

DETERMINACIÓN DEL COMPORTAMIENTO MECÁNICO DE UNA CONEXIÓN  
EN ACERO RESISTENTE A MOMENTO MEDIANTE MODELACIÓN POR  
ELEMENTOS FINITOS

JAIRO ALEXANDER RIAÑO MORENO. Cod. 506367

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE COLOMBIA  
FACULTAD DE INGENIERÍA  
PROGRAMA DE INGENIERÍA CIVIL  
MODALIDAD TRABAJO DE INVESTIGACIÓN  
BOGOTÁ D.C  
2019

DETERMINACIÓN DEL COMPORTAMIENTO MECÁNICO DE UNA CONEXIÓN  
EN ACERO RESISTENTE A MOMENTO MEDIANTE MODELACIÓN POR  
ELEMENTOS FINITOS

JAIRO ALEXANDER RIAÑO MORENO. Cod. 506367

Trabajo de Grado para optar al título de  
Ingeniero Civil

Director  
JHON WILMAR CÁRDENAS PULIDO  
Ingeniero Civil

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE COLOMBIA  
FACULTAD DE INGENIERÍA  
PROGRAMA DE INGENIERÍA CIVIL  
MODALIDAD TRABAJO DE INVESTIGACIÓN  
BOGOTÁ D.C  
2019



## Atribución-NoComercial 2.5 Colombia (CC BY-NC 2.5)

La presente obra está bajo una licencia:  
**Atribución-NoComercial 2.5 Colombia (CC BY-NC 2.5)**

Para leer el texto completo de la licencia, visita:  
<http://creativecommons.org/licenses/by-nc/2.5/co/>

### Usted es libre de:



Compartir - copiar, distribuir, ejecutar y comunicar públicamente la obra

hacer obras derivadas

### Bajo las condiciones siguientes:



**Atribución** — Debe reconocer los créditos de la obra de la manera especificada por el autor o el licenciante (pero no de una manera que sugiera que tiene su apoyo o que apoyan el uso que hace de su obra).



**No Comercial** — No puede utilizar esta obra para fines comerciales.

Nota de aceptación

---

---

---

---

---

---

---

---

Firma del presidente del jurado

---

Firma del jurado

---

Firma del jurado

Bogotá, 28, octubre, 2019

## CONTENIDO

	pág.
INTRODUCCIÓN .....	15
1. DEFINICIÓN DEL PROBLEMA .....	16
2. JUSTIFICACIÓN .....	17
3. OBJETIVOS.....	18
3.1 OBJETIVO GENERAL .....	18
3.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS.....	18
4. ALCANCE Y LIMITACIONES .....	19
4.1 ALCANCE .....	19
4.2 LIMITACIONES.....	19
5. ANTECEDENTES.....	20
6. MARCO REFERENCIAL .....	22
6.1 MARCO TEÓRICO .....	22
6.1.1 Estructuras metálicas.....	22
6.1.2 El acero estructural .....	23
6.1.2.1 Propiedades mecánicas del acero .....	23
6.1.2.2 Tipos de acero estructural.....	24
6.1.3 Pórticos resistentes a momento.....	25
6.1.4 Conexiones viga-columna para pórticos resistentes a momento .....	26
6.1.5 Curva momento-rotación.....	27
6.1.5.1 Tipos de curva momento-rotación.....	28
6.1.5.2 Curva momento-rotación de una articulación plástica .....	29
6.1.6 Métodos para determinar el comportamiento rotacional de una conexión ....	30

6.1.6.1 Ensayos experimentales .....	30
6.1.6.2 Modelos empíricos .....	31
6.1.6.3 Modelos analíticos .....	31
6.1.6.4 Modelos mecánicos .....	31
6.1.6.5 Modelos informacionales .....	32
6.1.6.6 Modelos numéricos .....	32
6.1.7 Método de los elementos finitos.....	33
6.1.7.1 Relación esfuerzo-equilibrio.....	34
6.1.7.2 Condiciones de frontera.....	35
6.1.7.3 Relaciones deformación-desplazamiento .....	36
6.1.7.4 Relaciones esfuerzo-deformación.....	36
6.2 MARCO CONCEPTUAL .....	37
6.3 ESTADO DEL ARTE.....	40
7. METODOLOGÍA .....	45
7.1 CARACTERIZACIÓN DE LA CONEXIÓN .....	45
7.1.1 Geometría de la conexión.....	45
7.1.2 Propiedades mecánicas.....	49
7.1.2.1 Tipos de acero .....	49
7.2 ENSAYOS EXPERIMENTALES .....	50
7.2.1 Ensayo del primer espécimen.....	52
7.2.2 Ensayo del segundo espécimen .....	53
7.2.3 Condiciones imprevistas en los ensayos experimentales .....	54
7.2.4 Curvas momento-rotación de ensayos experimentales .....	55
7.2.4.1 Curva momento-rotación espécimen EPC-1.....	56

7.2.4.2 Curva momento-rotación espécimen EPC-2.....	57
7.3 MODELOS TEÓRICOS PARA PREDECIR EL COMPORTAMIENTO ROTACIONAL DE CONEXIONES.....	58
7.3.1 Modelo del método componente del Eurocódigo 3.....	59
7.3.1.1 Determinación de la resistencia de diseño a momento.....	59
7.3.1.2 Determinación de la rigidez rotacional .....	82
7.3.1.3 Determinación de la capacidad de rotación .....	86
7.3.1.4 Curva momento rotación Eurocódigo 3.....	87
7.3.2 Modelo empírico de Frye y Morris.....	88
7.3.3 Modelo de M.R. Mohamadi-Shoore y M. Mofidb.....	90
7.3.3.1 Determinación de la rigidez rotacional inicial .....	92
7.3.3.2 Determinación del intercepto constante de momento .....	93
7.3.3.3 Determinación de la rigidez de endurecimiento por deformación .....	93
7.3.3.4 Determinación del momento y la rotación de fluencia.....	94
7.3.3.5 Determinación de la rotación última de la conexión.....	94
7.3.4 Modelo de Krishnamurthy .....	95
7.4 MODELO DE ELEMENTOS FINITOS .....	97
7.4.1 Creación del modelo de elementos finitos .....	97
7.4.1.1 Módulo <i>Part</i> .....	97
7.4.1.2 Módulo <i>Property</i> .....	99
7.4.1.3 Módulo <i>Assembly</i> .....	100
7.4.1.4 Módulo <i>Step</i> .....	101
7.4.1.5 Módulo <i>Interaction</i> .....	101
7.4.1.6 Modulo <i>Load</i> .....	105
7.4.1.7 Módulo <i>Mesh</i> .....	106

7.4.1.8 Módulo <i>Job</i> .....	108
7.4.1.9 Módulo <i>Visualization</i> .....	108
7.4.2 Calibración del modelo de elementos finitos.....	109
7.4.3 Curva momento-rotación FEM.....	112
8. RESULTADOS Y DISCUSIÓN .....	116
8.1 ANÁLISIS GRÁFICO .....	116
8.1.1 Comparación entre ensayos y modelo de elementos finitos.....	116
8.1.2 Comparación entre modelos teóricos y modelo de elementos finitos .....	117
8.2 ANÁLISIS CUANTITATIVO.....	119
8.2.1 Comparación de la capacidad resistente a momento .....	119
8.2.2 Comparación de la rigidez rotacional inicial.....	120
8.2.3 Comparación de la capacidad de rotación.....	123
8.3 ANÁLISIS CUALITATIVO .....	124
8.3.1 Comparación entre ensayos experimentales y FEM.....	124
8.3.2 Comparación entre modelos teóricos y FEM .....	131
8.4 CLASIFICACIÓN DE LA CONEXIÓN .....	135
8.5 ANÁLISIS SEGÚN EL MODELO DEL ASCE-41 .....	137
8.5.1 Modelo $M-\theta$ para una conexión de acero tipo platina de extremo.....	138
8.5.2 Modelo $M-\theta$ para fluencia en los pernos .....	142
8.5.3 Modelo $M-\theta$ para fluencia en el ala de la columna .....	143
8.5.4 Comparación de resultados .....	146
8.5.5 Resumen de curvas momento-rotación .....	148
9. RECOMENDACIONES.....	150
10. CONCLUSIONES .....	151

BIBLIOGRAFÍA.....	153
ANEXOS.....	157
ANEXO A. DESPLAZAMIENTOS FEM .....	157
ANEXO B. TENSIÓN DE VON MISES FEM (PA).....	160

## LISTA DE TABLAS

Tabla 7.1. Geometría de la conexión (mm y mm <sup>2</sup> ).....	49
Tabla 7.2. Propiedades mecánicas de la conexión (MPa) .....	50
Tabla 7.3. Valores de carga y desplazamiento EPC-1.....	52
Tabla 7.4. Valores de carga y desplazamiento EPC-2.....	53
Tabla 7.5. Valores de momento y rotación EPC-1 .....	56
Tabla 7.6. Valores de momento y rotación EPC-2 .....	57
Tabla 7.7. Valores de momento y rotación modelo del Eurocódigo 3 .....	87
Tabla 7.8. Valores de momento y rotación modelo Frye y Morris .....	89
Tabla 7.9. Parámetros conexión platina de extremo (Unidades en mm, mm <sup>2</sup> , mm <sup>3</sup> , mm <sup>4</sup> y MPa) .....	92
Tabla 7.10. Valores de curva momento-rotación bilineal .....	94
Tabla 7.11. Valores de momento y rotación modelo Krishnamurthy .....	96
Tabla 7.12. Propiedades asignadas al modelo de elementos finitos .....	100
Tabla 7.13. Resultados calibración FEM .....	110
Tabla 7.14. Resultados análisis FEM para curva momento-rotación .....	114
Tabla 8.1. Resumen y comparación de capacidad resistente a momento de la conexión según varios modelos.....	119
Tabla 8.2. Resultados ajuste lineal para hallar la rigidez rotacional inicial.....	121
Tabla 8.3. Resumen y comparación de rigidez rotacional inicial de la conexión según varios modelos.....	122
Tabla 8.4. Resumen y comparación de capacidad de rotación de la conexión según varios modelos.....	123
Tabla 8.5. Valores momento-rotación normalizados Eurocódigo 3.....	136
Tabla 8.6. Valores momento-rotación normalizados FEM .....	136
Tabla 8.7. Parámetros de modelación y criterios de aceptación para conexión ..	141
Tabla 8.8. Valores modelo M-θ para fluencia en la platina .....	141
Tabla 8.9. Valores modelo M-θ para fluencia en los pernos .....	143
Tabla 8.10. Valores modelo M-θ para fluencia en el ala de la columna.....	145

## LISTA DE FIGURAS

Figura 5.1. Articulación plástica en viga: a) ensayo experimental; b) FEM.....	21
Figura 6.1. Construcción de un edificio con estructura metálica .....	22
Figura 6.2. Diagrama esfuerzo-deformación del acero .....	23
Figura 6.3. Diagrama esfuerzo-deformación aceros ASTM .....	25
Figura 6.4. Sistemas estructurales.....	25
Figura 6.5. Diagrama de cuerpo libre miembros pórtico .....	26
Figura 6.6. Conexión emperrada con platina de extremo ampliada .....	27
Figura 6.7. Tipos de conexión viga-columna según su comportamiento .....	27
Figura 6.8. Curva momento-rotación según el comportamiento de la conexión ....	28
Figura 6.9. Representaciones de curva momento-rotación .....	29
Figura 6.10. Articulación plástica en un perfil de acero.....	29
Figura 6.11. Diagrama momento-rotación de articulación plástica .....	30
Figura 6.12. Ensayo experimental de una conexión de acero .....	31
Figura 6.13. Modelo mecánico para una conexión viga-columna .....	32
Figura 6.14. FEM conexión de acero viga-columna.....	33
Figura 6.15. Cuerpo tridimensional .....	34
Figura 6.16. Equilibrio de un elemento con volumen infinitesimal.....	35
Figura 6.17. Superficie de un elemento con volumen infinitesimal .....	36
Figura 6.18. Sección transversal de un perfil doble T de acero .....	38
Figura 6.19. Relación entre conceptos de la investigación .....	39
Figura 7.1. Miembros y elementos de la conexión viga-columna emperrada con platina de extremo ampliada .....	46
Figura 7.2. Nomenclatura para dimensiones de la conexión viga-columna con platina de extremo ampliada .....	47
Figura 7.3. Vista lateral conexión viga-columna con platina de extremo ampliada, (Dimensiones en mm).....	48
Figura 7.4. Vista superior conexión viga-columna con platina de extremo ampliada, (Dimensiones en mm).....	49
Figura 7.5. Características de especímenes ensayados (mm) .....	51
Figura 7.6. Ensayo experimental de la conexión: a) Esquema; b) Montaje del especimen en el marco de pruebas .....	51
Figura 7.7. Condiciones de carga-desplazamiento EPC-1 .....	52
Figura 7.8. Condiciones de carga-desplazamiento EPC-2 .....	54
Figura 7.9. Interacción de especímenes con el marco de pruebas: a) condición apropiada, b) condición no apropiada (ocurrida en los ensayos).....	55
Figura 7.10. Características momento-rotación: a) conexión; b) esquema.....	56
Figura 7.11. Curva momento-rotación espécimen EPC-1 .....	57
Figura 7.12. Curva momento-rotación EPC-2 .....	58
Figura 7.13. Modelo momento-rotación del Eurocódigo 3 .....	59
Figura 7.14. Modelo de fuerzas internas conexión viga-columna emperrada con platina de extremo ampliada .....	60
Figura 7.15. Componentes básicos para determinar la resistencia efectiva de diseño a tensión de una fila de pernos .....	61

Figura 7.16. Idealización de elementos T equivalentes de una conexión emperrada con platina de extremo ampliada y dos filas de pernos en tensión .....	62
Figura 7.17. Patrones de falla en elementos T a) y b) circular, c) y d) no circular .	63
Figura 7.18. Valores de $m$ y $e_1$ cuando la platina es más ancha que el ala de la columna .....	64
Figura 7.19. Elemento T equivalente en tensión: a) esquema; b) fuerzas .....	68
Figura 7.20. Variables para calcular las longitudes efectivas de una platina de extremo.....	71
Figura 7.21. Idealización del brazo de palanca equivalente .....	83
Figura 7.22. Curva momento-rotación modelo del Eurocódigo 3.....	88
Figura 7.23. Curva momento-rotación modelo Frye y Morris.....	89
Figura 7.24. Modelo bilineal de curva momento-rotación .....	90
Figura 7.25. Parámetros geométricos conexión platina de extremo .....	91
Figura 7.26. Curva bilineal momento-rotación .....	95
Figura 7.27. Curva momento-rotación modelo Krishnamurthy.....	96
Figura 7.28. Perfil IPE-360 FEM: a) sección plana; b) miembro 3D.....	98
Figura 7.29. Componentes con geometría circular adaptados a formas rectangulares: a) perno; b) agujeros platina; c) agujeros columna .....	99
Figura 7.30. Diagrama esfuerzo-deformación materiales FEM.....	99
Figura 7.31. Montaje de las partes que conforman el FEM .....	101
Figura 7.32. Interacción entre viga y platina de extremo FEM.....	102
Figura 7.33. Fuerzas entre platina de extremo y columna .....	103
Figura 7.34. Interacción entre pernos y elementos: a) esquema; b) FEM .....	104
Figura 7.35. Diafragma de cuerpo rígido extremo libre de la viga.....	104
Figura 7.36. Condiciones de frontera FEM .....	105
Figura 7.37. Punto y dirección de aplicación de carga FEM.....	106
Figura 7.38. Columna compuesta por elementos tipo tetraedro FEM.....	107
Figura 7.39. Nudos de elementos conectados alrededor de agujero FEM .....	107
Figura 7.40. Elemento C3D10 usado en FEM .....	108
Figura 7.41. Resultados FEM: a) Tensiones; b) Desplazamientos .....	108
Figura 7.42. Desplazamientos registrados para la carga $P_j$ , $R_d$ y tamaño aproximado de elementos igual a 100 mm FEM .....	110
Figura 7.43. Desplazamiento en extremo de viga-elementos FEM.....	111
Figura 7.44. Tiempo-número de elementos FEM.....	111
Figura 7.45. Tamaño aproximado de elementos FEM.....	112
Figura 7.46. Variables para curva momento-rotación FEM.....	113
Figura 7.47. Curva momento-rotación FEM.....	115
Figura 7.48. Curva momento-rotación FEM, segmentada según el EC-3.....	115
Figura 8.1. Curvas momento-rotación EPC-1, EPC-2 y FEM .....	116
Figura 8.2. Curvas momento-rotación modelos teóricos y FEM .....	117
Figura 8.3. Rangos para calcular la rigidez rotacional inicial .....	120
Figura 8.4. Panel de columna deformado FEM .....	122
Figura 8.5. Deformada del espécimen: a) ensayo experimental; b) FEM .....	124
Figura 8.6. Separación entre la platina de extremo y el ala de la columna: a) ensayo experimental; b) FEM.....	125

