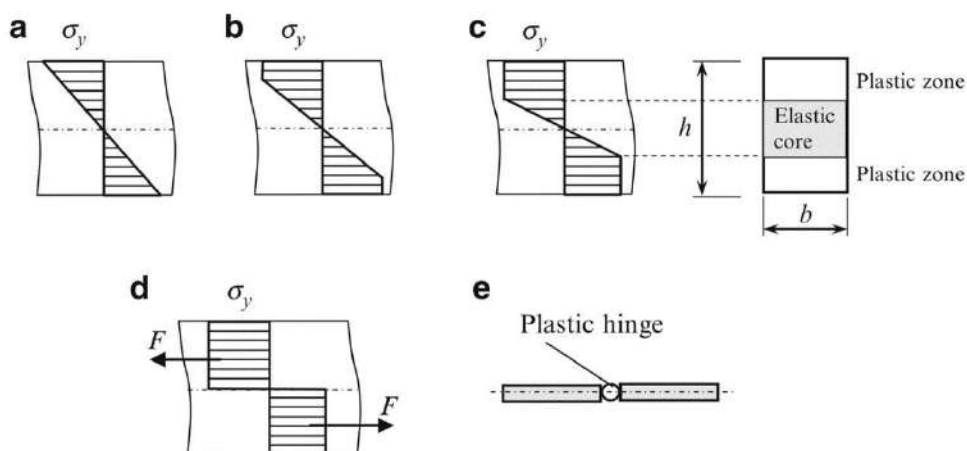
señalar que casi todos los perfiles laminados en caliente (W, M, S y C) listados en el Manual del AISC son compactos.

4.7. Rótula plástica

El Código Sísmico de Costa Rica 2010, revisión 2014, define una rótula plástica como la región de un elemento estructural en flexión o flexocompresión, donde es posible alcanzar rotaciones inelásticas cíclicas de magnitud significativa sin pérdida sensible de la capacidad de la sección (CFIA, 2014, pág C/11).

A manera de ejemplo, en la figura 16 se aprecia el proceso de plastificación de una sección de una viga rectangular sometida a flexión. Primero, en la región elástica del diagrama esfuerzo-deformación, los esfuerzos se distribuyen linealmente en la altura de la sección transversal. El esfuerzo máximo se ubica en las fibras extremas de la sección y corresponde al esfuerzo de fluencia (*plateau* de fluencia). El aumento de la carga conduce a la aparición y desarrollo de la zona en cedencia, lo cual disminuye el núcleo elástico de la sección progresivamente. Eventualmente, la carga aumenta al punto en el que la sección plastifica por completo, es decir aparece la rótula plástica.

Figura 16. Proceso de formación de una rótula plástica.

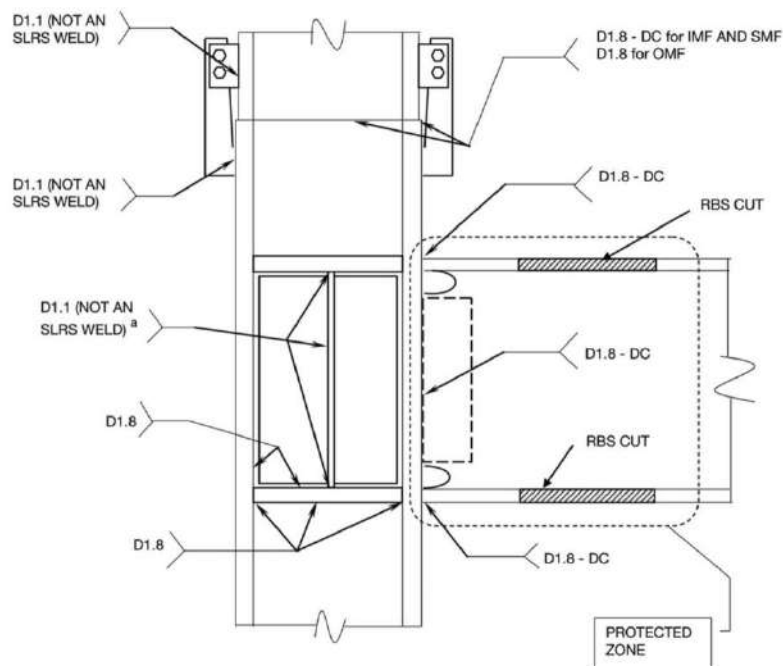


Fuente: Advanced Methods of Structural Analysis, Igor Karnovsky, 2009.

4.8. Zona protegida

El AISC define la zona protegida como la porción de un miembro que forma parte de un marco sismorresistente, en la que espera que se desarrolle una rótula plástica. Se le llama zona protegida debido a que existen restricciones referentes a la colocación de accesorios y el proceso de fabricación. (ANSI/AISC 341-16, 2016, pág. 9.1-xliii).

Figura 17. Zona protegida de una conexión RBS.

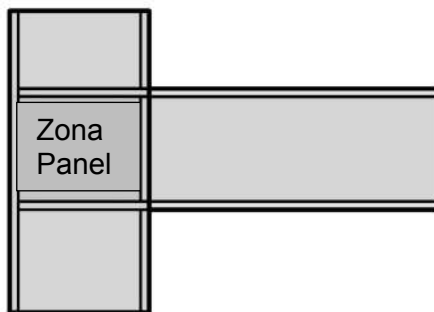


Fuente: AWS D1.8, 2016.

4.9. Zona panel

Se define como la zona alma de la conexión viga-columna delimitada por la extensión de las alas de ambos miembros (ANSI/AISC 360-16, 2016, pág. 16.1-1).

Figura 18. Zona panel.

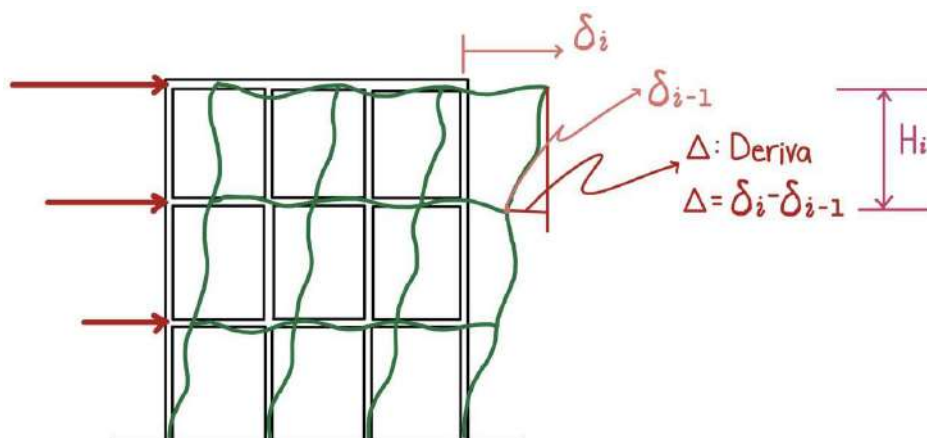


Fuente: Elaboración propia.

4.10. Deriva inelástica

El Código Sísmico de Costa Rica 2010, revisión 2014, define la deriva inelástica como la razón del desplazamiento inelástico relativo de cualquier nivel con respecto al nivel adyacente inferior dividido por la altura entre estos niveles (CFIA, 2014, pág. 7/14).

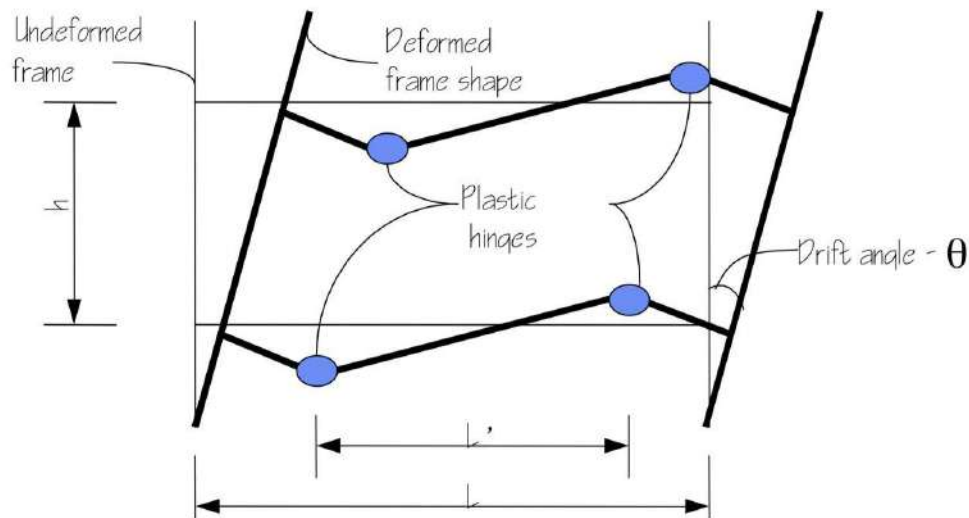
Figura 19. Esquema gráfico del concepto de deriva inelástica.



Fuente: Elaboración propia.

Como se observa en la figura 19, esta definición hace referencia a los movimientos laterales entre los pisos adyacentes de una estructura. Acorde al enfoque de columna fuerte y viga débil, se espera que las rotaciones en las conexiones de los marcos generen una falla local (rótulas plásticas) en la sección de la viga, específicamente en la zona protegida. (FEMA 350, 2000, pág. 3-3).

Figura 20. Comportamiento inelástico de marcos con rótulas plásticas en sus vigas.



Fuente: FEMA 350, 2000, Capítulo 3.

5. Teoría del método de elementos finitos

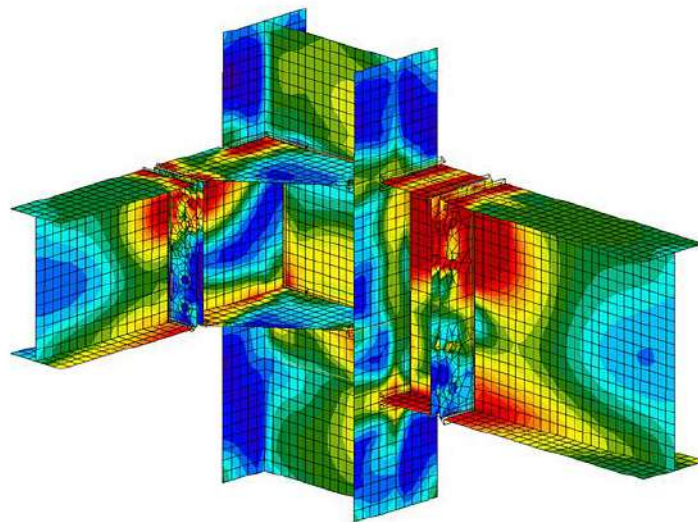
El método de elementos finitos es un método numérico que se utiliza en ingeniería para aproximar la solución de problemas complejos. Es importante mencionar que la solución obtenida mediante esta metodología es una solución aproximada debido a que como fue mencionado antes, el problema original se idealiza como un problema más simple, sin embargo, el método de elementos finitos permite (a través de un mayor esfuerzo computacional) mejorar o refinar la solución aproximada obtenida.

En el método de elementos finitos, los medios continuos como sólidos, líquidos o gases pueden ser representados como un ensamblaje de pequeñas subdivisiones llamadas

elementos finitos, a la transformación del medio continuo en un medio discreto se le denomina discretización. Dichas secciones se consideran interconectadas en uniones específicas llamadas nodos, generando una malla que garantice una compatibilidad de deformaciones entre los elementos adyacentes conectados.

Como muestra gráfica del método se muestra la figura 21, donde se observa una conexión de acero discretizada en geometrías simples para estimar su respuesta ante cierta condición de carga.

Figura 21. *Conexión de acero sometida a un análisis de elementos finitos.*



Fuente: IDEA StatiCa Connection.

Las respuestas de la estructura mostrada en la figura 21 ante determinadas sollicitaciones se conocen como variables de campo, para este caso pueden ser esfuerzos y deformaciones, sin embargo, para otra clase de situaciones las variables de campo pueden ser temperaturas, presiones o velocidades.

Para determinar las variables de campo que son desconocidas en el medio continuo, se asume que la variación de estas variables dentro de un elemento finito se puede aproximar mediante una función simple, las cuales se denominan modelos de interpolación. Los modelos de interpolación están definidos en función de las variables de campo en los nodos.

Cuando se han determinado las ecuaciones de campo (por ejemplo, las ecuaciones de equilibrio) para todo el medio continuo, las nuevas incógnitas son los valores de las variables de campo en los nodos, éstas incógnitas se determinan a partir de la solución de las ecuaciones de campo, que por lo general están descritas en forma matricial.

En el contexto de la ingeniería estructural, para realizar un análisis estático mediante la metodología de elementos finitos se debe seguir el procedimiento que se describe a continuación:

- Discretización de la estructura: Como fue mencionado con anterioridad, discretizar un dominio en términos del método de elementos finitos se refiere a la división de la estructura en subdivisiones de los elementos que la conforman. Se debe decidir el tipo, tamaño, cantidad y la disposición de los elementos. Una vez discretizado el modelo, son aplicables las teorías de Navier Bernoulli y Saint Venant, de manera que el modelo pueda ser tratado como un prisma mecánico, con el propósito de que sea posible lograr un modelo matemático con el mismo número de incógnitas y ecuaciones (David Sánchez Molina, 2011, pág. 13).
- Selección de un modelo de interpolación adecuado: Obtener las variables de campo (esfuerzos y deformaciones) de manera exacta para una estructura compleja sometida a cualquier sollicitación de carga no es posible, por lo que es necesario aproximar dichas variables de campo en un elemento finito. En general, la solución del modelo de interpolación debe obtenerse en forma polinomial.

- Derivación de matrices de rigidez y vectores de carga: A partir del modelo de interpolación, para un elemento e la matriz de rigidez $[K^e]$ y el vector de fuerzas local \vec{P}^e se derivan a través de condiciones de equilibrio.
- Ensamblaje de ecuaciones de elementos para obtener las ecuaciones de equilibrio globales: Puesto que la estructura está compuesta por una determinada cantidad de elementos finitos, las matrices de rigidez y vectores de carga de los elementos deben ensamblarse adecuadamente, obteniendo las ecuaciones de equilibrio globales como:

$$[K]_G \vec{\Phi}_G = \vec{P}_G \quad \text{Ecuación 9}$$

El término $\vec{\Phi}_G$ hace referencia al vector de desplazamientos nodales global.

- Solución para la obtención de los desplazamientos nodales: La ecuación 9 debe ser modificada de manera que tome en cuenta las condiciones de frontera del problema, después de dicha modificación la ecuación de equilibrio puede expresarse de la siguiente manera:

$$[K] \vec{\Phi} = \vec{P} \quad \text{Ecuación 10}$$

Para situaciones lineales, el vector de desplazamientos nodales puede ser resuelto muy fácilmente a partir de conceptos del algebra lineal, sin embargo, cabe mencionar que, para problemas no lineales, el procedimiento de obtención se logra a través de una serie de pasos que involucran la modificación de la matriz de rigidez y/o el vector de fuerzas.

- Representación computacional de esfuerzos y deformaciones: Conociendo el vector de desplazamientos nodales es posible representar computacionalmente (mediante ecuaciones de mecánica estructural y de sólidos) los esfuerzos y deformaciones de la estructura.

5.1. Hipótesis de Navier Bernoulli

La hipótesis de Navier Bernoulli es un enunciado sobre la mecánica de sólidos deformables. En general el principio afirma que: “La sección transversal de una pieza prismática permanece plana tras la aplicación de fuerzas sobre la misma” (Jean Goulet, 2001, pág. 2).

5.2. Hipótesis de Saint Venant

Para explicar el principio de Saint Venant se recurrirá al ejemplo desarrollado por Beer y Johnson (Beer y Johnson, 2017, págs. 104-106). En la figura 22 se muestran dos placas rígidas que se emplean para transmitir las cargas axiales de compresión a un material isótropo y homogéneo, es importante mencionar que las cargas se aplican en el centro de las placas rígidas.

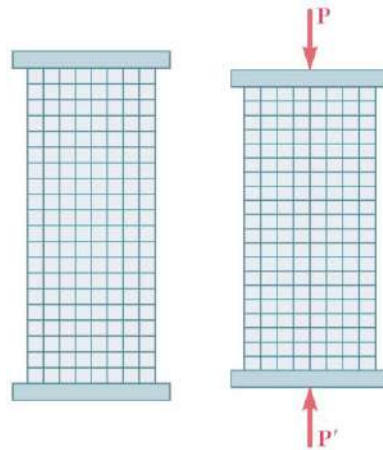
Figura 22. Elemento isótropo y homogéneo cargado axialmente a través de placas rígidas.



Fuente: Mecánica de Materiales, Beer y Johnson, 2017.

El comportamiento esperado es el que se observa en la figura 23, donde el elemento permanece recto, las secciones planas permanecen planas y todos los elementos finitos que conforman al miembro se deforman de la misma manera. Para este caso la distribución de esfuerzos es uniforme a través de todo el miembro.

Figura 23. *Mallado y deformada del elemento de la figura 20.*



Fuente: Mecánica de Materiales, Beer y Johnson, 2017.

Por otro lado, si las cargas se concentran como se muestra en la figura 24 los elementos en la cercanía inmediata de los puntos de aplicación de la carga se encuentran sometidos a esfuerzos más altos que los esfuerzos que se presentan en otros elementos que se ubican cerca de los extremos del miembro. Es importante observar que los elementos que se ubican más lejos de los extremos del miembro presentan una igualación progresiva de las deformaciones y por ende una distribución casi uniforme de las deformaciones y esfuerzos a través de una sección del miembro.

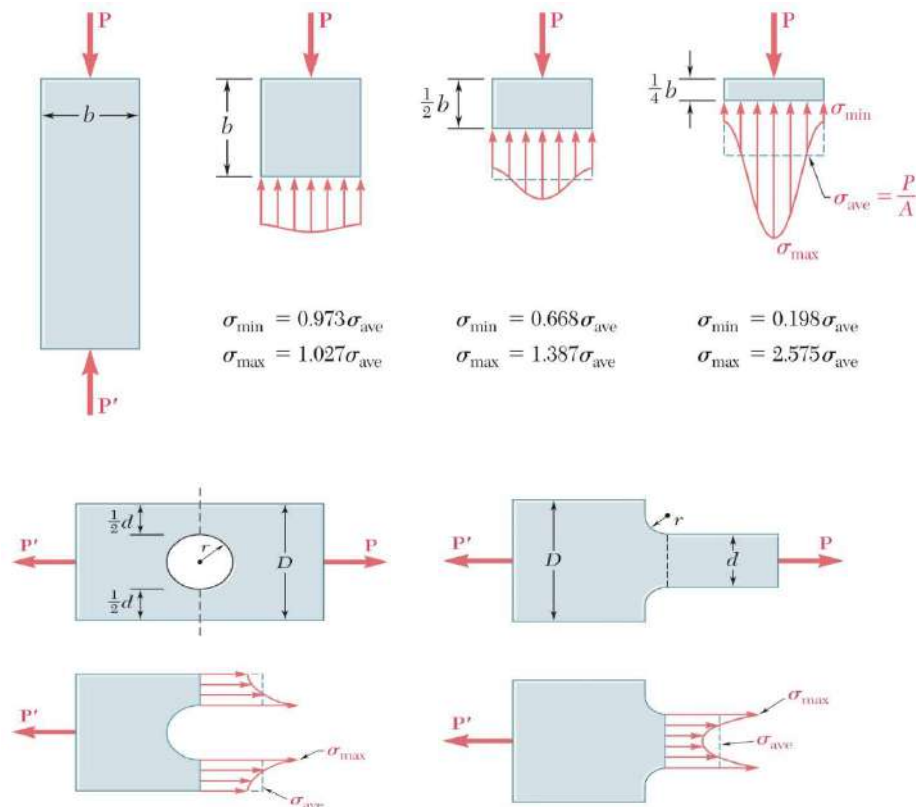
Es decir que, el Principio de Saint Venant enuncia que excepto en la cercanía inmediata de los puntos de aplicación de cualquier tipo de carga o en discontinuidades en los elementos, la distribución de esfuerzos puede suponerse independiente del modo de aplicación de la carga.

Figura 24. Principio de Saint Venant.



Fuente: Mecánica de Materiales, Beer y Johnson, 2017.

Figura 25. Concentraciones de esfuerzos.

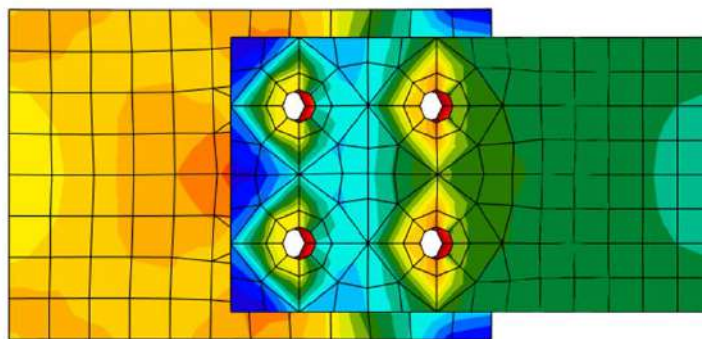


Fuente: Mecánica de Materiales, Beer y Johnson, 2017.

Además del ejemplo expuesto previamente, en la figura 26 se ilustra el análisis de un modelo de acero, la pieza está dividida en polígonos lo más regulares posibles, sin embargo, en las zonas curvas se demanda una mayor cantidad de elementos finitos, de manera que se pueda lograr una continuidad adecuada con los demás elementos.

El principio de Saint Venant permite reemplazar distribuciones de esfuerzos complicadas o condiciones de contorno débiles con otras que son más sencillas de resolver, esto siempre y cuando el contorno sea geoméricamente corto.

Figura 26. *Mallado en elemento discontinuo.*



Fuente: IDEA StatiCa Connection.

5.3. Criterios de fractura del material

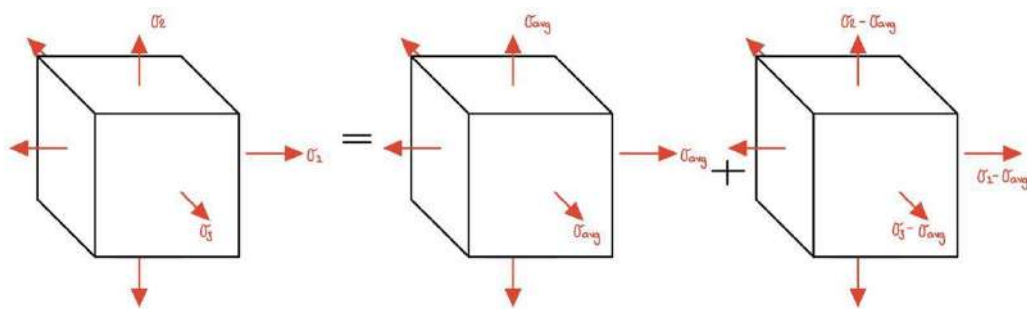
Cuando una estructura es sometida a algún tipo de carga, se sabe que, si se aumenta la magnitud de esta en algún momento el material va a fallar. Es importante mencionar que si un material es dúctil la falla usualmente se considera que ocurre al comienzo de las deformaciones plásticas (inicio de la fluencia), mientras que para materiales frágiles la falla ocurre en el punto de fractura, estos puntos se pueden observar en una curva de esfuerzo-deformación (figuras 5 y 6).

Dichos puntos de falla son fáciles de definir si la estructura se somete a un estado de esfuerzo uniaxial, como en el caso de un ensayo de tensión; no obstante, para una elemento

sometido a un estado biaxial o triaxial de esfuerzos, el criterio de falla se vuelve difícil de establecer, para estos casos complejos existen diversas teorías de falla de los materiales, estas teorías son utilizadas en los análisis de elementos finitos ya que predicen la falla de los materiales a partir de una comparación del estado de esfuerzos de un elemento, basándose en propiedades de los materiales que son fáciles de determinar, como por ejemplo, el esfuerzo de fluencia (para materiales dúctiles) y el esfuerzo último (para materiales frágiles). Las teorías de falla están definidas en función de los esfuerzos principales y la resistencia de los materiales.

Generalmente, un estado de esfuerzos triaxiales, como el observado en la figura 27, puede descomponerse en esfuerzos que causan cambios volumétricos y esfuerzos que causan distorsiones angulares, es decir, esfuerzos hidrostáticos y cortantes, respectivamente.

Figura 27. Estado de esfuerzos triaxiales y sus componentes.



Fuente: Elaboración propia.

La figura 25 puede expresarse matricialmente como se muestra a continuación:

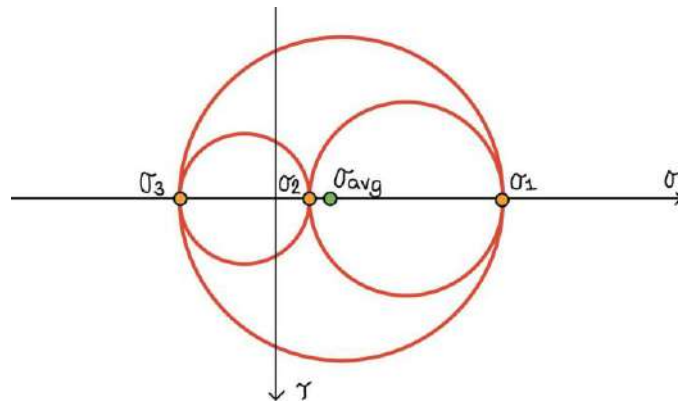
$$\sigma = \begin{bmatrix} \sigma_1 & 0 & 0 \\ 0 & \sigma_2 & 0 \\ 0 & 0 & \sigma_3 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \sigma_{avg} & 0 & 0 \\ 0 & \sigma_{avg} & 0 \\ 0 & 0 & \sigma_{avg} \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} \sigma_1 - \sigma_{avg} & 0 & 0 \\ 0 & \sigma_2 - \sigma_{avg} & 0 \\ 0 & 0 & \sigma_3 - \sigma_{avg} \end{bmatrix} \quad \text{Ecuación 11}$$

Es importante mencionar que se debe utilizar la teoría que mejor se ajuste al material en análisis, puesto que las teorías de falla para materiales dúctiles usualmente no son aplicables para materiales frágiles y viceversa. Por ejemplo, una diferencia particularmente importante es que, para el caso de las teorías de falla para materiales dúctiles, los esfuerzos hidrostáticos no

causan cedencia, en otras palabras, la falla de materiales dúctiles solo depende de la componente que causa distorsiones angulares.

Por lo que, para un material dúctil la teoría de falla que se emplee debe ser independiente de la ubicación en el eje horizontal del círculo de Mohr que se muestra en la figura 28.

Figura 28. *Círculo de Mohr, estado de esfuerzos triaxiales.*

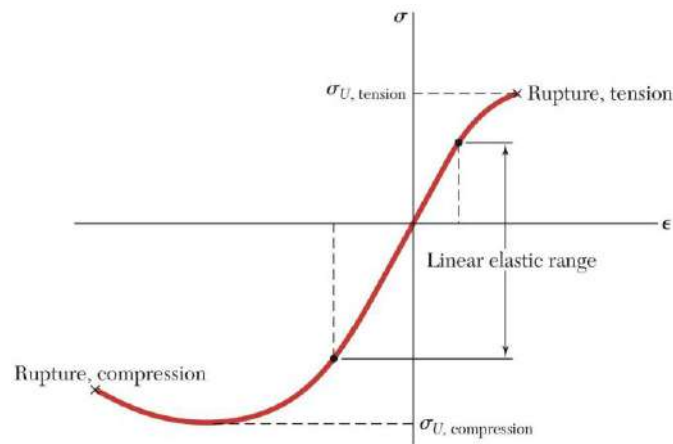


Fuente: Elaboración propia.

5.3.1. Criterio de Mohr

Para ciertos materiales frágiles, como por ejemplo el concreto, sus propiedades en tensión y en compresión son diferentes (figura 29), para estos casos el criterio de falla de Mohr es ampliamente utilizado. Al utilizar esta teoría de falla es necesario conocer dos esfuerzos últimos, uno para compresión y otro para tensión.

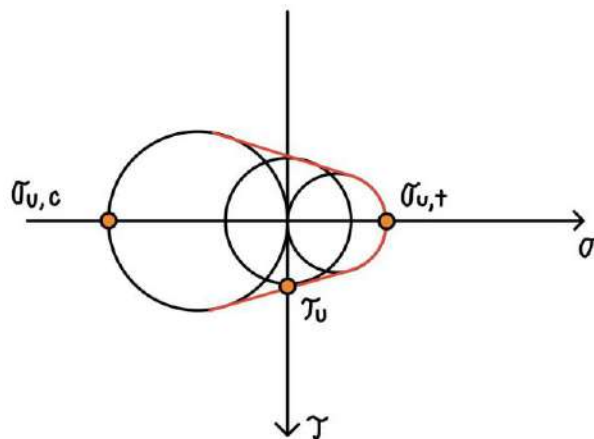
Figura 29. Diagrama de esfuerzo-deformación del concreto.



Fuente: Mecánica de Materiales, Beer y Johnson, 2017.

Para establecer este criterio es necesario determinar el círculo de Mohr en el estado de falla para una prueba uniaxial en tensión, en compresión y en torsión de manera que se pueda trazar dos líneas tangentes a los tres círculos, estas líneas representan la envolvente de falla.

Figura 30. Envolvente de falla según el criterio de Mohr.

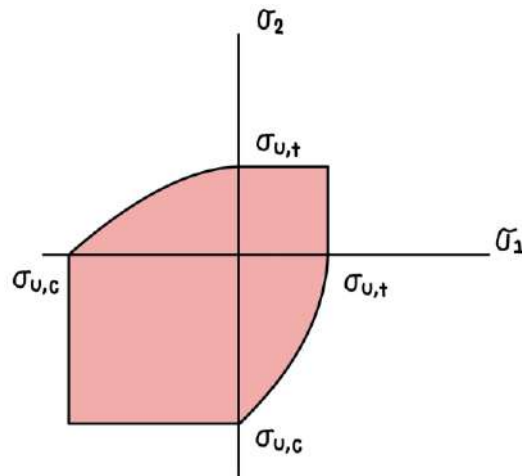


Fuente: Elaboración propia.

El criterio de Mohr establece que un material fallará para un estado de esfuerzos con un círculo de Mohr que toque la envolvente delimitada por las tangentes a los círculos de Mohr en estado de falla para tensión, compresión y torsión obtenidos a partir de pruebas uniaxiales.

Gráficamente, para una condición de esfuerzo plano, esta teoría puede interpretarse como se muestra a continuación:

Figura 31. Criterio de falla basado en la teoría de Mohr.



Fuente: Elaboración propia.

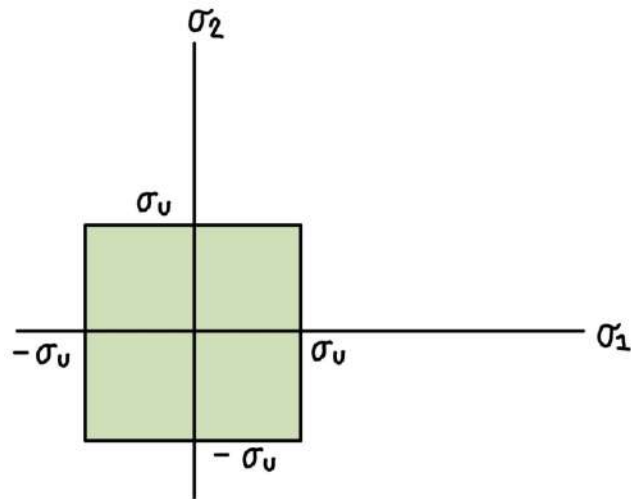
5.3.2. Criterio de Rankine

También conocido como la teoría del esfuerzo normal máximo, esta enuncia que “La fractura ocurre cuando uno de los esfuerzos principales iguala al esfuerzo de fluencia del material” (William John Macquorn Rankine), matemáticamente puede expresarse de la siguiente manera:

$$|\sigma_1| = \sigma_y \quad \vee \quad |\sigma_2| = \sigma_y \quad \text{Ecuación 12}$$

Según Popov, la evidencia experimental indica que esta teoría se aplica bien a materiales frágiles en todos los rangos de esfuerzos, siempre que un esfuerzo principal de tensión exista (Popov, 1999, pág. 528). Gráficamente, para una condición de esfuerzo plano, esta teoría puede interpretarse como se muestra a continuación:

Figura 32. Criterio de falla basado en el esfuerzo normal máximo.



Fuente: Elaboración propia.

5.3.3. Criterio de Tresca

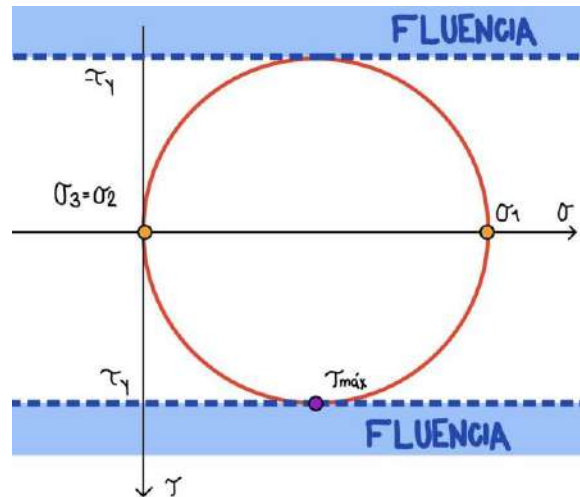
También conocido como la teoría del esfuerzo cortante máximo, esta teoría enuncia que: “La cedencia ocurre cuando el esfuerzo cortante máximo es igual al esfuerzo cortante de fluencia en una prueba de tensión uniaxial” (Henri Tresca), este enunciado puede representarse matemáticamente como se muestra a continuación:

$$\sigma_1 - \sigma_2 = \sigma_y$$

Ecuación 13

Por consiguiente, el círculo de Mohr en cedencia para una prueba de tensión uniaxial se apreciaría como se muestra en la figura 33.