Figura 8.7. Deformación del ala de la columna en la zona de tensión: a) ensayo experimental; b) FEM.....	125
Figura 8.8. Deformación en zonas de tensión y compresión de columna FEM ...	126
Figura 8.9. Deformación en el ala de la columna por aplastamiento .....	127
Figura 8.10. Deformación por aplastamiento: a) ensayo experimental; b) FEM ..	127
Figura 8.11. Plastificación de la columna en ensayo experimental.....	128
Figura 8.12. Tensión de Von Mises en columna deformada FEM .....	129
Figura 8.13. Deformación del segundo espécimen ensayado (EPC-2) .....	130
Figura 8.14. No formación de articulación plástica y plastificación de perno FEM .....	130
Figura 8.15. Conexión viga-columna deformada FEM.....	131
Figura 8.16. Flexión en el ala de la columna: a) Eurocódigo 3; b) FEM.....	132
Figura 8.17. Tensión en el alma de la columna: a) Eurocódigo; b) FEM .....	133
Figura 8.18. Flexión en la platina de extremo: a) Eurocódigo; b) FEM .....	134
Figura 8.19. Tensión en el alma de la viga: a) Eurocódigo; b) FEM .....	134
Figura 8.20. Clasificación de conexiones para pórtico no arriostrado.....	136
Figura 8.21. Clasificación de conexión según curva momento-rotación .....	137
Figura 8.22. Modelo generalizado fuerza-deformación para componentes y elementos de acero .....	138
Figura 8.23. Modelo M- $\theta$ para conexión de acero ASCE-41.....	138
Figura 8.24. Variables geométricas para estimar $Y_p$ .....	140
Figura 8.25. Modelo M- $\theta$ de la conexión para fluencia en la platina .....	142
Figura 8.26. Modelo M- $\theta$ de la conexión para fluencia en los pernos .....	143
Figura 8.27. Variables para estimar $Y_c$ .....	144
Figura 8.28. Modelo M- $\theta$ de la conexión para fluencia en el ala de la columna...	145
Figura 8.29. Comparación entre modelos ASCE-41 y FEM.....	146
Figura 8.30. Resumen de curvas momento-rotación .....	148
Figura 8.31. Resumen de curvas momento-rotación, grafica ampliada .....	149

## RESUMEN

El comportamiento mecánico de una conexión en acero resistente a momento fue determinado mediante un modelo de elementos finitos en el presente trabajo. La conexión estudiada es de tipo viga-columna empernada con platina de extremo ampliada. El modelo de elementos finitos fue realizado en ABAQUS/CAE, donde la interacción de los elementos y miembros de la conexión fue simulada con contactos de tipo normal y restricciones de desplazamiento relativo entre superficies. Los resultados del modelo de elementos finitos fueron comparados con ensayos experimentales llevados a cabo en el marco de pruebas de la Universidad Nacional de Colombia, sede Bogotá D.C, y con modelos teóricos para predecir el comportamiento rotacional de conexiones, dentro de los cuales se destaca el método componente del Eurocódigo 3. Las comparaciones realizadas fueron de tipo gráfico, cuantitativo y cualitativo. Para el análisis gráfico se construyeron curvas de momento-rotación por diferentes métodos. Respecto a la parte cuantitativa, se contrastó la magnitud de parámetros que describen el comportamiento mecánico de la conexión, como lo es su rigidez rotacional, resistencia a momento y capacidad de rotación. Finalmente, el análisis cualitativo se efectuó mediante la comparación de los modos de falla observados en el modelo de elementos finitos, y los obtenidos con el análisis por estados límites de resistencia, así como los resultados experimentales del marco de pruebas. Las comparaciones muestran que los métodos estudiados tienen una buena relación al evaluar la resistencia de los componentes de la conexión.

## INTRODUCCIÓN

El aspecto más importante de las estructuras metálicas es el diseño de sus conexiones, es decir los mecanismos usados para unir dos o más miembros que convergen en un mismo punto, pues se ha demostrado que ante solicitaciones de carga estas pueden fallar antes que los miembros conectados y causar el colapso de la estructura. Entre las conexiones más usadas se encuentran las de tipo viga-columna, ya que mediante estas se configura el sistema estructural de pórticos resistentes a momento. La resistencia y confiabilidad de estas conexiones puede ser determinada a través de métodos analíticos o ensayos experimentales, sin embargo, estos últimos implican elevados costos de fabricación y pruebas de especímenes a escala real. A raíz de esto, surgió la utilización del método de los elementos finitos para estudiar el comportamiento de una conexión bajo la acción de un momento flector. Este método, tomó gran acogida en los últimos tiempos con el avance de los computadores (Díaz, Martí, et al., 2011).

En el presente trabajo se expone el procedimiento realizado para determinar el comportamiento mecánico de una conexión viga-columna mediante modelación por elementos finitos. El estudio se enfoca en una conexión de tipo empernada con platina de extremo ampliada. Para tal propósito, se modeló un espécimen con el software de elementos finitos ABAQUS/CAE, en el cual se simuló la interacción entre los elementos de la conexión, sus condiciones de frontera y la aplicación de una carga que genera un momento flector en esta. El modelo de elementos finitos fue comparado con los resultados de ensayos experimentales ejecutados en el marco de pruebas de la Universidad Nacional de Colombia, sede Bogotá D.C. Además, se comparó con resultados obtenidos de modelos teóricos, entre los que se destaca el método componente del Eurocódigo 3 y el ASCE-41. Los diferentes métodos coinciden en que el elemento que controla la capacidad resistente a momento de la unión, entre los miembros conectados, es el ala de la columna. Una herramienta usada para hacer comparaciones entre los métodos de análisis fue la curva momento-rotación, la cual, mediante la estimación de rigidez, resistencia y capacidad de rotación, permite describir de gran forma el comportamiento mecánico de una conexión resistente a momento como la del presente estudio.

El propósito de este trabajo es poner en contraste los resultados del modelo de elementos finitos con los ensayos experimentales y algunos métodos teóricos, en aras de presentar la simulación computacional como una herramienta útil en los procesos de análisis de conexiones de estructuras metálicas, pues a manera de ejemplo, el Reglamento colombiano de Construcción Sismorresistente de 2010 (Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica, 2010), indica que para determinar las condiciones fuerza-deformación en conexiones parcialmente restringidas, sus características de respuesta deben estar técnicamente demostradas de manera analítica o experimental.

## 1. DEFINICIÓN DEL PROBLEMA

Si en una estructura metálica una de sus conexiones viga-columna resistentes a momento falla o adquiere una condición no prevista en su diseño, es probable que ocurran daños severos en esta. Incluso puede causar su colapso y en consecuencia generar pérdidas tanto humanas como económicas.

Los procedimientos experimentales para verificar el comportamiento y la resistencia de estas conexiones pueden resultar muy costosos y laboriosos, ya que es necesario construir especímenes a escala real y posteriormente ensayarlos en un marco de pruebas bajo la aplicación de carga.

Con base en lo anterior, el problema al cual se pretende suministrarle una alternativa de solución es: **La dificultad para ensayar en el laboratorio una conexión metálica a escala real, con el fin de determinar su comportamiento mecánico.**

Por otra parte, con el avance de la informática se han creado programas computacionales que simulan el comportamiento de estructuras, de acuerdo con su geometría, materiales, condiciones de frontera y cargas impuestas. Los programas más completos se basan en el método de los elementos finitos, es decir conciben la estructura como un conjunto limitado de partes relativamente pequeñas.

Con el fin de abarcar detalladamente el problema descrito, la propuesta de investigación presentada, busca responder la pregunta:

**¿Cómo correlacionan los datos experimentales y los resultados obtenidos mediante modelación por elementos finitos, en el estudio del comportamiento mecánico de una conexión de acero resistente a momento?**

## 2. JUSTIFICACIÓN

La mayoría de edificaciones en estructura metálica se construyen con el sistema de pórticos resistentes a momento, formados por la unión de miembros estructurales como vigas y columnas. Precisamente, el mecanismo de unión entre estos miembros, denominado conexión, es el aspecto más riguroso que se tiene en cuenta en el diseño de estructuras en acero, ya que luego de terremotos como el ocurrido el 17 de enero de 1994 en Northridge, California (Popov, Yang y Chang, 1998), se demostró que las conexiones pueden tener modos de falla catastróficos, en términos de que su rotura se puede producir rápidamente, sin presentar de manera previa un comportamiento dúctil. Por tal motivo, es necesario demostrar la confiabilidad de las conexiones que se prevean usar en las estructuras metálicas.

Para determinar el comportamiento de una conexión en acero existen varios métodos, dentro de los cuales se resalta los ensayos experimentales que implican la elaboración y falla de especímenes en marcos de prueba. No obstante, esto acarrea grandes costos económicos. Por tal motivo, se ha propuesto una alternativa de análisis que consiste en la modelación computacional de conexiones mediante programas de elementos finitos, ya que estos permiten estudiar su comportamiento global y los modos de falla de sus componentes, además son más económicos.

La presente investigación desarrolla la simulación de un espécimen de conexión viga-columna de acero, la cual es de tipo empernada con platina de extremo ampliada y se considera resistente a momento. Los resultados del modelo se comparan con ensayos experimentales y modelos teóricos, a través del comportamiento rotacional de la conexión y la evaluación de sus modos de falla.

Con este trabajo se pretende mostrar la utilidad de la modelación por elementos finitos para el análisis de conexiones viga-columna solicitadas a momento, y de este modo aportar en el diseño seguro de estructuras metálicas. Asimismo, se busca generar recomendaciones sobre el proceso de simulación para futuras investigaciones.

### **3. OBJETIVOS**

#### **3.1 OBJETIVO GENERAL**

Determinar el comportamiento mecánico de una conexión en acero resistente a momento mediante modelación por elementos finitos.

#### **3.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS**

- a) Elaborar un resumen de los resultados experimentales obtenidos de los ensayos de las conexiones ya realizados, y de las características de los miembros que conformaron el prototipo de conexión estudiada.
- b) Realizar la modelación computacional de la conexión en acero resistente a momento mediante un software comercial basado en elementos finitos.
- c) Establecer correlaciones entre los resultados experimentales de las conexiones y los resultados obtenidos mediante la modelación por elementos finitos.
- d) Formular conclusiones relacionadas con la modelación de conexiones en acero resistentes a momento en el software de elementos finitos, y emitir recomendaciones sobre el uso del software para futuras investigaciones.

## **4. ALCANCE Y LIMITACIONES**

### **4.1 ALCANCE**

El presente estudio expone el procedimiento llevado a cabo para determinar el comportamiento mecánico de una conexión viga-columna de acero resistente a momento, a través de un modelo de elementos finitos. Se incluyen las etapas de caracterización y resumen de resultados sobre dos especímenes de conexión, que fueron ensayados experimentalmente de manera previa en un marco de pruebas. Asimismo, se emplean modelos disponibles en la literatura para predecir el comportamiento rotacional de la conexión estudiada. Los resultados obtenidos de forma teórica y experimental son contrastados con los resultados hallados con base en el modelo de elementos finitos, el cual fue simulado en ABAQUS/CAE. Para esto se proporciona comparaciones de tipo gráfico, cuantitativo y cualitativo en función de las variables analizadas. Además, de acuerdo con los resultados se clasifica la conexión según su rigidez y se analiza su desempeño sísmico bajo criterios de esfuerzo-deformación definidos por normas competentes en el asunto.

### **4.2 LIMITACIONES**

El estudio se orienta exclusivamente al análisis de la conexión viga-columna de acero, tipo platina de extremo ampliada con cuatro pernos en la zona de tensión. En consecuencia, no se cubre ningún otro mecanismo de unión para miembros de acero en pórticos resistentes a momento. Por otra parte, el modelo de elementos finitos se analiza para una condición de carga estática, es decir, no se simula cargas dinámicas que puedan constituir fuerzas inerciales. Adicionalmente, la carga impuesta en el modelo es monotónica, por ende, no se simuló condiciones cíclicas.

## 5. ANTECEDENTES

Analizar el comportamiento mecánico de conexiones resistentes a momento mediante modelos de elementos finitos, ha sido una labor llevada a cabo desde hace varios años atrás, la cual se ha mejorado a lo largo del tiempo gracias al avance de la tecnología en los computadores (Díaz, Martí, et al., 2011).

En 1972 se realizó el primer estudio de conexiones viga-columna soldadas mediante un modelo de elementos finitos (Bose, McNeice y Sherbourne, 1972), enfocándose únicamente en el estudio del alma de la columna y sus modos de falla. Para esto se plantearon modelos numéricos que relacionaban esfuerzos en rango elastoplástico, pandeo local del elemento, entre otros; que fueron contrastados posteriormente con resultados experimentales, encontrando una buena precisión del modelo.

En 1976 se desarrolló el estudio de conexiones viga-columna tipo platina de extremo con modelos de elementos finitos en dos dimensiones (2D) y tres dimensiones (3D) (Krishnamurthy y Graddy, 1976). Los resultados de la investigación mostraron buena correlación entre los modelos 2D y 3D, sin embargo, se advierte que este último es más complejo de realizar en cuanto a la magnitud del problema a resolver.

Una investigación publicada en 1989 (Kukreti, Murray y Ghassemieh, 1989), consistió en la elaboración de un modelo de elementos finitos sobre un prototipo de conexión de acero en forma de T rigidizada, a fin de evaluar su comportamiento fuerza-deformación. El modelo se realizó con un cuarto de la geometría real de la conexión debido a sus características simétricas, en aras de optimizar el costo computacional. Los resultados de la modelación muestran una gran precisión con respecto a resultados de ensayos experimentales. Asimismo, se reporta que para evaluar la falla de la conexión se utiliza el criterio de Von Mises para materiales dúctiles, es decir se considera que la falla de la conexión se produce al exceder el límite de fluencia del acero.

En 1992, un estudio sobre las fuerzas de corte y contacto en las conexiones platina de extremo fue llevado a cabo a través de un modelo de elementos finitos tipo shell, es decir planos con espesor (Chasten, Lu y Driscoll, 1992). El modelo simuló un comportamiento elástico y plástico del material en un programa computacional. Los resultados de la investigación obtenidos por ambos métodos mostraron buena precisión y permitieron formular ecuaciones para complementar los procesos de diseño de conexiones del tipo analizado.

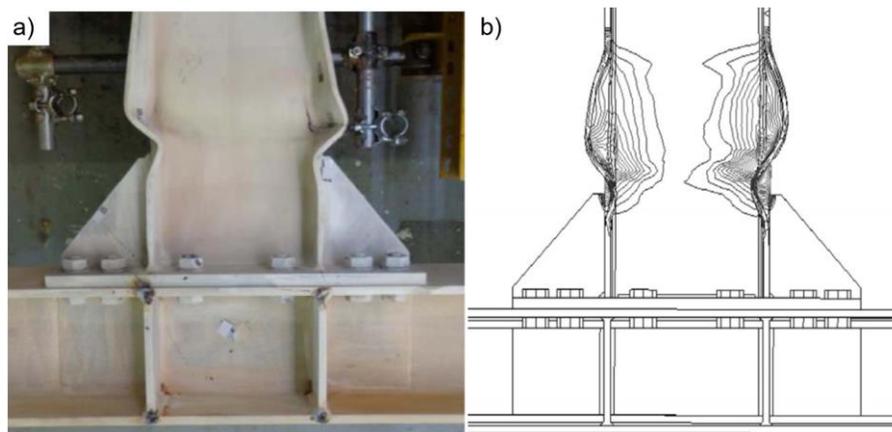
En el año 2000 se presentaron los resultados experimentales sobre conexiones viga-columna con platina de extremo rigidizada y no rigidizada, los cuales fueron validados con un modelo de elementos finitos (Sumner, Mays y Murray, 2000). Los principales aspectos de la investigación demuestran que las conexiones estudiadas son aptas para que los pórticos resistentes a momento se comporten de forma dúctil ante acciones sísmicas. Asimismo, se comprueba que el modelo de elementos finitos puede usarse para predecir el comportamiento mecánico de una conexión de acero tipo platina de extremo.