Figura 33. *Círculo de Mohr, criterio de falla de Tresca.*

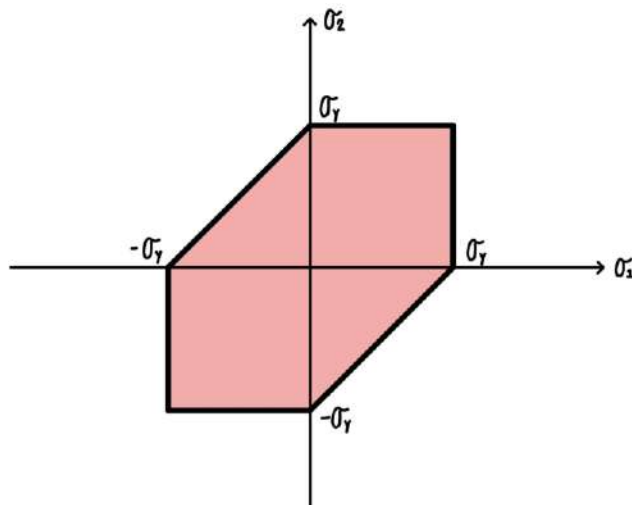


Fuente: Elaboración propia.

Este criterio resulta de la observación de que en un material dúctil aparecen planos de deslizamiento durante la fluencia (líneas de Lüder).

Gráficamente, para una condición de esfuerzo plano, este criterio puede observarse en la figura 34.

Figura 34. *Criterio de fluencia basado en el esfuerzo cortante máximo.*



Fuente: Elaboración propia.

5.3.4. Criterio de Von Mises

Otro criterio de fluencia ampliamente aceptado para materiales dúctiles es el criterio de Von Mises, también conocido como la teoría de la energía de distorsión máxima, esta teoría establece que “La cedencia ocurre cuando la energía de distorsión máxima en un material es igual a la energía de distorsión en fluencia en una prueba de tensión uniaxial” (Richard Von Mises). Cabe resaltar que la energía de distorsión es la porción de energía por deformación producto del efecto de los esfuerzos cortantes. La energía de distorsión puede calcularse como se muestra a continuación:

$$u_d = \frac{1+\nu}{6E} [(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2] \quad \text{Ecuación 14}$$

Sin embargo, como se observa en la figura 33, los esfuerzos principales uno y dos cuando se encuentran en cedencia son nulos, es decir, cero. Por lo que la energía de distorsión en fluencia puede obtenerse como sigue:

$$u_{d,y} = \frac{1+\nu}{3E} \sigma_y^2 \quad \text{Ecuación 15}$$

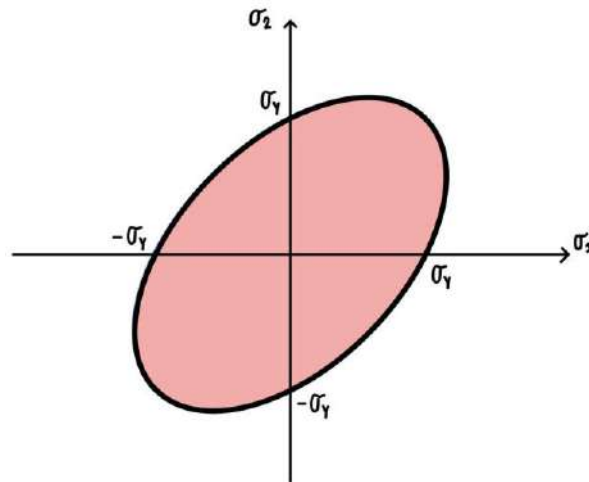
Al igualar las ecuaciones 13 y 14, se obtiene una expresión que define el criterio de falla de Von Mises.

$$\sqrt{\frac{1}{2} [(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2]} = \sigma_y \quad \text{Ecuación 16}$$

Usualmente, al término de la izquierda de la ecuación 16 se le denomina “esfuerzo equivalente de Von Mises” y este es utilizado para el análisis de esfuerzos que se realiza mediante la metodología de elementos finitos, los gráficos de contorno típicamente son generados para mostrar la distribución de los esfuerzos equivalentes de Von Mises, de manera que sea práctico identificar las áreas que están en riesgo de fluir. (figura 21).

Este criterio puede representarse gráficamente para la condición de esfuerzo plano como se muestra a continuación:

Figura 35. Criterio de fluencia basado en la energía de distorsión máxima.

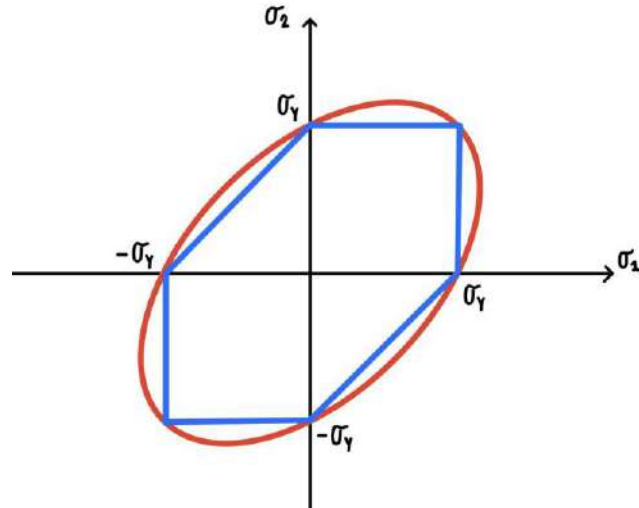


Fuente: Elaboración propia.

A partir de esta descripción del criterio de Von Mises y la expuesta anteriormente acerca del criterio de Tresca, es posible comparar ambas teorías de falla. La representación gráfica del criterio de Tresca queda totalmente dentro de la superficie de cedencia del criterio de Von Mises, por ende, el criterio de Tresca es más conservador.

El Criterio de Von Mises es el más utilizado puesto que este concuerda de una mejor manera con los datos experimentales que el criterio de Tresca, no obstante, el criterio del esfuerzo cortante máximo a veces es utilizado debido a que es más fácil de aplicar y es más conservador.

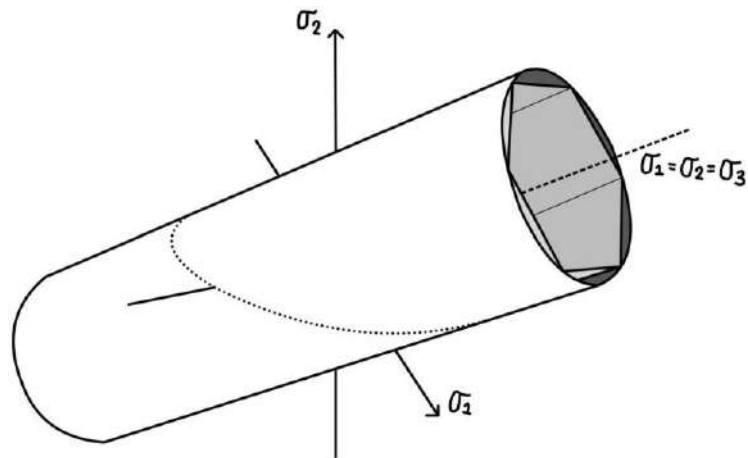
Figura 36. Comparación de criterios de Tresca y Von Mises.



Fuente: Elaboración propia.

Las representaciones gráficas de los criterios de falla expuestos anteriormente han sido para una condición de esfuerzo plano, sin embargo, para una condición general de esfuerzo triaxial, los criterios de Tresca y Von Mises se representan como se muestra en la figura 37, puesto que sus superficies de fluencia no son afectadas por los esfuerzos hidrostáticos, estas se extienden a lo largo del eje hidrostático. Es importante mencionar que para criterios de falla que son utilizados para predecir la ruptura de materiales frágiles, sus superficies de ruptura para un caso general de esfuerzo triaxial convergen en un punto del eje hidrostático.

Figura 37. Superficies de fluencia para condición de esfuerzo triaxial.



Fuente: Elaboración propia.

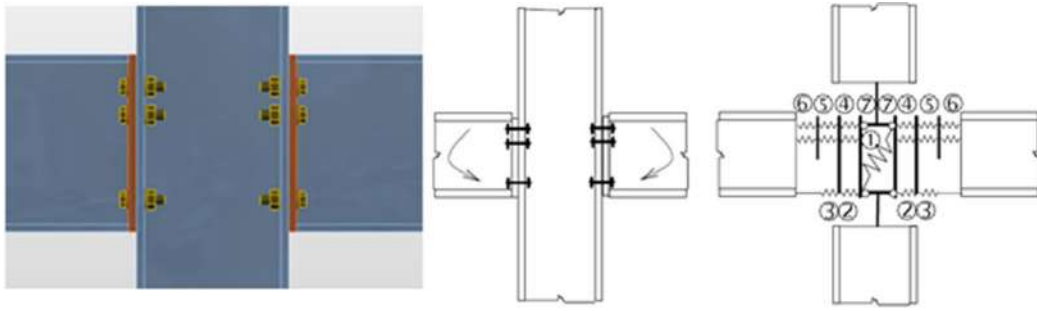
5.4. CBFEM (Component-Based Finite Element Method)

Para los análisis estructurales los elementos tipo barra son los más utilizados y preferidos por los ingenieros, sin embargo, existen muchas partes de las estructuras en donde la teoría de los elementos tipo barra no es aplicable, por ejemplo, las uniones soldadas y las conexiones emperradas. El análisis estructural en dichas secciones es complicado y requiere de especial atención, puesto que el comportamiento es no lineal y las no linealidades deben respetarse, por ejemplo, la fluencia del material en las placas, acciones unilaterales de los pernos y anclajes y soldaduras.

Códigos de diseño como el EN1993-1-8 presentan métodos de solución para estos casos, el método de componentes es uno de los que se utilizan con mayor frecuencia.

El método de componentes resuelve las conexiones como un sistema de elementos interconectados, como se muestra en la figura 38.

Figura 38. Componentes de una conexión apernada modelada usando resortes.



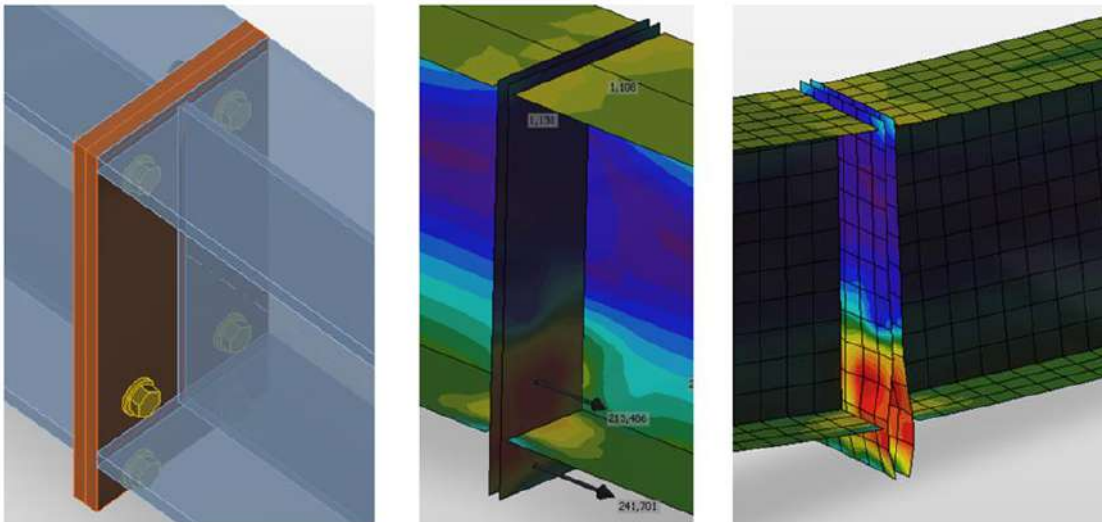
1-Alma de la columna en cortante, 2-Alma de la columna en compresión, 3-Ala y alma de la viga en compresión, 4-Ala de la columna en flexión, 5-Pernos en tensión, 6-Placa extendida en flexión, 7-Alma de la columna en tensión.

Fuente: IDEA StatiCa.

Cada componente que se muestra en la figura 38 se verifica por separado mediante las fórmulas correspondientes. Sin embargo, este método presenta ciertas limitantes, por ejemplo, su generalidad al analizar los esfuerzos de componentes individuales no representa la interacción entre diferentes uniones y es limitado en cuanto a las configuraciones de carga. Debido a dichas limitaciones este método fue remplazado por el método de elementos finitos.

Como se ha mencionado en secciones precedentes, el método de elementos finitos es ampliamente utilizado para el análisis estructural, sin embargo, se debe tomar en cuenta que algunos conectores como lo son las soldaduras y los pernos, son difíciles de analizar y modelar haciendo uso del método general de elementos finitos, por ello se han desarrollado métodos especiales de elementos finitos que son capaces de modelar el comportamiento de pernos y soldaduras en las conexiones, este es el caso del CBFEM.

Figura 39. Modelo CBFEM de una conexión emperrada.



Fuente: IDEA StatiCa.

En general se puede decir que el método CBFEM es una sinergia del método de componentes y el método de elementos finitos, por lo que es un método robusto y no presenta límites en tipologías, diseño y configuración de cargas.

A continuación, se describen los aspectos de este método que son de mayor relevancia para la presente investigación.

5.4.1. Modelado de elementos y del material

Para esta investigación, los elementos principales a considerar son los elementos en acero, estos son modelados a partir del método CBFEM de la siguiente manera:

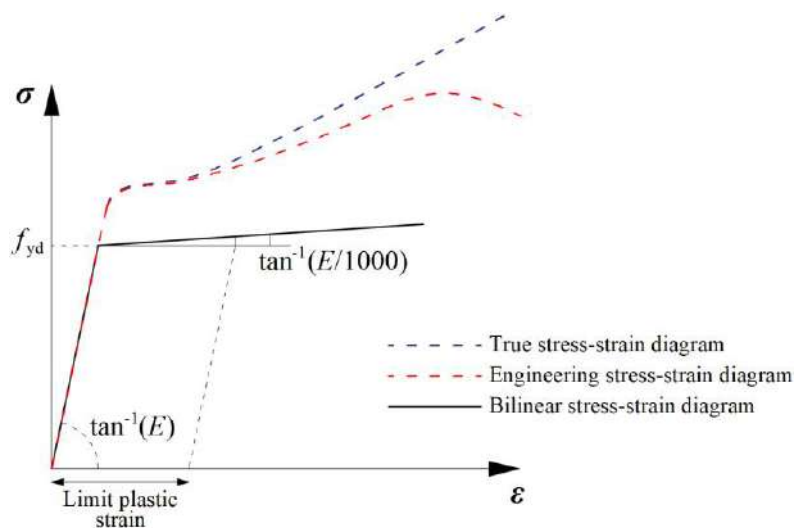
- Placas: Elementos tipo *Shell*, creados en el centro de cada placa.
- Elementos/Perfil: Elementos tipo *Shell* conectados por soldaduras, el CBFEM considera la geometría exacta de las soldaduras e incluso su rigidez.

- Material: Considera las propiedades no lineales del material mediante un modelo elasto-plástico y con una pendiente de $\tan^{-1} \frac{E}{1000}$ (figura 40). Además, el comportamiento del material se basa en el criterio de Von Mises.

Los elementos tipo *Shell* como es usual, poseen nodos en sus cuatro esquinas, por lo tanto, cada elemento tiene un total de seis grados de libertad, tres traslacionales y tres rotacionales. Las deformaciones de los elementos se dividen en dos componentes, la componente de membrana y la de flexión. El *Shell*, se divide en cinco puntos de integración a lo largo de la altura de la placa y se analiza el comportamiento plástico en cada punto, a este proceso se le llama integración de Gauss-Lobatto.

Cabe mencionar que además de considerar la no linealidad del material, el CBFEM considera la no linealidad geométrica, esto es particularmente útil para elementos que son sensibles a deformaciones.

Figura 40. Consideraciones del material en CBFEM.

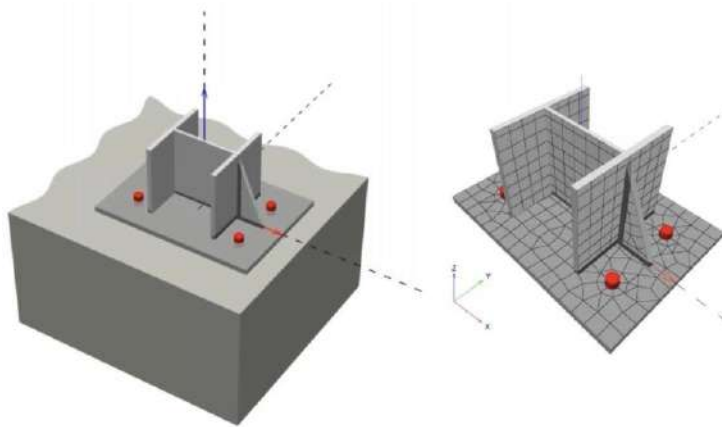


Fuente: IDEA StatiCa.

5.4.2. Mallado

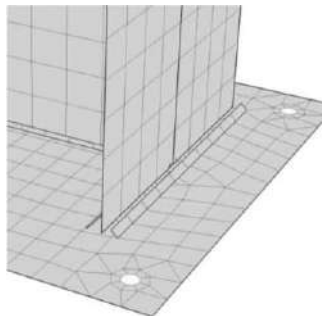
La discretización del dominio se realiza de manera automática e independiente para cada elemento, donde los elementos finitos buscan una geometría cuadrada (ya que es más eficiente), sin embargo, en secciones donde se imposibilita esta geometría se busca una malla de mejor ajuste, como se observa en la figura 41. Además, las soldaduras juegan un papel crucial en el mallado, pues muchas veces es la encargada de generar un enlace entre elementos con diferente densidad de malla (*interpolation constraint*), esto se muestra en la figura 42.

Figura 41. Mallado en el método CBFEM.



Fuente: HILTI PROFIS Engineering.

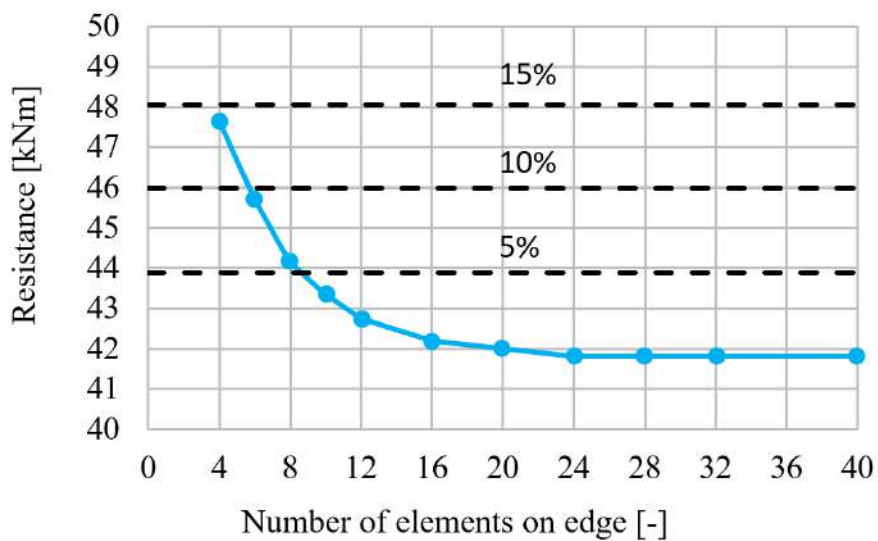
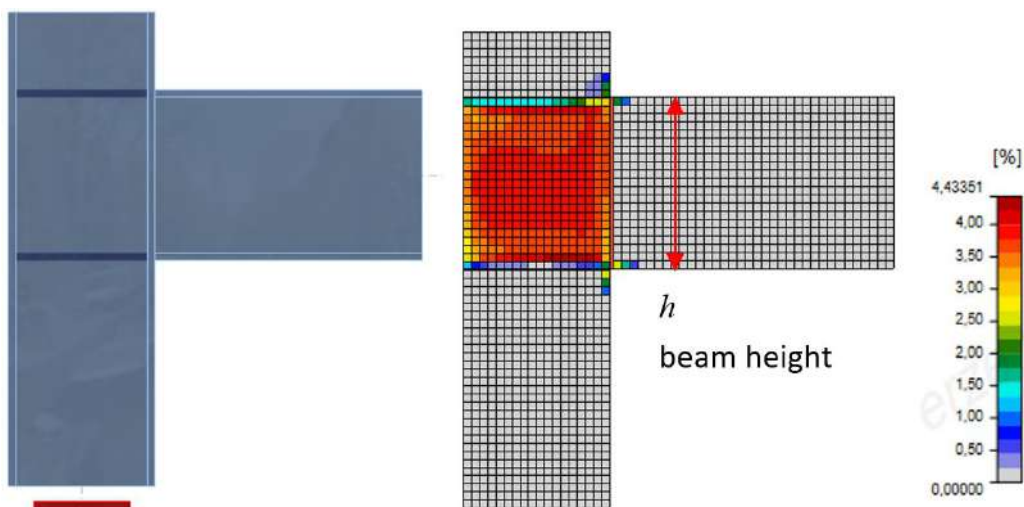
Figura 42. Soldadura funcionando como un *interpolation constraint*.



Fuente: HILTI PROFIS Engineering.

Es importante mencionar que la densidad del mallado que se genera es directamente proporcional a la precisión del análisis que se requiera. A continuación, se observa un modelo de unión viga-columna junto con una gráfica que muestra la resistencia a flexión en función del número de elementos finitos dispuesto.

Figura 43. Efecto de la densidad del mallado en la precisión del análisis.

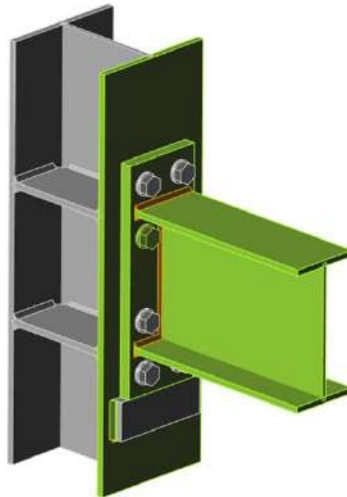


Fuente: IDEA StatiCa.

5.4.3. Contactos

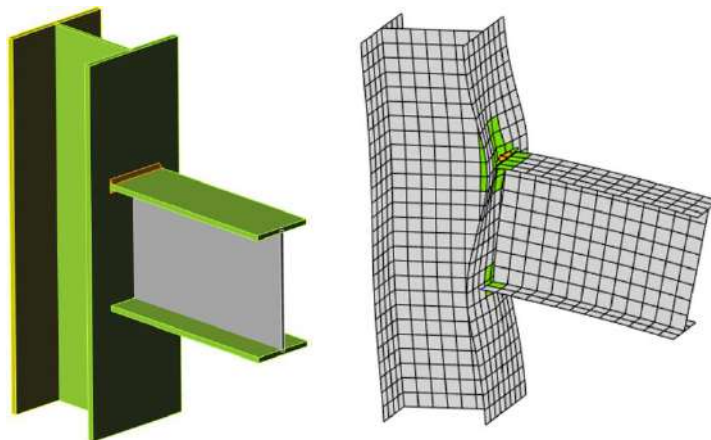
En cuanto al contacto entre elementos, el método lo toma en cuenta entre dos superficies, dos bordes y entre un borde y una superficie, de manera que es posible visualizar los esfuerzos en los contactos, sin embargo, no se consideran los esfuerzos presentes en el espesor del *Shell*.

Figura 44. *Contacto entre dos bordes (placa base y placa de asiento).*



Fuente: IDEA StatiCa.

Figura 45. *Contacto entre borde y superficie (ala inferior de la viga y ala de la columna).*

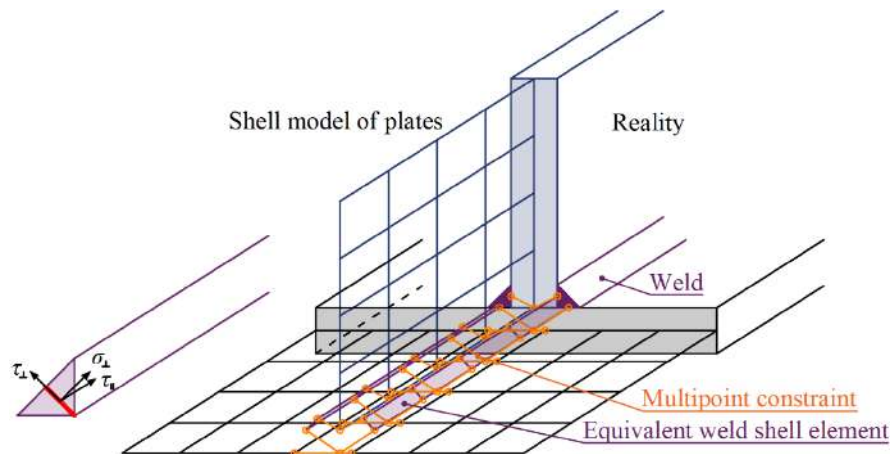


Fuente: IDEA StatiCa.

5.4.4. Soldadura

Las soldaduras se modelan como un elemento de material elastoplástico que proporciona valores reales de esfuerzos, de manera que no es necesario promediarlos o interpolarlos. Además, el elemento respeta el grosor, la posición y la orientación de la garganta de la soldadura. Como fue mencionado anteriormente, la soldadura también tiene la capacidad de unir elementos con diferentes densidades de mallado al trabajar como un *interpolation constraint*.

Figura 46. Modelo de soldadura con el método CBFEM.

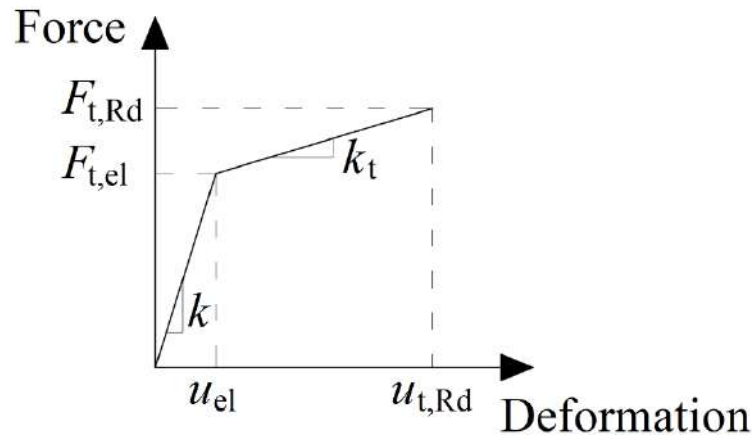


Fuente: IDEA StatiCa.

5.4.5. Pernos

En el método CBFEM los pernos con su comportamiento a tensión, cortante y aplastamiento son descritos por resortes no lineales dependientes. El perno en tensión se describe por un resorte con su rigidez axial inicial, resistencia de diseño, punto de fluencia y capacidad de deformación. Para el comienzo de la cedencia, se asume que la deformación plástica ocurre solamente en la parte roscada del perno. Para el caso de aplastamiento de la placa se muestra la figura 47.

Figura 47. Diagrama de fuerza-deformación para aplastamiento de la placa.



Fuente: IDEA StatiCa.

Solamente la compresión se transfiere del vástago del perno a la placa en el orificio del perno, este flujo se logra a partir de enlaces de interpolación entre los nodos del vástago y los nodos del borde de los agujeros. La rigidez del elemento *Shell* que se utiliza para modelar las placas distribuye las fuerzas entre los pernos y simula el aplastamiento adecuado de la placa.

La interacción de la fuerza axial y de corte se puede agregar directamente en el modelo de análisis.

Este método también permite modelar y revisar pernos pretensados, pernos de anclaje y pernos de anclaje con separadores.

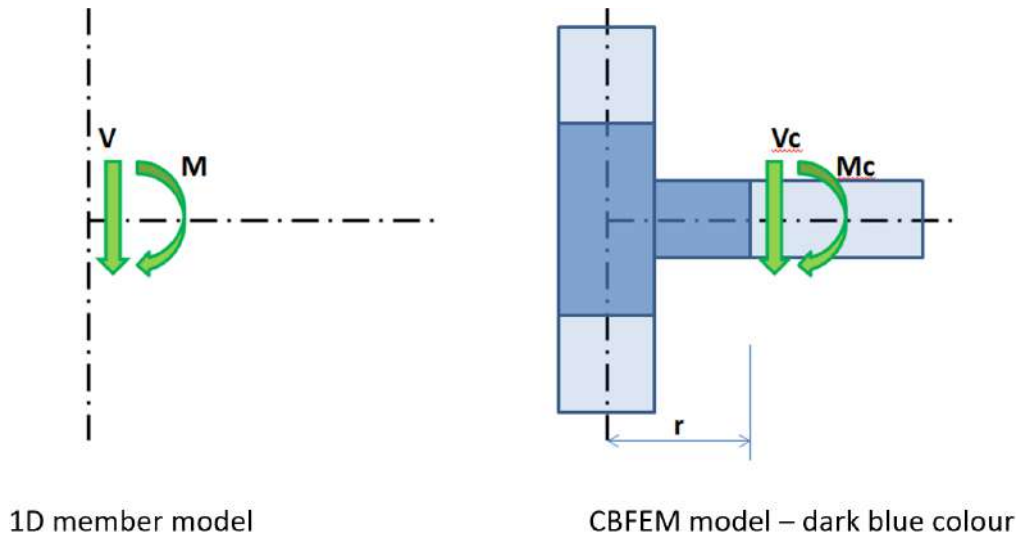
5.4.6. Análisis

Este método de elementos finitos permite un análisis rápido de conexiones de diferentes configuraciones. Los modelos consisten en miembros en donde se aplican las cargas y operaciones, estos sirven para conectar miembros entre sí.

5.4.7. Cargas

El modelo de análisis creado por el método CBFEM concuerda muy precisamente con la conexión real. Este considera los efectos causados por los miembros en la conexión, estos efectos se muestran en la figura 48.

Figura 48. Efectos de los miembros en las conexiones.

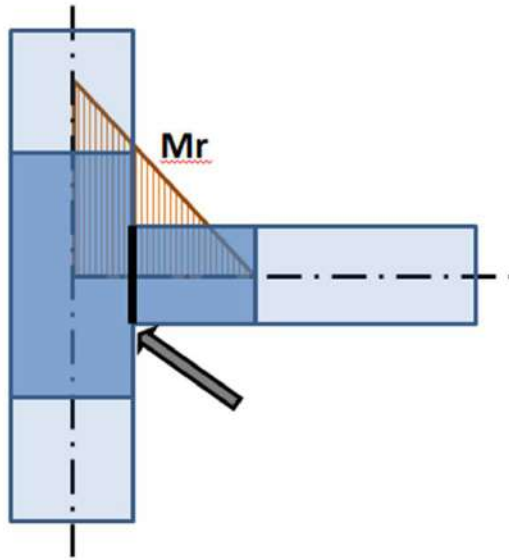


Fuente: IDEA StatiCa.

El momento M y el cortante V actúan en el nodo teórico que se supone en la intersección de las líneas centro de los elementos, sin embargo, el CBFEM este nodo teórico no existe, por lo que el modelo debe cargarse mediante las cargas M y V que se transfieren al final del segmento a una distancia r de la línea centro de la columna.

Al diseñar una conexión se debe tomar en cuenta su posición real con respecto al nodo teórico de la misma, como se muestra en la figura 49 las fuerzas internas en la conexión son menores a las fuerzas internas en el nodo teórico, por ende, según sea la situación el método CBFEM permite realizar el diseño a partir de las fuerzas que realmente están llegando a la conexión.

Figura 49. Posición real de las fuerzas internas en una conexión.



Fuente: IDEA StatiCa.

CAPÍTULO III

MARCO METODOLÓGICO

MARCO METODOLÓGICO

1. Definición del enfoque y método de investigación

El presente trabajo tiene un enfoque de investigación cuantitativo-analítico, pues se estima el nivel de aproximación del análisis estático no lineal mediante el método de elementos finitos para el estudio del comportamiento sísmico de conexiones de acero resistentes a momento, realizándose a partir de la simulación de ensayos de carga monotónica en tres modelos virtuales representativos de diferentes conexiones resistentes a momento debidamente calibrados según ensayos experimentales realizados por laboratorios reales. Eventualmente se ejecuta una comparación de las curvas momento-rotación obtenidas del análisis estático no lineal con los resultados de pruebas e investigaciones que usan metodologías donde la carga varía en función del tiempo y además, son cíclicas, de manera que se pueda establecer si el diagrama de momento-rotación obtenido funciona como envolvente del comportamiento histerético conseguido en los ensayos físicos.

Asimismo, se analizan las concentraciones de esfuerzos y plastificaciones en los modelos virtuales, de manera que se puedan localizar las rótulas plásticas de las conexiones y compararlas con los resultados obtenidos en las pruebas experimentales.

Esto permite determinar la posibilidad de analizar preliminarmente otro tipo de conexiones resistentes a momento, tal que se pueda tener una aproximación a la curva de momento-rotación y a su comportamiento inelástico.

2. Sujetos y fuentes de información

La presente investigación no sustenta sus fundamentos teóricos en fuentes de información primarias, es decir, no se consultan aspectos relevantes para la investigación a sujetos de información, sino que toda la investigación se realiza a partir de fuentes de información.

Las principales fuentes de información consultadas para sustentar este trabajo se muestran en la tabla 3 que corresponde a una matriz de fuentes información.

Tabla 3. *Matriz de fuentes de información.*

Título	Autor	Año	País	Resumen
ANSI/AISC 341-14	<i>American Institute of Steel Construction</i>	2014	Estados Unidos	La norma presenta criterios generales de diseño para el detallado sísmico de acero estructural
ANSI/AISC 358-16 Revisión del 2020	<i>American Institute of Steel Construction</i>	2020	Estados Unidos	La norma toca puntos importantes para la investigación como los requerimientos de diseño para las conexiones en acero, además de las especificaciones y consideraciones para el diseño por el método LRFD
ANSI/AISC 360-16	<i>American Institute of Steel Construction</i>	2016	Estados Unidos	En el capítulo J aborda las especificaciones generales para el diseño de conexiones en acero
FEMA 350	<i>Federal Emergency Managment Agency</i>	2000	Estados Unidos	Se encuentran los procesos de precalificación de ciertas conexiones, además de conceptos y enfoques de diseño relevantes para la construcción de marcos resistentes a momento
CSCR-10 Revisión del 2014	Colegio Federado de Ingenieros y Arquitectos	2014	Costa Rica	Es el código que rige en cuanto a diseños en Costa Rica, presenta las disposiciones sísmicas para elementos, componentes y conexiones en acero, además, aborda ciertos aspectos importantes en cuanto a métodos de análisis

Fuente: Elaboración propia.

3. Definición de variables

Para la investigación se entienden como variables a todos aquellos parámetros que provocan un cambio o afectan la simulación del ensayo de carga monotónica y por ende, el comportamiento inelástico de la conexión y su respectiva curva de momento rotación.