En el año 2005, se presentó un modelo de elementos finitos para simular el comportamiento de una conexión viga-columna con platina de extremo (Maggi et al., 2005). El modelo fue calibrado mediante la curva momento-rotación de resultados experimentales, encontrándose una buena correlación entre ambos. Los modos de falla estudiados fueron fluencia en la platina, fluencia en los pernos y la combinación de estos.

En 2007, investigadores elaboraron un modelo tridimensional de elementos finitos, para simular el comportamiento de conexiones viga-columna con platina de extremo ampliada, el cual incluyó el contacto entre los elementos de la unión (Foces y Moreno, 2007). La validación del modelo fue realizada mediante comparaciones con un modelo teórico y con ensayos experimentales. Como resultado importante se destaca la baja relación lineal entre la fuerza y la deformación de la unión, representada mediante una curva momento-rotación y atribuida a la compleja interacción o contacto de los elementos, junto al comportamiento elastoplástico del material. Asimismo, se sugiere que el modelo desarrollado se puede usar para elaborar formulaciones matemáticas, que describan el comportamiento rotacional entre los miembros unidos con el tipo de conexión estudiada.

Recientemente un grupo investigador (Tartaglia et al., 2018), realizó una comparación entre los criterios usados en Estados Unidos (USA) reglamentados por el AISC 358-16, en contraste con las disposiciones empleadas en Europa normadas por el EQUALJOINTS (European pre-QUALified steel JOINTS), para el diseño de uniones viga-columna de acero con conexiones tipo platina de extremo. La comparación se desarrolló a través de simulaciones con modelos de elementos finitos (FEM). Los resultados demostraron que ambos procedimientos de diseño proporcionan un comportamiento dúctil de la estructura, ya que permiten la formación de articulación plástica en la viga. Ver figura 5.1. No obstante, el método europeo garantiza una mayor ductilidad que las disposiciones americanas.

Figura 5.1. Articulación plástica en viga: a) ensayo experimental; b) FEM



Fuente: Full strength extended stiffened end-plate joints: AISC vs recent European design criterion, (Tartaglia et al., 2018).

## 6. MARCO REFERENCIAL

### 6.1 MARCO TEÓRICO

Desde tiempos antiguos el ser humano ha tenido la necesidad de construir estructuras para satisfacer sus necesidades primarias, como dormir, protegerse del clima, alimentarse, entre otras; esto en aras de mejorar su calidad de vida. El número de materiales disponibles para construir una estructura es muy amplio. No obstante, en la actualidad la mayoría de las construcciones se realizan principalmente de concreto o metal, debido a su economía, durabilidad y resistencia. La selección entre uno u otro de estos dos materiales depende de variables como el uso de la estructura, la resistencia del suelo donde se ubique esta, la rapidez en su proceso constructivo y la mano de obra disponible, por mencionar algunas.

#### 6.1.1 Estructuras metálicas

Una estructura es un conjunto de partes que se configuran de tal forma que puedan prestar una función determinada, además debe tener la capacidad de soportar y transmitir las cargas que se le impongan sin presentar daños o condiciones que afecten las funciones para las cuales fue diseñada. Por ejemplo, una edificación tiene por objeto proporcionar un espacio para que las personas desarrollen una actividad específica, por lo cual su función es garantizar el confort y la seguridad de sus usuarios, por ende, se hace necesario que esta tenga la capacidad de transmitir cargas, como las originadas por la gravedad y por acciones sísmicas, al suelo de fundación de forma óptima. Dicho esto, una estructura metálica es aquella que está conformada en su mayoría por materiales metálicos como acero, aluminio o hierro.

Figura 6.1. Construcción de un edificio con estructura metálica



Fuente: ECCE Control de calidad en la edificación, (AUCATEL, 2019).

En todo caso, con el avance de la tecnología y los procesos industriales, las estructuras metálicas han tomado una gran acogida en el campo de la construcción,

especialmente en edificaciones de gran altura. Por lo tanto se hace necesario que el ingeniero diseñador conozca el comportamiento de sus componentes de forma detallada, a fin de proveer diseños económicos y seguros mediante la aplicación de las ciencias (Valencia Clement, 2010).

### 6.1.2 El acero estructural

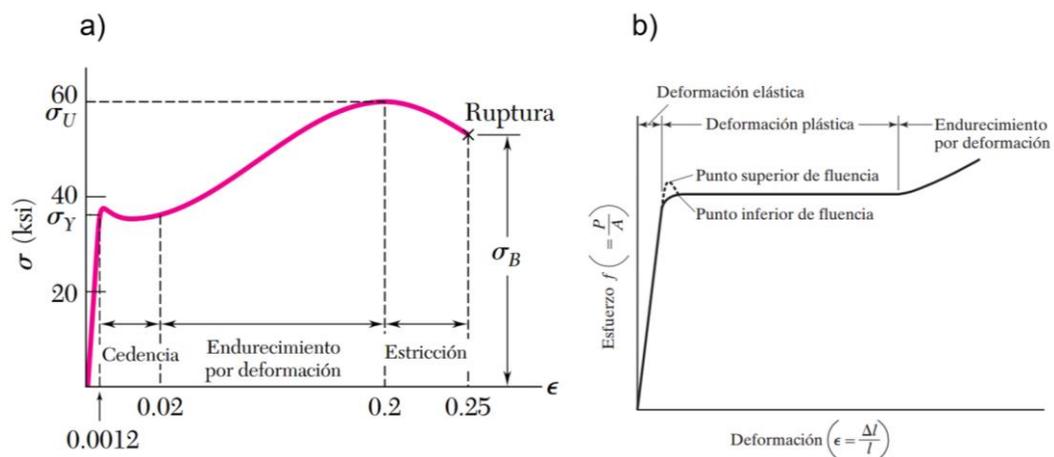
Dentro de los materiales metálicos usados para construcción se destaca el acero, definido como una aleación de hierro y carbono con propiedades que le otorgan unas características muy favorables de resistencia y trabajo. El American Iron and Steel Institute indica que el 95% de la producción mundial en peso de todos los metales corresponde a hierro y acero (McCormac y Csernak, 2013).

Dentro de las ventajas del acero usado para estructuras, o acero estructural, se destacan las siguientes (McCormac y Csernak, 2013): alta resistencia, lo que permite disminuir el peso propio de la estructura; elasticidad, en términos de que su comportamiento sigue la ley de Hooke y permite un análisis más preciso que el concreto por ejemplo; ductilidad, que le otorga la condición de deformarse notablemente sin que falle; entre otras. En contraste, algunas de las desventajas del acero estructural son: corrosión, pues si se expone en ambientes oxidantes es necesario aplicarles protección como pintura; costo de protección contra el fuego, debido a que su resistencia disminuye a elevadas temperaturas; entre otras.

#### 6.1.2.1 Propiedades mecánicas del acero

La mejor forma de analizar el comportamiento mecánico del acero es a través de un diagrama esfuerzo-deformación, el cual se obtiene normalmente al someter a ensayo de tracción axial una probeta y registrar la carga que se le aplica, así como la variación en su longitud. La figura 6.2 muestra dos gráficas típicas de diagrama esfuerzo-deformación del acero.

Figura 6.2. Diagrama esfuerzo-deformación del acero



Fuente: a) Mecánica de materiales, (Beer et al., 2009); b) Diseño de estructuras de acero, (McCormac y Csernak, 2013).

Con base en este diagrama, se establecieron varias relaciones entre la carga aplicada a una probeta de acero y el alargamiento que esta experimenta. La principal relación es conocida como la ley de Hooke, la cual en términos resumidos indica que, en un rango elástico lineal, la deformación unitaria de una probeta es proporcional al esfuerzo axial que esta experimenta. Lo cual se representa con la siguiente ecuación.

$$\sigma = E\epsilon \quad (6.1)$$

Donde  $\sigma$  es el esfuerzo axial,  $\epsilon$  la deformación unitaria y  $E$  el módulo de elasticidad del acero. Este último, también conocido como módulo de Young, corresponde a la pendiente del tramo inicial del diagrama, e indica la proporcionalidad que hay entre el esfuerzo soportado por una probeta y su deformación. Para la mayoría de aceros  $E$  tiene un valor casi constante. Por ejemplo, el Reglamento Colombiano de Construcción Sismorresistente de 2010 (Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica, 2010) sugiere tomarlo como  $200\,000\text{ MPa}$ . La ley de Hooke solo es aplicable hasta el valor de  $\sigma$  donde las deformaciones pierden su proporcionalidad al esfuerzo.

Otra variable importante que se rescata del diagrama, es el esfuerzo mínimo de fluencia ( $F_y$ ), denotado con el subíndice “y” por su nombre en inglés (*yield*). Este es muy usado en los procesos de diseño de estructuras, y representa el punto del diagrama donde las deformaciones aumentan notablemente sin un incremento del esfuerzo (Beer et al., 2009). La deformación que se presenta antes del punto de fluencia se conoce como deformación elástica, y la deformación que ocurre luego se llama deformación plástica (McCormac y Csernak, 2013). La primera deformación es recuperable, es decir desaparece si se retira el esfuerzo de la probeta; mientras que la segunda es permanente, o sea, aunque se retire el esfuerzo esta no desaparece.

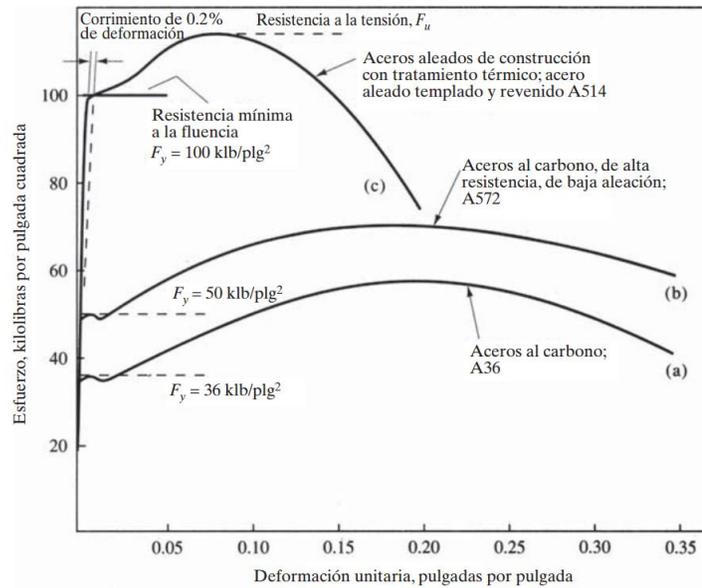
Por último, dentro de las variables principales del diagrama, se encuentra el esfuerzo de tensión último ( $F_u$ ), también conocido como resistencia última. Este valor indica el máximo esfuerzo que el acero es capaz de soportar bajo una carga axial de tensión y corresponde al punto más alto del diagrama esfuerzo-deformación.

### **6.1.2.2 Tipos de acero estructural**

Existen diversos tipos de acero estructural según su comportamiento y resistencia. Estas variaciones se efectúan en su proceso de fabricación mediante la aleación con elementos adicionales, es decir modificando su composición química, aunque algunas variaciones se obtienen con procesos mecánicos. Bajo este principio, la American Society for Testing and Materials (ASTM), a partir de numerosos ensayos experimentales ha definido varios tipos de acero estructural, dentro de los cuales se resalta: los aceros al carbono, los aceros de baja aleación y alta resistencia, y los aceros resistentes a la corrosión. Por ejemplo, el acero A572 hace parte del segundo grupo y se puede encontrar en diferentes grados que hacen referencia a su esfuerzo mínimo de fluencia. De este modo, un acero A572 grado 50 indica que

su punto de fluencia es  $50 \text{ klb/in}^2$  ( $345 \text{ MPa}$ ). En la figura 6.3 se presenta un diagrama esfuerzo-deformación para diferentes tipos de acero estructural bajo las especificaciones ASTM.

Figura 6.3. Diagrama esfuerzo-deformación aceros ASTM

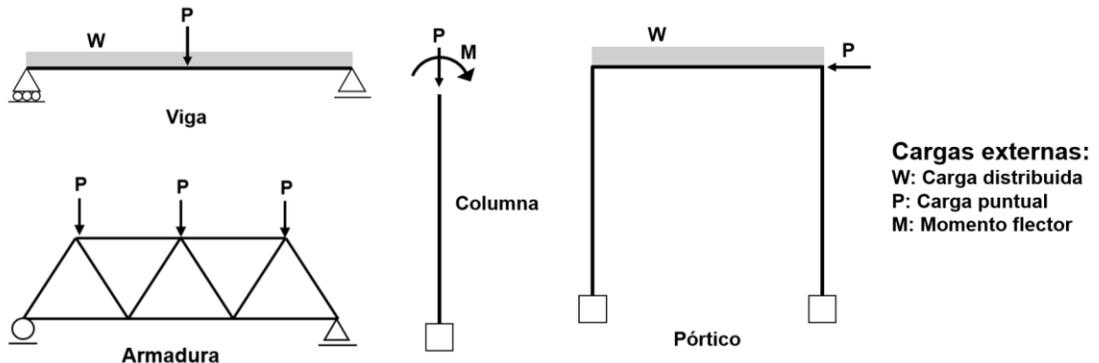


Fuente: Diseño de estructuras de acero, (McCormac y Csernak, 2013).

### 6.1.3 Pórticos resistentes a momento

Existen diversos tipos de sistemas estructurales según la forma como son transmitidas las cargas a estos, entre los que se destaca principalmente vigas, columnas, armaduras y pórticos. Ver figura 6.4. Los pórticos son ampliamente usados para conformar el esqueleto de una edificación, ya que presentan una buena respuesta ante cargas laterales y verticales al estar formados por la unión de columnas y vigas.

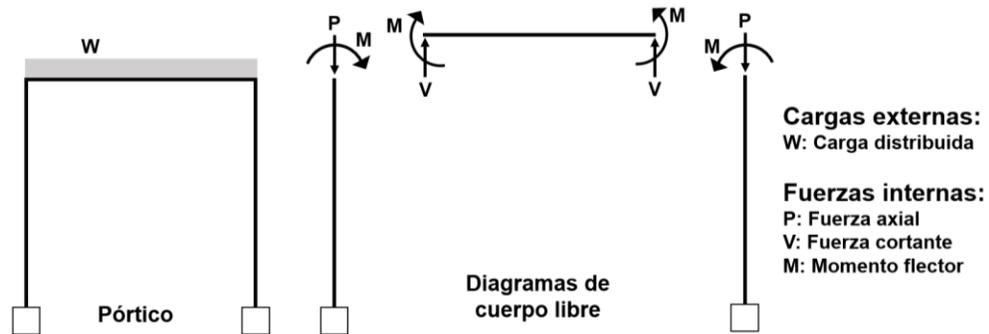
Figura 6.4. Sistemas estructurales



Fuente: Elaboración propia

En las estructuras metálicas se usa bastante los pórticos resistentes a momento (PRM), cuya característica principal es la transmisión del momento flector de un miembro a otro en sus uniones o nudos. Ver figura 6.5. Además, como las estructuras deben ser diseñadas con la capacidad de disipar la energía que le proporcione un sismo, existen pórticos con capacidad de disipación de energía especial (PRM-DES) o con capacidad de disipación de energía moderada (PRM-DMO), según la actividad sísmica del lugar donde se ubique la estructura, como lo define el Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente de 2010 (Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica, 2010).

Figura 6.5. Diagrama de cuerpo libre miembros pórtico



Fuente: Elaboración propia.

#### 6.1.4 Conexiones viga-columna para pórticos resistentes a momento

Como se indicó previamente, si un pórtico se considera resistente a momento es porque tiene la capacidad de transmitir el momento flector entre sus miembros conectados. Para que esto suceda, es necesario proporcionar un mecanismo de unión entre la viga y la columna apropiado al que se le denomina conexión.