El tipo de conexión es una variable relevante por tomar en cuenta, esto incluye las secciones utilizadas, la designación del acero de los elementos y la configuración geométrica, es decir tanto la clase como la topología de la conexión es importante para el análisis que se realiza en esta investigación.

Al tratarse de un análisis de elementos finitos, el software que se utiliza no tiene forma de saber si la estructura continua o no a través de un elemento y qué condiciones de contorno tiene cada barra. Por tanto, en algunos casos se puede dar lugar a la formación de mecanismos, obteniendo irregularidades numéricas, por lo que no se puede calcular la conexión. Para evitar este problema, se definen las condiciones de contorno sobre el elemento, especificándole al programa que dicho elemento sólo posee determinados grados de libertad.

Otro parámetro medular es el mallado, puesto que este debe presentar las dimensiones adecuadas ya que esta variable repercute directamente en la precisión del análisis.

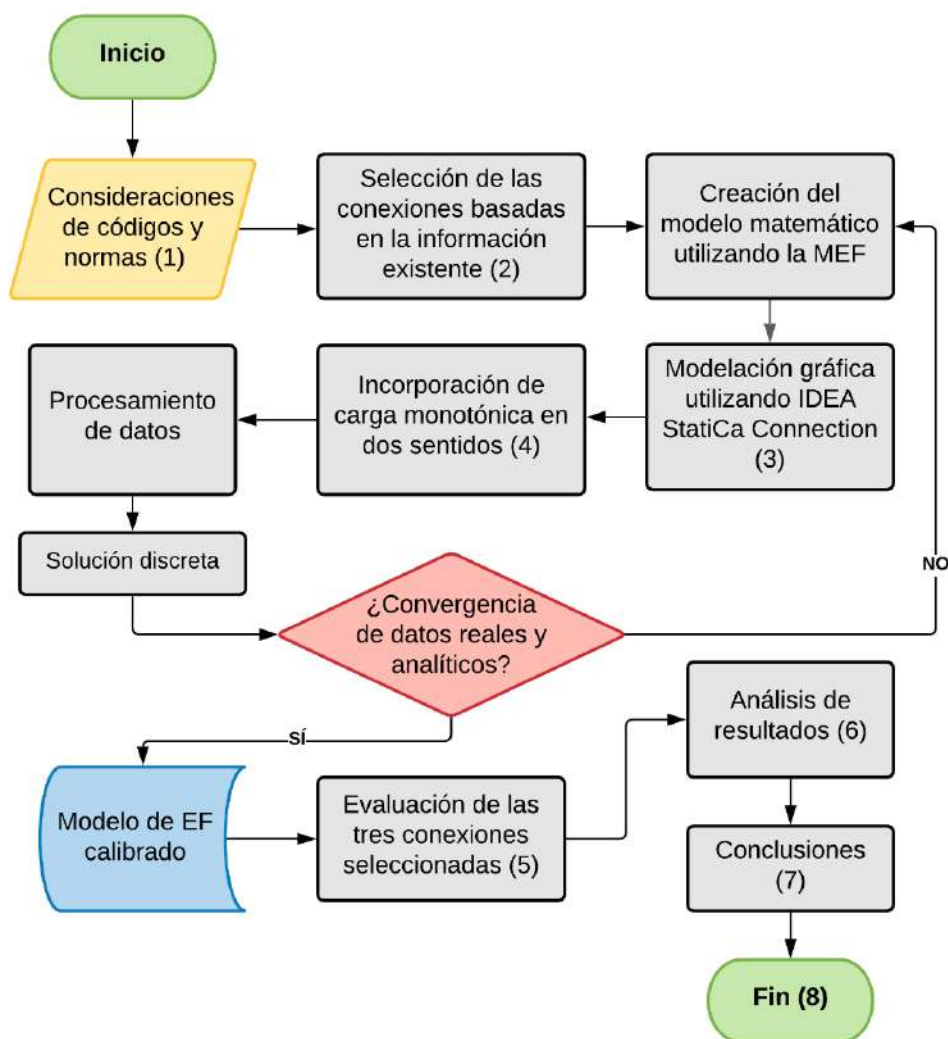
Finalmente, las operaciones que se colocan en el modelo son variables relevantes, es decir, si se utilizan soldaduras, pernos y/o placas en la conexión

4. Instrumentos y técnicas utilizadas en la recolección de los datos

En este trabajo no se realizan recolecciones de datos, sino que estos se obtienen a partir del método de elementos finitos, este método es descrito en la sección 5 del capítulo 2 del presente documento. Sin embargo, se debe mencionar que el programa de elementos finitos que se utiliza para el procesamiento de la información es *IDEA StatiCa Connection* en su versión 21.0.0.3277.

El diagrama de flujo que se muestra en la figura 50 ilustra el procedimiento que se realiza para esta investigación.

Figura 50. Diagrama de flujo del procedimiento del trabajo de investigación.



Fuente: elaboración propia.

5. Sustentación de la confiabilidad y validez de los instrumentos de la investigación

El método de elementos finitos se conoce como un método viable en la investigación desde hace muchos años. Este método ha sido de utilidad para desarrollar ecuaciones de códigos y normas. Los códigos y estándares de Estados Unidos, por ejemplo, el ACI, AISC, TMS, NDS y otros, incluyen cláusulas que permiten el uso de análisis de elementos finitos para

elementos estructurales que no están cubiertos por los códigos. A continuación, se enuncian varias secciones del AISC 360 donde indica la posibilidad de utilizar análisis de elementos finitos:

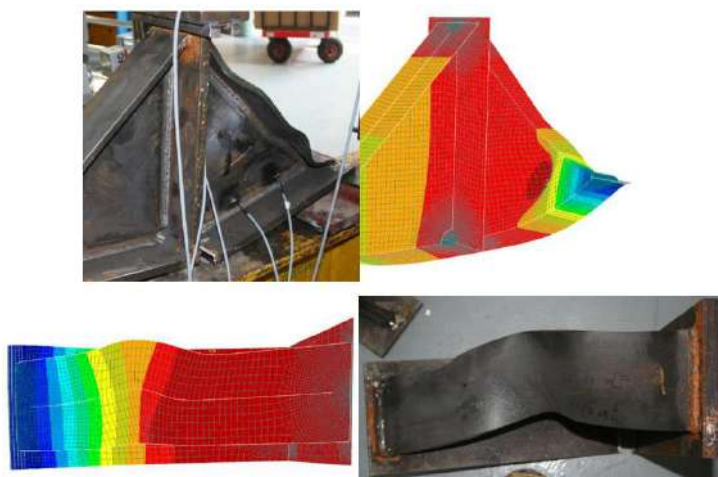
- “Las disposiciones también permiten el uso de análisis computacional (por ejemplo, el método de elementos finitos) para reemplazar las ecuaciones especificación utilizadas para evaluar estados limite cubiertos por los capítulos D al K” (14ª Edición del AISC/Apéndice 1).
- “Se permite cualquier método de diseño que se base en un análisis inelástico y satisfaga los requisitos generales dados. Estos métodos pueden incluir el uso de análisis de elementos finitos no lineales (Crisfield, 1991; Bathe, 1995)” que se basan en elementos continuos para diseñar un solo componente estructural, como una conexión, o el uso de análisis de marcos inelásticos de segundo orden (Clarke et al., 1992; McGuire et al., 2000) para diseñar un sistema estructural compuesto por vigas, columnas y conexiones” (14ª Edición del AISC/16.1-470)
- “Cuando las conexiones a modelar no caen dentro del rango de las bases de datos, es posible determinar las características de respuesta a partir de pruebas, modelado de componentes simples o estudios de elementos finitos (FEMA, 1995)” (14ª Edición del AISC/16.1-265).

El método específico de elementos finitos empleado en esta investigación es el CBFEM, este se describe detalladamente en la sección 5.4 del capítulo 2 del presente documento. Dicho método también cuenta con una amplia sustentabilidad de confianza para ser utilizado, puesto que los desarrolladores del método (*IDEA StatiCa*) trabajan con numerosas universidades para probar y verificar los resultados de sus programas, algunas de estas universidades son: La Universidad Técnica Checa en Praga y la Universidad Técnica de Brno. Más allá de las

universidades, *IDEA* colabora con diferentes empresas de renombre como AUTODESK, Trimble Tekla, CSI y HILTI.

Aparte de las asociaciones con reconocidas identidades, se han comparado los resultados obtenidos a partir del CBFEM con las conexiones estándar de las guías de diseño y también se han creado modelos de conexiones complejos en herramientas de análisis de elementos finitos avanzados y se han comparado con el método CBFEM. Como se muestra en la figura 51.

Figura 51. Comparación del modelo numérico a partir del CBFEM respecto a la deformada real.



Fuente: Laboratory validation of IDEA StatiCa steel connections and details, 2017.

Existen diversas publicaciones científicas que han desarrollado sus investigaciones implementando el método CBFEM, donde abarcan múltiples pruebas de validación, estudios de referencia y verificaciones, examinando diferentes tipos de conexiones. Además de las publicaciones científicas en 2016 se publicó el libro que detalla todos los principios fundamentales del CBFEM, este se denomina “*Component-based finite element design of Steel connections*” de Frantisek Wald.

Finalmente, es importante mencionar que no solo existen respaldos de carácter académico, institucional y científico, sino que este método ha sido implementado en varios proyectos de construcción tales como:

- El Estadio Olímpico de Helsinki.
- El Museo del Futuro en Dubai.
- La Universidad de Cambridge.
- Capital C (De Diamantbeurs) en Ámsterdam.

6. Cronograma de trabajo

A continuación, se presenta el cronograma de actividades para el desarrollo del presente trabajo en función de las 14 semanas disponibles correspondientes al tercer cuatrimestre del 2021. Las actividades están numeradas de acuerdo con el procedimiento expuesto en el diagrama de flujo de la figura 50.

Tabla 4. Cronograma de trabajo.

Actividad	Semana del tercer cuatrimestre del 2021													
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
1	■	■												
2			■											
3				■	■									
4						■								
5							■	■	■					
6										■	■			
7												■	■	
8													■	

Fuente: Elaboración propia.

7. Conexiones seleccionadas

Tal y como fue mencionado en el primer capítulo de este documento, para realizar la presente investigación se han escogido tres diferentes conexiones resistentes a momento que han sido utilizadas en tres distintos trabajos de investigación, dichas conexiones se presentan a continuación junto con la denominación que se les asignará en secciones posteriores:

- Conexión resistente a momento viga-columna de secciones huecas (HSS): CX-1.
- Conexión resistente a momento viga-columna de secciones HSS e IPE, respectivamente: CX-2.
- Conexión resistente a momento viga-columna de tipo BFP: CX-3.

En estas investigaciones experimentales se presentan tanto los datos necesarios para realizar el modelado computacional de las conexiones, como los resultados de las curvas de histéresis para cada conexión, de manera que sea posible compararlas con las curvas monotónicas provenientes del análisis de rigidez rotacional que se obtiene en esta investigación.

Es importante mencionar que se adjunta un despiece para cada una de las conexiones en la sección de anexos, con el fin de que las cotas y el armado de estas quede lo más explícito posible.

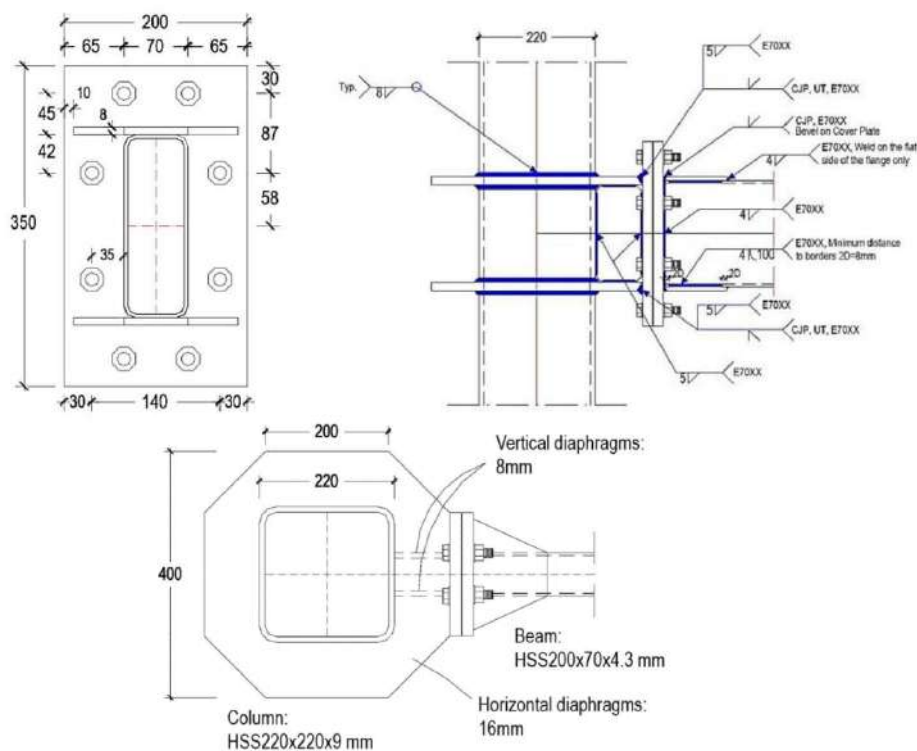
7.1. Conexión CX-1

7.1.1. Descripción de la conexión y del ensayo cíclico

Como fue mencionado en secciones precedentes, este ensayo fue llevado a cabo por Núñez et al (2020), con el fin de estudiar el comportamiento cíclico de una conexión HSS resistente a momento, esta conexión une dos tubos HSS, uno de ellos es una viga de 200x70x4,3mm, mientras que el otro es una columna de 220x220x9mm. Dichas secciones se unen como se muestra en la figura 52, la viga se ha soldado directamente a una placa

extendida que a su vez se une a otra placa extendida mediante pernos, la última placa se soldó a dos diafragmas verticales y a otros dos horizontales, estos diafragmas horizontales se han soldado a la columna. Cabe resaltar que la principal función de dichos diafragmas es disipar los esfuerzos provenientes de la viga en la cara de la columna, esto como alternativa a las conexiones soldadas directamente a la columna, puesto que estas no han presentado buenos resultados.

Figura 52. Vistas de la conexión HSS resistente a momento, cotas en mm.



Fuente: Cyclic Behavior of Hollow Section Beam-Column Moment Connection: Experimental and Numerical Study, Eduardo Núñez et al, 2020.

El ensayo real de la conexión consistió en la elaboración de tres especímenes que fueron evaluados según la norma ANSI/AISC 341-16. Los tres especímenes fueron fabricados con dimensiones similares y expuestos a condiciones de carga equivalentes, de esta manera se comprobaron los resultados obtenidos en cada ensayo.

Respecto a las propiedades mecánicas de los materiales utilizados en el ensayo experimental, estas fueron obtenidas a partir de pruebas de tensión uniaxial, similares a las descritas en la sección 1.1 del capítulo 2 del presente documento, a continuación, se desglosan dichas propiedades.

Tabla 5. *Propiedades mecánicas de los materiales utilizados en la prueba experimental CX-1.*

Elemento	Designación	σ_y [MPa]	ϵ_y	σ_u [MPa]	ϵ_u
Rigidizadores y placas extendidas	ASTM A36	380	0,0018	575	0,20
Viga 200x70x4,3	ASTM A500 Gr. C	450	0,0024	517	0,007
Columna 220x220x9	ASTM A500 Gr. B	496	0,0025	597	0,01
Pernos	ASTM A325	634	0,0036	848	0,14

Fuente: Cyclic Behavior of Hollow Section Beam-Column Moment Connection: Experimental and Numerical Study, Eduardo Núñez, 2020.

La capacidad del actuador es de 500 kN con un máximo rango de desplazamiento de ± 125 mm. Los desplazamientos aplicados por el actuador se tabulan a continuación.

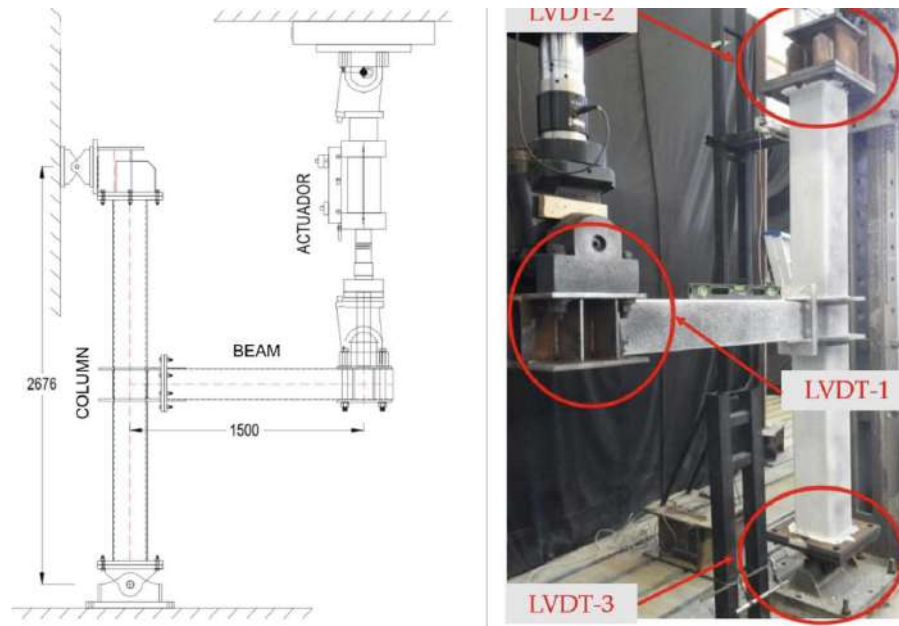
Tabla 6. *Protocolo de carga descrito por las Provisiones Sísmicas de la norma AISC.*

Número	Ciclos	Ángulo de deriva [rad]
1	6	0,00375
2	6	0,005
3	6	0,0075
4	4	0,01
5	2	0,015
6	2	0,02
7	2	0,03
8	2	0,04

Fuente: Cyclic Behavior of Hollow Section Beam-Column Moment Connection: Experimental and Numerical Study.

Seguidamente se presenta tanto una vista esquemática como una vista real del montaje del ensayo.

Figura 53. Montaje del ensayo real de la conexión CX-1.



Fuente: Cyclic Behavior of Hollow Section Beam-Column Moment Connection: Experimental and Numerical Study, Eduardo Núñez et al, 2020.

7.1.2. Modelado de la conexión

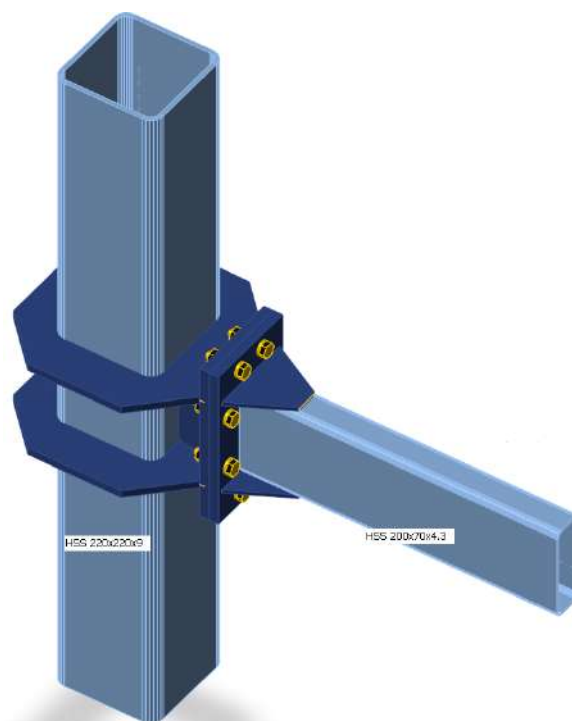
Para estudiar la aproximación del método en investigación, se estudió la conexión CX-1 utilizando el método de elementos finitos con IDEA StatiCa Connection. A continuación, se mencionan algunas de las características generales del modelo numérico de la conexión.

7.1.2.1. Dimensiones de los elementos

Las dimensiones de los elementos son similares a las descritas por el autor en los ensayos reales, no obstante, como se puede observar en la figura 52, algunas medidas no son lo suficientemente claras, por ejemplo, la longitud de los diafragmas verticales, para este tipo de casos, se escalaron los detalles de dicha figura haciendo uso del programa AutoCAD, de

manera que fuese posible aproximar las medidas faltantes. En la figura 54 se muestra el modelo realizado en IDEA StatiCa Connection.

Figura 54. *Conexión CX-1.*

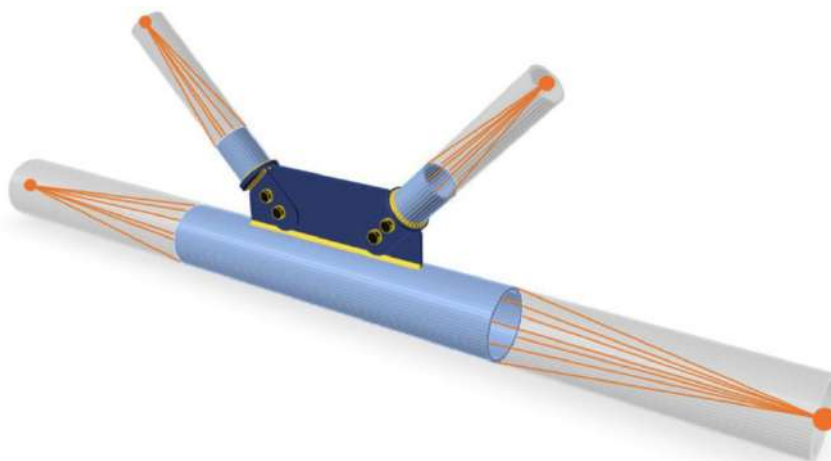


Fuente: IDEA StatiCa Connection.

7.1.2.2. Longitud de los elementos

En cuanto a la longitud de los elementos, IDEA establece dicha longitud en función de la altura de la sección transversal, el programa también incluye un modelo denominado “super elemento condensado”, este modelo consiste en incluir una parte de la longitud que el usuario no puede ver en su modelo, esto con el fin de optimizar los tiempos de cálculo y además generar modelos más precisos, en la figura 55 se ejemplifica este modelado que genera el programa. En función de lo expuesto previamente, se ha definido la longitud del elemento como 2,8 veces la longitud de la sección transversal.

Figura 55. Modelo de super elemento condensado.



Fuente: IDEA StatiCa Connection.

7.1.2.3. Modelado de los materiales

Como fue detallado en el capítulo 2 de este documento, IDEA considera un modelo elasto-plástico para el modelado de los materiales (figura 40), este aspecto se profundiza detalladamente en el capítulo 4 de la investigación, no obstante a grosso modo, se debe hacer mención de que la pendiente del *plateau* plástico se define como el arco tangente del módulo de elasticidad dividido entre mil, esto de acuerdo con lo estipulado en EN1993-1-5, Par.C.6. En función de lo mencionado, se han colocado los valores de fluencia y esfuerzo último presentados en la tabla 5 mayorados por un factor de 1,2. Respecto al módulo de elasticidad se ha calculado haciendo uso de la ecuación 1 con los datos de la tabla 5. Finalmente, se ha definido una razón de Poisson de 0,30, esto de acuerdo con lo explicado en la sección 1.3 del capítulo 2.

7.1.2.4. Condiciones de borde

Como se ha mencionado, IDEA es un programa de elementos finitos, por lo que resulta necesario asignarle al modelo una condición de contorno, para ello IDEA solicita que uno de los elementos se defina como “portante”, realmente resulta indiferente que elemento se defina como portante, sin embargo, ya que las cargas deben introducirse para todos los elementos a

excepción del portante, se ha seleccionado como portante aquel elemento que permita la introducción de menos líneas de carga, en este caso la columna HSS220x220x9mm.

En cuanto a pernos y soldaduras, a los pernos se les consideró como pretensados (70% de la resistencia nominal a tensión), por otro lado, las soldaduras fueron modeladas como "CJP" con el fin de simular un contacto de tipo "*Bonded*".

7.1.2.5. Cargas

Las cargas se han introducido en el punto de aplicación del actuador, en este caso se han definido a 1500mm del nudo de la unión.

7.1.2.6. No linealidades geométricas

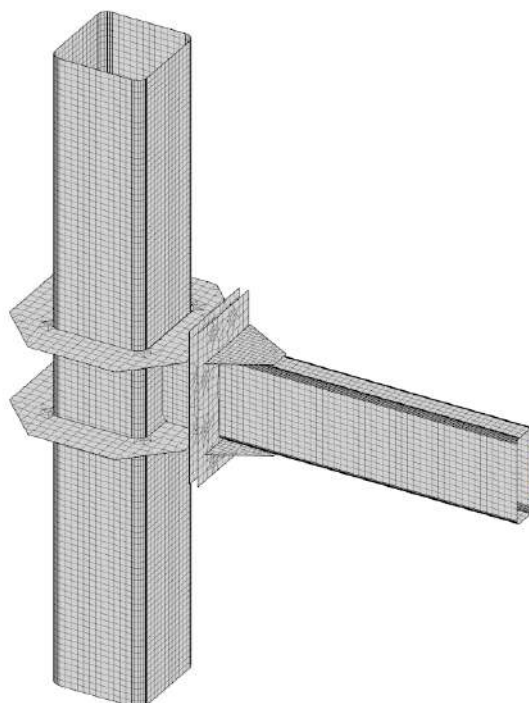
La no linealidad geométrica (GMNA) no fue considerada para este modelo, esto debido a que la GMNA permite utilizar la influencia de las deformaciones locales de los elementos en el desempeño de este, en ciertas ocasiones cuando la unión está sobre exigida los perfiles de alma vacía pierden estabilidad y por ende el análisis se detiene, en este caso es lo que ha sucedido, por lo que para la CX-1 se ha omitido dicho análisis de no linealidades geométricas.

7.1.2.7. Mallado

Como ya fue mencionado antes, IDEA StatiCa Connection genera de manera automática el mallado de elementos finitos, no obstante, se le permite al usuario definir los límites de valores máximos y mínimos que serán aceptables para este mallado automático.

Para el caso de la conexión CX-1, se ha establecido un tamaño mínimo de 10mm y un tamaño máximo de 20mm. En la figura 56 se muestra el mallado del modelo.

Figura 56. *Mallado de la conexión CX-1.*



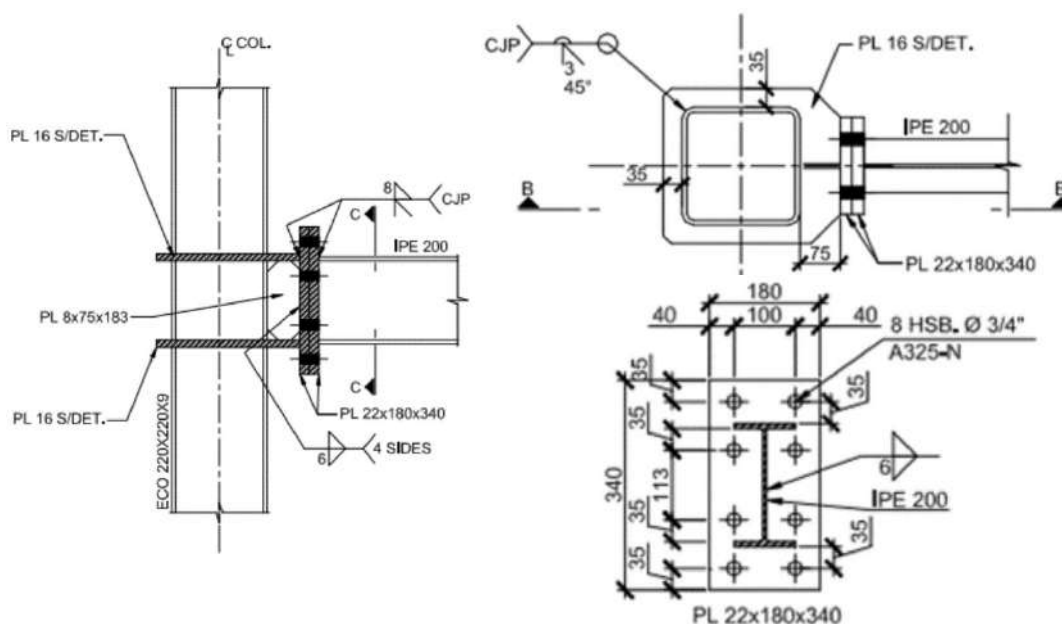
Fuente: IDEA StatiCa Connection.

7.2. Conexión CX-2

7.2.1. Descripción de la conexión y del ensayo cíclico

Este ensayo fue llevado a cabo por Núñez et al (2017), con el fin de estudiar el comportamiento cíclico de una conexión resistente a momento entre una columna de perfil HSS 220x220x9mm y una viga IPE 200, la conexión es bastante similar a la CX-1, no obstante, cuenta con ciertas diferencias, por ejemplo, el perfil de la viga, solamente posee un diafragma vertical y en general las cotas son distintas. En la figura 57 se muestra el detalle de la conexión CX-2.

Figura 57. Vistas de la conexión EP-HSS resistente a momento, cotas en mm.



Fuente: Seismic performance of moment connections in steel moment frames with HSS columns, Eduardo Núñez, 2017.

El ensayo real de la conexión consistió en la elaboración de tres especímenes que fueron evaluados según la norma ANSI/AISC 341-16. Los tres especímenes fueron fabricados con dimensiones similares y expuestos a condiciones de carga equivalentes, de esta manera se comprobaron los resultados obtenidos en cada ensayo.

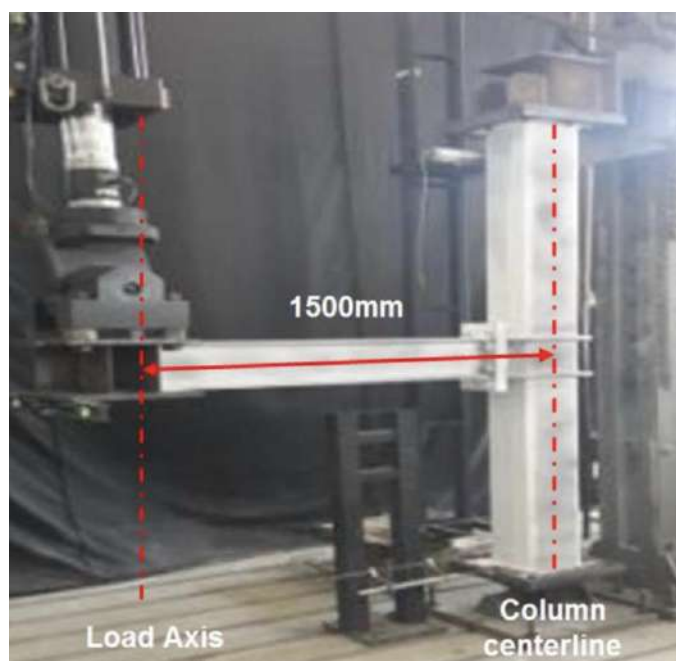
Respecto a las propiedades mecánicas de los materiales utilizados en el ensayo experimental, estas fueron obtenidas a partir de pruebas de tensión uniaxial, similares a las descritas en la sección 1.1 del capítulo 2 del presente documento, a continuación, se desglosan dichas propiedades.

Tabla 7. *Propiedades mecánicas de los materiales utilizados en la prueba experimental CX-2.*

Elemento	Designación	σ_y [MPa]	ϵ_y	σ_u [MPa]	ϵ_u
Rigidizadores, placas extendidas y viga IPE200	ASTM A36	380	0,0018	575	0,20
Columna 220x220x9	ASTM A500 Gr. B	496	0,0025	597	0,01
Pernos	ASTM A325	634	0,0036	848	0,14

Fuente: Seismic performance of moment connections in steel moment frames with HSS columns, Eduardo Núñez, 2017.

La capacidad del actuador es de 500 kN con un máximo rango de desplazamiento de ± 125 mm. Los desplazamientos aplicados por el actuador se tabulan en la tabla 6. En la figura 58 se presenta una vista real del montaje del ensayo.

Figura 58. *Montaje del ensayo real de la conexión CX-2.*

Fuente: Seismic performance of moment connections in steel moment frames with HSS columns, Eduardo Núñez, 2017.

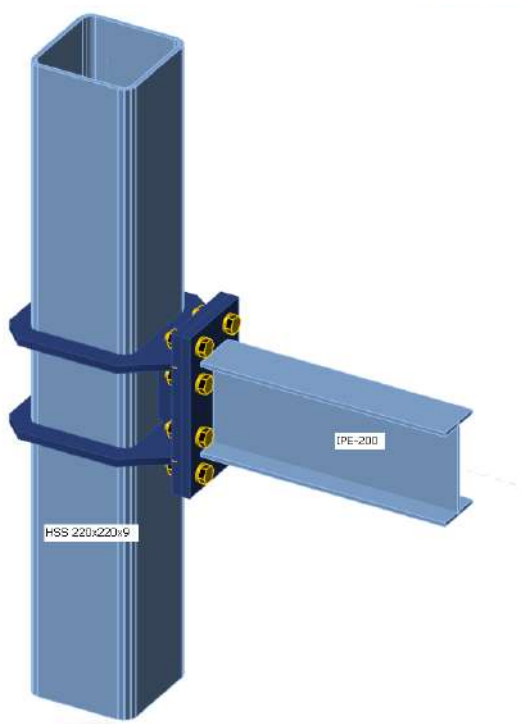
7.2.2. Modelado de la conexión

Para estudiar la aproximación del método en investigación, se estudió la conexión CX-2 utilizando el método de elementos finitos con IDEA StatiCa Connection. A continuación, se mencionan algunas de las características generales del modelo numérico de la conexión

7.2.2.1. Dimensiones de los elementos

Las dimensiones de los elementos son similares a las descritas por el autor en los ensayos reales, no obstante, como se puede observar en la figura 57, algunas medidas no son lo suficientemente claras, por lo que se escalaron los detalles de dicha figura haciendo uso del programa AutoCAD, de manera que fuese posible aproximar las medidas faltantes. En la figura 59 se muestra el modelo realizado en IDEA StatiCa Connection.

Figura 59. *Conexión CX-2.*



Fuente: IDEA StatiCa Connection.

7.2.2.2. Longitud de los elementos

En función de lo expuesto en secciones anteriores, se ha definido la longitud del elemento como 2,8 veces la longitud de la sección transversal.

7.2.2.3. Modelado de los materiales

Análogamente a lo expuesto para la conexión CX-1, se han colocado los valores de fluencia y esfuerzo último presentados en la tabla 6 mayorados por un factor de 1,2. Respecto al módulo de elasticidad se ha calculado haciendo uso de la ecuación 1 con los datos de la tabla 7. Finalmente, se ha definido una razón de Poisson de 0,30, esto de acuerdo con lo explicado en la sección 1.3 del capítulo 2.