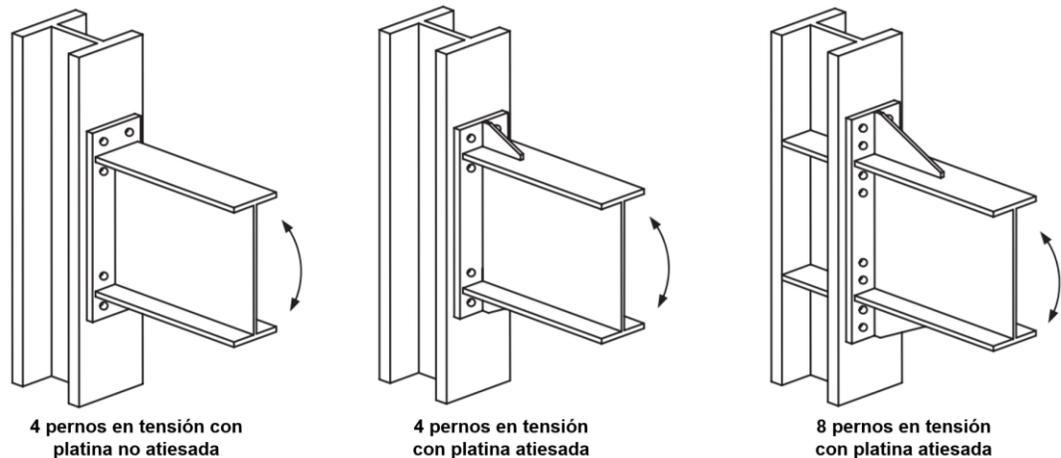
Las conexiones son consideradas como la parte más importante en el diseño de un pórtico, ya que tras acontecimientos como el terremoto de Northridge ocurrido el 17 de enero de 1994 (Popov, Yang y Chang, 1998), se demostró que estas pueden fallar súbitamente sin que la estructura presente un comportamiento dúctil de manera previa, lo que puede conducir a su colapso y generar graves afectaciones económicas y humanas.

A raíz de esto, Instituciones como el American Institute of Steel Construction han ensayado experimentalmente un gran número de conexiones, con el fin de demostrar su confiabilidad para ser usadas en la construcción de pórticos resistentes a momento. El conjunto de conexiones dispuestas para tal fin se conoce como conexiones precalificadas, y su proceso de diseño se encuentra detallado en el estándar ANSI/AISC 358-16 (American Institute of Steel Construction, 2016), del cual varios países, incluido Colombia, han adoptado sus especificaciones.

Dentro de este selecto grupo, se encuentra la conexión viga-columna emperrada con platina de extremo ampliada, ver figura 6.6, la cual puede ser usada para

sistemas PRM-DES y PRM-DMO, debido a que se considera restringida a momento (rígida o semirrígida como se explicará más adelante). Las conexiones de este tipo son muy populares en las estructuras de acero debido a su economía, facilidad de construcción y buen desempeño estructural (Díaz, Victoria, et al., 2011).

Figura 6.6. Conexión emperrada con platina de extremo ampliada

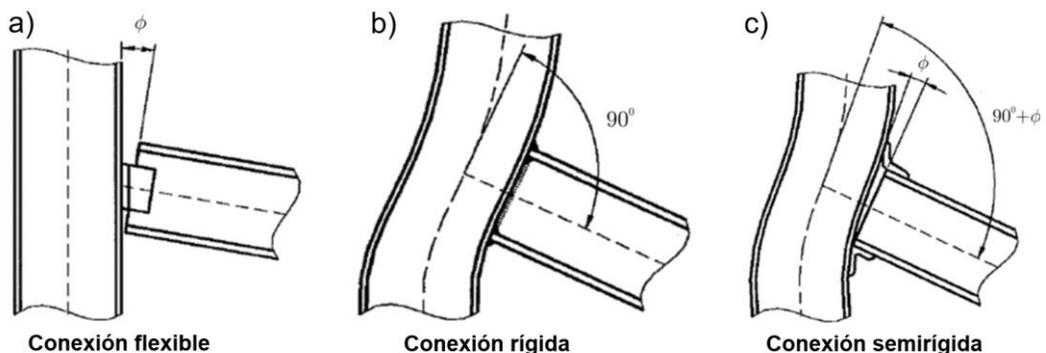


Fuente: Prequalified Connections (American Institute of Steel Construction, 2016).

### 6.1.5 Curva momento-rotación

La curva momento rotación es un diagrama mediante el cual se puede analizar el comportamiento mecánico de una conexión de acero, además permite vincular este comportamiento al análisis global de la estructura (Díaz, Martí, et al., 2011). Esta relaciona el momento flector actuante en la conexión y el ángulo ( $\phi$ ) formado entre los miembros unidos. A partir de la curva momento rotación es posible deducir si una conexión es flexible, rígida o semirrígida. La figura 6.7 presenta un ejemplo de los tipos de conexión viga-columna de acuerdo a su comportamiento rotacional.

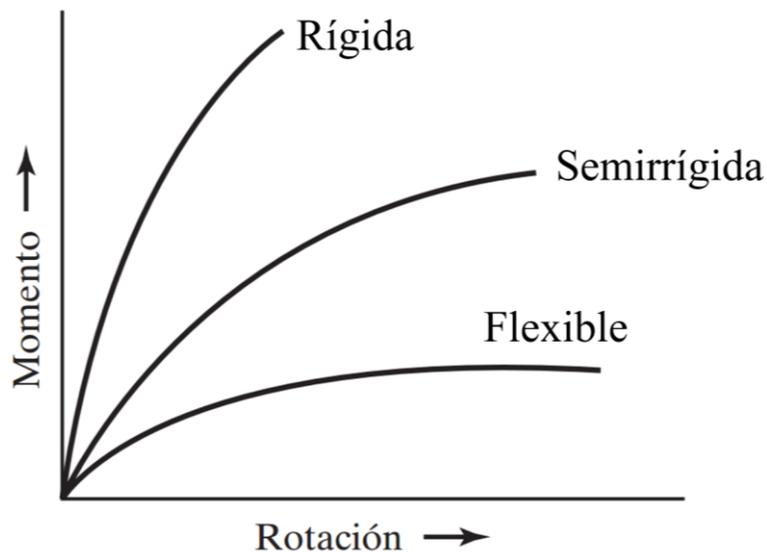
Figura 6.7. Tipos de conexión viga-columna según su comportamiento



Fuente: Review on the modelling of joint behaviour in steel frames, (Díaz et al., 2010).

Una conexión se considera flexible si el momento flector transmitido de un miembro a otro, es tan pequeño que puede despreciarse respecto a la rotación generada entre estos, por ende, en el diseño estructural esta unión será tratada como un apoyo sin restricción al giro o articulación. Contrario a lo anterior, una conexión rígida debe tener la capacidad de transmitir un alto valor del momento entre los miembros conectados en relación con el giro que estos experimentan entre sí, por lo tanto, en el proceso de diseño esta unión será tratada como un apoyo totalmente restringido o empotramiento. Finalmente, las conexiones semirrígidas son aquellas que se encuentran ubicadas en medio de las dos descritas anteriormente en términos de su rigidez, es decir no se puede despreciar el momento o la rotación entre los elementos que une, sino que se debe determinar cómo varía uno respecto al otro. La figura 6.8 resume las curvas momento-rotación según el comportamiento de la conexión.

Figura 6.8. Curva momento-rotación según el comportamiento de la conexión

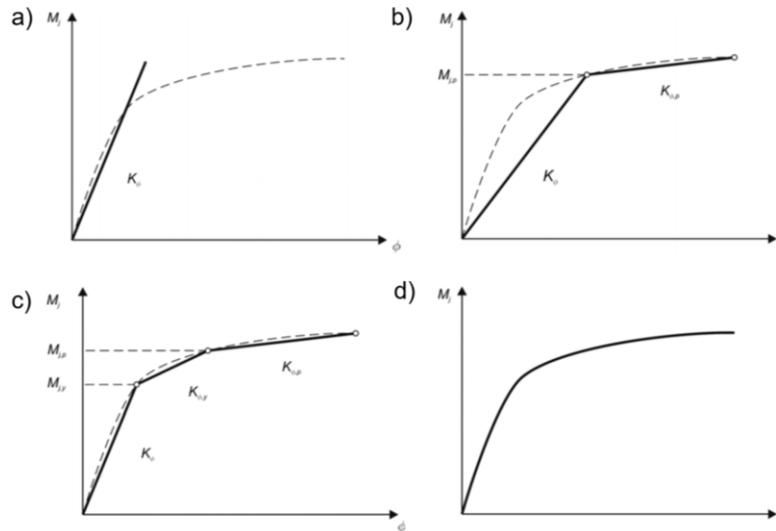


Fuente: Diseño de estructuras de acero, (McCormac y Csernak, 2013).

#### 6.1.5.1 Tipos de curva momento-rotación

Existen diversas formas para representar la curva momento-rotación de una conexión de acero. Entre los principales modelos de curva se destacan: lineal, bilineal, trilineal y no lineal (Díaz, Martí, et al., 2011). En la figura 6.9 a) a d) se puede observar los modelos de curva descritos anteriormente de forma respectiva. La representación de estas curvas es más integral, pero a la vez más compleja de hacer en la medida en que se aumente la calidad del modelo. Por ejemplo, para construir un modelo lineal solamente se requiere hallar una constante que representa la pendiente de la recta, mientras que para el modelo bilineal es necesario estimar dos pendientes, además de un límite de momento y rotación, y así sucesivamente.

Figura 6.9. Representaciones de curva momento-rotación

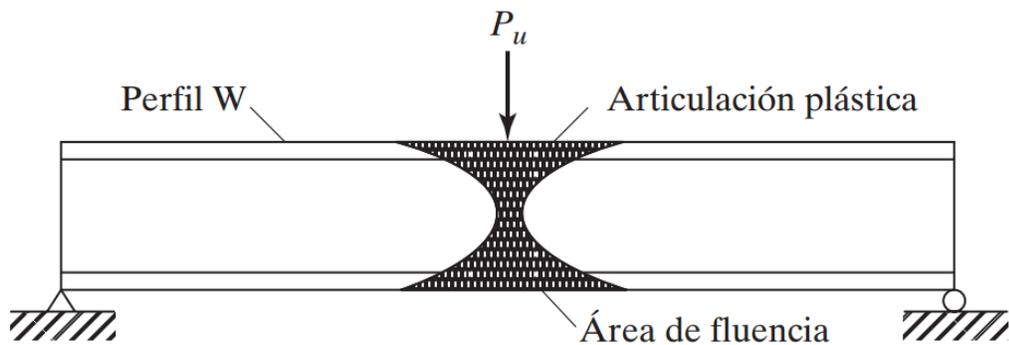


Fuente: Review on the modelling of joint behaviour in steel frames, (Díaz et al., 2010).

### 6.1.5.2 Curva momento-rotación de una articulación plástica

En estructuras metálicas, la curva momento-rotación también se emplea para representar el comportamiento de una articulación plástica en una viga. Para abarcar este concepto se debe considerar una viga sometida a flexión. Como se sabe, a medida que incrementa el momento flector en esta, también aumentan los esfuerzos axiales en su sección, los cuales pueden llegar a superar el punto de fluencia del material. Si esto sucede la viga perderá progresivamente su resistencia a flexión hasta que alcance su máximo valor, denominado momento plástico ( $M_p$ ). En ese instante la inercia elástica de la viga tiende a cero, por lo tanto su rotación tiende a ser infinita (Valencia Clement, 2010). El punto de la viga donde se presenta esta condición es denominado articulación plástica. Ver figura 6.10.

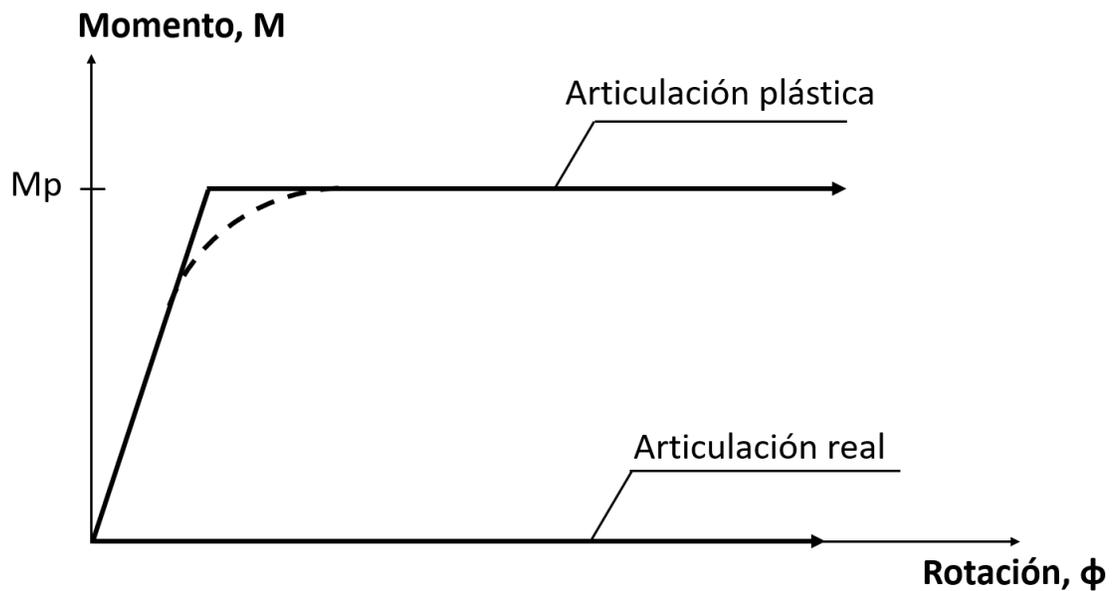
Figura 6.10. Articulación plástica en un perfil de acero



Fuente: Diseño de estructuras de acero, (McCormac y Csernak, 2013).

Es posible hacer una comparación de la articulación plástica con una articulación normal (Valencia Clement, 2010). En el primer caso, resulta que al aplicar un momento de magnitud menor a  $M_p$ , el mecanismo tiene la capacidad de resistirlo a la vez que se genera una rotación gradual. Por otra parte, la articulación normal no tiene capacidad resistente a momento, pues permite la rotación con total libertad. En la figura 6.11 se presenta una comparación entre los conceptos previos, allí se puede apreciar que la gráfica correspondiente a la articulación plástica tiene un comportamiento curvo, ya que la plastificación en la viga se genera progresivamente, sin embargo, se acepta como simplificación un modelo bilineal.

Figura 6.11. Diagrama momento-rotación de articulación plástica



Fuente: Diseño básico de estructuras de acero de acuerdo con NSR-10, (Valencia, 2010).

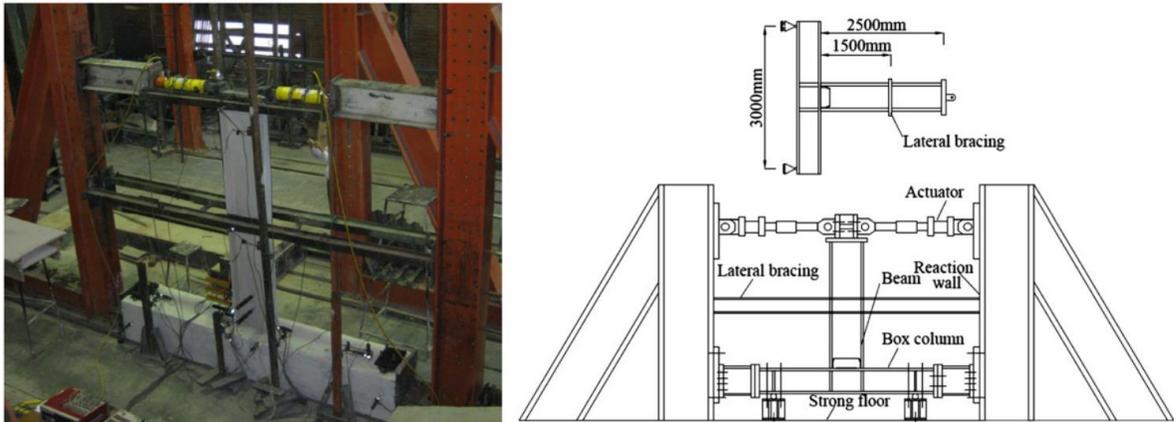
### 6.1.6 Métodos para determinar el comportamiento rotacional de una conexión

Como se ha mencionado, con la curva momento-rotación se puede analizar el comportamiento rotacional de una conexión, sin embargo, su construcción implica desarrollar un método específico. Los procedimientos más usados para tal fin, como se detalla en una investigación importante (Díaz, Martí, et al., 2011), son descritos a continuación.

#### 6.1.6.1 Ensayos experimentales

Este procedimiento consiste en elaborar especímenes del tipo de conexión que se desea estudiar, para luego someterla a ensayo mediante la aplicación de carga en un marco de pruebas, donde se lleva un registro de los desplazamientos en función de la carga aplicada. Ver figura 6.12. Asimismo, permite evaluar los componentes de la conexión de manera visual, por lo que es un procedimiento bastante completo, pero para llevarlo a cabo se requieren altos costos económicos y un amplio trabajo.

Figura 6.12. Ensayo experimental de una conexión de acero



Fuente: WUF-W connection performance to box column subjected to uniaxial and biaxial loading, (Saneei et al., 2013).