7.2.2.4. Condiciones de borde

Se ha seleccionado como portante aquel elemento que permita la introducción de menos líneas de carga, en este caso la columna HSS220x220x9mm.

En cuanto a pernos y soldaduras, a los pernos se les consideró como pretensados (70% de la resistencia nominal a tensión), por otro lado, las soldaduras fueron modeladas como "CJP" con el fin de simular un contacto de tipo "*Bonded*".

7.2.2.5. Cargas

Las cargas se han introducido en el punto de aplicación del actuador, en este caso se han definido a 1500mm del nudo de la unión.

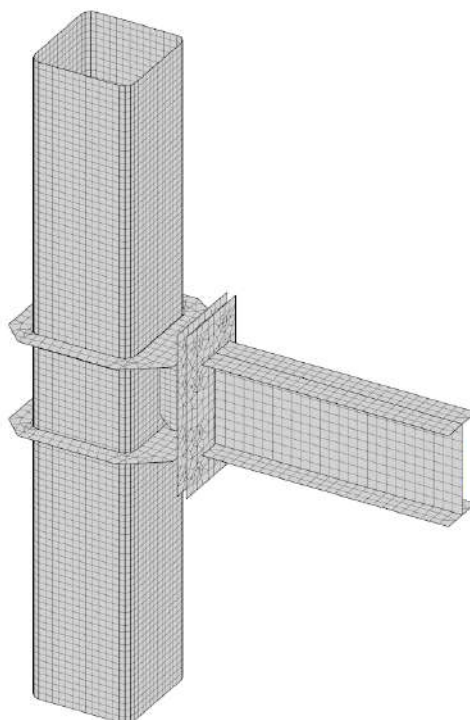
7.2.2.6. No linealidades geométricas

Al igual que en la conexión CX-1 y por condiciones similares, la no linealidad geométrica (GMNA) no fue considerada para este modelo.

7.2.2.7. Mallado

Para generar la malla de la conexión CX-2, se ha establecido un tamaño mínimo de 10mm y un tamaño máximo de 20mm. En la figura 60 se muestra el mallado del modelo.

Figura 60. Mallado de la conexión CX-2.



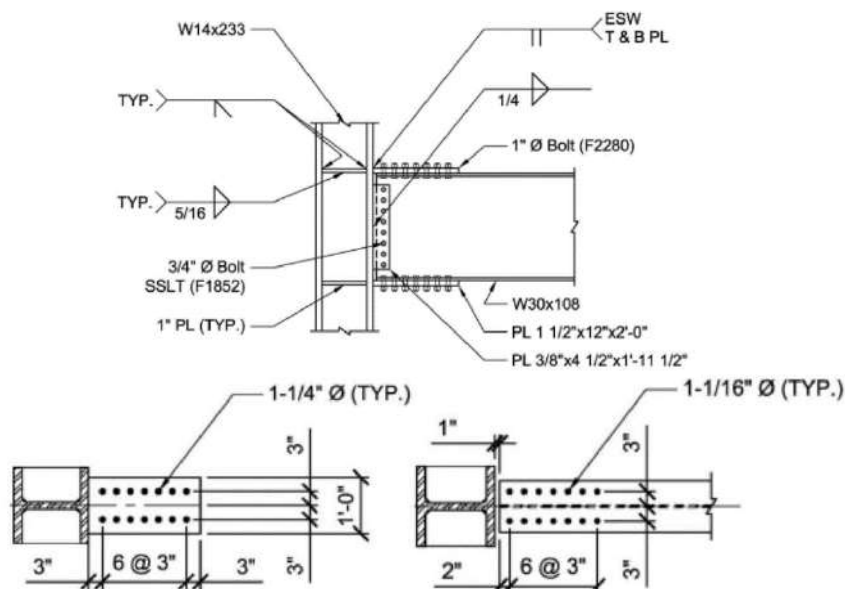
Fuente: IDEA StatiCa Connection.

7.3. Conexión CX-3

7.3.1. Descripción de la conexión y del ensayo cíclico

Este último ensayo fue llevado a cabo por Sato et al (2007), se construyó una conexiones BFP (*Bolted Flange Plate*) resistente a momento, en general la conexión consiste en la unión de dos perfiles, uno es un W30x108 (viga) y el otro un W 14x233 (columna), la unión se realiza a través de tres placas empernadas, dos de ellas se adosan a las alas de la viga y se sueldan al ala de la columna, mientras que la tercera se emperna al alma de la viga y a su vez se suelda al ala de la columna, cabe mencionar que la columna cuenta con placas de continuidad, formando una zona panel. En la figura 61 se presentan los detalles de la conexión. Cabe mencionar que todos los pernos de esta conexión eran A325.

Figura 61. Vistas de la conexión BFP resistente a momento, cotas en pulg.



Fuente: Cyclic testing of bolted flange plate steel moment connections for special moment frames. Final Report to American Institute of Steel Construction, Sato et al, 2007.

Respecto a las propiedades mecánicas de los materiales utilizados en el ensayo experimental, estas fueron obtenidas a partir de pruebas de tensión uniaxial, similares a las descritas en la sección 1.1 del capítulo 2 del presente documento, a continuación, se desglosan dichas propiedades.

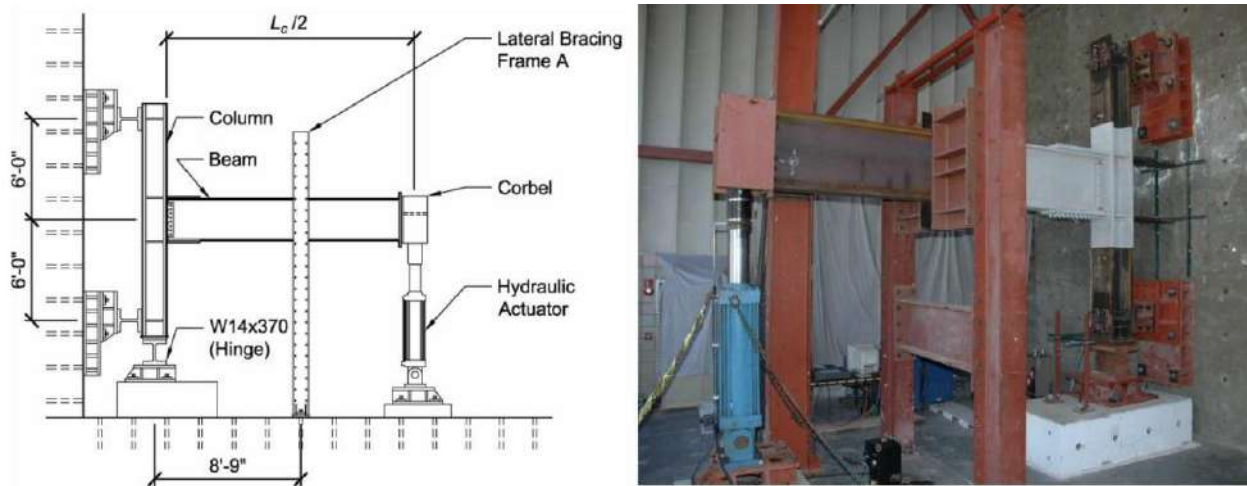
Tabla 8. Propiedades mecánicas de los materiales utilizados en la prueba experimental CX-3.

Elemento	Designación	σ_y [ksi]	σ_u [ksi]
Viga W30x108	ASTM A992	51,5	76,5
Columna W14x233	ASTM A992	52,0	77,5
Placas	ASTM A572 Gr. 50	60,5	87,5

Fuente: Cyclic testing of bolted flange plate steel moment connections for special moment frames. Final Report to American Institute of Steel Construction, Sato et al, 2007.

Seguidamente se presenta tanto una vista esquemática como una vista real del montaje del ensayo.

Figura 62. Montaje del ensayo real de la conexión CX-3.



Fuente: Cyclic testing of bolted flange plate steel moment connections for special moment frames. Final Report to American Institute of Steel Construction, Sato et al, 2007.

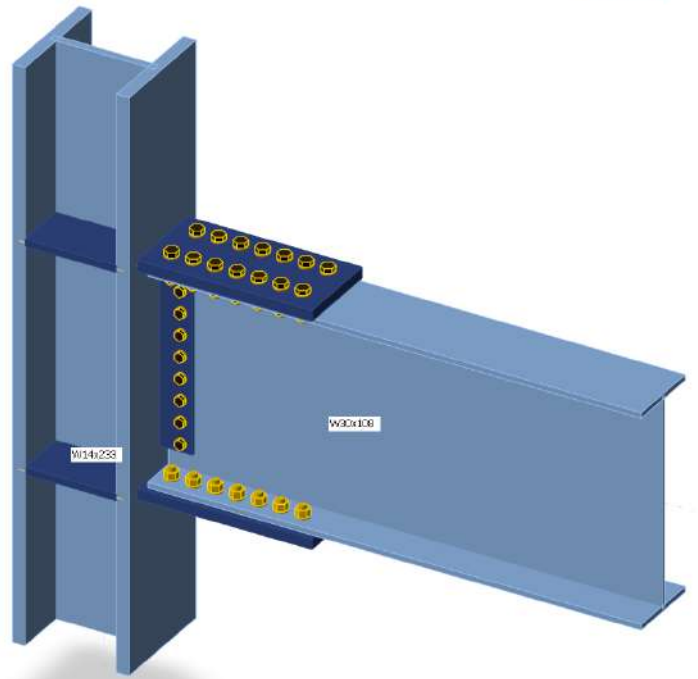
7.3.2. Modelado de la conexión

Para estudiar la aproximación del método en investigación, se estudió la conexión CX-3 utilizando el método de elementos finitos con IDEA StatiCa Connection. A continuación, se mencionan algunas de las características generales del modelo numérico de la conexión.

7.3.2.1. Dimensiones de los elementos

Las dimensiones de los elementos son similares a las descritas por el autor en los ensayos reales. En la figura 63 se muestra el modelo realizado en IDEA StatiCa Connection.

Figura 63. *Conexión CX-3.*



Fuente: IDEA StatiCa Connection.

7.3.2.2. Longitud de los elementos

En función de lo expuesto en secciones anteriores, se ha definido la longitud del elemento como 1,5 veces la longitud de la sección transversal.

7.3.2.3. Modelado de los materiales

Análogamente a lo expuesto para la conexión CX-1 y CX-2, se han colocado los valores de fluencia y esfuerzo último presentados en la tabla 8 mayorados por un factor de 1,2. Respecto al módulo de elasticidad se ha establecido en 29000ksi para todos los aceros. Finalmente, se ha definido una razón de Poisson de 0,30.

7.3.2.4. Condiciones de borde

Se ha seleccionado como portante aquel elemento que permita la introducción de menos líneas de carga, en este caso la columna W14x233.

En cuanto a pernos y soldaduras, los pernos se consideraron en aplastamiento (interacción tracción-cortante), por otro lado, las soldaduras fueron modeladas como “CJP” con el fin de simular un contacto de tipo “*Bonded*”.

7.3.2.5. Cargas

Las cargas se han introducido en el punto de aplicación del actuador, en este caso se han definido a 4508,5mm del nudo de la unión.

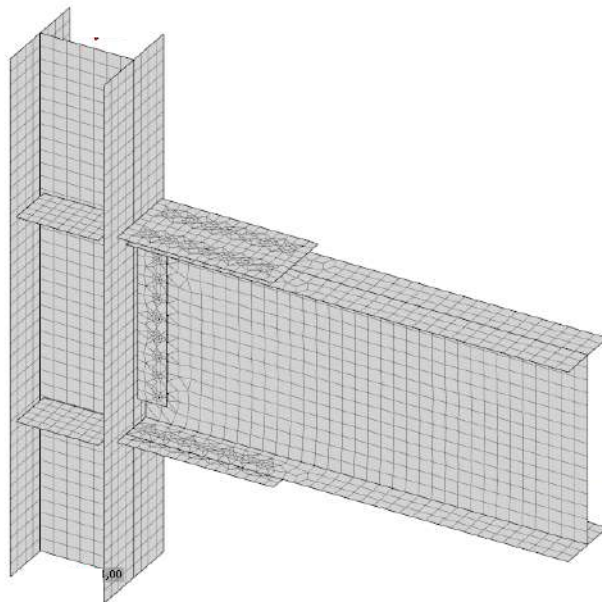
7.3.2.6. No linealidades geométricas

La no linealidad geométrica (GMNA) fue considerada para este modelo.

7.3.2.7. Mallado

Para el mallado de la conexión CX-3, se ha establecido un tamaño mínimo de 10mm y un tamaño máximo de 50mm. En la figura 64 se muestra el mallado del modelo.

Figura 64. *Mallado de la conexión CX-3.*



Fuente: IDEA StatiCa Connection.

7.4. Análisis realizados para el ensayo numérico de las conexiones

A continuación, se abordarán los análisis realizados mediante el programa IDEA StatiCa Connection, los tres análisis que se describen en las siguientes secciones se han ejecutado para cada una de las tres conexiones.

7.4.1. Análisis de tensión-deformación

El análisis correspondiente a la evaluación de tensión-deformación es el más básico, mediante este análisis se realizan las verificaciones de los componentes de la conexión, es decir, placas, pernos y soldaduras.

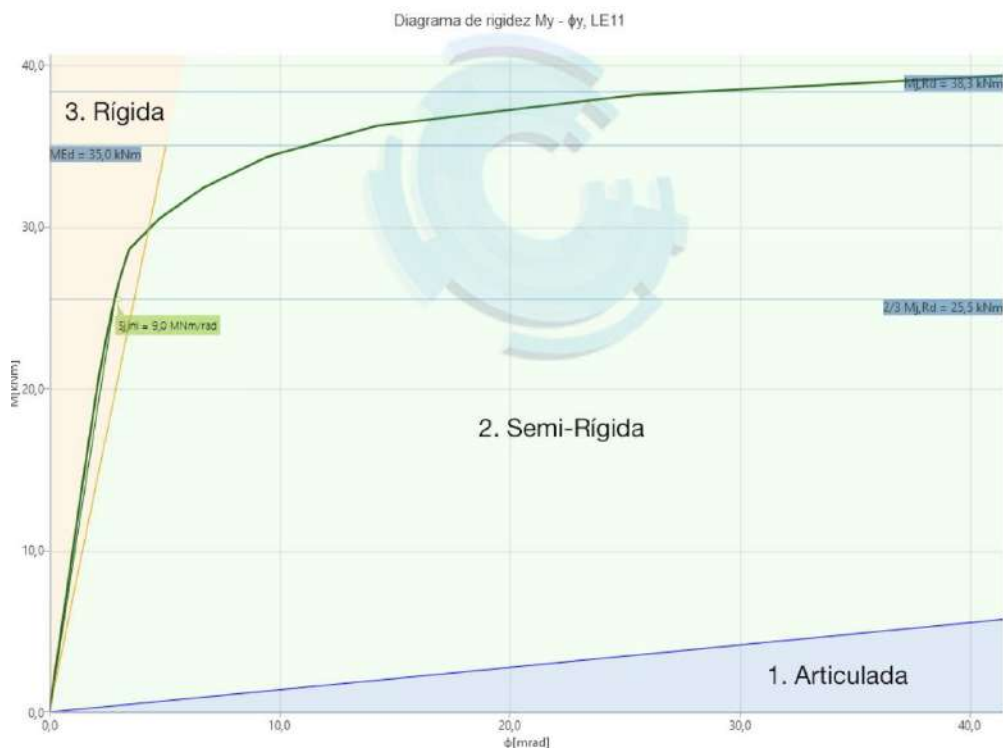
En general, IDEA realiza una evaluación de la distribución de tensiones y deformaciones a lo largo de la conexión. Haciendo referencia a la distribución de tensiones, los esfuerzos que se muestran corresponden a los obtenidos según el criterio de falla de Von Mises, el programa calcula dichas tensiones para varios filamentos dentro de una misma placa y muestra el valor más desfavorable obtenido, este análisis es de vital importancia para la investigación puesto que permite localizar donde se concentran los esfuerzos, en otras palabras, los puntos críticos de la unión.

Análogamente a lo descrito para la distribución de tensiones, el programa permite a través de un gradiente de colores localizar las deformaciones plásticas a lo largo de los elementos de la conexión.

7.4.2. Análisis de rigidez de la unión

Como ya fue expresado a lo largo de la fundamentación teórica de la investigación, la rigidez de una conexión se puede definir como la capacidad rotacional que esta tiene. En la figura 65, se muestra un gráfico de capacidad rotacional de una conexión.

Figura 65. Diagrama de Momento-Rotación, característico de la función de rigidez de una conexión.



Fuente: CONSTRUSOFT de España, Teoría y Cálculo de Uniones Metálicas con IDEA StatiCa Connection.

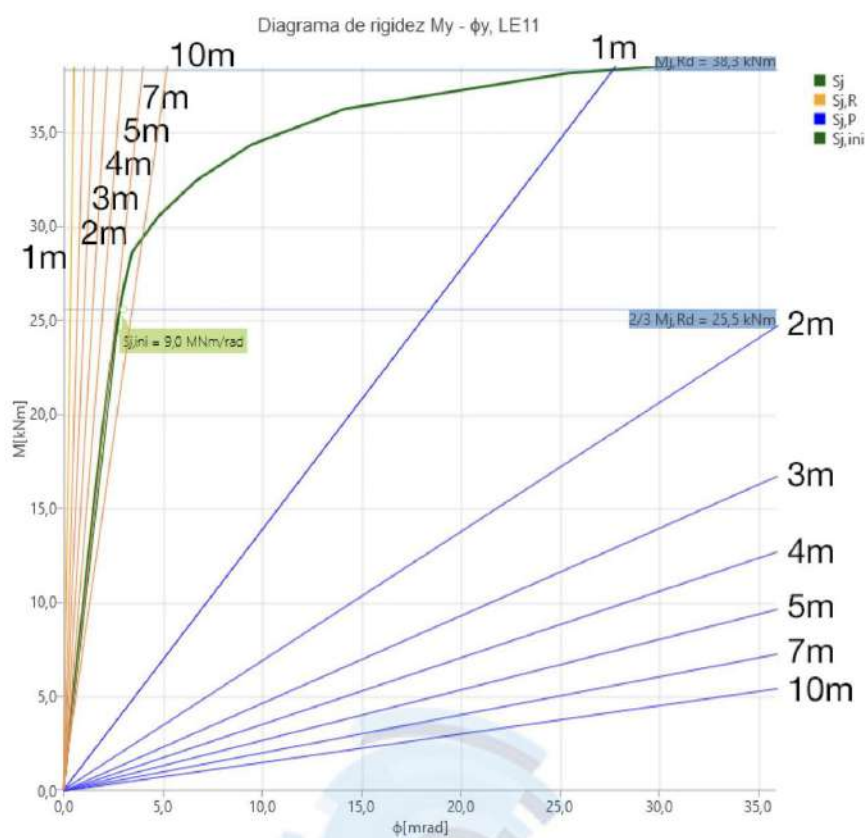
Como se observa en la figura precedente, la curva de Momento-Rotación es una función no lineal que tiende a una asíntota horizontal, en otras palabras, llegando a un determinado punto (Momento último de la conexión) la rotación incrementa indefinidamente para un valor de momento constante.

A pesar de ser una curva no lineal, IDEA hace una simplificación bilineal, esto debido a que tiene un tramo inicial bastante cercano a la linealidad (aproximadamente hasta un valor de $2/3$ del momento último resistente de la conexión).

Por otro lado, es posible distinguir tres zonas: Articulada, Semi-rígida y Rígida. Una conexión se clasificará en una categoría u otra según a la zona que pertenezca la función obtenida.

Al seleccionar este tipo de análisis en IDEA, se deben definir ciertos parámetros que no son necesarios para otros análisis, por ejemplo, la longitud teórica de los elementos. Desde el punto de vista de la rigidez, estas son las longitudes geométricas entre apoyos a efectos de la flexión del elemento. Es importante mencionar que la rigidez de la conexión no depende de la longitud teórica del elemento, los límites para la clasificación de la unión sí dependen de dichas longitudes. Para la misma conexión a la cual pertenece la curva de la figura 65, se han definido distintas longitudes teóricas, con el fin de ejemplificar lo mencionado anteriormente.

Figura 66. Diagrama de Momento-Rotación, con diferentes límites de clasificación, según la longitud teórica del elemento.



Fuente: CONSTRUSOFT de España, Teoría y Cálculo de Uniones Metálicas con IDEA StatiCa Connection.

En función de la rigidez inicial de la conexión, la longitud teórica del elemento, el módulo de elasticidad y el momento de inercia del miembro analizado, IDEA clasifica las uniones según las siguientes relaciones (AISC 360-16, Cl. B3.4):

$$\text{Rígida: } \frac{S_{j\text{ini}} L_b}{EI_b} \geq 20 \quad \text{Ecuación 17}$$

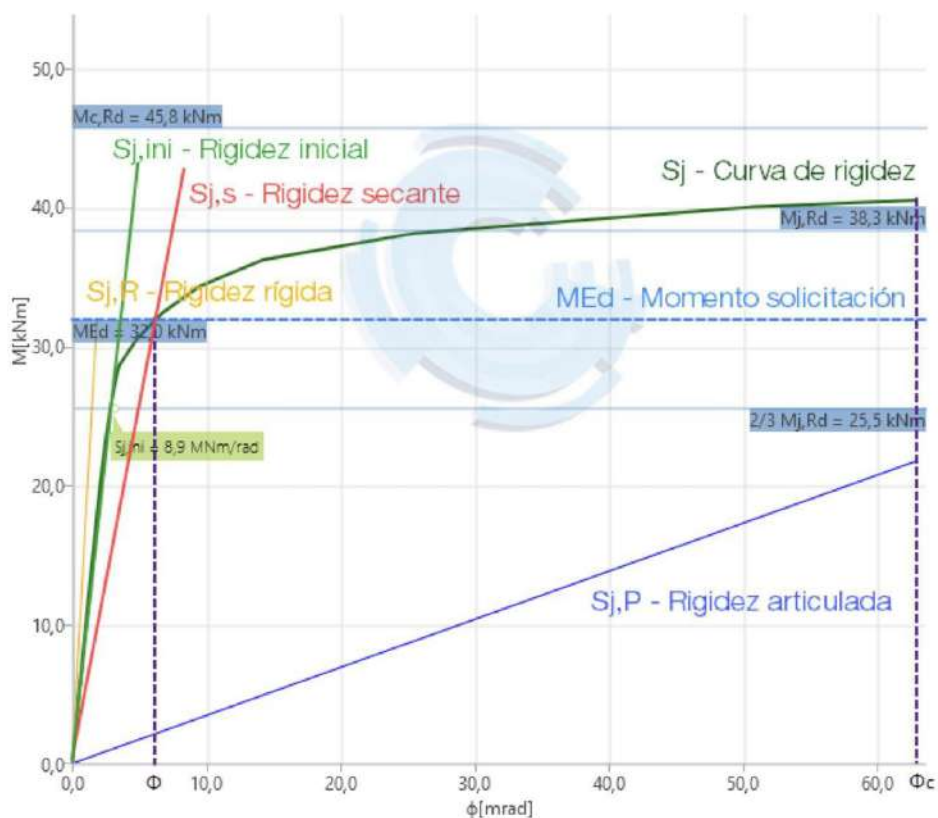
$$\text{Semi – Rígida: } -2 < \frac{S_{j\text{ini}} L_b}{EI_b} < 20 \quad \text{Ecuación 18}$$

$$\text{Articulada: } \frac{S_{j\text{ini}} L_b}{EI_b} \leq 2 \quad \text{Ecuación 19}$$

Otro aspecto importante por mencionar es que el análisis de rigidez es un proceso incremental e iterativo, por lo que suele tomar algo de tiempo, es por esta razón que IDEA no evalúa las rigideces de todos los GDL, sino solo aquellos que se hayan especificado por el usuario.

Además, es vital comprender lo que el programa interpreta para obtener la rigidez de la conexión, IDEA aplica escalones de carga y evalúa la rotación de la conexión. Por lo tanto, de la rotación total que pueda obtener del modelo de elementos finitos, tiene que sustraer la rotación debida a la propia flexión del elemento analizado. Finalmente, se presenta la figura 67 que muestra una descripción un tanto más detallada de la curva de rigidez obtenida mediante el programa IDEA StatiCa.

Figura 67. Diagrama detallado de Momento-Rotación.



Fuente: CONSTRUSOFT de España, Teoría y Cálculo de Uniones Metálicas con IDEA StatiCa Connection.

7.4.3. Análisis de pandeo

El pandeo local que puede darse en una conexión responde a unos principios similares al pandeo que se da en estructuras metálicas, este fenómeno se puede interpretar como una reducción de la capacidad resistente de un elemento debida a la aparición de estas inestabilidades.

Dichas inestabilidades aparecen en los paneles esbeltos comprimidos de una conexión, estos consisten en una bifurcación de la alineación de la placa respecto a su posición original, por lo tanto, no se puede considerar la resistencia total del panel, sino que se reducirá debido a este factor.

Para este tipo de análisis, IDEA considera la no linealidad del material apoyada de un análisis de estabilidad. En este caso, la verificación de la resistencia de pandeo es perfectamente válida para un gran espectro de estructuras, excepto para aquellas conformadas con placas muy esbeltas, donde es necesario realizar un análisis con imperfecciones iniciales.

Este proceso que utiliza IDEA hace uso de amplificadores de carga (α), obtenidos a partir de los resultados de análisis de elementos finitos, permitiendo predecir la resistencia de las conexiones para un estado de pandeo.

Por un lado, aparece un coeficiente de carga ($\alpha_{ult,k}$), considerado como la capacidad plástica de la conexión, sin considerar la GMNA. Por otro lado, este coeficiente es el mínimo porcentaje de las cargas de diseño definidas, necesario para alcanzar el valor característico de la resistencia de la sección más crítica del conjunto, despreciando cualquier pandeo de la placa.

Existe otro coeficiente de carga, a este se le denomina factor crítico de pandeo (α_{cr}), se considera el porcentaje de carga crítica elástica para el cual se produce la inestabilidad obtenida en el análisis de estabilidad lineal.

Así, mediante la siguiente relación se puede obtener la esbeltez adimensional de la placa, para el modo de pandeo examinado.

$$\overline{\lambda}_{pag} = \sqrt{\frac{\alpha_{ult,k}}{\alpha_{cr}}} = \frac{\lambda}{\pi \sqrt{\frac{mi}{F_y}}} \quad \text{Ecuación 20}$$

De acuerdo con lo establecido en el AISC 360-16 J.4, la estabilidad de las placas está garantizada si la esbeltez es menor o igual que 25, que corresponde a un factor de pandeo de 13, en otras palabras, si el factor de pandeo es superior a 13, no se necesitan más controles de pandeo y se pueden realizar análisis plásticos. Esto se ejemplifica a continuación para el acero ASTM A36:

$$\lambda = 25 \ll \overline{\lambda_{pag}} \cong \frac{25}{\pi \cdot \sqrt{\frac{200000}{248.2}}} = 0,28 \quad \text{Ecuación 21}$$

$$\alpha_{cr} = \frac{\alpha_{ult,k}}{\overline{\lambda_{pag}}^2} = \frac{1}{0,28^2} = 12,7 \cong 13 \quad \text{Ecuación 22}$$

No obstante, para el caso de placas de unión, es decir placas que conecten elementos individuales (por ejemplo, rigidizadores), el factor de pandeo limitante puede ser mucho menor (alrededor de 3) si se utilizan las disposiciones del capítulo E del AISC o los correspondientes a las guías de diseño.

Es decir que para placas que conectan elementos individuales, el factor de pandeo debe cumplir la siguiente relación:

$$\alpha_{cr} \geq 13 \quad \text{Ecuación 23}$$

Y para placas de refuerzo en la unión:

$$\alpha_{cr} \geq 3 \quad \text{Ecuación 24}$$

CAPÍTULO IV

ANÁLISIS DE RESULTADOS

ANÁLISIS DE RESULTADOS

Para el análisis de resultados se ejecuta una serie de comparaciones entre los resultados de los ensayos reales descritos en el capítulo 3 de esta investigación y los resultados de las simulaciones virtuales con carga estática monotónica con el programa IDEA StatiCa Connection. El principal objetivo es evaluar si los resultados obtenidos mediante la metodología propuesta son representativos para aproximar el comportamiento sísmico y no lineal de las conexiones resistentes a momento. No obstante, antes de comenzar con las comprobaciones y el debido análisis de los resultados, se presentan ciertos comentarios generales que justifican decisiones tomadas durante el desarrollo de la investigación.

La primera de las comparaciones consiste en presentar los resultados del análisis de tensión-deformación obtenidos en IDEA y evaluar si las concentraciones de esfuerzos y plastificaciones son coherentes con el comportamiento de falla observado en los ensayos experimentales reales. Cabe rescatar, que en dos de las investigaciones, los autores calibraron modelos de elemento finito en el programa ANSYS, no obstante, el autor del presente documento considera que no es de relevancia establecer una comparación entre ellos, esto debido a que las condiciones de carga son distintas, como se ha mencionado en repetidas ocasiones a lo largo de esta investigación, el ensayo computacional realizado es uno de carga monotónica, mientras que el que se ha realizado en los modelos computacionales de los otros autores es de carga cíclica.

Como segunda comparación, se comprueba si efectivamente la curva de Momento-Rotación obtenida a partir del ensayo monotónico es una envolvente del comportamiento histerético de la conexión, con el fin de conocer de manera preliminar el comportamiento sísmico de la conexión, en otras palabras, se evalúa la precisión del método en estudio.

Finalmente, la tercera y última comprobación consiste en presentar los resultados del análisis de pandeo o abolladura desarrollado en IDEA StatiCa Connection y compararlos con las inestabilidades presentes en los ensayos reales.

1. Comentarios generales

IDEA StatiCa es un programa de análisis estructural orientado al diseño de conexiones de acero, es por ello que, en ciertos aspectos, como el modelado del material, es un tanto conservador, por lo que en pro de desarrollar una investigación representativa del comportamiento real de las conexiones se ha decidido factorizar las resistencias de los materiales utilizados con un factor de 1,2.

El utilizar este valor en específico nace a partir de la realización de un análisis de diseño por capacidad, ya que, a diferencia de los otros análisis disponibles en IDEA, este se utiliza para realizar el diseño de uniones cuando alguno de los elementos de esta es considerado un elemento fusible.

La idea detrás de este diseño es que se pueda garantizar que el daño se concentre en una región controlada que pueda permitir alcanzar deformaciones plásticas y disipar energía, en otras palabras, mediante esta filosofía de diseño el diseñador se asegura de que las partes de la conexión que no participan en la función disipativa no sufran daños, inclusive se pretende que se comporten esencialmente elásticas.

Cuando este análisis se ejecuta en IDEA, la curva que modela el comportamiento del material (figura 40) cambia para el elemento que el usuario seleccione como elemento disipativo, en primera instancia, el programa reconoce que el material tiene una sobre resistencia la cual es mayor al valor especificado por los fabricantes, estos factores se conocen como R_y y R_t en el caso del AISC.

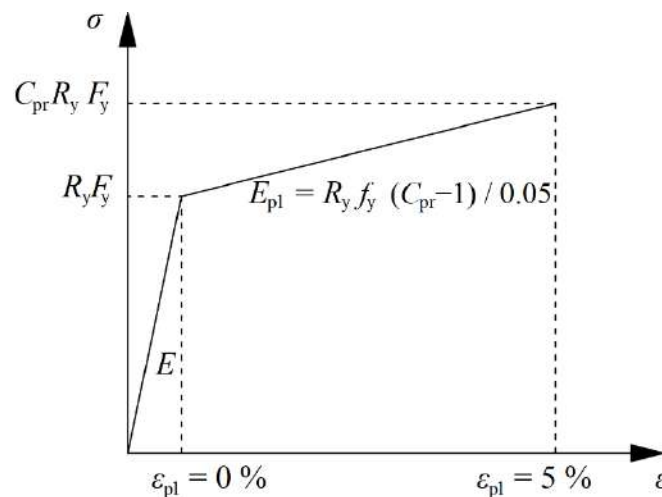
Por otro lado, como se mencionó en el apartado de fundamentación teórica, es importante tomar en cuenta que el acero no solo cede, este también tiene un endurecimiento por deformación bajo cargas cíclicas que aumenta significativamente la resistencia de este. El programa reconoce este endurecimiento por deformación de una manera menos conservadora que el establecido para los demás análisis, para ello se define un valor para el factor C_{pr} , según el AISC 358 y la FEMA 350, dicho factor toma en cuenta este efecto de endurecimiento por ciclaje y se establece como:

$$C_{pr} = \frac{F_y + F_u}{2F_y} \leq 1,2 \quad \text{Ecuación 25}$$

De hecho, el C_{pr} en algunas conexiones es incluso más alto ya que considera otras incertidumbres como restricciones locales, refuerzos adicionales y otras condiciones de la unión que solamente se han observado en ensayos reales.

En resumen, al incluir un elemento disipativo el programa modifica la curva del material a una curva como la que se muestra en la figura 68.

Figura 68. Curva del material modificado por la operación de elemento disipativo (AISC).

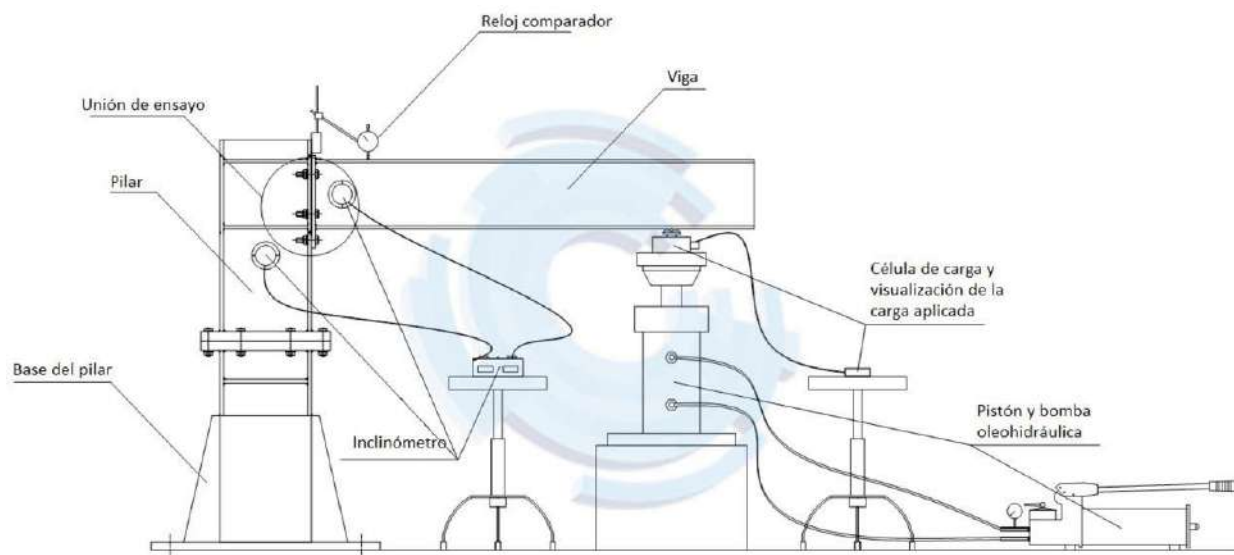


Fuente: CONSTRUSOFT de España, Teoría y Cálculo de Uniones Metálicas con IDEA StatiCa Connection.