#### 6.1.6.2 Modelos empíricos

Estos modelos se basan en ecuaciones, que relacionan el momento aplicado en una conexión ( $M$ ) con la rotación producida en esta ( $\phi$ ), planteadas empíricamente y en la cual se puede sustituir variables geométricas y mecánicas de un tipo de conexión para predecir su curva momento-rotación. Los modelos empíricos han sido desarrollados sobre la base de resultados experimentales en su mayoría. Además, se puede decir que son los más simples de construir, pero están limitados por algunas razones, como el hecho de que carecen de significado físico para ciertos rangos de momento.

#### 6.1.6.3 Modelos analíticos

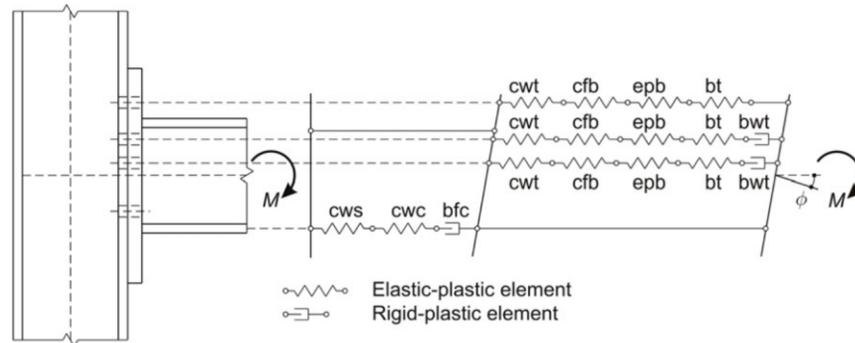
Los modelos analíticos toman como punto de referencia las ecuaciones fundamentales del análisis estructural y la mecánica de materiales, es decir, analizan condiciones de equilibrio, compatibilidad y propiedades de los materiales, con el fin de determinar la resistencia última de la conexión y la relación entre el momento actuante y la rotación de los miembros conectados. Dentro de este grupo se resalta el método componente del Eurocódigo 3, el cual concibe la conexión como un grupo de componentes individuales a los que se les determina su capacidad resistente, para luego hallar la resistencia a momento de la conexión, su rigidez rotacional y su capacidad de rotación.

#### 6.1.6.4 Modelos mecánicos

Los modelos mecánicos tienen como principio representar la conexión como un conjunto de componentes rígidos y flexibles, por esta razón también se conocen como modelos de resortes. A grandes rasgos, el proceso consiste en determinar qué componentes pueden deformarse significativamente, determinar sus ecuaciones constitutivas y luego ensamblar todos los componentes para construir

la curva momento-rotación. La figura 6.13 muestra un ejemplo correspondiente a un modelo mecánico para conexiones viga-columna.

Figura 6.13. Modelo mecánico para una conexión viga-columna



Fuente: Review on the modelling of joint behaviour in steel frames, (Díaz et al., 2010).

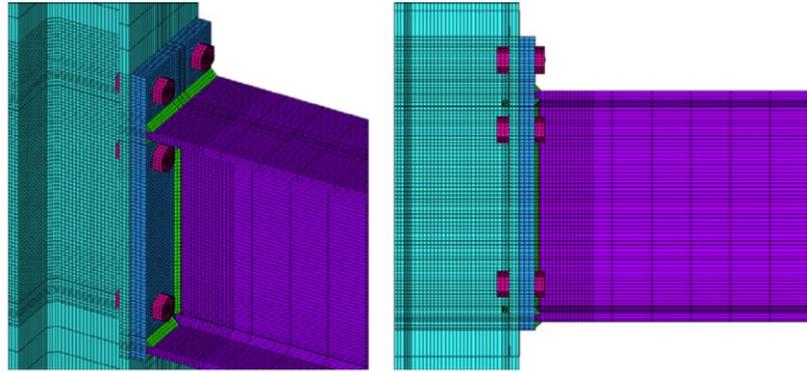
#### 6.1.6.5 Modelos informacionales

Es un método moderno enfocado a al uso de información de numerosos ensayos experimentales realizados en diversos lugares, los cuales se ponen a disposición mediante Redes Neuronales, en inglés *Neural Networks* (NN), que consiste en una aplicación de inteligencia artificial. Con este método es posible construir la curva momento-rotación de una conexión a partir de parámetros generalizados, por ejemplo, el análisis estructural, la determinación de funciones para predecir el comportamiento rotacional, la evaluación de daños estructurales, entre otros.

#### 6.1.6.6 Modelos numéricos

Los modelos numéricos consisten en la simulación de una conexión mediante un modelo de elementos finitos (FEM). Este método ha tenido gran aceptación gracias a que permite analizar el comportamiento mecánico de la conexión de acero de forma global y el de sus componentes. Para realizar el modelo se requiere el uso de programas basados en el análisis de los elementos finitos (FEA), el cual concibe un prototipo como un conjunto de partes relativamente pequeñas denominadas elementos. En el modelo se debe definir el tipo de elementos, por ejemplo, si son tipo *shell* (cascarón o con espesor) o de tres dimensiones (3D). Además, implica definir la interacción entre los componentes de la conexión, sus condiciones de frontera, cargas aplicadas, propiedades mecánicas de los materiales, entre otras variables. Una vez establecidos estos parámetros, el problema se resuelve con el uso de un computador, mediante métodos matriciales que relaciona esfuerzos, deformaciones, energía y demás. Luego de ser resuelto el problema, es posible visualizar en el modelo deformado sus desplazamientos, así como los estados de tensión en cualquiera de sus puntos. La figura 6.14 presenta un modelo tridimensional de elementos finitos de una conexión viga-columna con platina de extremo.

Figura 6.14. FEM conexión de acero viga-columna



Fuente: Review on the modelling of joint behaviour in steel frames, (Díaz et al., 2010).

Los métodos numéricos presentan una buena alternativa para determinar el comportamiento rotacional de una conexión, porque a partir de sus resultados se puede construir la curva momento-rotación. Dentro de sus ventajas sobre métodos como los ensayos experimentales se encuentra su bajo costo económico, o respecto a los métodos empíricos se destaca su mayor capacidad de análisis. No obstante, implican un alto costo computacional, entendido como el tiempo necesario para que un computador solucione el problema planteado. Esto se encuentra en función de la cantidad de información que tenga el modelo, es decir, a mayor número de variables aumenta el tiempo de resolución, pero los resultados que se obtienen son de gran precisión. Por otro lado, si se disminuye la cantidad de información del modelo, también lo hace el tiempo requerido para que este sea resuelto. Por lo anterior, es pertinente buscar un equilibrio entre estas dos partes, es decir, se debe optimizar la cantidad de información, pero a la vez asegurar que los resultados del modelo sean de buena calidad.

### 6.1.7 Método de los elementos finitos

Durante los últimos tiempos el análisis de estructuras se ha orientado al uso de programas computacionales para la resolución de problemas en ingeniería, sin embargo, esto puede traer consecuencias no deseadas para el papel que desempeña los ingenieros diseñadores, pues a medida que avanza la tecnología, se pierde el significado físico de algunos fenómenos (Valencia Clement, 2010). Entonces es necesario que a la par con el uso de las herramientas de programación, la persona involucrada en el campo del análisis estructural, conozca los fundamentos matemáticos y físicos que rigen estos programas, a fin de estar en la capacidad de evaluar la calidad de los resultados y no caer en el uso de información incorrecta.

Como se indicó previamente, el método de los elementos finitos es uno de los más usados en los programas de computadoras para simular el comportamiento de una estructura bajo ciertas condiciones de carga y restricción. Los principios físicos del análisis por elementos finitos pueden comprenderse al estudiar relaciones

fundamentales esfuerzo-deformación de un cuerpo en equilibrio, como se expone en obras destacadas (Chandrupatla y Belegundu, 2012) y se resume a continuación.

### 6.1.7.1 Relación esfuerzo-equilibrio

Considérese el cuerpo tridimensional con un volumen  $V$  y superficie  $S$  de la figura 6.15. Los puntos en el cuerpo se denotan con coordenadas  $x, y, z$ . El borde del cuerpo es restringido en alguna región, donde los desplazamientos están definidos. En un lugar de la superficie se aplica una carga por unidad de área llamada tensión  $\mathbf{T}$ . Bajo esta fuerza el cuerpo se deforma, y la deformación de un punto  $\mathbf{x}$  ( $= [x, y, z]^T$ ) esta dada por los tres componentes de su desplazamiento:

$$\mathbf{u} = [u, v, w]^T \quad (6.2)$$

La fuerza distribuida por unidad de volumen, por ejemplo, el peso por volumen unitario, corresponde al vector dado por:

$$\mathbf{f} = [f_x, f_y, f_z]^T \quad (6.3)$$

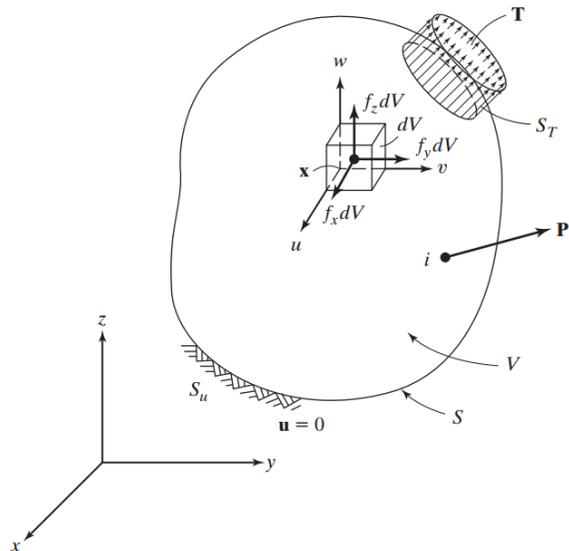
La fuerza que actúa en un elemento del cuerpo con volumen  $dV$  se muestra en la figura 6.15. La tensión en la superficie  $\mathbf{T}$ , puede representarse por sus componentes en los puntos de la superficie:

$$\mathbf{T} = [T_x, T_y, T_z]^T \quad (6.4)$$

Una carga  $\mathbf{P}$  que actúa en un punto  $i$  se representa por sus tres componentes:

$$\mathbf{P}_i = [P_x, P_y, P_z]^T_i \quad (6.5)$$

Figura 6.15. Cuerpo tridimensional



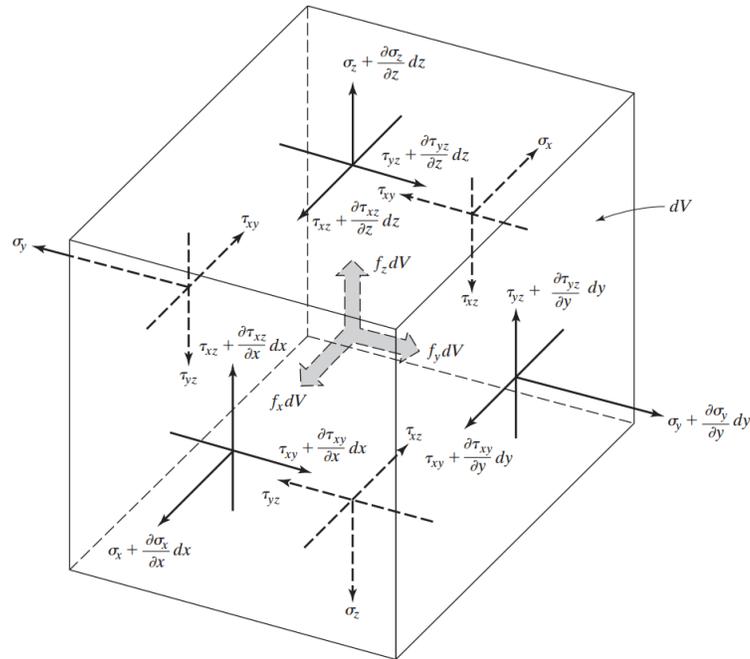
Fuente: Introduction to Finite Elements in Engineering, (Chandrupatla y Belegundu, 2012).

La tensión a la cual está sometido en un elemento con volumen  $dV$  se muestra en la figura 6.16. Si el volumen  $dV$  se reduce a un punto, el tensor de esfuerzos puede representarse como una matriz simétrica ( $3 \times 3$ ). No obstante, por condiciones de equilibrio se determina que existe similitud entre 3 pares de valores que conforman el tensor, por lo que es costumbre representar el esfuerzo por seis componentes individuales como:

$$\sigma = [\sigma_x, \sigma_y, \sigma_z, \tau_{yz}, \tau_{xz}, \tau_{xy}]^T \quad (6.6)$$

Donde  $\sigma_x, \sigma_y, \sigma_z$  son las tensiones normales (o esfuerzos axiales) y  $\tau_{yz}, \tau_{xz}, \tau_{xy}$  son las tensiones tangenciales (o esfuerzos cortantes) con respecto al elemento analizado.

Figura 6.16. Equilibrio de un elemento con volumen infinitesimal



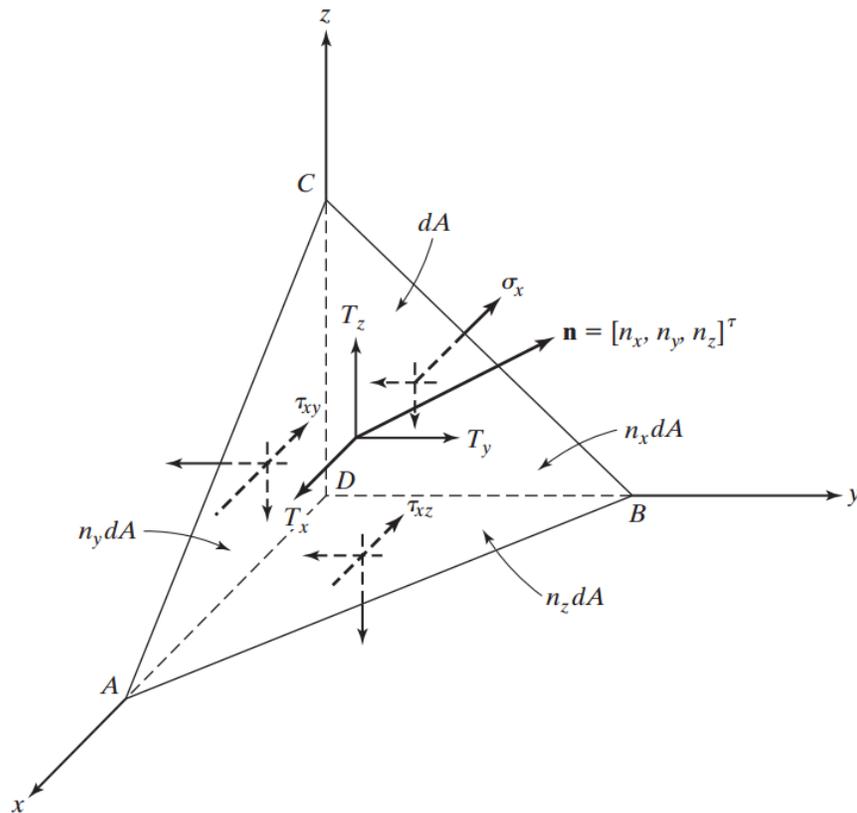
Fuente: Introduction to Finite Elements in Engineering, (Chandrupatla y Belegundu, 2012).

### 6.1.7.2 Condiciones de frontera

Con relación a la figura 6.15, se puede decir que no hay desplazamiento en la superficie  $S_u$  porque está restringida, o sea,  $\mathbf{u} = \mathbf{0}$ . Ahora, considerando un plano ABC con superficie  $dA$  en el elemento unitario, ver figura 6.17, junto con un vector unitario perpendicular a este  $\mathbf{n} = [n_x, n_y, n_z]$ , se puede estimar los valores de las tensiones  $\mathbf{T}$  mediante equilibrio a lo largo de los tres ejes coordenados. De lo cual resulta:

$$T_x = \sigma_x n_x + \tau_{xy} n_y + \tau_{xz} n_z; \quad T_y = \tau_{xy} n_x + \sigma_y n_y + \tau_{yz} n_z; \quad T_z = \tau_{xz} n_x + \tau_{yz} n_y + \sigma_z n_z$$

Figura 6.17. Superficie de un elemento con volumen infinitesimal



Fuente: Introduction to Finite Elements in Engineering, (Chandrupatla y Belegundu, 2012).