Al no considerar los efectos mencionados anteriormente se tiene una estimación sumamente conservadora de las capacidades de los materiales, lo cual es ventajoso desde un enfoque de diseño, no obstante, para investigación lo ideal sería contar con dichas capacidades y no solamente para el elemento fusible, sino para todos los elementos que conforman la unión.

Para respaldar todavía más la factorización de la resistencia, se presenta el siguiente ensayo real realizado por IDEA StatiCa en conjunto con la Universidad de Girona. Este ensayo consta de una conexión viga (IPE 180)-columna (IPE 240), que a su vez está formada por una placa frontal emperrada. Todos los elementos son de acero grado S275. La configuración del ensayo se muestra en la figura 69.

Figura 69. Configuración del ensayo de la Universidad de Girona.

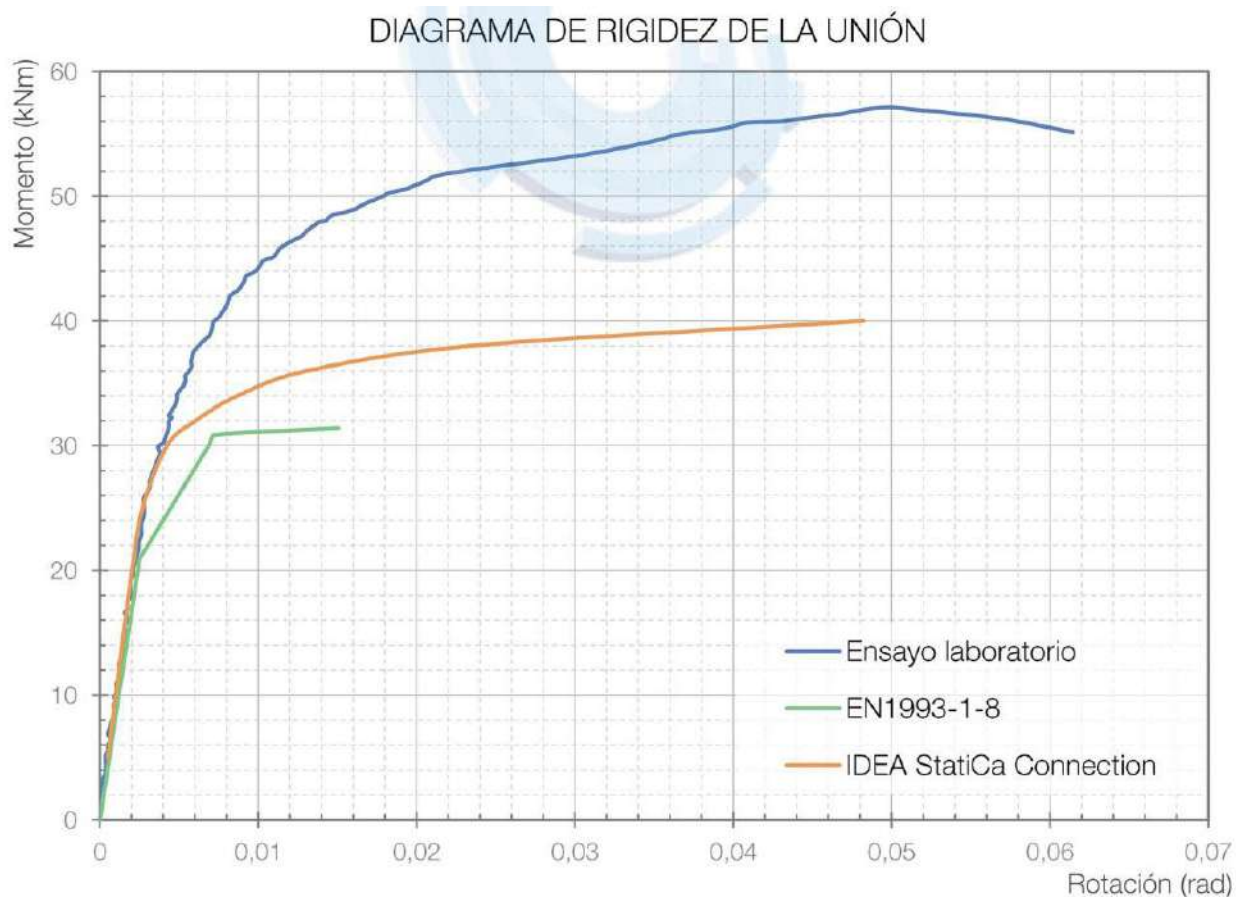


Fuente: CONSTRUSOFT de España, Teoría y Cálculo de Uniones Metálicas con IDEA StatiCa Connection.

El ensayo consistió en cargar la probeta con una carga monótonica creciente por debajo de la viga para provocar la falla de la unión a flexión. Al finalizar el ensayo se ha obtenido la

curva de Momento-Rotación que se comparó respecto a la obtenida en el ensayo computacional realizado en IDEA StatiCa, esta comparación se muestra en la figura 70.

Figura 70. Comparación entre curvas de Momento-Rotación del ensayo de la Universidad de Girona.



Fuente: CONSTRUSOFT de España, Teoría y Cálculo de Uniones Metálicas con IDEA StatiCa Connection.

Como se observa, a partir del punto donde se pierde en gran medida la linealidad del problema Momento-Rotación, IDEA toma en cuenta un endurecimiento por deformación modesto en comparación con el que se presenta en la realidad, ya que como se ha mencionado, al ser un programa de diseño este hace estimaciones del lado de la seguridad y no de la inseguridad.

Es por estas razones y las correlaciones aceptables obtenidas en las comparaciones que se tomó la decisión de mayorar las resistencias únicamente multiplicándolas por un factor de 1,2.

El autor no consideró necesario considerar la sobre resistencia del material mayorándolo acorde a los factores presentados en la tabla A3.1 de las Provisiones Sísmicas, esto debido a que las resistencias utilizadas provenían de ensayos de tensión uniaxial y no eran los valores mínimos presentados por el fabricante.

2. Comprobaciones

En las siguientes secciones se abordan las comprobaciones mencionadas en el punto 1 de este capítulo.

2.1. Conexión CX-1

2.1.1. Resultados de los ensayos experimentales

Para la conexión CX-1 se fabricaron tres modelos reales de dimensiones y condiciones de carga similares, los resultados de cada una de las tres pruebas se comentarán a continuación:

2.1.1.1. Ensayo experimental 1

Para este ensayo se ha reportado una carga máxima de 60,24kN a un desplazamiento vertical de 40mm y uno máximo de 75mm. Se ha observado una pérdida abrupta de la resistencia en el momento en el que se alcanzó la carga máxima.

Por otro lado, se ha logrado apreciar una deformación considerable en las alas de la viga HSS.

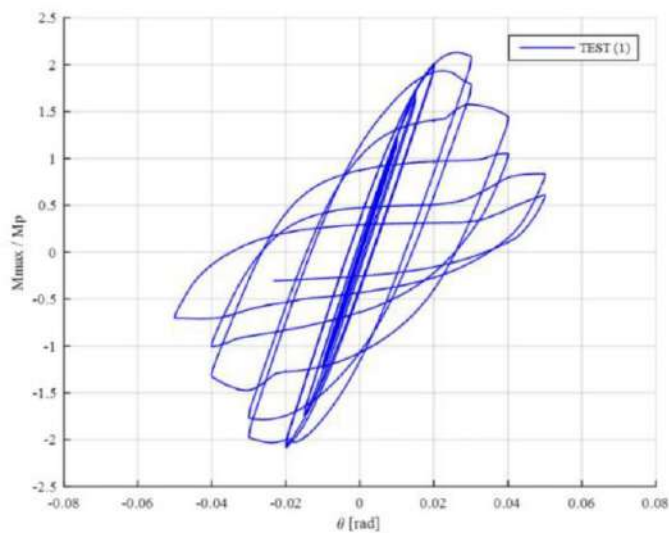
En la figura 71 se muestran los daños en las alas de la viga HSS, mientras que en la figura 72 se presenta la curva de Momento-Rotación normalizada respecto al momento plástico.

Figura 71. Daños observados en el ensayo experimental 1 de la conexión CX-1.



Fuente: Cyclic Behavior of Hollow Section Beam-Column Moment Connection: Experimental and Numerical Study, Eduardo Núñez et al, 2020.

Figura 72. Curva de Momento-Rotación normalizada, ensayo experimental 1 de la conexión CX-1.



Fuente: Cyclic Behavior of Hollow Section Beam-Column Moment Connection: Experimental and Numerical Study, Eduardo Núñez et al, 2020.

Como se logra apreciar en la curva de histéresis de este ensayo, se obtuvo una resistencia a la flexión de 2,12 M_p a 0,03rad y una resistencia de 1,0 M_p a 0,04rad.

2.1.1.2. Ensayo experimental 2

Para este ensayo se ha reportado una carga máxima de 62,25kN a un desplazamiento vertical de 45mm y uno máximo de 75mm. Se ha observado una pérdida de la resistencia en el momento en el que se alcanzó la carga máxima, sin embargo, esta ha sido menor en comparación con la obtenida en el ensayo experimental 1.

Al igual que en el ensayo anterior, se ha logrado apreciar una deformación significativa en las alas de la viga HSS.

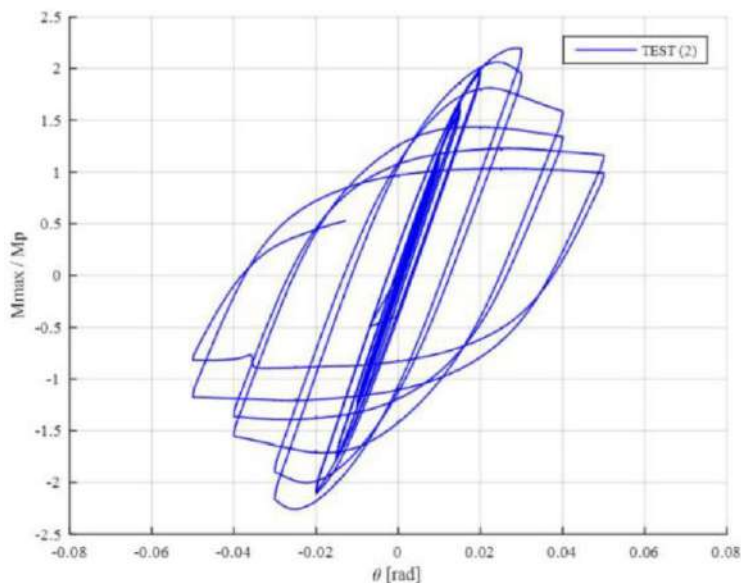
En la figura 73 se muestran los daños en las alas de la viga HSS, mientras que en la figura 74 se presenta la curva de Momento-Rotación normalizada respecto al momento plástico.

Figura 73. *Daños observados en el ensayo experimental 2 de la conexión CX-1.*



Fuente: Cyclic Behavior of Hollow Section Beam-Column Moment Connection: Experimental and Numerical Study, Eduardo Núñez et al, 2020.

Figura 74. Curva de Momento-Rotación normalizada, ensayo experimental 2 de la conexión CX-1.



Fuente: Cyclic Behavior of Hollow Section Beam-Column Moment Connection: Experimental and Numerical Study, Eduardo Núñez et al, 2020.

Como se logra apreciar en la curva de histéresis de este ensayo, se obtuvo una resistencia a la flexión de $2,20 M_p$ a $0,03\text{rad}$ y una resistencia de $1,0 M_p$ a $0,04\text{rad}$.

2.1.1.3. Ensayo experimental 3

Para este último ensayo se ha reportado una carga máxima de $60,86\text{kN}$ a un desplazamiento vertical de 40mm y uno máximo de 75mm . Se ha observado una pérdida de la resistencia en el momento en el que se alcanzó la carga máxima, es decir, se ha observado un comportamiento similar al de los ensayos predecesores.

De igual forma se ha logrado apreciar una fuerte deformación en las alas de la viga HSS.

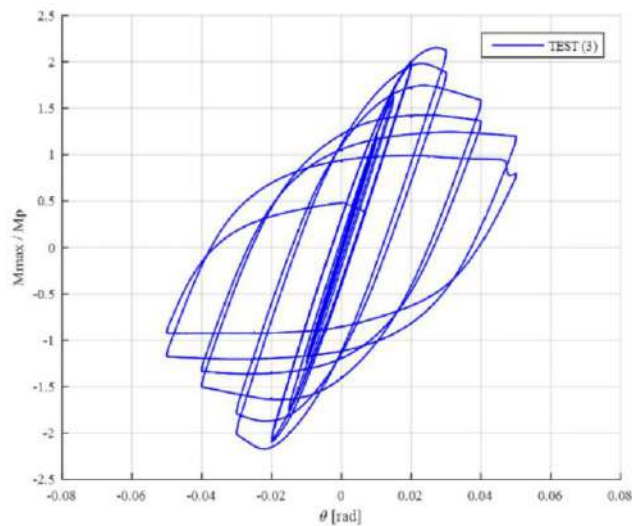
En la figura 75 se muestran los daños en las alas de la viga HSS, mientras que en la figura 76 se presenta la curva de Momento-Rotación normalizada respecto al momento plástico.

Figura 75. Daños observados en el ensayo experimental 3 de la conexión CX-1.



Fuente: Cyclic Behavior of Hollow Section Beam-Column Moment Connection: Experimental and Numerical Study, Eduardo Núñez et al, 2020.

Figura 76. Curva de Momento-Rotación normalizada, ensayo experimental 3 de la conexión CX-1.



Fuente: Cyclic Behavior of Hollow Section Beam-Column Moment Connection: Experimental and Numerical Study, Eduardo Núñez et al, 2020.

Como se logra apreciar en la curva de histéresis de este ensayo, se obtuvo una resistencia a la flexión de 2,15 M_p a 0,03rad y una resistencia de 0,98 M_p a 0,04rad.

2.1.1.4. Resumen de los ensayos realizados

A continuación, se presenta la tabla 9, donde se muestra un resumen de lo expuesto en las secciones anteriores referentes a los ensayos experimentales de la conexión CX-1:

Tabla 9. Resumen de los valores máximos obtenidos en las pruebas experimentales de CX-1.

Ensayo	Carga máxima [kN]	Desplazamiento máximo [mm]	M/Mp	Momento máximo [kN-m]	ϵ_u
1	60,24	75,17	2,12	90,35	0,05
2	62,25	75,18	2,20	93,37	0,05
3	60,86	75,17	2,15	91,30	0,05

Fuente: Cyclic Behavior of Hollow Section Beam-Column Moment Connection: Experimental and Numerical Study, Eduardo Núñez, 2020.

Para todos los ensayos experimentales se ha obtenido una resistencia a flexión a los 0,04rad mayor que el 80% del momento plástico. El daño se concentró en la viga, mientras que, para las placas, columna, pernos y soldaduras, no se ha reportado ningún daño significativo. En el momento en el que se alcanza la carga máxima, se aprecia un decaimiento considerable de la rigidez de la conexión. Estos aspectos mencionados son de particular importancia puesto que a pesar de alcanzar una resistencia mayor al 80% del momento plástico a los 0,04rad, la conexión exhibe un comportamiento no dúctil derivado del pandeo local de las alas de la viga.

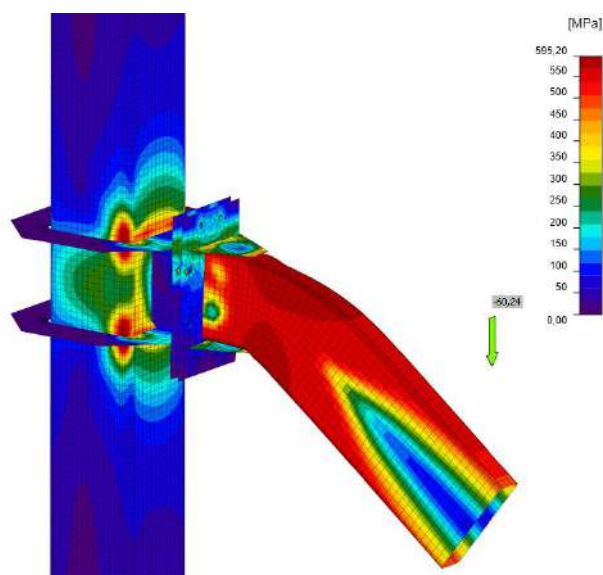
2.1.2. Resultados del ensayo numérico y comparación respecto al ensayo experimental

Seguidamente se presentan los resultados obtenidos a partir de los modelos virtuales desarrollados en IDEA StatiCa Connection.

2.1.2.1. Análisis de Tensión-Deformación

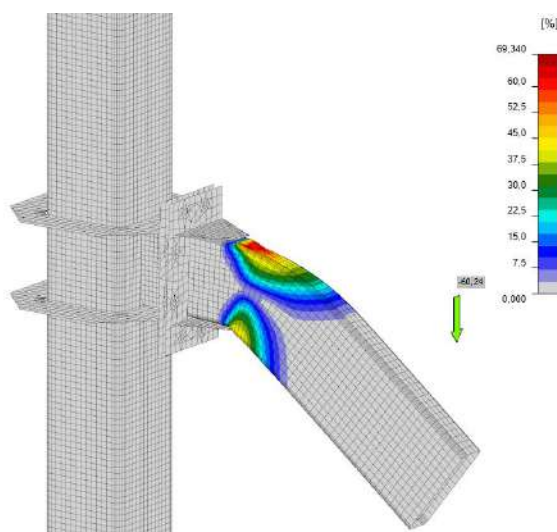
Los resultados del análisis de tensión-deformación se reportan en las figuras 77 y 78. Es importante mencionar que el análisis ha tardado en ejecutarse 00:48,76(min:s).

Figura 77. Distribución de tensiones de Von Mises de la conexión CX-1.



Fuente: Elaboración propia.

Figura 78. Distribución de deformaciones plásticas de la conexión CX-1.



Fuente: Elaboración propia.

Como puede observarse, la correlación entre los escenarios apreciados en los ensayos experimentales y los presentados en las figuras 77 y 78 es bastante acertada, las concentraciones de tensiones se presentan principalmente en la viga. Se logran observar concentraciones de esfuerzos considerables en la columna, sin embargo, según las

concentraciones de deformaciones plásticas observadas en la figura 78, la columna y las placas no llegan a sobrepasar el rango elástico, lo cual es consistente con lo reportado en los ensayos experimentales.

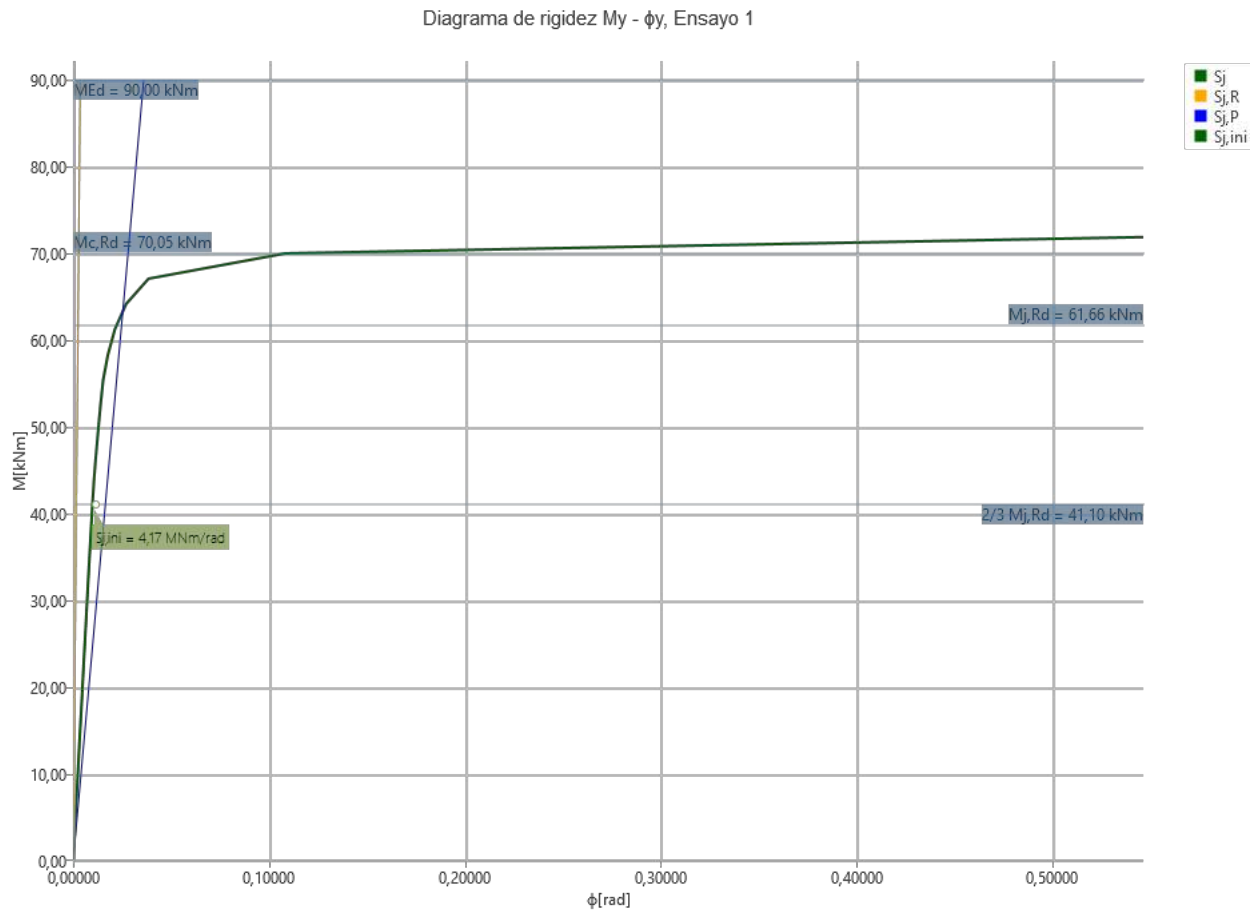
Según el resumen de análisis presentado por IDEA las placas que conforman a la viga tubular son los elementos limitantes de la conexión, es decir, son los que están fallando, de hecho, se aprecia que la deformación plástica se concentra totalmente en las secciones donde se presentan daños significativos en el ensayo real (figuras 71, 73 y 75).

Por lo que se puede estatuir que el análisis de tensión-deformación se ha ejecutado correctamente y, además, ha propiciado resultados acordes a los esperados, mostrando una buena similitud respecto a los resultados del ensayo real.

2.1.2.2. Análisis de Rigidez

Los resultados del análisis de rigidez se reportan en la figura 79, no obstante, se incluye la figura 80, en donde se superpone la curva de Momento-Rotación de carga monotónica obtenida en IDEA sobre las curvas obtenidas en los ensayos reales. El tiempo que ha demorado IDEA en ejecutar el análisis es de 04:05,80 (min:s).

Figura 79. Curva de Momento-Rotación de la conexión CX-1.



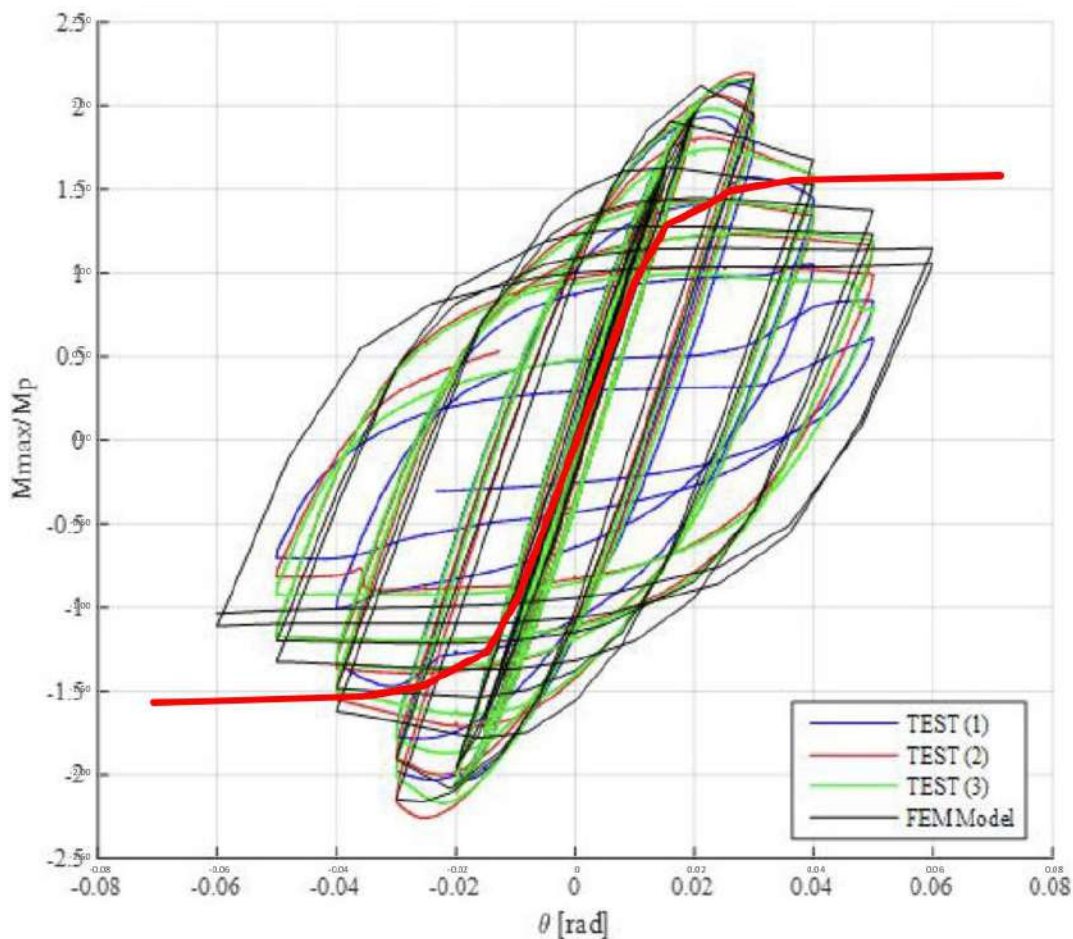
Fuente: Elaboración propia.

Como es posible apreciar en la figura 79, la conexión ha sido clasificada como Semi-Rígida, sin embargo, se debe recalcar lo expuesto en el capítulo anterior, uno de los parámetros que juega un papel importante a la hora de clasificar una conexión en IDEA es la longitud teórica, por lo que la unión podría ser Rígida para otra longitud propuesta. Se ha obtenido una rigidez inicial de $4,17 \text{ MNm/rad}$.

A continuación, se presenta la figura 80, cabe resaltar que para poder superponer una curva sobre la otra fue necesario realizar una extracción manual de puntos a partir del diagrama de la figura 79 y haciendo uso del programa Excel se construyó la curva

correspondiente para poder manipularla de manera que pudiese superponerse sobre las curvas del ensayo experimental.

Figura 80. Superposición de las curvas de Momento-Rotación de la conexión CX-1.



Fuente: Elaboración propia.

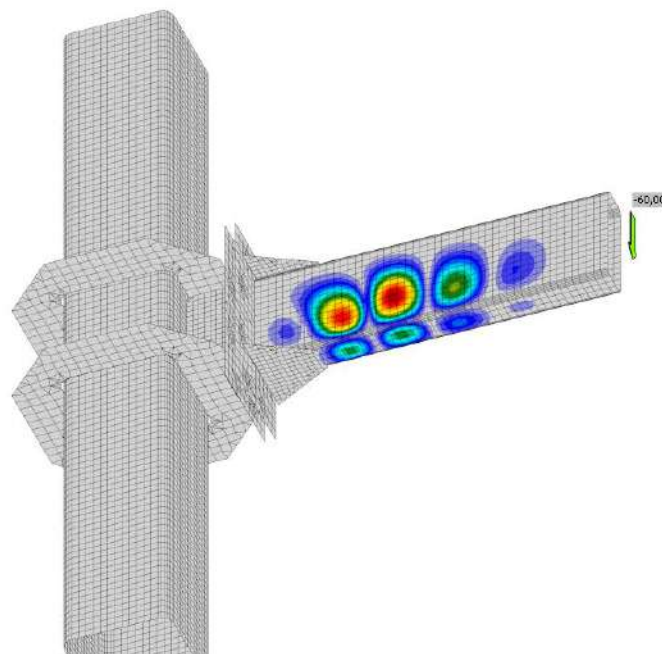
Tal y como se aprecia en la figura 80, las curvas verdes, vino y azules corresponden a los ensayos experimentales, mientras que las curvas negras y rojas corresponden a los modelos computacionales de elemento finito, por un lado, la curva negra es del modelo sometido a carga cíclica elaborado en ANSYS, mientras que la curva roja es la obtenida en IDEA StatiCa. La rigidez inicial en todos los ensayos es prácticamente la misma, no obstante, se puede observar que para el ensayo cíclico el rango elástico logra alcanzar un valor de

flexión mayor al que se alcanza con la curva del ensayo monotónico, sin embargo, dicho ensayo presenta una buena correlación en el resto del comportamiento, es decir, después de que la conexión disminuye su rigidez abruptamente la curva monotónica logra encerrar acertadamente el comportamiento histerético de la misma.

2.1.2.3. Análisis de Pandeo

Los resultados del análisis de pandeo se presentan en la figura 81. El tiempo que tardó IDEA en desplegar los resultados del análisis es de 01:04.96(min:s).

Figura 81. Primer modo de pandeo de la conexión CX-1.



Fuente: Elaboración propia.

El factor de pandeo obtenido para la conexión es de 3,35, por lo que, según lo estipulado en el capítulo 3 de este documento, el factor sugiere que este modo de pandeo es relevante para la unión. Esto guarda similitud con las pruebas experimentales, ya que se presenta pandeo local en la viga.

2.2. Conexión CX-2

Para la conexión CX-2 se fabricaron tres modelos reales de dimensiones y condiciones de carga similares, los resultados de cada una de las tres pruebas se comentarán a continuación:

2.2.1. Resultados del ensayo experimental

2.2.1.1. Ensayo experimental 1

Para este ensayo se ha reportado una carga máxima de 65,26kN y una deriva máxima de 0,06rad.

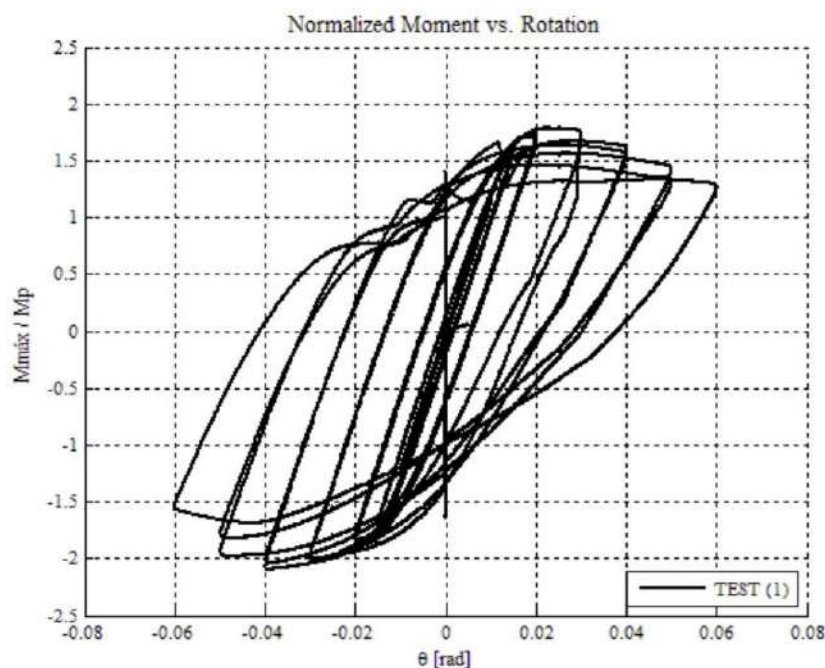
En la figura 82 se muestran los daños en la viga IPE, mientras que en la figura 83 se presenta la curva de Momento-Rotación normalizada respecto al momento plástico.

Figura 82. Daños observados en el ensayo experimental 1 de la conexión CX-2.



Fuente: Seismic performance of moment connections in steel moment frames with HSS columns, Eduardo Núñez, 2017

Figura 83. Curva de Momento-Rotación normalizada, ensayo experimental 1 de la conexión CX-2.



Fuente: Seismic performance of moment connections in steel moment frames with HSS columns, Eduardo Núñez, 2017

Los ciclos histeréticos exhibieron una rigidez estable alcanzando una degradación del 13% de la rigidez inicial a una deriva de 0,01rad. Al alcanzar una deriva de 0,04rad se observa una degradación de la rigidez del 64%, dicha degradación se le atribuye a la incursión inelástica de la viga. Los demás elementos de la conexión no incursionaron en el rango inelástico. La falla obtenida es de naturaleza dúctil.

2.2.1.2. Ensayo experimental 2

Para este ensayo se ha reportado una carga máxima de 71,90kN y una deriva máxima de 0,05rad.

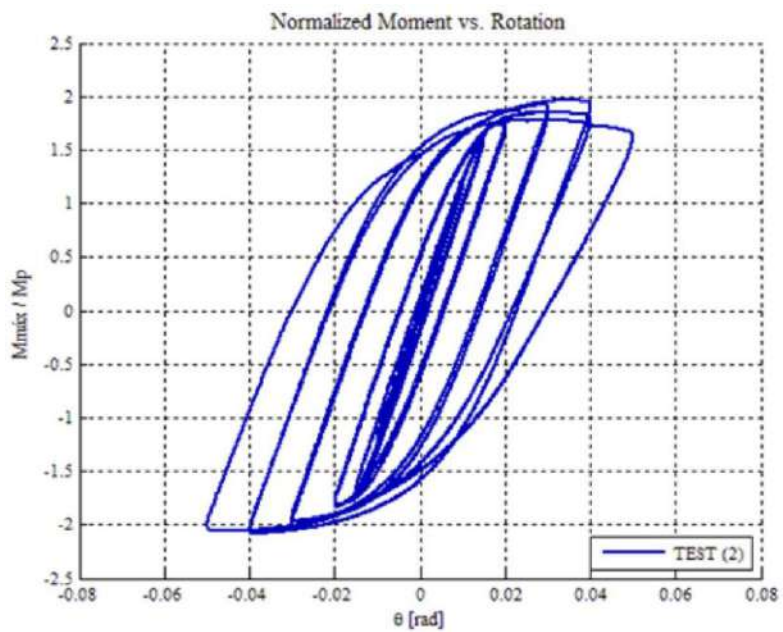
En la figura 84 se muestran los daños en la viga IPE, mientras que en la figura 85 se presenta la curva de Momento-Rotación normalizada respecto al momento plástico.

Figura 84. Daños observados en el ensayo experimental 2 de la conexión CX-2.



Fuente: Seismic performance of moment connections in steel moment frames with HSS columns, Eduardo Núñez, 2017

Figura 85. Curva de Momento-Rotación normalizada, ensayo experimental 2 de la conexión CX-2.



Fuente: Seismic performance of moment connections in steel moment frames with HSS columns, Eduardo Núñez, 2017

Los ciclos histeréticos exhibieron una rigidez estable alcanzando una degradación del 8% de la rigidez inicial a una deriva de 0,01rad. Al alcanzar una deriva de 0,04rad se observa una degradación de la rigidez del 65%, dicha degradación se le atribuye a la incursión inelástica de la viga. Los demás elementos de la conexión, como la columna y las placas, se mantuvieron en el rango elástico. La falla obtenida es de naturaleza dúctil.

2.2.1.3. Ensayo experimental 3

Para este último ensayo se ha reportado una carga máxima de 70,70kN y una deriva máxima de 0,05rad.

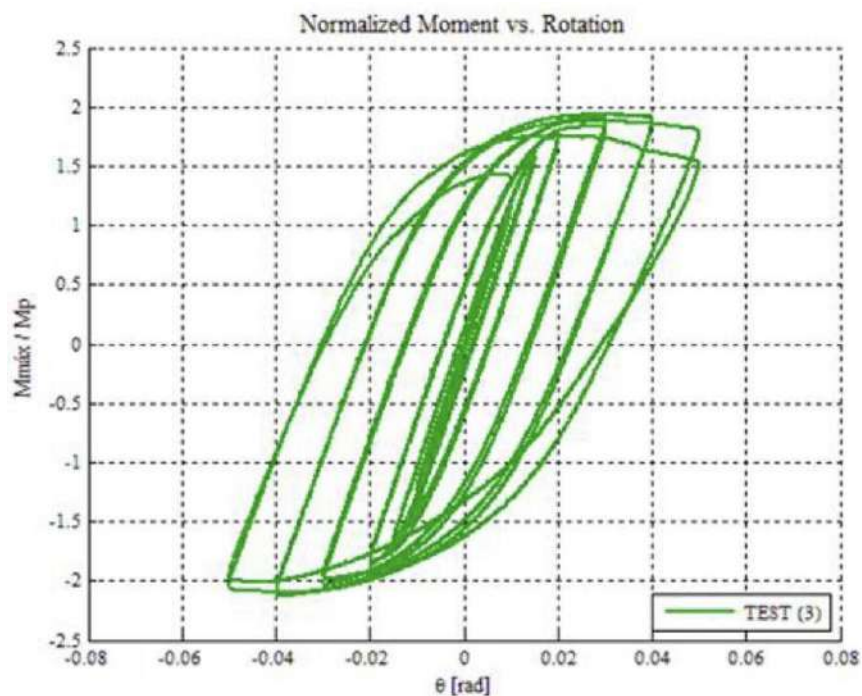
En la figura 86 se muestran los daños en la viga IPE, mientras que en la figura 87 se presenta la curva de Momento-Rotación normalizada respecto al momento plástico de la viga.

Figura 86. *Daños observados en el ensayo experimental 3 de la conexión CX-2.*



Fuente: Seismic performance of moment connections in steel moment frames with HSS columns, Eduardo Núñez, 2017.

Figura 87. Curva de Momento-Rotación normalizada, ensayo experimental 2 de la conexión CX-2.



Fuente: Seismic performance of moment connections in steel moment frames with HSS columns, Eduardo Núñez, 2017.

2.2.1.4. Resumen de los ensayos realizados

A continuación, se presenta la tabla 10, donde se muestra un resumen de lo expuesto en las secciones anteriores referentes a los ensayos experimentales de la conexión CX-2:

Tabla 10. Resumen de los valores máximos obtenidos en las pruebas experimentales de CX-2.

Ensayo	Carga máxima [kN]	Desplazamiento máximo [mm]	M/Mp	Momento máximo [kN-m]	ϵ_u
1	65,26	90	1,79	97,89	0,06
2	71,90	75	1,97	107,85	0,05
3	70,70	75	1,93	106,05	0,05

Fuente: Seismic performance of moment connections in steel moment frames with HSS columns, Eduardo Núñez, 2017.

Para todos los ensayos experimentales se ha obtenido una resistencia a flexión a los 0,04rad mayor que el 80% del momento plástico. El daño se concentró en la viga, mientras que, para las placas, columna, pernos y soldaduras, no se ha reportado ningún daño significativo. En ninguno de los ensayos se aprecian fallas de naturaleza frágil en la columna, placas y pernos. En las alas de la viga y en el alma se ha logrado apreciar un pandeo local, esto después de alcanzar una deriva de 0,04rad inclusive.

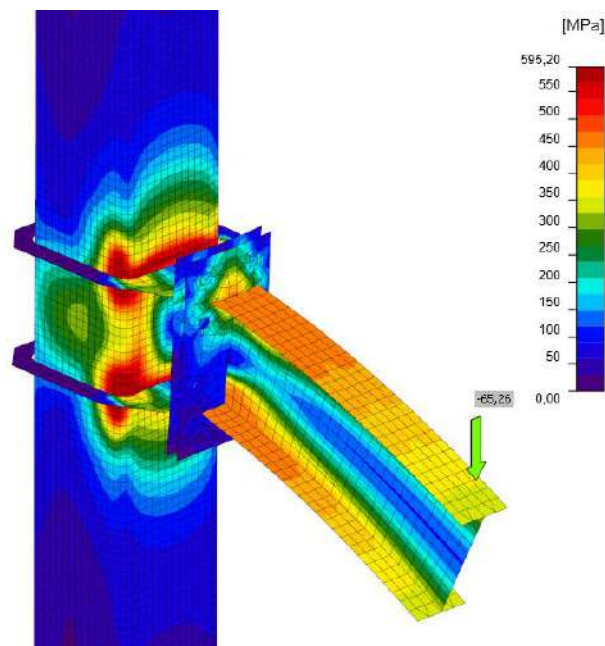
2.2.2. Resultados del ensayo numérico y comparación respecto al ensayo experimental

Seguidamente se presentan los resultados obtenidos a partir de los modelos virtuales desarrollados en IDEA StatiCa Connection.

2.2.2.1. Análisis de Tensión-Deformación

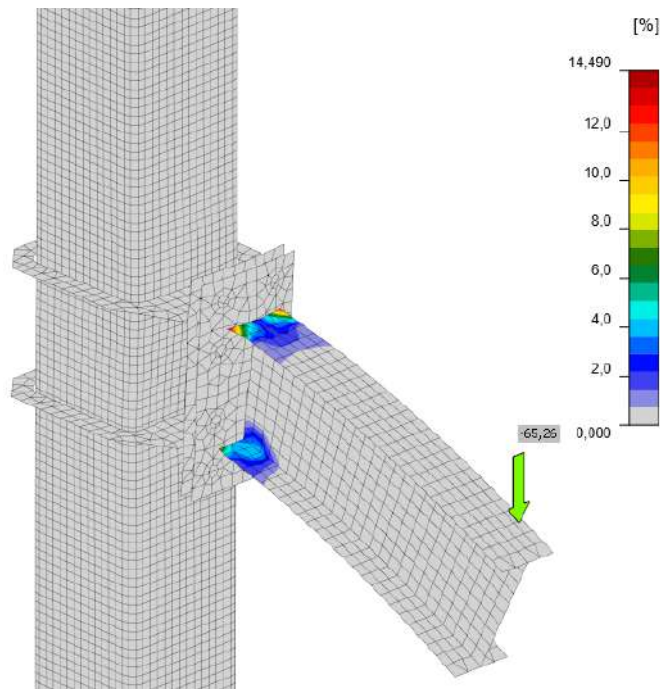
Los resultados del análisis de tensión-deformación se reportan en las figuras 88 y 89. Es importante mencionar que el análisis ha tardado en ejecutarse 00:07,70(min:s).

Figura 88. Distribución de tensiones de Von Mises de la conexión CX-2.



Fuente: Elaboración propia.

Figura 89. Distribución de deformaciones plásticas de la conexión CX-2.



Fuente: Elaboración propia.

Las concentraciones de esfuerzos que se observan en la figura 88, son bastante acertadas respecto a lo descrito en los resultados de los ensayos experimentales, los esfuerzos se localizan principalmente en la viga, sin embargo, al igual que con la conexión CX-1, se observan ciertas concentraciones altas de esfuerzo en una de las caras de la columna.

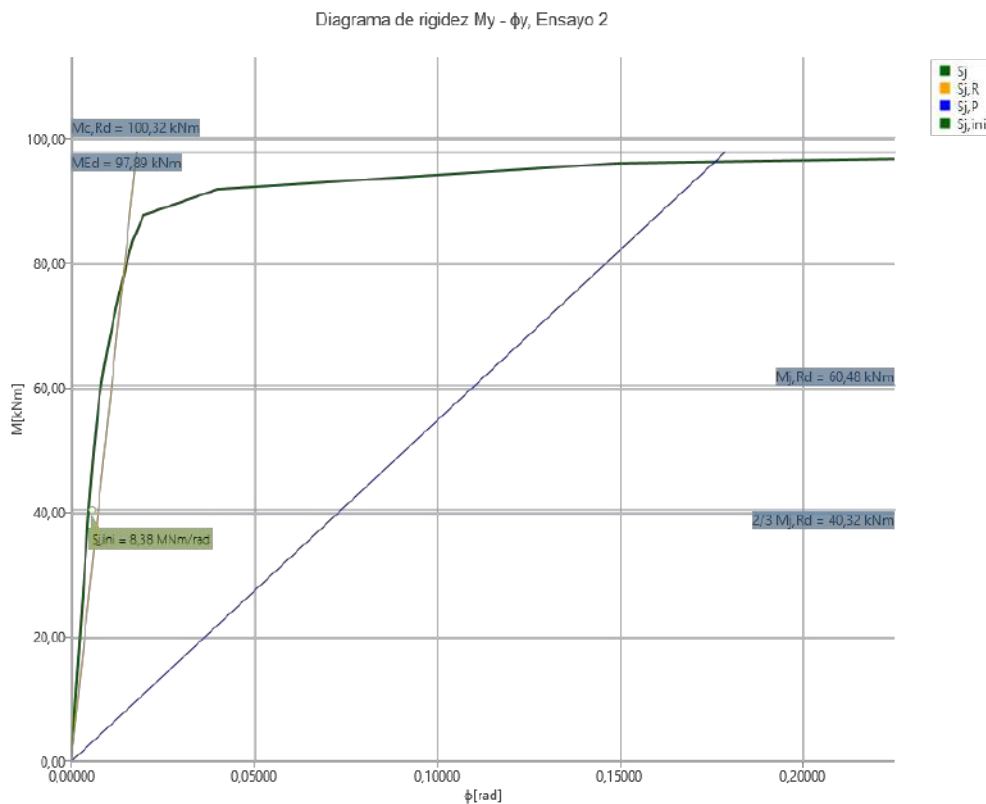
Respecto a las deformaciones plásticas, se aprecia una buena aproximación a lo ocurrido en los ensayos reales puesto que las deformaciones plásticas se ubican exclusivamente en la viga, es decir que, a pesar de las concentraciones altas de esfuerzo en puntos de la columna, se observa como esta no incurre en el rango inelástico, al igual que ocurre con las placas.

Según lo descrito se puede afirmar que el ensayo de tensión-deformación desarrollado en IDEA StatiCa, muestra una buena aproximación a lo sucedido en los ensayos reales.

2.2.2.2. Análisis de Rigidez

Los resultados del análisis de rigidez se reportan en la figura 90, además, se incluye la figura 91, en donde se superpone la curva de Momento-Rotación de carga monotónica obtenida en IDEA sobre las curvas obtenidas en los ensayos reales. El tiempo que ha demorado IDEA en ejecutar el análisis es de 01:20,11 (min:s).

Figura 90. Curva de Momento-Rotación de la conexión CX-2.



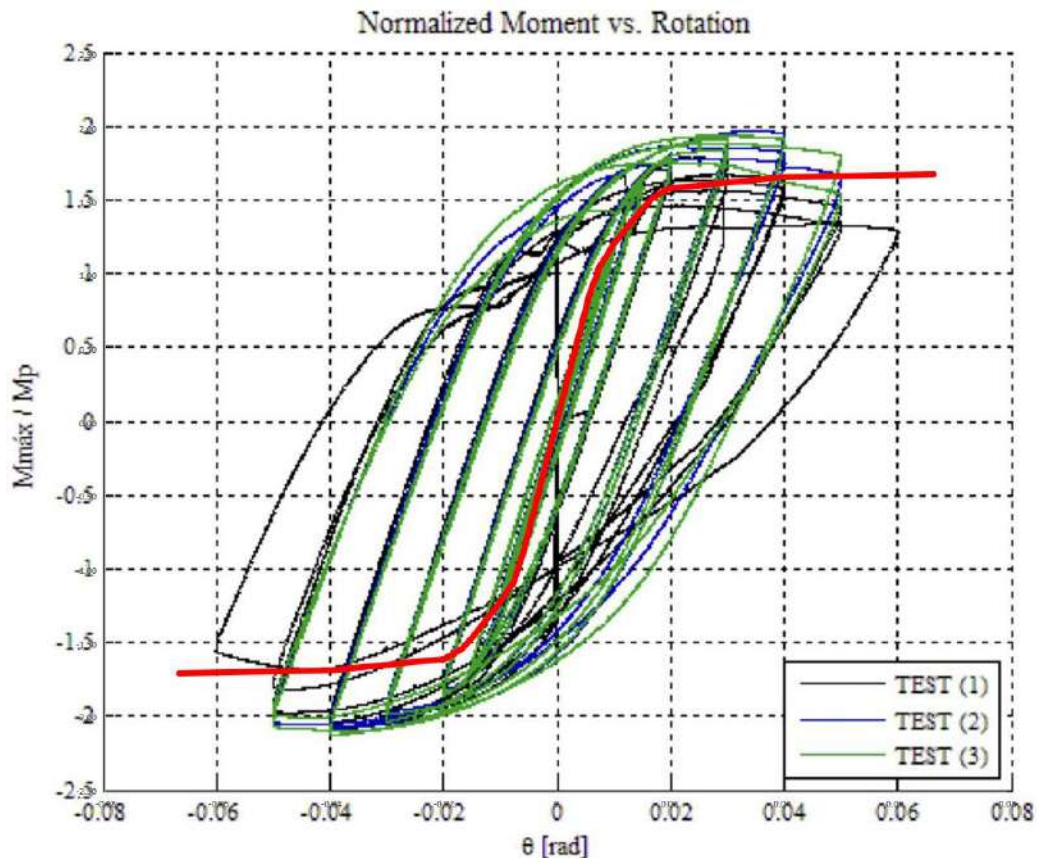
Fuente: Elaboración propia.

Como es posible apreciar en la figura 90, la conexión ha sido clasificada como Rígida, además, se ha obtenido una rigidez inicial de $8,38 \text{ MNm/rad}$.

A continuación, se presenta la figura 91, cabe resaltar que para poder superponer una curva sobre la otra fue necesario realizar una extracción manual de puntos a partir del diagrama de la figura 90 y haciendo uso del programa Excel se construyó la curva

correspondiente para poder manipularla de manera que pudiese superponerse sobre las curvas del ensayo experimental.

Figura 91. Superposición de las curvas de Momento-Rotación de la conexión CX-2.



Fuente: Elaboración propia.

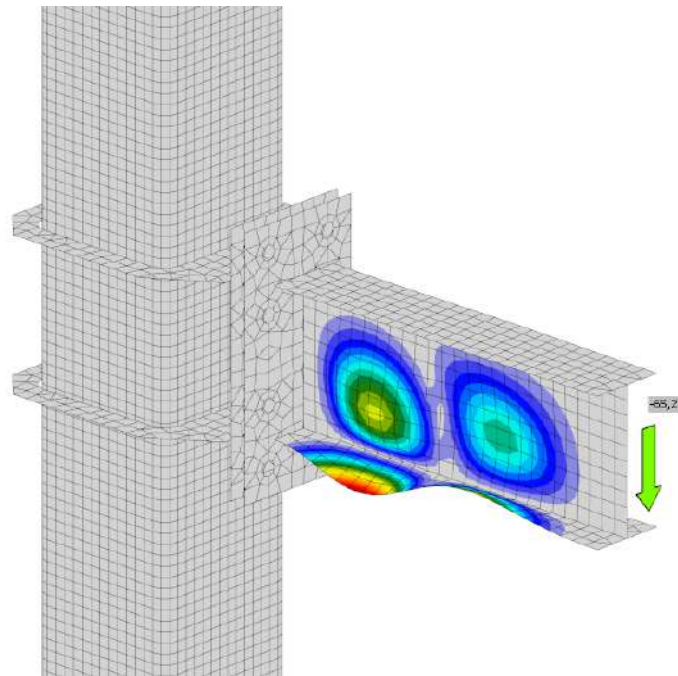
Tal y como se aprecia en la figura 91, las curvas verdes, negras y azules corresponden a los ensayos experimentales, mientras que las curvas rojas corresponden al modelo computacional de elemento finito. La rigidez inicial en todos los ensayos es prácticamente la misma, no obstante, se puede observar que para el ensayo cíclico el rango elástico logra alcanzar un valor de flexión mayor al que se alcanza con la curva del ensayo monotónico, resultando en un incremento del momento máximo resistido, sin embargo, dicho ensayo presenta una buena correlación en el resto del comportamiento.

Un punto importante por rescatar es que al igual que en la conexión CX-1, la curva monotónica encierra el comportamiento histerético justo después de la degradación de la rigidez asociada al pandeo de la viga, es decir, se puede afirmar que el comportamiento monotónico representa una aproximación aceptable de la rigidez de la unión.

2.2.2.3. Análisis de Pandeo

Los resultados del análisis de pandeo se presentan en la figura 92. El tiempo que tardó IDEA en desplegar los resultados del análisis de abolladura es de 01:04.96(min:s).

Figura 92. Primer modo de pandeo de la conexión CX-2.



Fuente: Elaboración propia.

El factor de pandeo obtenido para la conexión es de 0,71, por lo que, según lo estipulado en el capítulo 3 de este documento, el factor sugiere que este modo de pandeo es relevante para la unión y debe tomarse en cuenta dicha inestabilidad. Este resultado concuerda con el resumen de resultados de los ensayos experimentales, puesto que se reporta que existe

pandeo en la viga, tanto en las alas como en el alma, después de una deriva de 0,04rad inclusive (figura 89).

2.3. Conexión CX-3

Para la conexión CX-3 se fabricó un modelo real, los resultados de la prueba se comentarán a continuación:

2.3.1. Resultados del ensayo experimental

La conexión CX-3 falló por una fractura en el área neta en el ala de la viga, dicha falla ocurrió a un ángulo de deriva de 0,06rad, los daños en la conexión se presentan en las figuras 93 y 94.

Figura 93. *Ubicación de la fractura en la conexión CX-3.*



Fuente: Cyclic testing of bolted flange plate steel moment connections for special moment frames. Final Report to American Institute of Steel Construction, Sato et al, 2007.

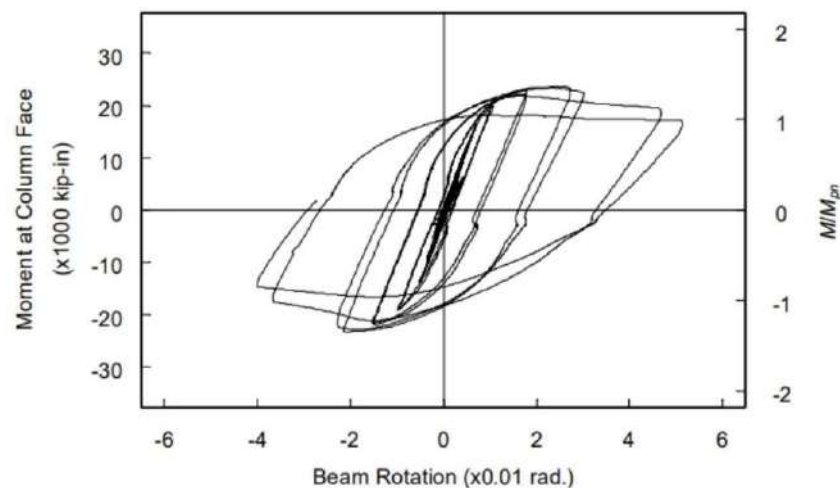
Figura 94. *Fractura en el área neta del ala de la viga en la conexión CX-3.*



Fuente: Cyclic testing of bolted flange plate steel moment connections for special moment frames. Final Report to American Institute of Steel Construction, Sato et al, 2007.

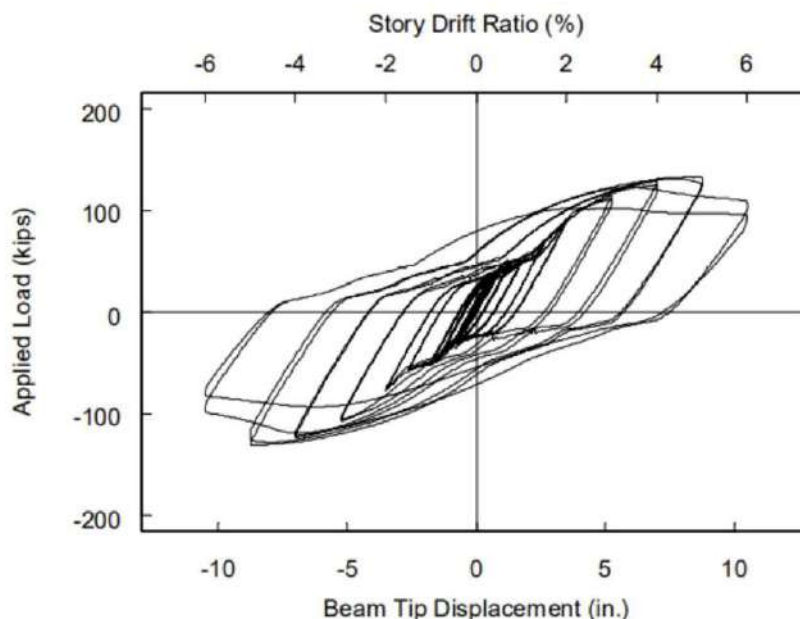
Además, en las figuras 95 y 96 se presentan los diagramas de Momento-Rotación y de carga aplicada-desplazamiento.

Figura 95. *Diagrama de Momento-Rotación del ensayo real de la conexión CX-3.*



Fuente: Cyclic testing of bolted flange plate steel moment connections for special moment frames. Final Report to American Institute of Steel Construction, Sato et al, 2007.

Figura 96. Diagrama de carga aplicada-desplazamiento del ensayo real de la conexión CX-3.



Fuente: Cyclic testing of bolted flange plate steel moment connections for special moment frames. Final Report to American Institute of Steel Construction, Sato et al, 2007.

Según lo observado en la figura 95, las curvas histeréticas presentan una pequeña disminución de la rigidez, sin embargo, después de dicha disminución se tiene un decaimiento gradual de la misma. Además, acorde a lo observado en la figura 93, se espera una acumulación de deformación plástica en la zona en la que el ala de la viga falla por ruptura en el área neta.

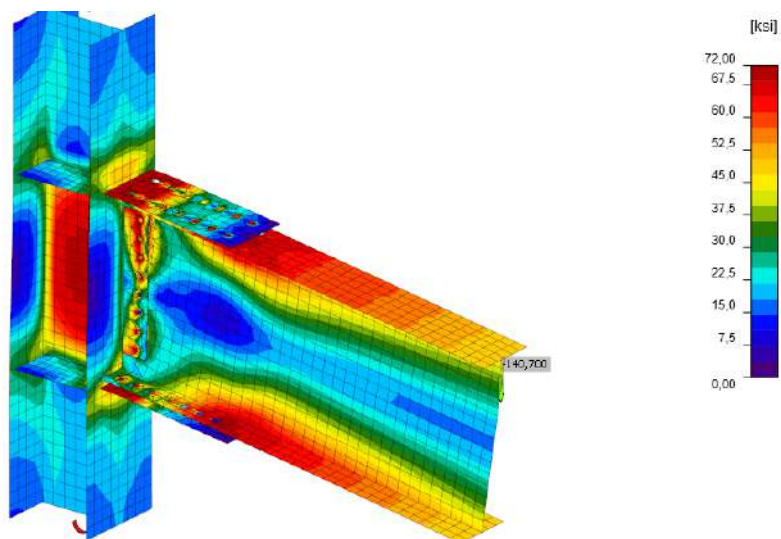
2.3.2. Resultados del ensayo numérico y comparación respecto al ensayo experimental

Seguidamente se presentan los resultados obtenidos a partir de los modelos virtuales desarrollados en IDEA StatiCa Connection.

2.3.2.1. Análisis de Tensión-Deformación

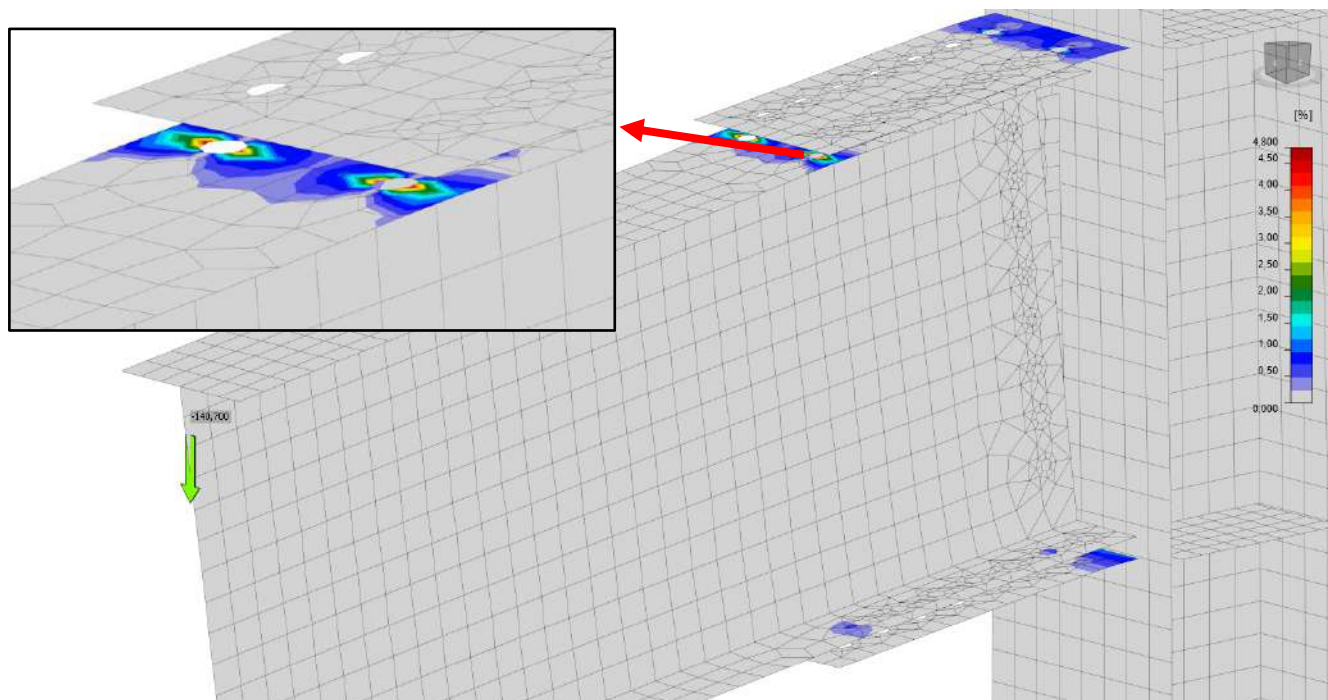
Los resultados del análisis de tensión-deformación se reportan en las figuras 97 y 98. Es importante mencionar que el análisis ha tardado en ejecutarse 00:16,60(min:s).

Figura 97. Distribución de tensiones de Von Mises de la conexión CX-3.



Fuente: Elaboración propia.

Figura 98. Distribución de deformaciones plásticas de la conexión CX-3.



Fuente: Elaboración propia.

Las secciones más esforzadas son las alas de la viga, por lo que las concentraciones de esfuerzos que se observan en la figura 97, son bastante acertadas respecto a lo observado en las figuras 93 y 94.

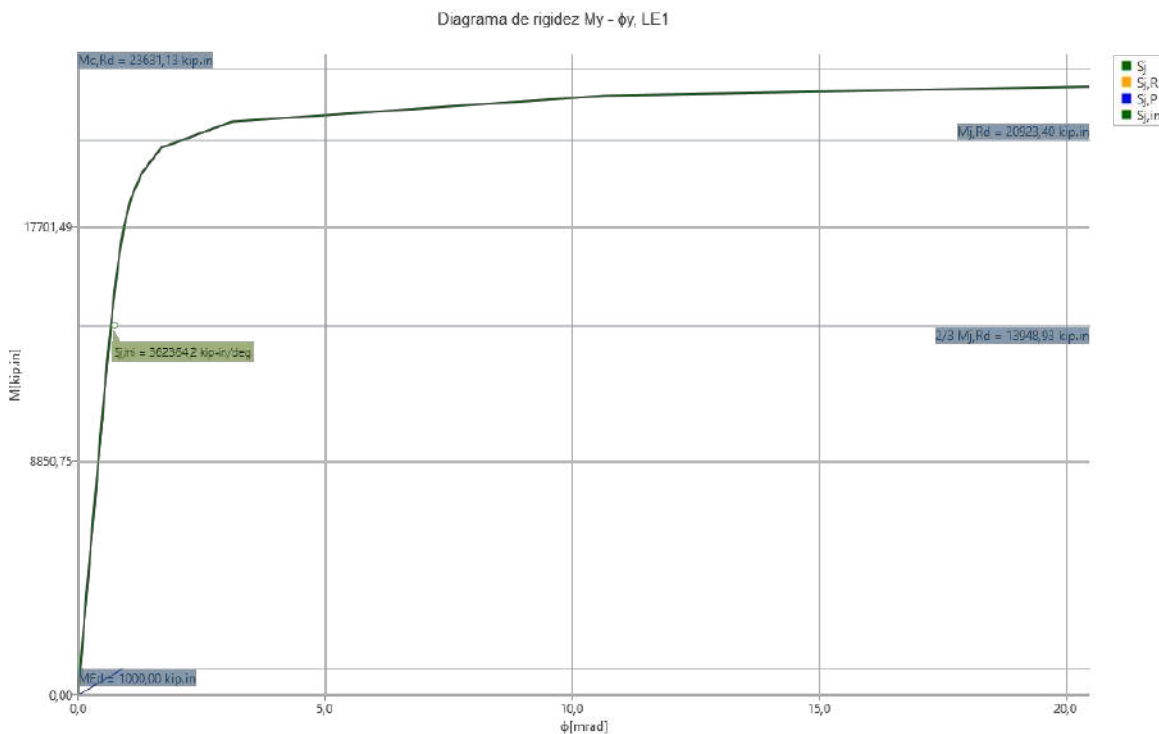
Respecto a las deformaciones plásticas, se aprecia una buena aproximación a lo ocurrido en el ensayo real, puesto que las deformaciones plásticas más altas se ubican en las alas de la viga, esto es lo que se esperaba que sucediera, ya que, esta concentración se asocia a la falla por ruptura en el área neta de las alas de la viga.

Según lo descrito se puede afirmar que el ensayo de tensión-deformación desarrollado en IDEA StatiCa, muestra una buena aproximación a lo sucedido en el ensayo real.

2.3.2.2. Análisis de Rigidez

Los resultados del análisis de rigidez se reportan en la figura 99, además, se incluye la figura 100, en donde se superpone la curva de Momento-Rotación de carga monotónica obtenida en IDEA StatiCa, sobre las curvas obtenidas en los ensayos reales. El tiempo que ha demorado IDEA en ejecutar el análisis es de 00:44,54 (min:s).

Figura 99. Curva de Momento-Rotación de la conexión CX-3.

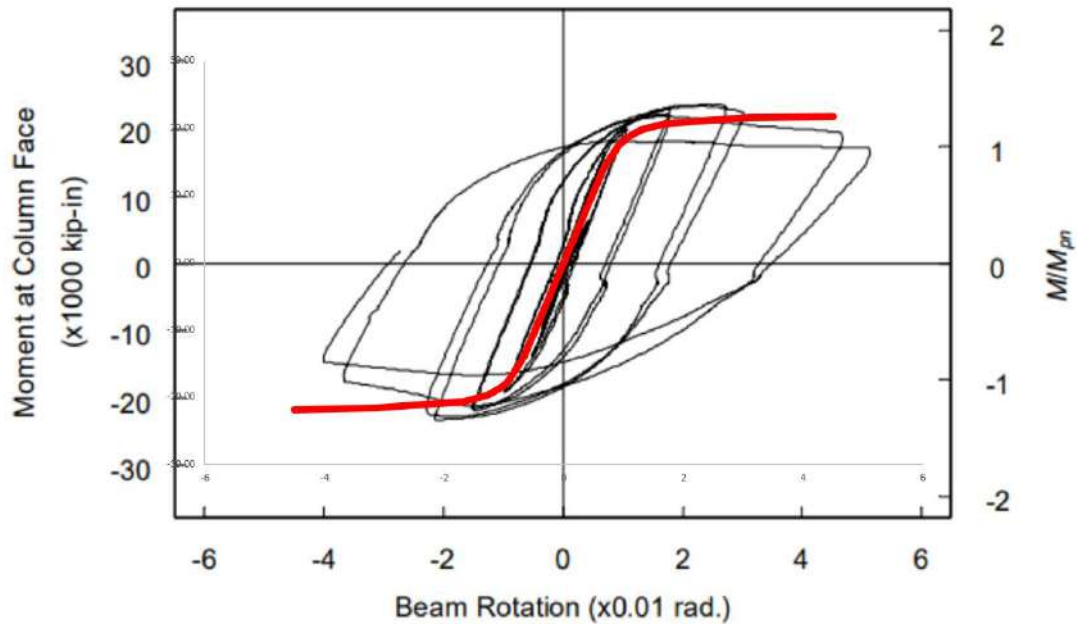


Fuente: Elaboración propia.