### 6.1.7.3 Relaciones deformación-desplazamiento

La deformación de un elemento con volumen  $dV$ , bajo el estado de tensiones de la ecuación 6.6, puede ser representada como:

$$\epsilon = [\epsilon_x, \epsilon_y, \epsilon_z, \gamma_{yz}, \gamma_{xz}, \gamma_{xy}]^T \quad (6.7)$$

Donde  $\epsilon_x, \epsilon_y, \epsilon_z$  son las deformaciones normales y  $\gamma_{yz}, \gamma_{xz}, \gamma_{xy}$  son las deformaciones cortantes de ingeniería.

### 6.1.7.4 Relaciones esfuerzo-deformación

La ley de Hooke permite relacionar los estados de tensión de un elemento con las deformaciones que este presenta, siempre y cuando el comportamiento del material se encuentre en un rango elástico lineal. Para esto se utiliza propiedades elásticas como el módulo de elasticidad ( $E$ ), la relación de Poisson ( $\nu$ ) y el módulo de corte ( $G$ ). El de módulo elasticidad indica la proporcionalidad que hay entre el esfuerzo axial y las deformaciones normales. Por otro lado, la relación de Poisson es la razón entre la deformación unitaria lateral y la deformación unitaria axial. Respecto al

módulo de corte o módulo de rigidez, este indica la proporcionalidad inversa entre el esfuerzo tangencial y las deformaciones por cortante en ingeniería, y se estima como:  $G = E/[2(1 + \nu)]$ .

## 6.2 MARCO CONCEPTUAL

En este apartado se definen conceptos importantes, de acuerdo con el significado que tienen para la presente investigación, es decir, con la determinación del comportamiento mecánico de una conexión viga-columna de acero resistente a momento mediante modelación por elementos finitos.

**Comportamiento mecánico:** Condición que adquiere una estructura cuando se somete a fuerzas de tipo mecánico, o sea, que dependen de la masa y la aceleración.

**Viga:** Miembro estructural normalmente dispuesto de forma horizontal, caracterizado por soportar cargas que actúan de manera perpendicular a su eje axial, las cuales producen fuerzas internas como momento flector y fuerza cortante.

**Columna:** Miembro estructural normalmente ubicado de forma vertical, que se caracteriza por soportar cargas paralelas y perpendiculares a su eje axial, por lo tanto, en este se presenta un estado de esfuerzos combinado.

**Unión:** También denominado nudo, es el lugar donde convergen dos o más miembros de una estructura.

**Conexión de acero:** Es el mecanismo usado para unir dos o más miembros estructurales de acero, por ejemplo, una viga a una columna.

**Momento:** Efecto que tiende a flectar un miembro o componente estructural. Es el producto entre una fuerza aplicada y la distancia paralela a su línea de acción con respecto a un punto determinado. En el sistema internacional de unidades se expresa en kNm o Nmm.

**Cortante:** Efecto que tiende a cizallar un miembro o componente estructural a causa de la fuerza que actúa de manera perpendicular a su eje axial. En unidades del sistema internacional se expresa en kN o N.

**Tensión:** Efecto en un cuerpo sólido causado por fuerzas que actúan sobre este con direcciones opuestas que se alejan entre sí.

**Rotación:** Ángulo formado entre los ejes de dos miembros estructurales adyacentes a causa de una carga externa, normalmente expresado en radianes.

**Desplazamiento:** Distancia medida desde un punto de una estructura deformada por la acción de una fuerza externa, con respecto a su posición inicial, es decir previa a la aplicación de la carga.

**Deformación:** Cambio de forma de un componente estructural por la acción de un esfuerzo.

**Pórtico resistente a momento:** Sistema estructural formado por la unión de miembros como vigas y columnas, que tiene la capacidad de resistir momento en sus nudos sin permitir la rotación libre en estos.

**Rigidez:** Indica la proporcionalidad inversa que hay entre una carga externa aplicada en una estructura o uno de sus elementos, y el efecto interno que esta produce. Por ejemplo, a mayor rigidez en una viga, esta será menos propensa a la flexión causada por un momento.

**Esfuerzo axial:** Efecto interno en un cuerpo sólido, equivalente a la fuerza axial que este experimenta por unidad de área.

**Fluencia:** Límite en el cuál un material aumenta su deformación axial de manera amplia bajo un esfuerzo aproximadamente constante.

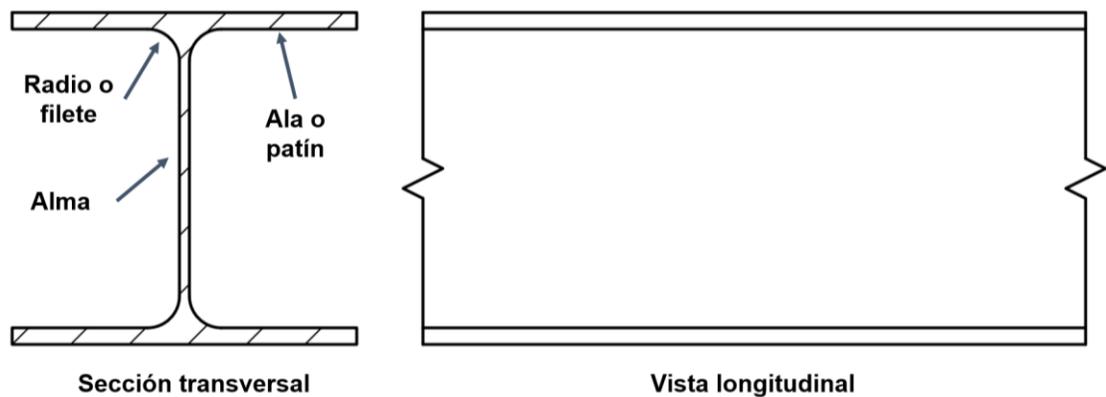
**Plastificación:** Presencia de deformaciones no recuperables en un material dúctil como el acero.

**Isotrópico:** Material que se caracteriza por tener un comportamiento mecánico independiente de la dirección en que sea sometido a esfuerzo.

**Resistencia:** Indica la máxima carga que puede soportar una estructura o uno de sus componentes sin que se presente su falla a causa de fuerzas internas o esfuerzos.

**Perfil:** Miembro de acero que tiene una sección transversal definida. Los más usados son los de sección tipo doble T, compuesta por las partes mostradas en a figura 6.18.

Figura 6.18. Sección transversal de un perfil doble T de acero



Fuente: Elaboración propia

**Platina de extremo:** Lámina de acero unida al extremo de un perfil de acero que desempeña la función de una viga.

**Empernada:** Hace referencia a la acción de empernar o a atornillar un elemento.

**Modelo de elemento finitos:** Prototipo simulado en un programa de análisis estructural que se basa en el método de los elementos finitos, el cual representa las propiedades geométricas y mecánicas del prototipo real.

**Simulación:** Simular la aplicación de cargas en un modelo de elementos finitos para analizar su comportamiento.

**Experimental:** Procedimiento que consiste en realizar ensayos para analizar el comportamiento de un espécimen con características reales.

**Teórico:** Que está documentado en la literatura bajo ciertos criterios de aceptación y validez.

**Analítico:** Que está hecho a partir de algún método de análisis basado en la aplicación de las ciencias.

**Empírico:** Que está planteado por la experiencia y observación de hechos acontecidos.

**Gráfico:** Diagrama que relaciona dos o más variables cuantitativas.

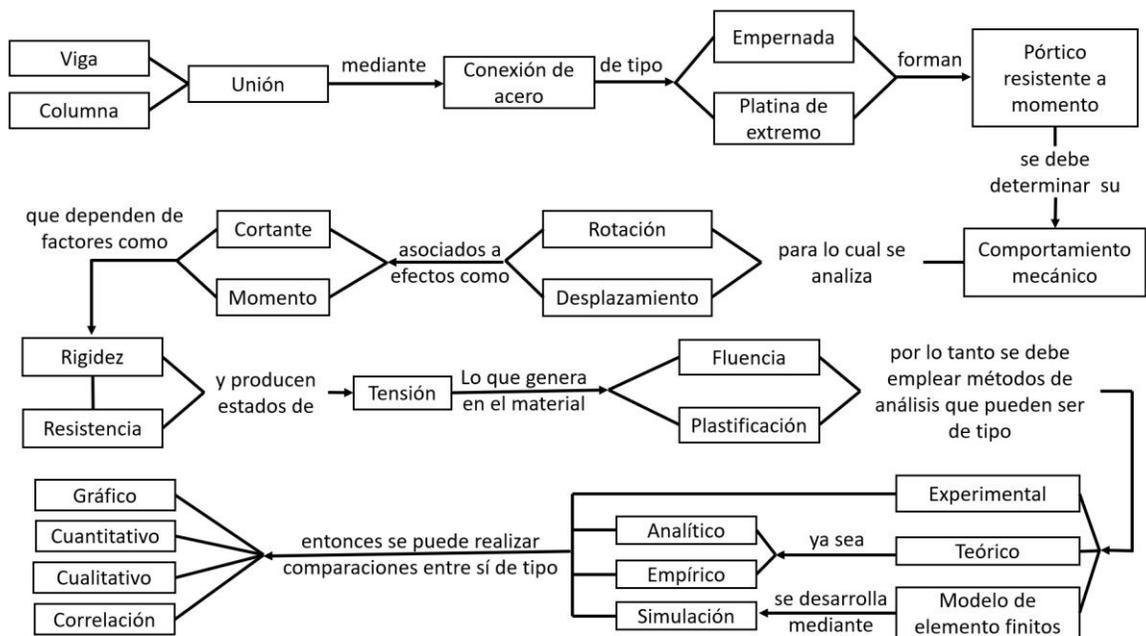
**Cuantitativo:** Que es medible en una escala.

**Correlación:** Relación que existe entre dos o más variables.

**Cualitativo:** Hace referencia a las características físicas de un objeto.

En la figura 6.19 se presenta de forma esquemática la relación entre los conceptos previamente definidos.

Figura 6.19. Relación entre conceptos de la investigación



Fuente: Elaboración propia.

### 6.3 ESTADO DEL ARTE

Algunas de las investigaciones desarrolladas en los últimos tiempos, más importantes y relacionadas con el presente estudio, es decir, con la determinación del comportamiento mecánico de una conexión de acero resistente a momento mediante modelación por elementos finitos, se exponen a continuación.

<b>Identificación (Referencia)</b>	Seismic evaluation and upgrading details of plate-reinforced moment-resisting connections (Ahmady Jazany y Ghobadi, 2018)
<b>Año</b>	2018
<b>Objetivo general</b>	Evaluar las conexiones de acero tipo placa de extremo ante condiciones sísmicas para realizar recomendaciones de diseño
<b>Palabras clave</b>	Conexión de placa cubierta, conexión de placa patín, procedimiento de diseño, placa de pandeo, umbral de inicio de fractura, detalles de conexión
<b>Recolección de información</b>	Documentación, ensayos experimentales, modelación por elementos finitos
<b>Resultados</b>	Se proponen mejoras en las uniones de las piezas de la conexión que se realizan por medio de soldadura, además el modelo de conexión propuesto resulta ser una alternativa con mayor rendimiento estructural ante cargas sísmicas

<b>Identificación (Referencia)</b>	Performance enhancement of eight bolt extended end-plate moment connections under simulated seismic loading (Morrison, Quayyum y Hassan, 2017)
<b>Año</b>	2017
<b>Objetivo general</b>	Estudiar el comportamiento de una conexión de placa de extremo emperrada, a la cual se le realizó una modificación al suspenderle sus rigidizadores y aumentar el espesor de la placa
<b>Palabras clave</b>	Conexión placa de extremo, arreglo modificado de pernos, rigidizador de platina, concentración de esfuerzos
<b>Recolección de información</b>	Procedimiento experimental y modelación por elementos finitos
<b>Resultados</b>	La conexión estudiada se presenta como una buena alternativa económica y estructural. Asimismo, se recomienda una distribución ortogonal de los pernos

<b>Identificación (Referencia)</b>	Experimental and theoretical study of large capacity extended end-plate moment connection (Samaan, El-Serwi y El-Hadary, 2017)
<b>Año</b>	2017
<b>Objetivo general</b>	Analizar el comportamiento de conexiones de gran capacidad resistente con platina de extremo y cuatro pernos
<b>Palabras clave</b>	Platina de extremo, conexiones resistentes a momento, experimental, ampliada
<b>Recolección de información</b>	Se ensayaron cinco especímenes de conexiones experimentalmente y se realizó la simulación de estas a través de un programa de elementos finitos
<b>Resultados</b>	La relación entre el espesor de la platina de extremo y la capacidad resistente a momento de la conexión, presenta un comportamiento casi lineal. Por otra parte, fueron propuestas ecuaciones para predecir el comportamiento de una conexión mediante la correlación de datos

<b>Identificación (Referencia)</b>	Numerical Study on Ultimate Behaviour of Bolted End-Plate Steel Connections (Ismail et al., 2016)
<b>Año</b>	2016
<b>Objetivo general</b>	Estudiar el comportamiento último de una conexión empernada con platina de extremo mediante un modelo de elementos finitos
<b>Palabras clave</b>	Conexiones viga-columna, conexión tipo platina de extremo, comportamiento último, capacidad de rotación, modelo de elementos finitos, conexión empernada, pretensión de pernos
<b>Recolección de información</b>	Simulación de conexión viga-columna en programa de elementos finitos y resultados de ensayos experimentales disponibles en la literatura
<b>Resultados</b>	El modelo de elementos finitos tiene buena precisión para simular los modos de falla de la conexión, causados por el pandeo local de sus componentes. Asimismo, hay una buena correlación entre la curva momento-rotación obtenida por este método, y la elaborada con datos de ensayos experimentales

<b>Identificación (Referencia)</b>	Numerical study on seismic behaviors of steel frame end-plate connections (Wang et al., 2013)
<b>Año</b>	2013
<b>Objetivo general</b>	Estudiar el comportamiento sísmico de una conexión de acero mediante un modelo de elementos finitos sometido a carga cíclica
<b>Palabras clave</b>	Pórtico de acero, conexión platina de extremo, modelo de elementos finitos (FEM), curva de histéresis, capacidad de carga, modo de falla
<b>Recolección de información</b>	Resultados de ensayos experimentales realizados en investigaciones previas y desarrollo de un modelo de elementos finitos
<b>Resultados</b>	El método de los elementos finitos tiene gran precisión sobre el análisis de conexiones viga-columna de acero, si se compara con ensayos experimentales. Por otro lado, se concluye que las cargas cíclicas pueden afectar más a la conexión que las cargas monotónicas

<b>Identificación (Referencia)</b>	Experimental and analytical behavior of bolted end-plate connections with or without stiffeners (Abidelah, Bouchaïr y Kerdal, 2012)
<b>Año</b>	2012
<b>Objetivo general</b>	Comparar los resultados de un método analítico con los resultados de ensayos experimentales sobre el comportamiento mecánico de conexiones de acero viga-columna y viga-viga
<b>Palabras clave</b>	Conexión emperrada, platina de extremo con atiesador, fuerzas en los pernos, momento-rotación, comportamiento
<b>Recolección de información</b>	Registro de resultados de ensayos experimentales y cálculos efectuados según un método analítico para conexiones platina de extremo
<b>Resultados</b>	Los modos de falla estimados según el método analítico coinciden con los ensayos experimentales. Entre estos, se destaca principalmente la falla en las vigas por la formación de articulaciones plásticas, y posteriormente el pandeo local en la columna

<b>Identificación (Referencia)</b>	FE model of beam-to-column extended end-plate joints (Díaz, Victoria, et al., 2011)
<b>Año</b>	2011
<b>Objetivo general</b>	Determinar el comportamiento rotacional de una conexión viga-columna de acero con un modelo de elementos finitos
<b>Palabras clave</b>	Modelo de elementos finitos, unión viga-columna, conexión emperrada con platina de extremo, curva momento-rotación, análisis no lineal
<b>Recolección de información</b>	Simulación de prototipo en programa de elementos finitos, bases de datos sobre ensayos experimentales y aplicación de modelo analítico
<b>Resultados</b>	Existe una buena correlación entre las curvas momento-rotación de los ensayos experimentales, el modelo analítico y el modelo de elementos finitos

<b>Identificación (Referencia)</b>	New modeling for moment–rotation behavior of bolted endplate connections (Mohamadi-shoore y Mofid, 2011)
<b>Año</b>	2011
<b>Objetivo general</b>	Proponer un modelo analítico para predecir el comportamiento mecánico de una conexión emperrada con platina de extremo
<b>Palabras clave</b>	Curva momento-rotación, semirrígida, platina de extremo, conexión emperrada
<b>Recolección de información</b>	Documentación en investigaciones previas sobre modelos matemáticos de curvas momento-rotación y ensayos experimentales
<b>Resultados</b>	Se comparó el modelo propuesto con resultados obtenidos de ensayos experimentales y de modelación por elementos finitos documentados en otras investigaciones, encontrándose una buena correlación entre estos