Como es posible apreciar en la figura 99, la conexión ha sido clasificada como Rígida, además, se ha obtenido una rigidez inicial de 362364,2kip-in/deg.

A continuación, se presenta la figura 100, cabe resaltar que para poder superponer una curva sobre la otra fue necesario realizar una extracción manual de puntos a partir del diagrama de la figura 99 y haciendo uso del programa Excel se construyó la curva correspondiente para poder manipularla de manera que pudiese superponerse sobre las curvas del ensayo experimental.

Figura 100. Superposición de las curvas de Momento-Rotación de la conexión CX-3.



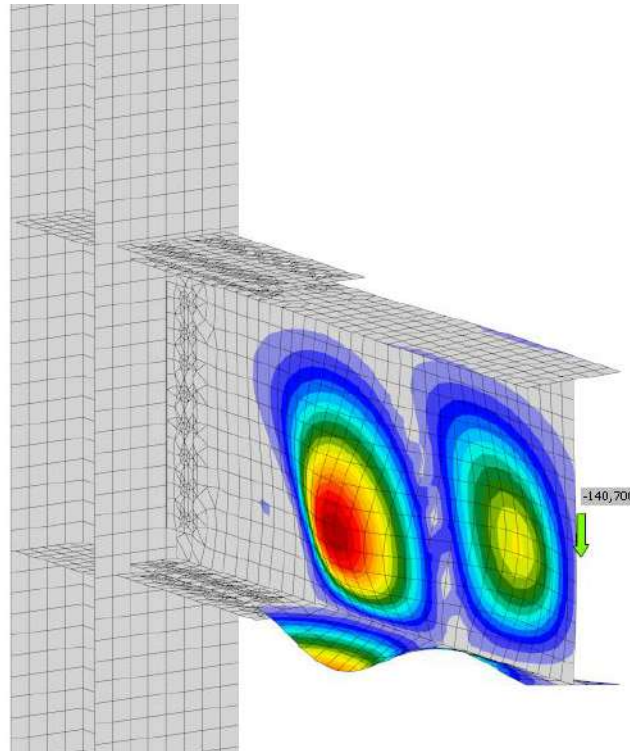
Fuente: Elaboración propia.

Tal y como se aprecia en la figura 100, las curvas grises corresponden al ensayo experimental, mientras que las curvas rojas corresponden al modelo computacional de elemento finito desarrollado en IDEA StatiCa. La rigidez inicial en ambos ensayos es prácticamente la misma. Sin embargo, se puede observar que para el ensayo cíclico la capacidad a flexión es ligeramente mayor a la que se alcanza con la curva del ensayo monotónico, al igual que sucedió en las conexiones CX-1 y CX-2, el ajuste de la curva monotónica sucede después de haber ocurrido la disminución de la rigidez de la unión, en otras palabras, dicho ensayo presenta una buena correlación en el resto del comportamiento, por lo que se puede afirmar que la curva monotónica representa una aproximación aceptable de la rigidez de la unión.

2.3.2.3. Análisis de Pandeo

Los resultados del análisis de pandeo se presentan en la figura 101. El tiempo que tardó IDEA en desplegar los resultados del análisis de abolladura es de 00:22.68(min:s).

Figura 101. Primer modo de pandeo de la conexión CX-3.



Fuente: Elaboración propia.

El factor de pandeo obtenido para la conexión es de 4,16, por lo que, según lo estipulado en el capítulo 3 de este documento, el factor sugiere que este modo de pandeo es relevante para la unión. Esto guarda similitud con las pruebas experimentales, ya que la inestabilidad ocurre tal cual se observa en la figura 101.

CAPÍTULO V

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

1. Conclusiones

- Se ha evaluado si el análisis estático no lineal de carga monotónica realizado utilizando la metodología de elementos finitos es aplicable para obtener resultados de análisis preliminares representativos del comportamiento sísmico de conexiones resistentes a momento; según los resultados obtenidos en los modelos numéricos se ha determinado que efectivamente el método ofrece una correlación aceptable de los resultados registrados en ensayos histeréticos reales y computacionales más complejos y completos.
- Se ha realizado la comparación de las curvas de Momento-Rotación obtenidas a partir del análisis estático no lineal de carga monotónica y las obtenidas en las investigaciones previas descritas a lo largo del documento, se ha observado que en general la curva obtenida en esta investigación muestra una concordancia razonable con las obtenidas en ensayos reales y modelos computacionales más complejos, no obstante, en las tres conexiones analizadas se ha presentado una constante interesante y es que los modelos numéricos sugieren que el sistema monotónico es controlado por una disminución de la rigidez asociada a una inestabilidad que el sistema cíclico logra registrar a una sollicitación de momento superior.
- Se han logrado modelar en el programa de análisis de conexiones IDEA StatiCa Connection, las tres uniones resistentes a momento seleccionadas, no obstante, es importante mencionar que fue necesario escalar en AutoCAD los detalles de las conexiones presentados por los autores de las investigaciones de donde fueron seleccionadas dichas conexiones, esto con el propósito de aproximar cotas que no eran legibles en dichos detalles, esto evidentemente implica una afectación de la precisión de los modelos analíticos respecto a los ensayos reales, sin embargo, según los resultados obtenidos se

puede establecer que dicha imprecisión no ha afectado trascendentalmente la presente investigación.

- Las concentraciones de esfuerzos y deformaciones plásticas fueron analizadas ejecutando un análisis de Tensión-Deformación en IDEA StatiCa Connection y comparando los resultados de dicho análisis con los reportados en los ensayos experimentales, para las tres conexiones se han apreciado correlaciones aceptables, puesto que las concentraciones de esfuerzo y plastificación coinciden con los puntos críticos observados en los ensayos experimentales. Además, en los casos en los que ciertos componentes de las conexiones se mantenían en el rango elástico en los ensayos reales, en los modelos analíticos se observaba una concentración de plastificaciones del 0%. Por otro lado, cabe mencionar que el análisis de pandeo ejecutado también ha mostrado resultados satisfactorios respecto a los apreciados en la realidad.
- Según las similitudes observadas y reportadas entre los ensayos analíticos y experimentales, se ha evaluado el nivel de aproximación del método en cuestión, ha sido posible establecer que este es capaz de aproximar satisfactoriamente el comportamiento histerético de las conexiones ensayadas, no obstante, es importante mencionar que tal cual fue mencionado y establecido en las limitaciones de esta investigación, no todos los fenómenos del sistema cíclico han podido ser aproximados o relacionados con el análisis estático no lineal con carga monotónica.
- Los tiempos empleados por el programa IDEA StatiCa Connection para realizar los análisis de Tensión-Deformación, Rigidez y Pandeo son sumamente bajos en contraste con otros programas de elementos finitos, por ejemplo, ANSYS o ABAQUS. En general, la capacidad computacional que IDEA StatiCa demanda es bastante razonable.
- El factor de mayoración de la resistencia establecido por el autor en función de lo estipulado por el AISC 358 y la FEMA 350, ha mostrado resultados que como se ha mencionado, muestran una correlación satisfactoria entre los modelos analíticos y los ensayos reales.

2. Recomendaciones

- En pro de contar con más ensayos numéricos y, por ende, datos que respalden lo observado respecto al ajuste del sistema monotónico en función de la degradación de la rigidez asociada a inestabilidades en la conexión reportadas en el sistema cíclico, se sugiere la investigación de más conexiones haciendo uso de esta metodología.
- Es recomendable realizar un estudio mediante este método, que involucre alguna conexión que presente curvas histeréticas de ciclos frágiles, de manera que sea posible determinar si el análisis de rigidez es capaz de predecir la capacidad rotacional de dicha conexión.
- Con el objetivo de sumar evidencia acerca de cómo el método estático no lineal es capaz de aproximar preliminarmente el comportamiento sísmico de conexiones se recomienda investigar el análisis de fatiga que el programa IDEA StatiCa Connection ha incluido en sus últimas versiones.
- Se sugiere investigar la aproximación del método de análisis investigado en la presente investigación, sin una calibración previa, en otras palabras, realizando el diseño de una conexión mediante el uso de ecuaciones sugeridas por las normas para predimensionar ciertos componentes de esta y evaluar si los supuestos realizados a la hora del prediseño son respaldados por el análisis realizado.

REFERENCIAS

- American Institute of Steel Construction (AISC). (2016). *ANSI/AISC 360–16 Specifications for Structural Steel Buildings*.
- American Institute of Steel Construction (AISC). (2020). *ANSI/AISC 358–16 Prequalified Connections for Special and Intermediate Steel Moment Frames for Seismic Applications, including Supplements No. 1 and No.2*.
- American Institute of Steel Construction (AISC). (2016). *ANSI/AISC 341–16 Seismic Provisions for Structural Steel Buildings*.
- Beer, F. P., Johnston, R. E., Dewolf, J. T., & Mazurek, D. (2014). *Mechanics of Materials* (7th Revised ed.). McGraw-Hill Education.
- Bruneau, M., Uang, C., & Sabelli, R. (2011). *Ductile Design of Steel Structures, 2nd Edition (English Edition)* (2.a ed.). McGraw-Hill Education.
- CONSTRUSOFT. (s. f.). *Teoría y Cálculo de Uniones Metálicas*. Recuperado 10 de junio de 2021, de <https://www.construsoft.es/es/formacion-bim/curso-online/teoria-calculo-union-es-idea-statica>
- di Benedetto, S., Latour, M., & Rizzano, G. (2020). Stiffness Prediction of Connections between CHS Tubes and Externally Welded I-Beams: FE Analyses and Analytical Study. *Materials*, 13(13), 3030. <https://doi.org/10.3390/ma13133030>
- Federal Emergency Management Agency (FEMA). (2000). *FEMA-350 Recommended Seismic Design Criteria for New Steel Moment-Frame Buildings*.
- Gallegos, M., Nuñez, E., & Herrera, R. (2020). Numerical Study on Cyclic Response of End-Plate Biaxial Moment Connection in Box Columns. *Metals*, 10(4), 523. <https://doi.org/10.3390/met10040523>

González, W. (2018). *Análisis de histéresis de la conexión WUF-W con columnas de sección cuadrada, por medio del método de elementos finitos*. Universidad Latina de Costa Rica.

Hibbeler, R. (2016). *Mechanics of Materials* (10th ed.). Pearson.

IDEA StatiCa. (s. f.). *IDEA StatiCa - Structural Design Software for Steel and Concrete*. Recuperado 10 de junio de 2021, de <https://www.ideastatica.com/>

Karnovsky, I. A., & Lebed, O. (2009). *Advanced Methods of Structural Analysis*. Springer-Verlag.

Kassimali, A. (2015). *Análisis estructural* (5a. ed.). Cengage Learning.

McCORMAC, J. (2021). *Diseño De Estructuras De Acero - 5^a ed.* Alfaomega Grupo Editor.

Molina, D. S., Drigo, J. R. G., & Iniciativa Digital Politécnica. (2011). *Cálculo de elementos estructurales*. Iniciativa Digital Politécnica.

Núñez, E., Boainy, N., González, F., Torres, R., Picón, R., & Guerrero, N. (2020). *Cyclic Behavior of Hollow Section Beam–Column Moment Connection: Experimental and Numerical Study*. *Metals*, 10(12), 1608. <https://doi.org/10.3390/met10121608>

Núñez, E., Lichtemberg, R., & Herrera, R. (2020). *Cyclic Performance of End-Plate Biaxial Moment Connection with HSS Columns*. *Metals*, 10(11), 1556. <https://doi.org/10.3390/met10111556>

Núñez, E., Torres, R., & Herrera, R. (2017). *Seismic performance of moment connections in steel moment frames with HSS columns*. *Steel and Composite Structures*, 25(3), 271–286. <https://doi.org/10.12989/scs.2017.25.3.271>

Popov, E. (1998). *Engineering Mechanics of Solids* (2nd ed.). Pearson.

Segui, W. T. (2013). *Steel Design* (5.a ed.). Cengage Learning.

Sofias, C., & Pachoumis, D. (2020). Assessment of reduced beam section (RBS) moment connections subjected to cyclic loading. *Journal of Constructional Steel Research*, 171, 106151. <https://doi.org/10.1016/j.jcsr.2020.106151>

The Ohio State University. (2021, octubre). *Verification of the results from IDEA StatiCa for steel connections according to the U.S. design codes* (N.o 1). https://assets-us-01.kc-usercontent.com/1ca05609-4ad1-009e-bc40-2e1230b16a75/cd2eb704-8b07-498c-9fdd-19fccbae0ba5/Final%20Report_OSU.pdf

Tsavdaridis, K. D., Pilbin, C., & Lau, C. K. (2017). FE parametric study of RWS/WUF-B moment connections with elliptically-based beam web openings under monotonic and cyclic loading. *International Journal of Steel Structures*, 17(2), 677–694. <https://doi.org/10.1007/s13296-017-6023-7>

Vinnakota, R. (2005). *Steel Structures: Behavior and LRFD* (1.a ed.). McGraw-Hill Higher Education.

Wang, M., Shi, Y., Wang, Y., & Shi, G. (2013). Numerical study on seismic behaviors of steel frame end-plate connections. *Journal of Constructional Steel Research*, 90, 140–152. <https://doi.org/10.1016/j.jcsr.2013.07.033>

Shariati, M., Tahir, M., Wee, T. C., Shah, S., Jalali, A., Abdullahi, M. M., & Khorami, M. (2018). *Experimental investigations on monotonic and cyclic behavior of steel pallet rack connections*. *Engineering Failure Analysis*, 85, 149–166. <https://doi.org/10.1016/j.engfailanal.2017.08.014>

Shi, G., Shi, Y., & Wang, Y. (2007). *Behaviour of end-plate moment connections under earthquake loading*. *Engineering Structures*, 29(5), 703–716. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2006.06.016>

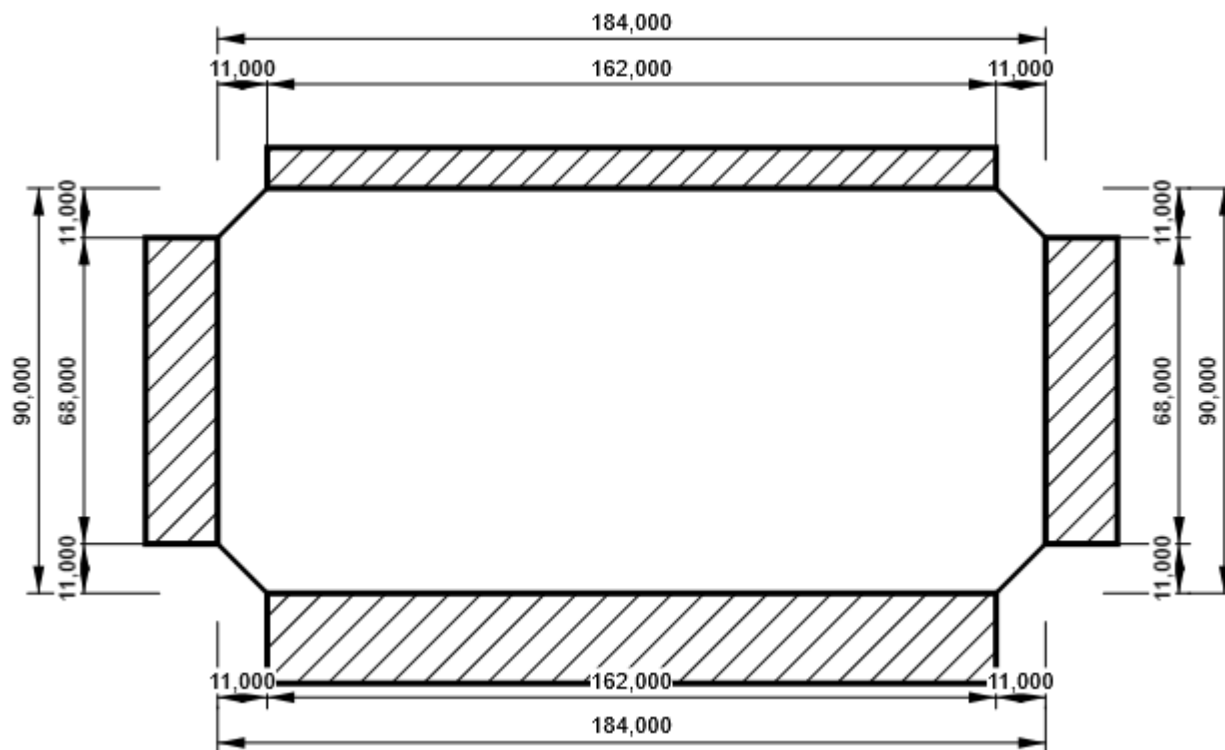
Sato, A., Newell, J., and Uang, C. M. (2007). *Cyclic testing of bolted flange plate steel moment connections for special moment frames*. *Final Report to American Institute of Steel Construction*

ANEXOS

1. Conexión CX-1 (cotas en mm)

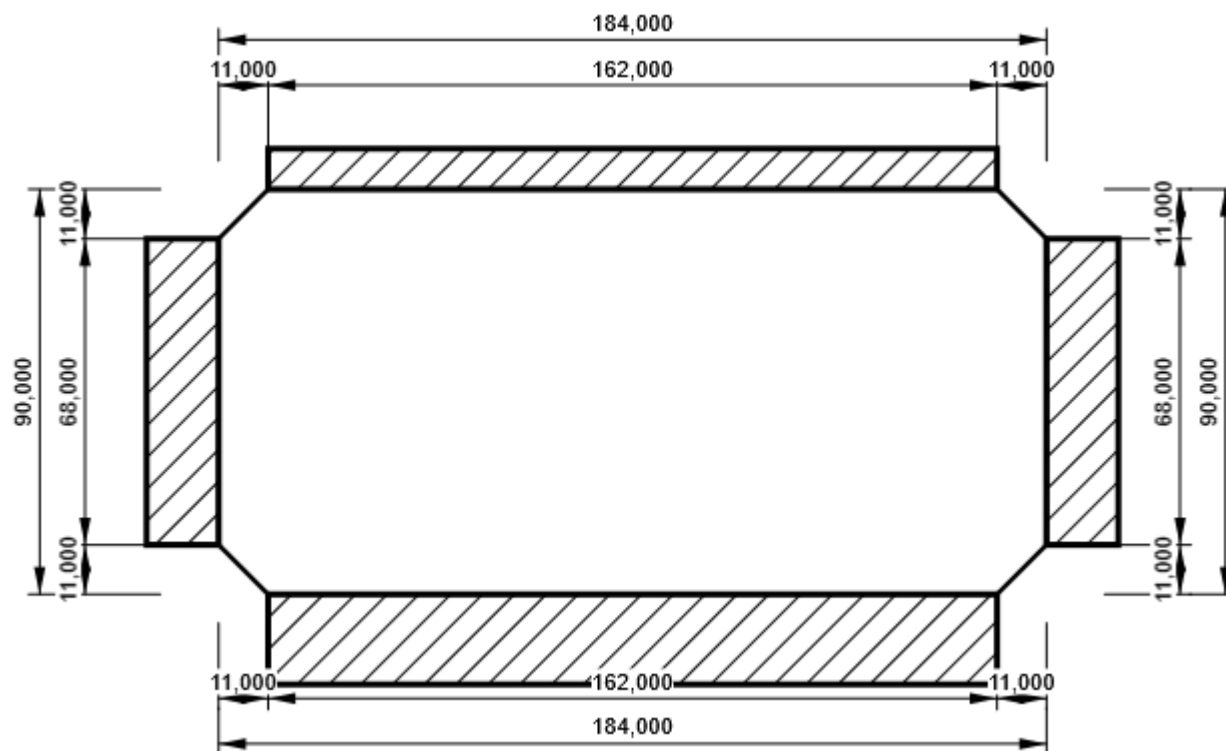
Diafragma Vertical 1

P8,00x184,000-90,000 (E1 A36)



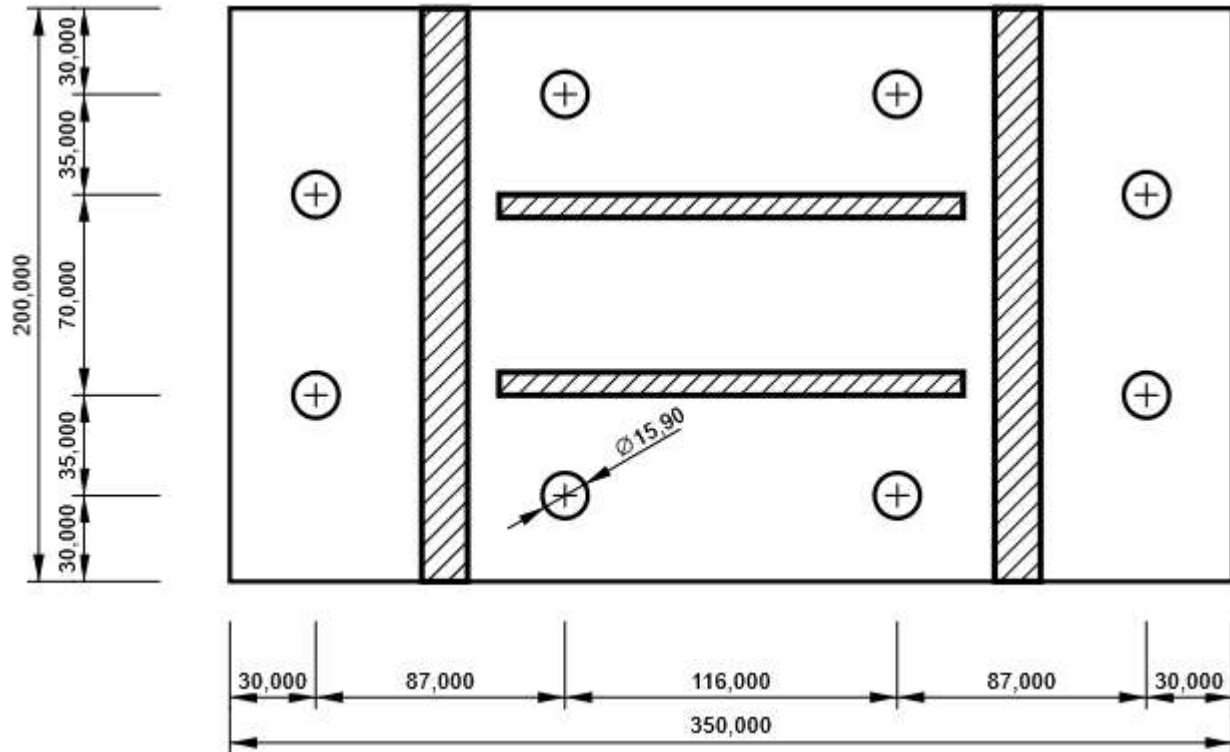
Diafragma Vertical 2

P8,00x184,000-90,000 (E1 A36)



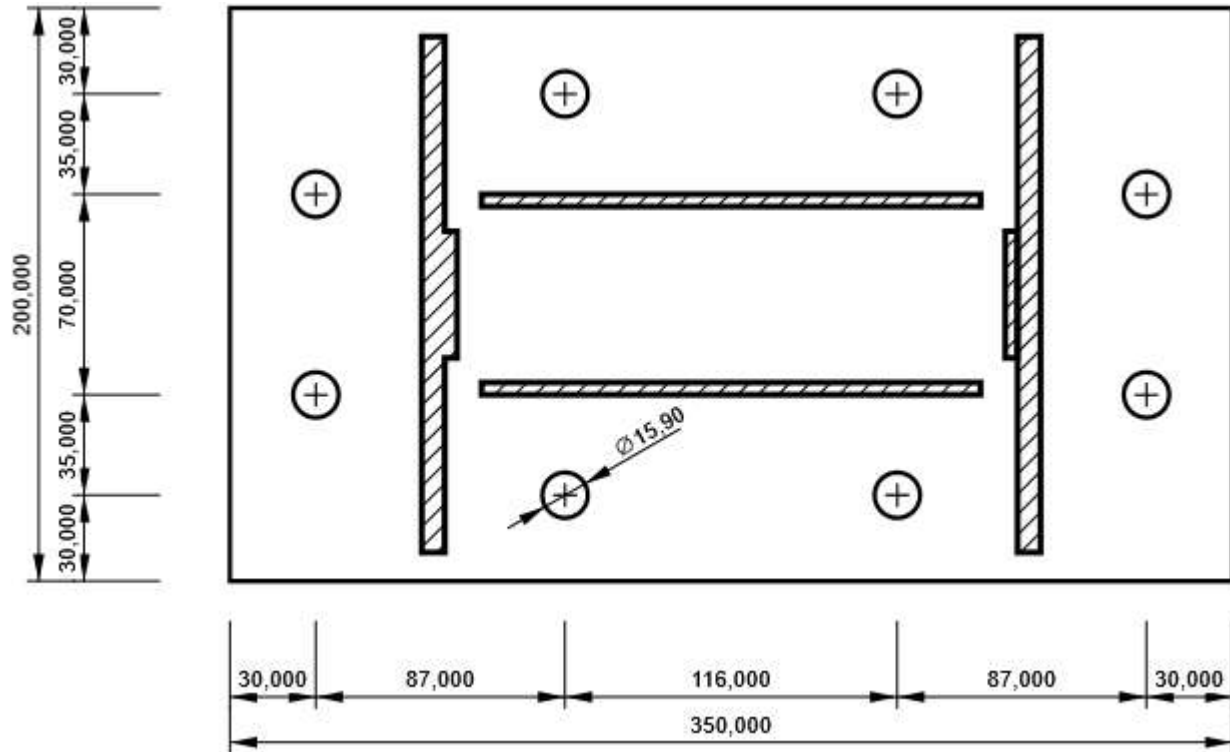
Endplate 1

P20,00x200,000-350,000 (E1 A36)



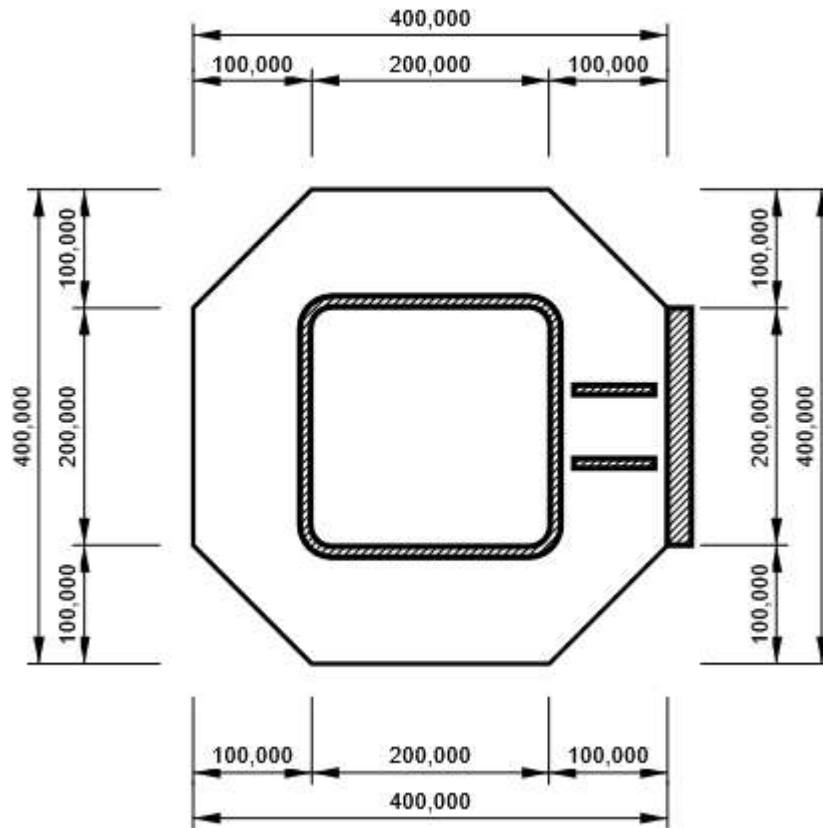
Endplate 2

P20,00x200,000-350,000 (E1 A36)



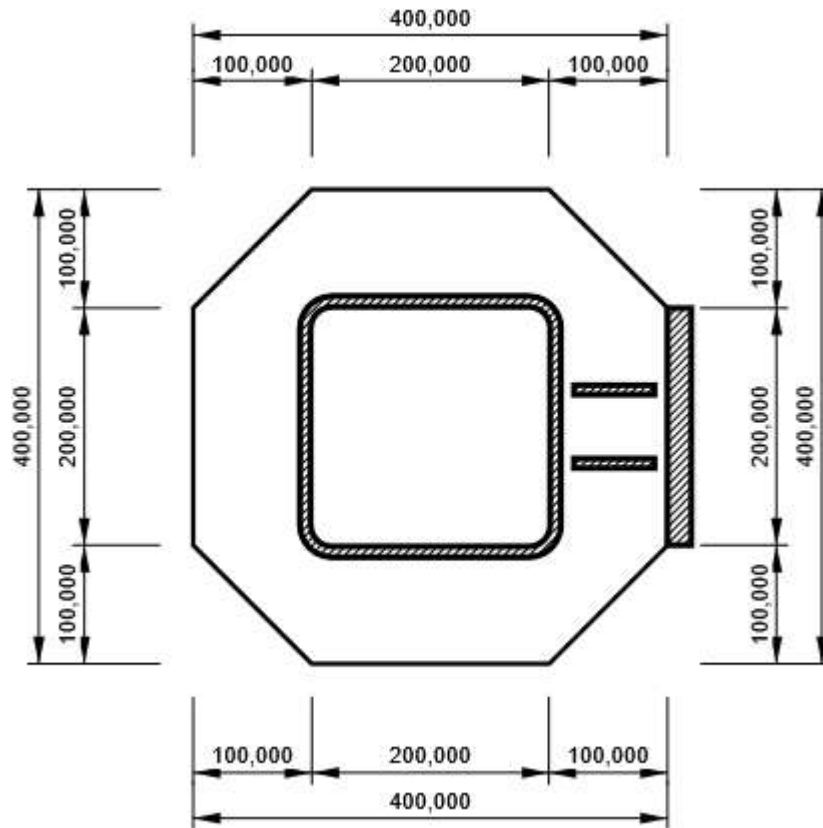
Diafragma Horizontal 1

P16,00x400,000-400,000 (E1 A36)



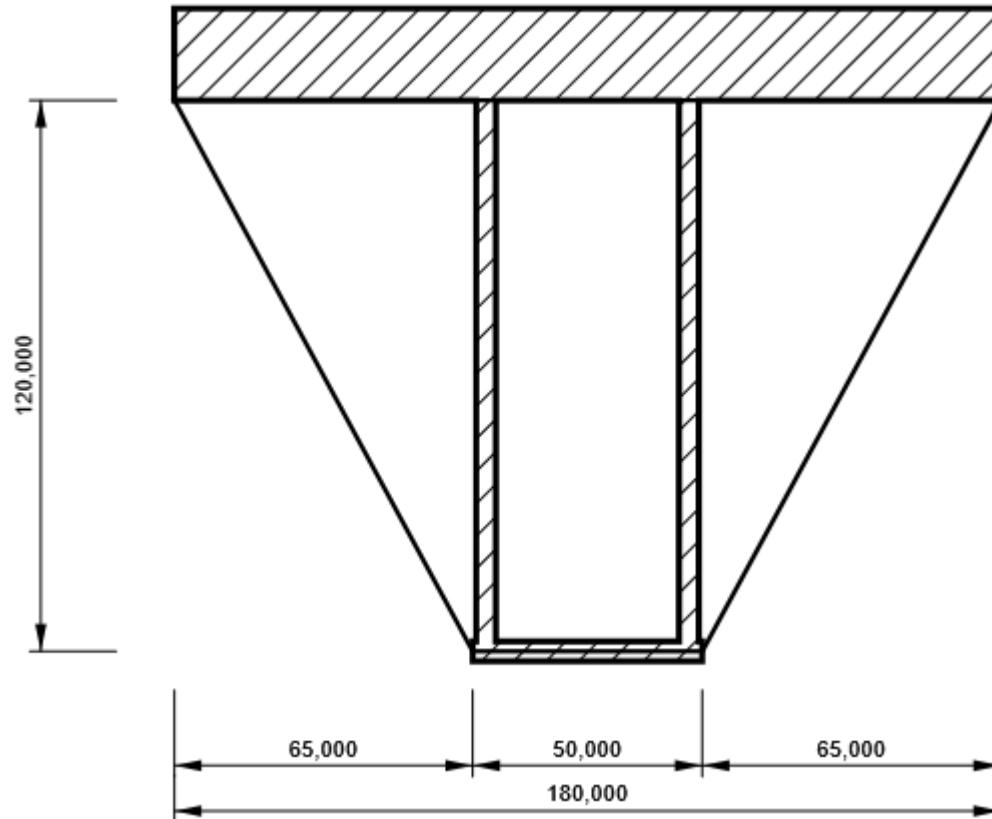
Diafragma Horizontal 2

P16,00x400,000-400,000 (E1 A36)