<b>Identificación (Referencia)</b>	Behavior of four-bolt extended end-plate connection subjected to lateral loading (Mashaly et al., 2011)
<b>Año</b>	2011
<b>Objetivo general</b>	Estudiar el comportamiento de una conexión viga-columna, con platina de extremo y cuatro pernos bajo la acción de una carga lateral
<b>Palabras clave</b>	Pórticos de acero, pórticos resistentes a momento, carga lateral, conexión viga-columna, conexión con platina de extremo
<b>Recolección de información</b>	Simulación de un estudio paramétrico a través de un programa de elementos finitos con 12 variables analizadas
<b>Resultados</b>	La conexión estudiada presenta una condición satisfactoria en cuanto a ductilidad y disipación de energía, bajo la acción de cargas laterales, como las generadas por un sismo, en pórticos

<b>Identificación (Referencia)</b>	Finite Element Analysis of Flush End-plate Connections Connected to Column Web (Md Tahir et al., 2011)
<b>Año</b>	2011
<b>Objetivo general</b>	Validar la confiabilidad del modelo de elementos finitos mediante correlaciones momento-rotación respecto a ensayos experimentales sobre el comportamiento de conexiones con platina de extremo
<b>Palabras clave</b>	Conexión viga columna, platina de extremo a nivel, análisis de elementos finitos, resistencia parcial
<b>Recolección de información</b>	Simulación de conexión mediante programa de elementos finitos y ensayos experimentales ejecutados
<b>Resultados</b>	La curvas momento-rotación obtenidas de los ensayos experimentales y del modelo de elementos finitos correlacionan razonablemente para la mayoría de especímenes estudiados

<b>Identificación (Referencia)</b>	Numerical simulation of steel pretensioned bolted end-plate connections of different types and details (Shi et al., 2008)
<b>Año</b>	2008
<b>Objetivo general</b>	Evaluar el comportamiento de una conexión viga-columna con platina de extremo por medio de un modelo de elementos finitos
<b>Palabras clave</b>	Conexión con platina de extremo, análisis por elementos finitos, pretensión, semirrígida, uniones
<b>Recolección de información</b>	Medición directa en ensayos experimentales, simulación por elementos finitos
<b>Resultados</b>	El modelo de elementos finitos coincide en gran proporción con los ensayos experimentales en cuanto a la capacidad resistente de la conexión, su comportamiento rotacional y sus modos de falla

<b>Identificación (Referencia)</b>	Experimental evaluation of extended endplate beam-to-column joints subjected to bending and axial force (De Lima et al., 2004)
<b>Año</b>	2004
<b>Objetivo general</b>	Describir el comportamiento mecánico de una conexión viga-columna cuando se encuentra sometida a fuerza axial y flexión simultáneamente
<b>Palabras clave</b>	Método componente, análisis experimental, unión viga-columna, comportamiento semirrígido, momento flector, fuerza axial
<b>Recolección de información</b>	Ensayos experimentales ejecutados en un marco de pruebas y aplicación de un método analítico para estimar la resistencia de la unión viga columna
<b>Resultados</b>	La presencia de fuerza axial en la unión viga-columna afecta significativamente su resistencia a flexión. Por ejemplo, un espécimen al que se le aplicó una fuerza de compresión, tuvo mayor resistencia a flexión con respecto a otro al que no se le aplicó ninguna fuerza axial

## **7. METODOLOGÍA**

A continuación, se expone el proceso llevado a cabo para determinar el comportamiento mecánico de una conexión en acero mediante un modelo de elementos finitos (FEM). Este proceso comprende las etapas de caracterización, ensayos experimentales, modelos teóricos para predecir el comportamiento mecánico, y modelación por elementos finitos de la conexión.

### **7.1 CARACTERIZACIÓN DE LA CONEXIÓN**

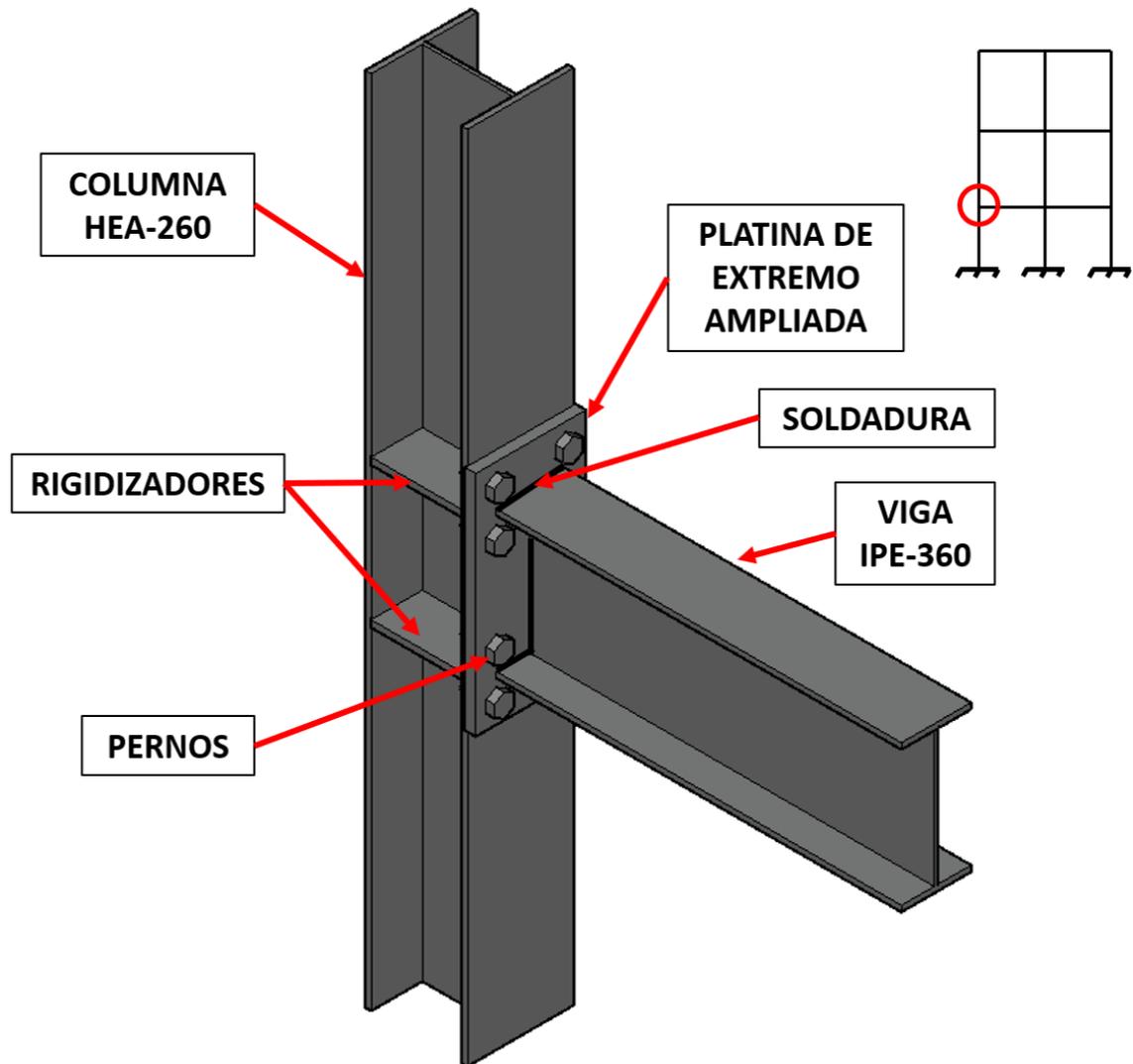
Con la caracterización se da a conocer las propiedades geométricas y mecánicas de los miembros y elementos que conforman la conexión. Por miembros, se hace referencia a perfiles estructurales de acero laminado, que se disponen para cumplir la función de viga o columna según sean las solicitaciones de carga. En cuanto a los elementos, estos corresponden a los accesorios necesarios para conectar los miembros, tales como pernos, platinas de acero y soldaduras.

La conexión estudiada corresponde a una conexión viga-columna empernada con platina de extremo ampliada y con rigidizadores en la columna. Esta conexión hace parte del conjunto de conexiones precalificadas, es decir que han sido ensayadas y por tanto se ha comprobado su confiabilidad para ser usadas, de acuerdo con los criterios del estándar AISC/ANSI 358-16 (American Institute of Steel Construction, 2016). El proceso de precalificación, llevado a cabo por López permite obtener información respecto a la geometría y resistencia de la conexión (López, 2018).

#### **7.1.1 Geometría de la conexión**

La conexión, como se indica en la figura 7.1, está conformada por dos perfiles de acero estructural, uno IPE-360 y otro HEA-260 que desempeñan el papel de viga y columna respectivamente. La viga está soldada a una platina de extremo ampliada, la cual a su vez se fija a la columna mediante 8 pernos distribuidos de manera simétrica con respecto a los ejes centroidales de la sección de la viga. Adicionalmente, la conexión consta de cuatro platinas ubicadas en la columna que actúan como rigidizadores para evitar pandeos locales.

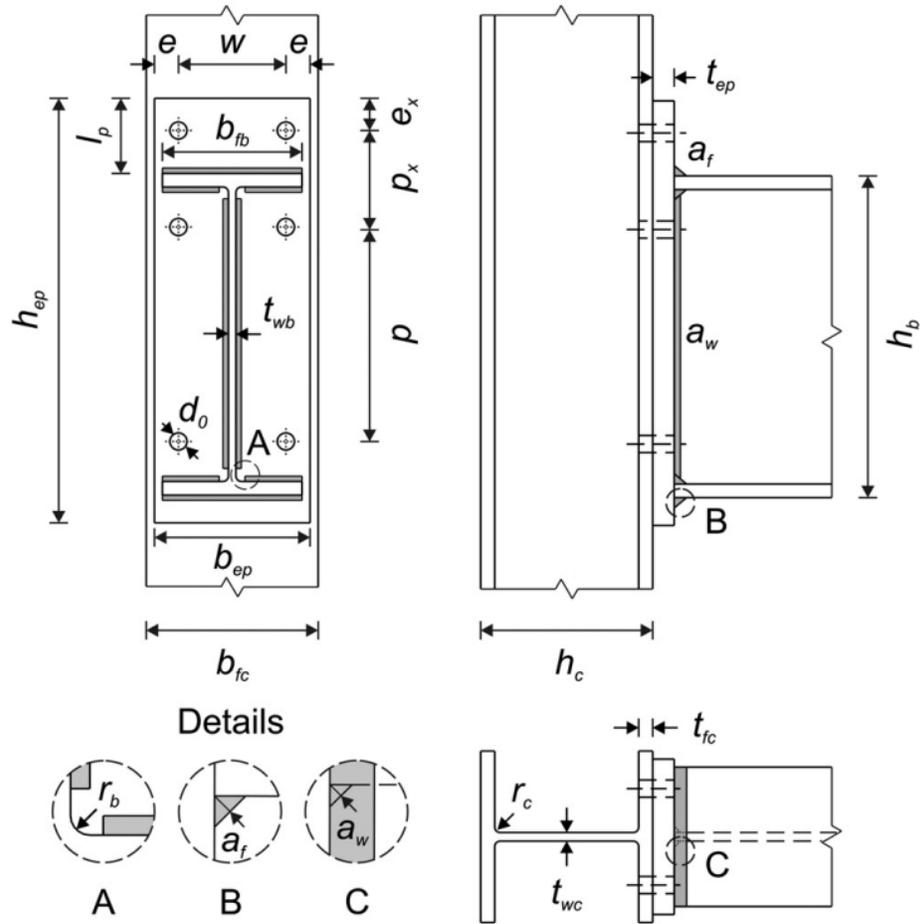
Figura 7.1. Miembros y elementos de la conexión viga-columna empernada con platina de extremo ampliada



Fuente: Elaboración propia.

Para efectos de cálculos posteriores, se hace necesario adoptar la siguiente nomenclatura, correspondiente a las dimensiones de los elementos que conforman la conexión. Ver figura 7.2. Cabe aclarar que la nomenclatura expuesta, basada en los nombres de los elementos en inglés, ha sido también adoptada por la gran mayoría de estándares de construcción en acero como el Eurocódigo 3 (European Union Per Regulation, 2011b) e investigaciones importantes (Díaz, Victoria, et al., 2011).

Figura 7.2. Nomenclatura para dimensiones de la conexión viga-columna con platina de extremo ampliada



Fuente: FE model of beam-to-column extended end-plate joints, (Díaz et al., 2011).

**A. Viga:**

Ancho del ala ( $b_{fb}$ ), altura de la sección ( $h_b$ ), espesor del ala ( $t_{fb}$ ), espesor del alma ( $t_{wb}$ ), radio o filete de la sección ( $r_b$ ), longitud ( $L_b$ ).

**B. Columna:**

Ancho del ala ( $b_{fc}$ ), altura de la sección ( $h_c$ ), espesor del ala ( $t_{fc}$ ), espesor del alma ( $t_{wc}$ ), radio o filete de la sección ( $r_c$ ), longitud ( $H$ ).

**C. Platina de extremo:**

Ancho ( $b_{ep}$ ), altura ( $h_{ep}$ ), espesor ( $t_{ep}$ ).

**D. Rigidizadores:**

Espesor de rigidizadores ( $t_{sc}$ ).

### E. Pernos:

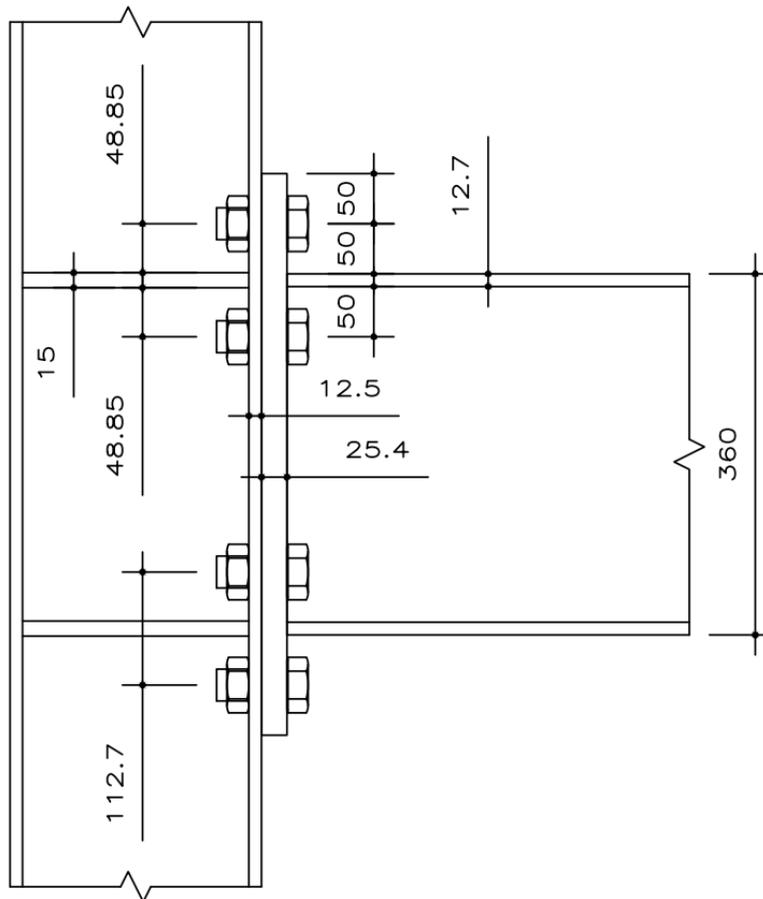
Distancia entre las filas de pernos en tensión ( $p$ ), distancia desde la fila superior de pernos en tensión hasta el borde superior de la platina de extremo ( $e_x$ ), distancia desde el centro del perno hasta el borde lateral de la platina ( $e$ ), distancia desde el borde superior de la platina hasta el borde del ala superior de la viga ( $l_p$ ), gramil ( $w$ ), diámetro de la cabeza ( $d_{hb}$ ), espesor de la cabeza ( $t_{hb}$ ), diámetro del agujero ( $d_o$ ), diámetro nominal ( $d_b$ ), diámetro de la tuerca ( $d_{nb}$ ), espesor de la tuerca ( $t_{nb}$ ).

### F. Espesores de garganta de soldadura:

Entre las alas de la viga y la platina de extremo ( $a_f$ ), entre el alma de la viga y la platina de extremo ( $a_w$ ).

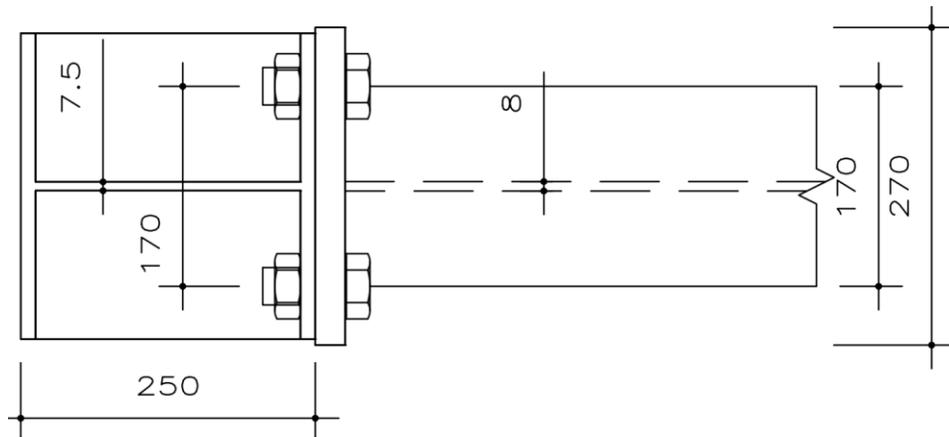
Los valores de cada una de las variables descritas anteriormente, se encuentran detallados en las figuras 7.3 y 7.4, y la tabla 7.1.

Figura 7.3. Vista lateral conexión viga-columna con platina de extremo ampliada, (Dimensiones en mm)



Fuente: Elaboración propia.

Figura 7.4. Vista superior conexión viga-columna con platina de extremo ampliada, (Dimensiones en mm)



Fuente: Elaboración propia.

Tabla 7.1. Geometría de la conexión (mm y mm<sup>2</sup>)

Viga		Perno				Columna		Platina de extremo		Rigidizadores columna		Soldadura	
$b_{fb}$	170	$A_s$	645	$l_p$	100	$b_{fc}$	260	$b_{ep}$	270	$t_{sc}$	15	$a_f$	11
$h_b$	360	$d_0$	35	$p$	234.6	$h_c$	250	$h_{ep}$	560			$a_w$	8
$L_b$	2000	$d_b$	31.8	$p_x$	112.7	$H$	2000	$t_{ep}$	25.4				
$r_b$	18	$d_{hb}$	48	$t_{hb}$	20	$r_c$	24						
$t_{fb}$	12.7	$d_{nb}$	48	$t_{nb}$	20	$t_{fc}$	12.5						
$t_{wb}$	8	$e$	50	$w$	170	$t_{wc}$	7.5						
		$e_x$	50										

Fuente: Elaboración propia.

### 7.1.2 Propiedades mecánicas

Las propiedades mecánicas dependen del tipo de material. Para el caso de la conexión, los materiales que la conforman se pueden clasificar en dos grupos: los componentes de acero como miembros, platina de extremo, rigidizadores y pernos; y las soldaduras. No obstante, para el presente estudio no se consideran las propiedades mecánicas de la soldadura.

#### 7.1.2.1 Tipos de acero

Aunque todos los aceros presentan un comportamiento mecánico similar, existen diferentes tipos según su resistencia y propiedades elásticas. Sin embargo, para todos los tipos de acero, el Reglamento colombiano de construcción sismorresistente de 2010 (Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica, 2010), sugiere tomar los siguientes valores como constantes:

Módulo de elasticidad:  $E = 200\,000\text{ MPa}$

Relación de Poisson:  $\nu = 0.3$

A continuación, se describen los materiales con los cuales fue elaborada la conexión, así como sus propiedades mecánicas.

### A. Acero A572 grado 50

Los perfiles estructurales IPE-360 y HEA-260, la platina de extremo y los rigidizadores de columna; fueron realizados con acero A572 grado 50. De acuerdo con el estándar A 572M – 04 (AASHTO, 2004a), este acero tiene un esfuerzo de fluencia ( $F_y$ ) de 345 MPa y una resistencia última ( $F_u$ ) igual a 450 MPa. Los valores anteriores, se asume, son constantes para los componentes de los perfiles como alas y alma, tal y como se indica en la tabla 7.2, para lo cual se denota cada componente por subíndices.

### B. Pernos de alta resistencia A325

Los pernos usados para fijar la viga a la columna son A325 de alta resistencia. Su punto de fluencia ( $F_{y,b}$ ), según el estándar A 325 – 04b (AASHTO, 2004b), es 560 MPa y su resistencia última ( $F_{u,b}$ ) tiene un valor de 725 MPa. Estos valores se resumen en la tabla 7.2. Además, un valor importante que incide en la resistencia de los pernos es su área de esfuerzo a tensión ( $A_s$ ), cuyo valor se incluyó en la tabla 7.1 de propiedades geométricas.

Tabla 7.2. Propiedades mecánicas de la conexión (MPa)

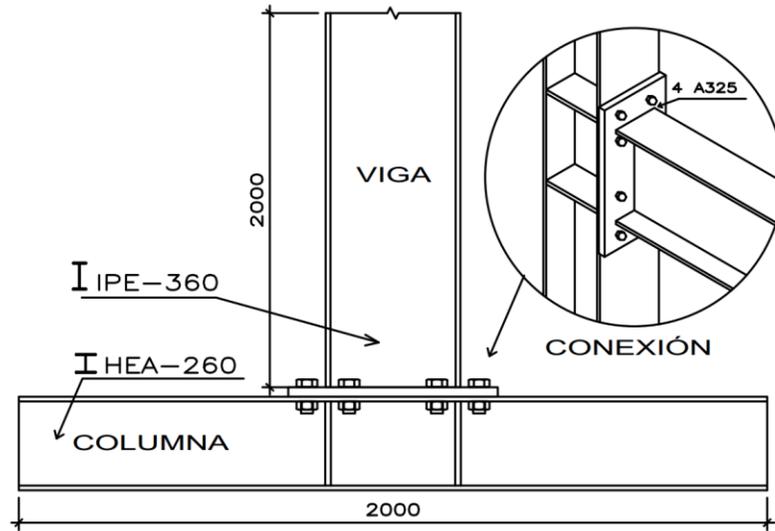
Viga		Columna		Platina de extremo		Rigidizadores columna		Pernos		Acero	
$F_{u,fb}$	450	$F_{u,fc}$	450	$F_{u,ep}$	450	$F_{u,sc}$	450	$F_{u,b}$	725	$E$	200 000
$F_{y,fb}$	345	$F_{y,fc}$	345	$F_{y,ep}$	345	$F_{y,sc}$	345	$F_{y,b}$	560	$\nu$	0.3
$F_{u,wb}$	450	$F_{u,wc}$	450								
$F_{y,wb}$	345	$F_{y,wc}$	345								

Fuente: Elaboración propia.

## 7.2 ENSAYOS EXPERIMENTALES

La etapa de ensayos experimentales corresponde a al proceso realizado en el marco de pruebas de la Universidad Nacional de Colombia, sede Bogotá D.C. Allí se sometieron a carga dos especímenes, con las características indicadas en la figura 7.5, de conexiones viga-columna empernadas con platina de extremo ampliada y rigidizadores de columna.

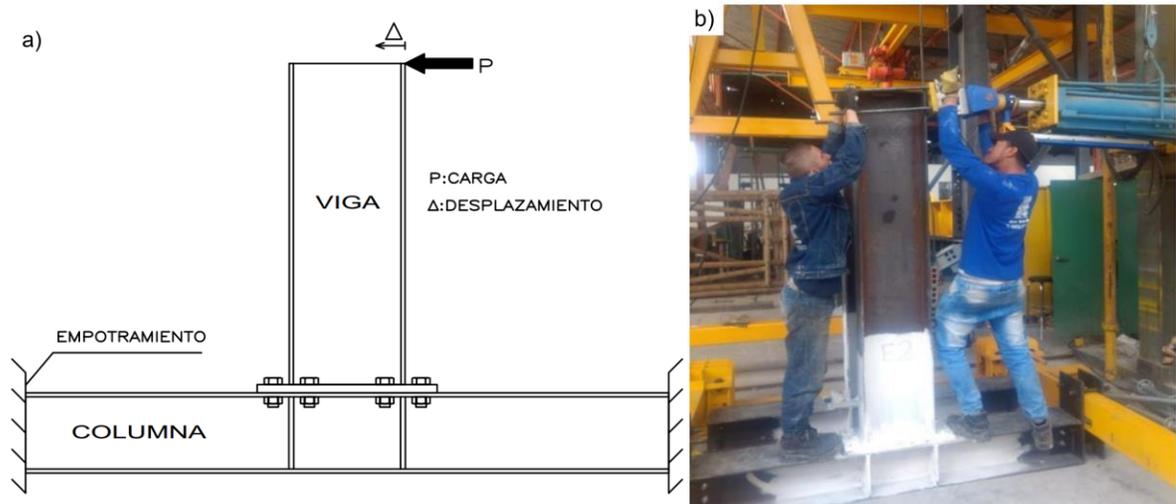
Figura 7.5. Características de especímenes ensayados (mm)



Fuente: Elaboración propia.

El proceso para ensayar la conexión consistió en aplicar una carga  $P$  en el extremo de la viga mediante un actuador hidráulico y registrar el desplazamiento horizontal  $\Delta$  con respecto a la posición inicial en ese punto (López, 2018). Ver figura 7.6.

Figura 7.6. Ensayo experimental de la conexión: a) Esquema; b) Montaje del espécimen en el marco de pruebas



Fuente: a) Elaboración propia; b) Diseño preliminar de una conexión con sollicitación a momento de acero estructural, (López, 2018).

Se debe agregar que los extremos de la columna fueron fijados al marco de pruebas mediante placas soldadas y empernadas con el fin de simular una condición de empotramiento.

### 7.2.1 Ensayo del primer espécimen

El primer espécimen de la conexión viga-columna con platina de extremo ampliada, denominado para este trabajo como EPC-1, se ensayó de acuerdo con lo indicado en el esquema de la figura 7.6 a). La carga  $P$  fue aplicada de forma monotónica, es decir en una dirección constante y sin efectuarse descargas. De esta forma, los datos registrados de fuerza y desplazamiento se presentan en la tabla 7.3.

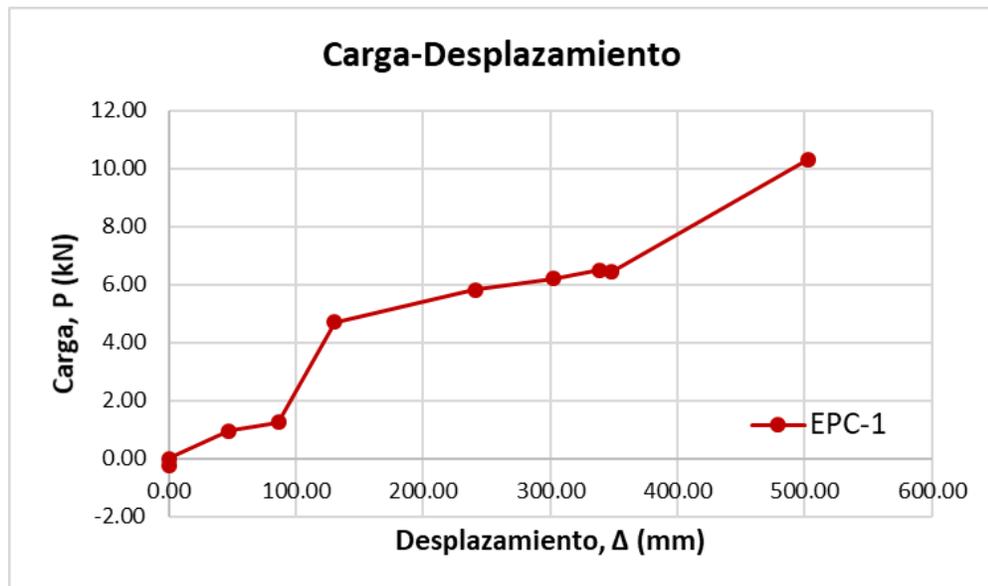
Tabla 7.3. Valores de carga y desplazamiento EPC-1

Espécimen EPC-1					
Dato	Carga $P$ (kN)	Desplazamiento $\Delta$ (mm)	Dato	Carga $P$ (kN)	Desplazamiento $\Delta$ (mm)
D-01	-0.25	0.00	D-06	5.82	241.00
D-02	0.00	0.00	D-07	6.19	302.35
D-03	0.95	47.07	D-08	6.49	339.00
D-04	1.27	86.23	D-09	6.43	347.85
D-05	4.72	130.18	D-10	10.31	503.00

Fuente: Elaboración propia.

Investigaciones realizadas (Wang et al., 2013), muestran que una forma adecuada para representar los datos sobre un ensayo de este tipo es a través de una gráfica carga-desplazamiento. Acorde a esto, los datos de la tabla 7.3 se pueden visualizar en la figura 7.7.

Figura 7.7. Condiciones de carga-desplazamiento EPC-1



Fuente: Elaboración propia.

### 7.2.2 Ensayo del segundo espécimen

Numerosas investigaciones (Wang et al., 2013), (Kim, Ghaboussi y Elnashai, 2010), (Guo, Gu y Liu, 2006), demuestran que es importante estudiar el comportamiento de conexiones de acero bajo la acción de cargas cíclicas. Dichas cargas, como las que produce un sismo, pueden afectar las estructuras de acero inicialmente de manera local en sus uniones y posteriormente causar su colapso global. Por esta razón, durante el ensayo del espécimen dos, denominado EPC-2, se aplicó una carga cíclica.

El proceso de aplicación de carga cíclica consistió en imponer una carga en un sentido hasta registrar un desplazamiento  $\Delta$  igual a 200 mm, luego se realizó la descarga del actuador y se aplicó nuevamente una carga en sentido opuesto al anterior (López, 2018). El proceso descrito se repitió hasta que el espécimen presentó un comportamiento flexo-torsional, como se discutirá más adelante, lo cual impidió que se siguiera realizando. Los resultados obtenidos del ensayo del segundo espécimen se reportan en la tabla 7.4. Los signos negativos indican las cargas y desplazamientos en sentidos opuestos registrados.

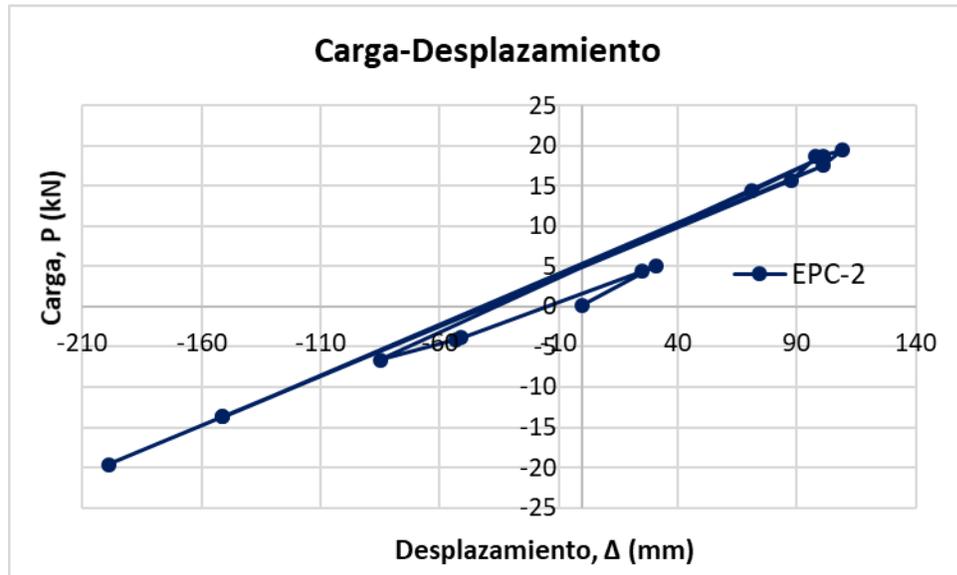
Tabla 7.4. Valores de carga y desplazamiento EPC-2

Espécimen EPC-2					
Dato	Carga P (kN)	Desplazamiento $\Delta$ (mm)	Dato	Carga P (kN)	Desplazamiento $\Delta$ (mm)
D-01	0.18	0.00	D-09	-13.65	-151.00
D-02	5.12	31.00	D-10	-13.68	-151.00
D-03	4.36	25.00	D-11	17.54	101.00
D