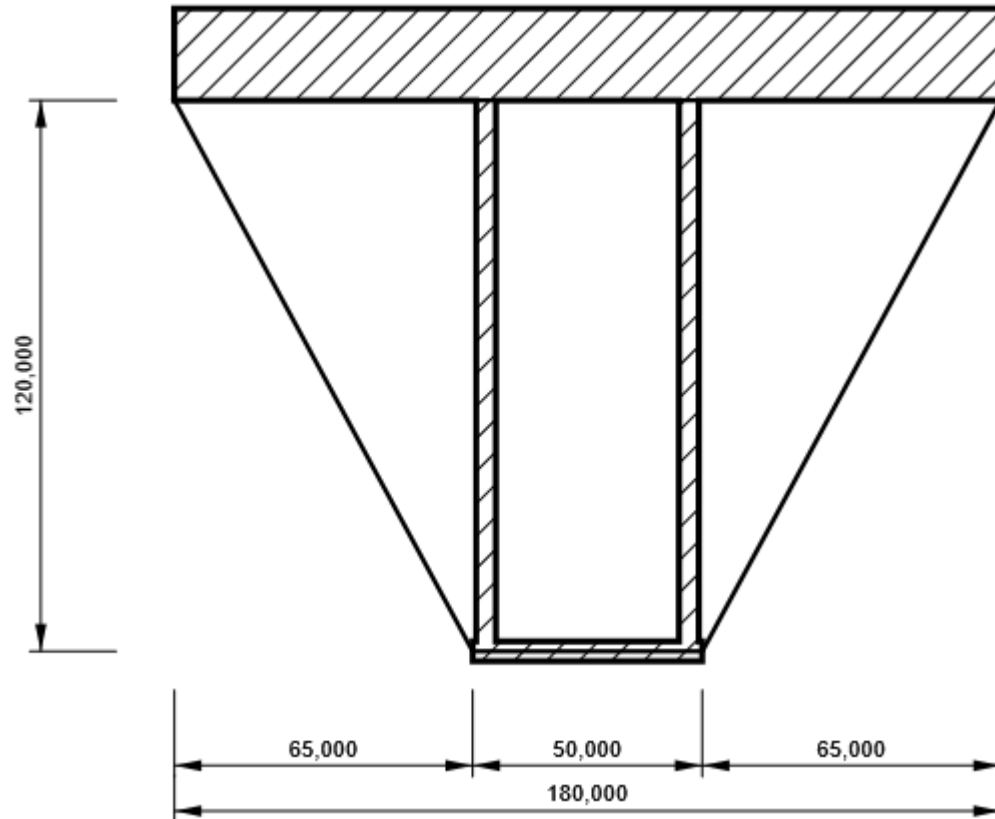
Apoyo 1

P8,00x180,000-120,000 (E1 A36)

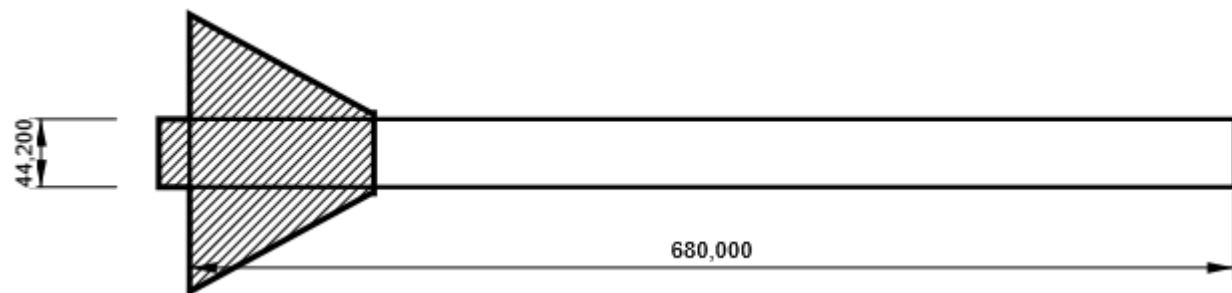


Apoyo 2

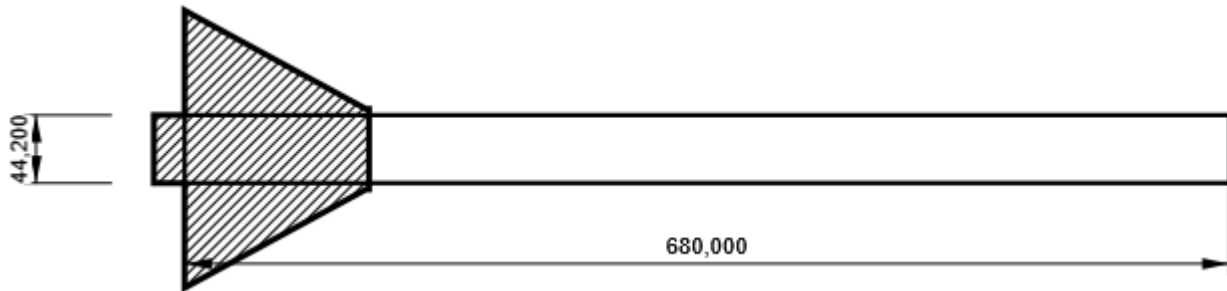
P8,00x180,000-120,000 (E1 A36)



HSS 200x70x4.3, E1(RHS200x70) - Alma 1:



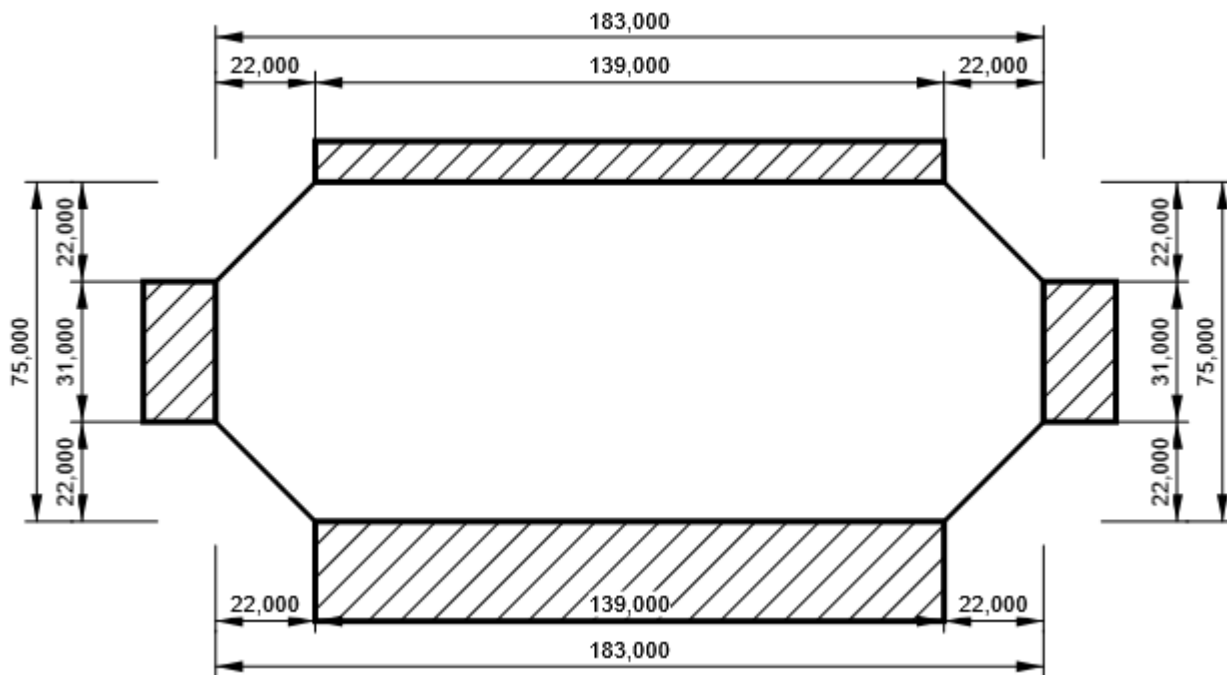
HSS 200x70x4.3, E1(RHS200x70) - Alma 3:



2. Conexión CX-2 (cotas en mm)

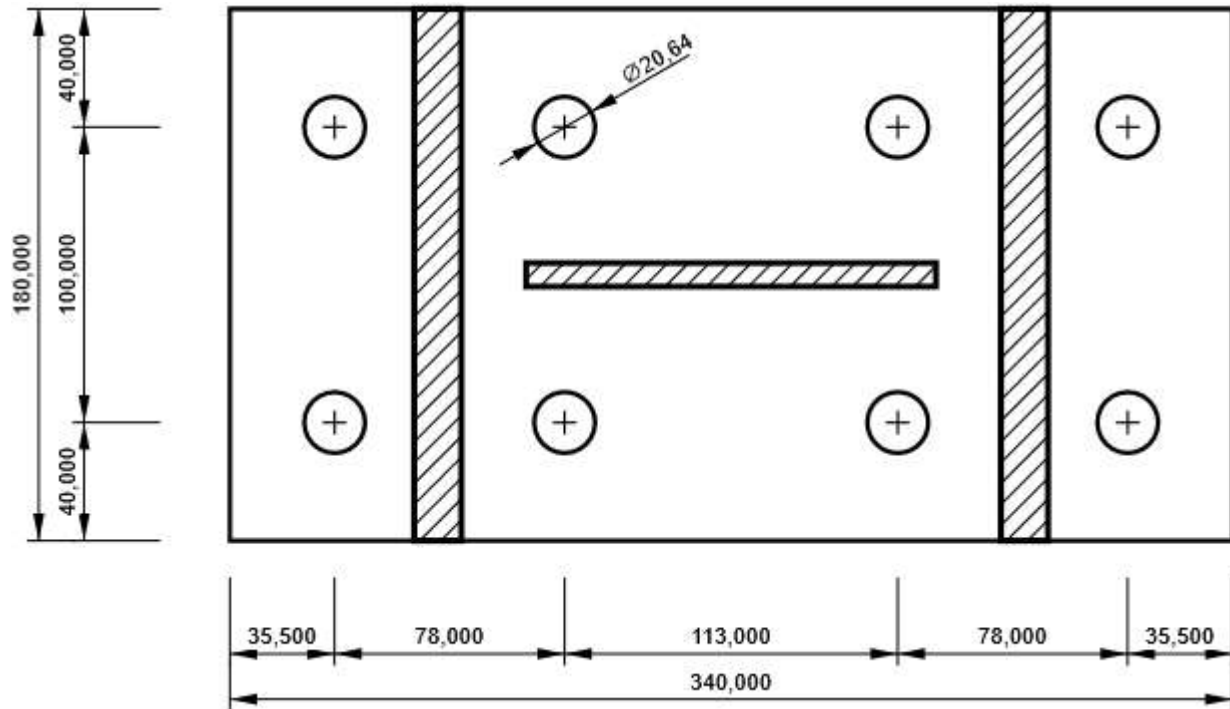
Diafragma Vertical

P8,00x183,000-75,000 (E1 A36)



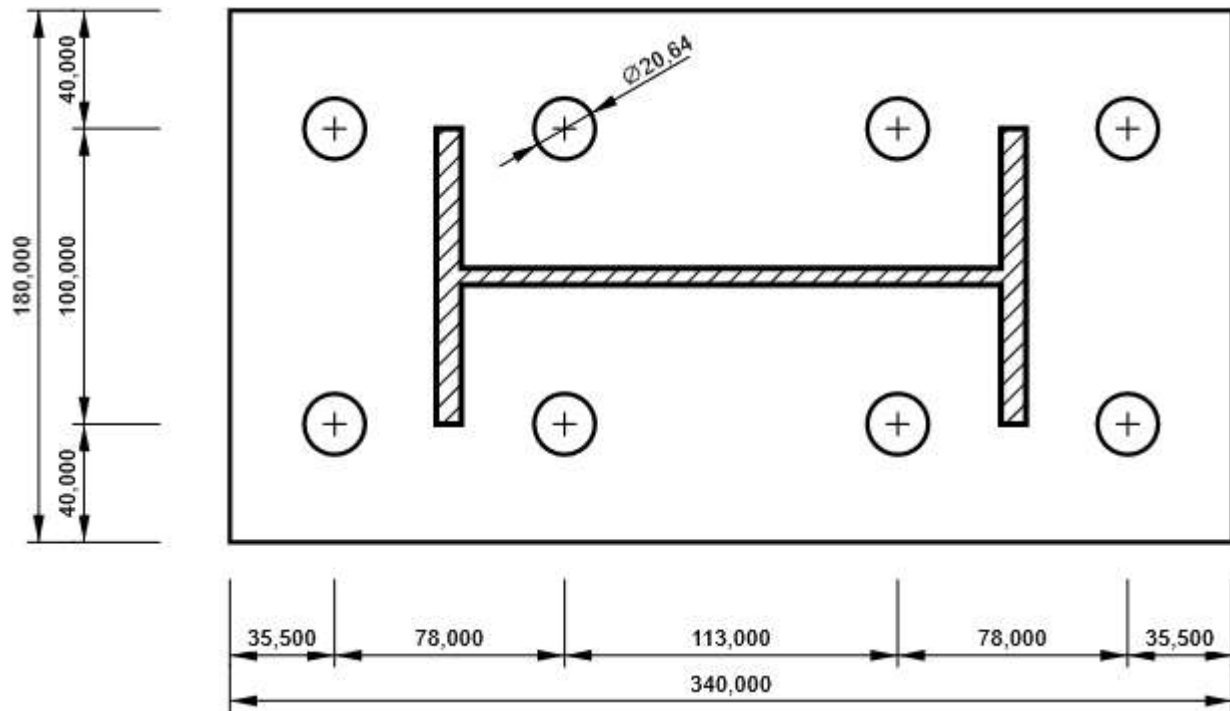
Endplate 1

P22,00x180,000-340,000 (E1 A36)



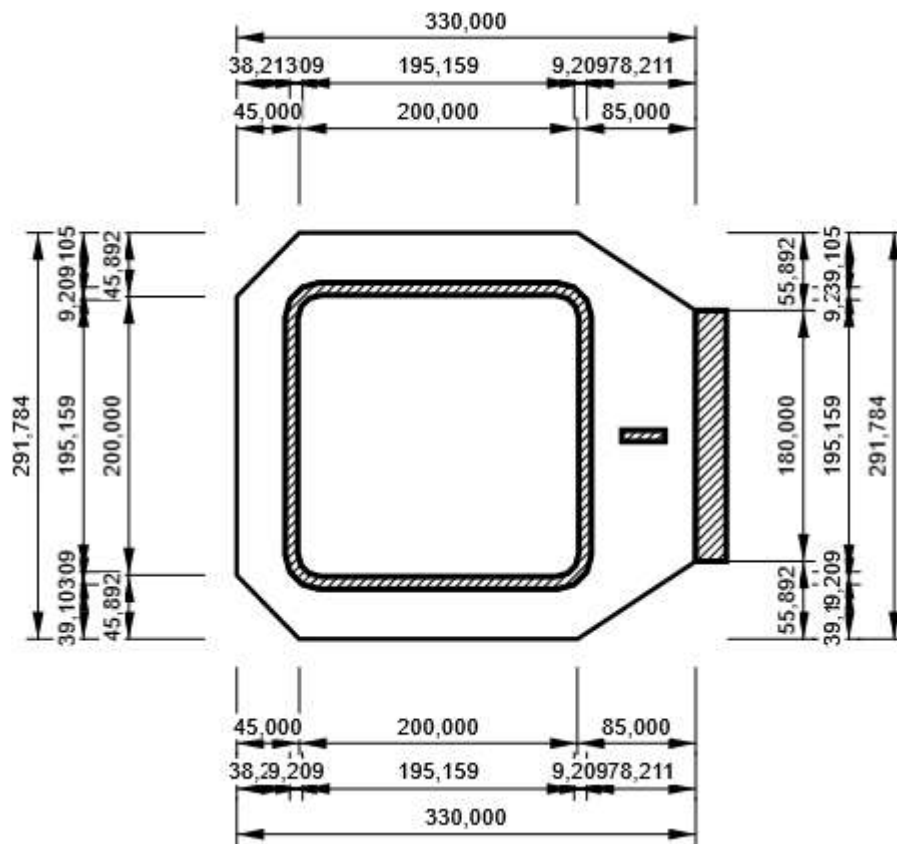
Endplate 2

P22,00x180,000-340,000 (E1 A36)



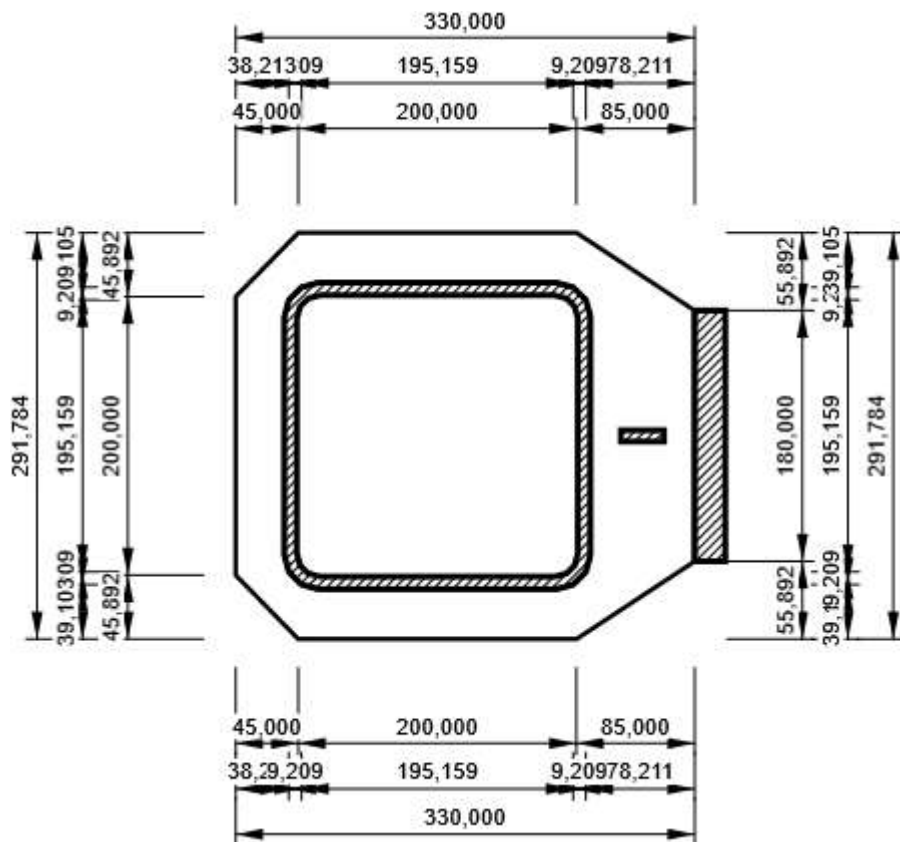
Diafragma Horizontal 1

P16,00x291,784-330,000 (E1 A36)



Diafragma Horizontal 2

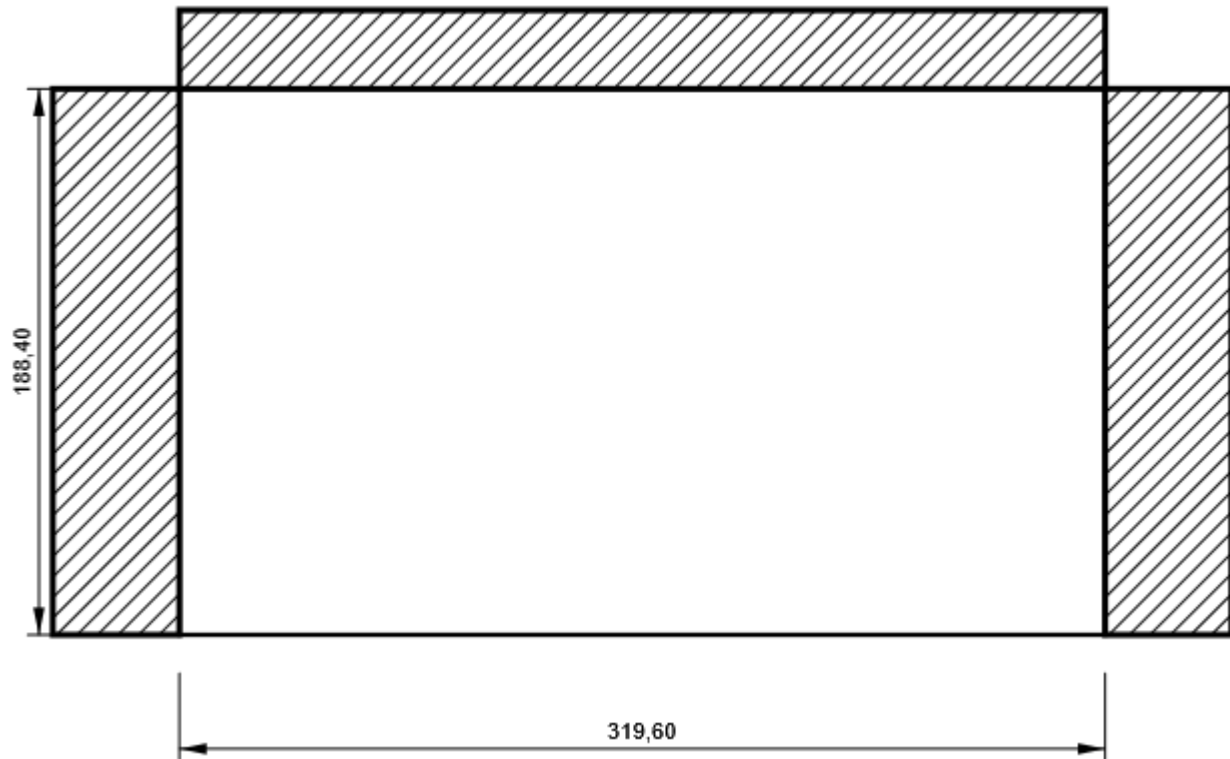
P16,00x291,784-330,000 (E1 A36)



3. Conexión CX-3 (cotas en mm)

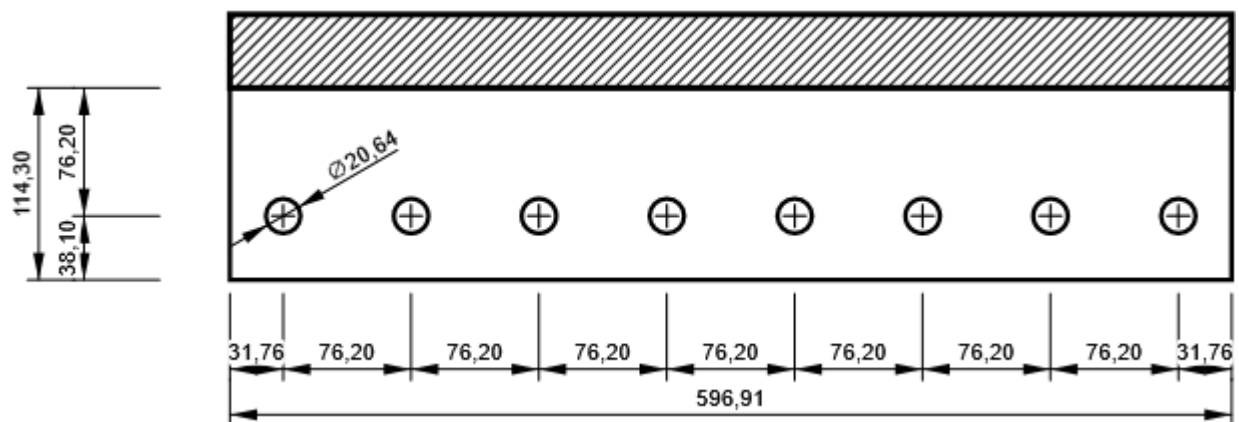
Placa de continuidad 1

P25,40x319,60-188,40 (Editar de Edit of A572 Gr.50)



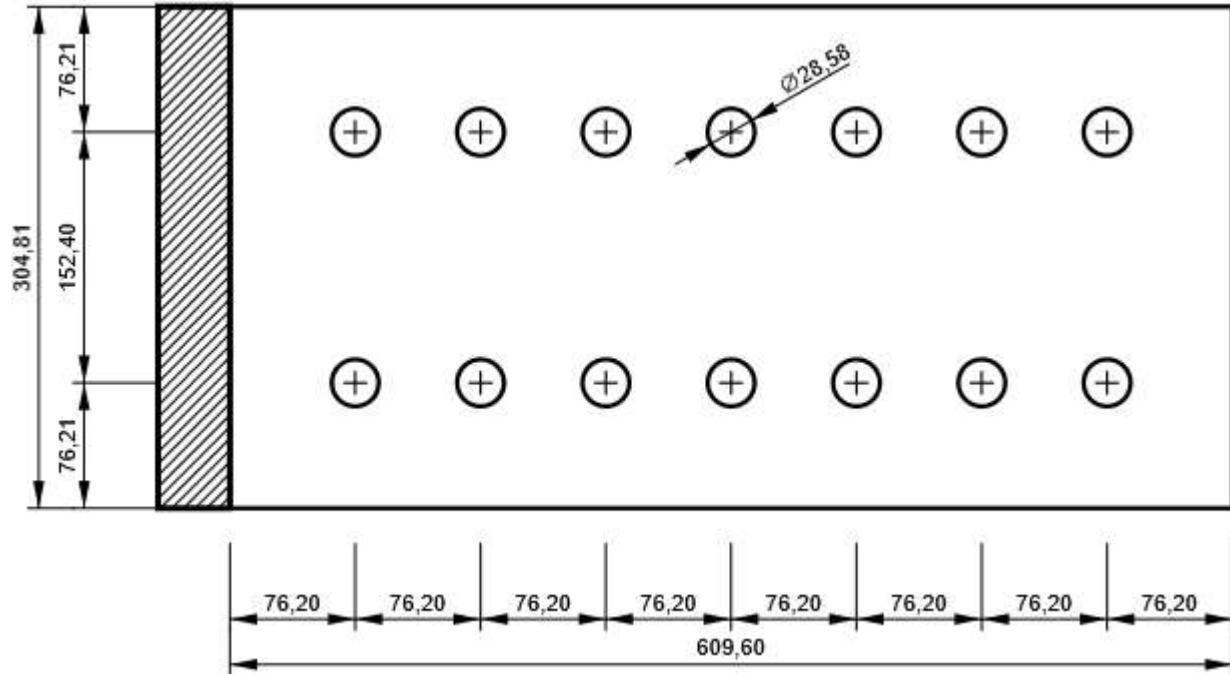
Placa en el alma

P9,53x596,91-114,30 (Editar de Edit of A572 Gr.50)



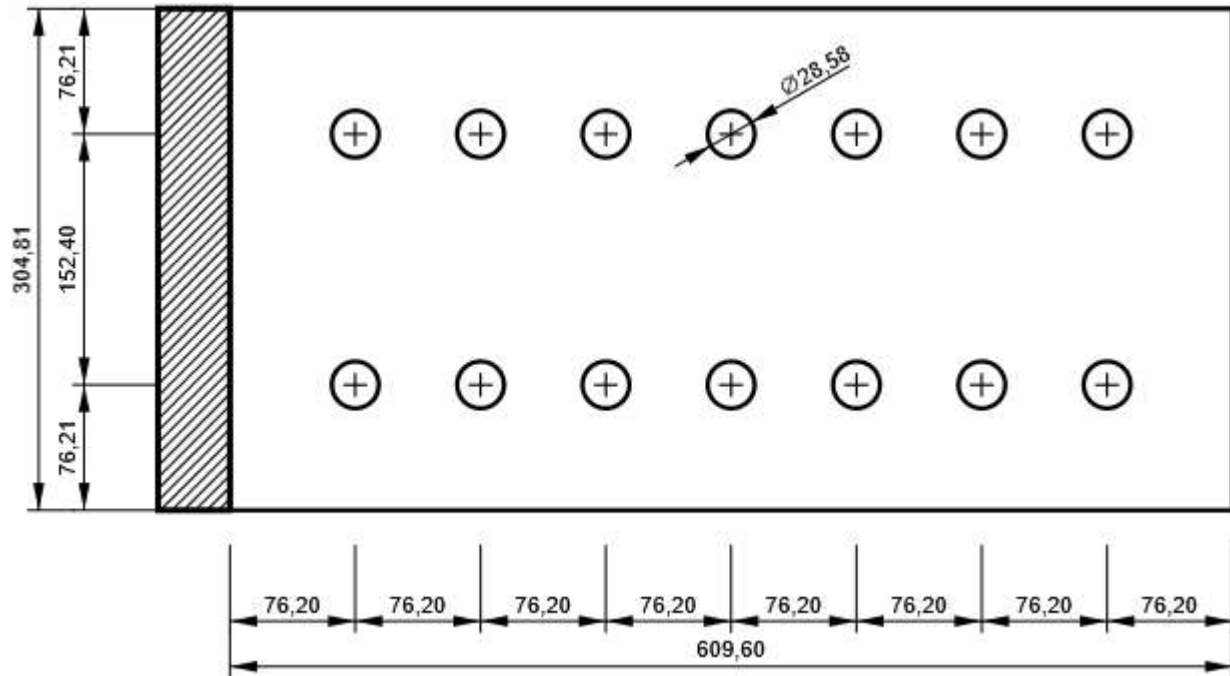
Placa en el ala 1

P38,10x304,81-609,60 (Editar de Edit of A572 Gr.50)



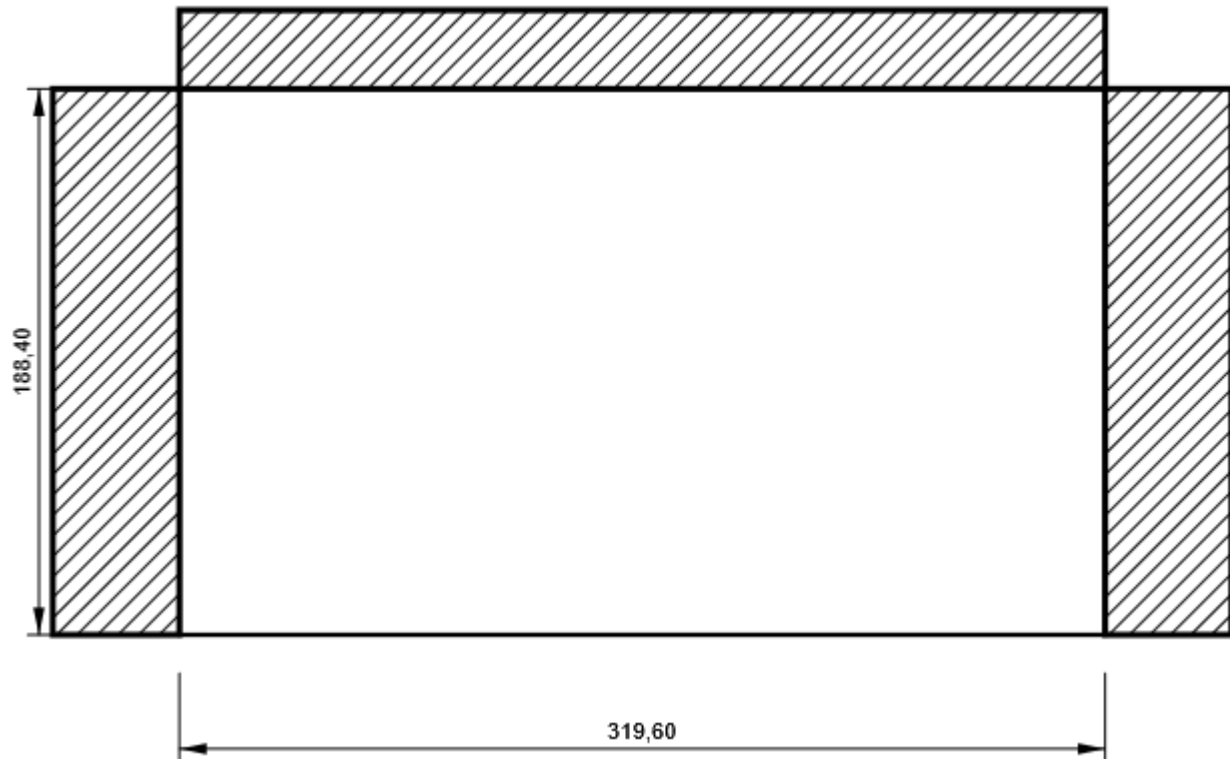
Placa en el ala 2

P38,10x304,81-609,60 (Editar de Edit of A572 Gr.50)

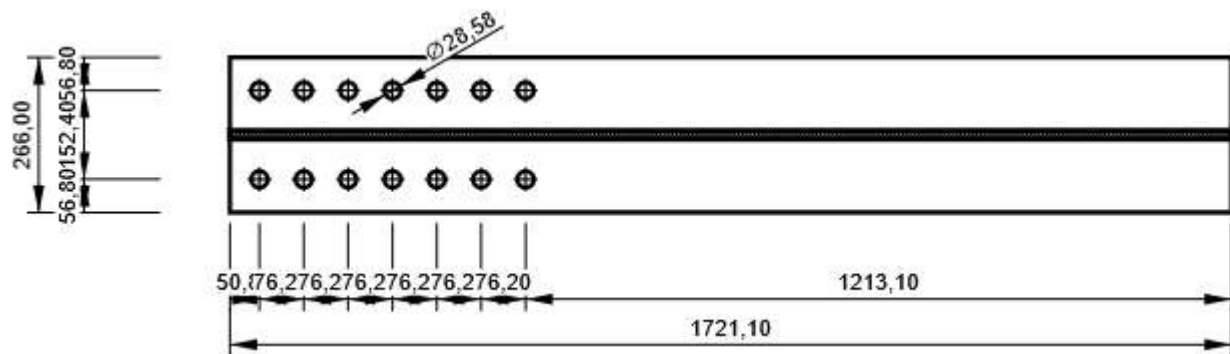


Placa de continuidad 2

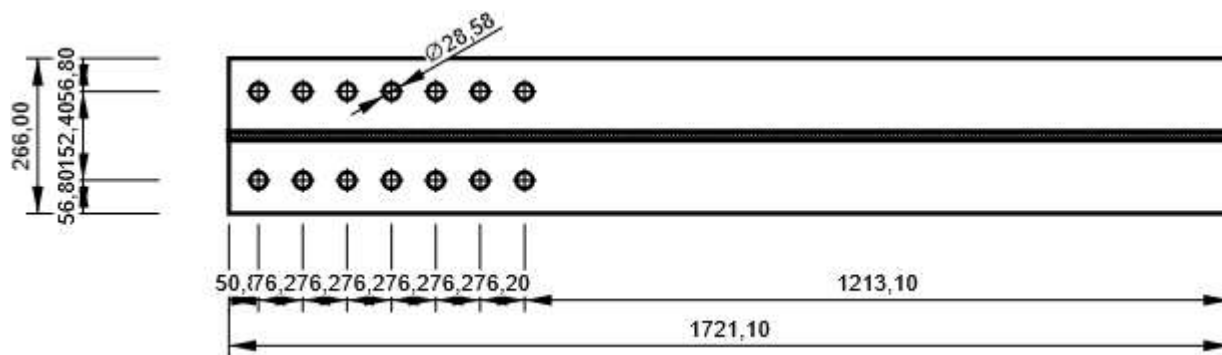
P25,40x319,60-188,40 (Editar de Edit of A572 Gr.50)



B, CON1(W(Imp)30X108) - Ala inferior 1:



B, CON1(W(Imp)30X108) - Ala superior 1:



B, CON1(W(Imp)30X108) - Alma 1:

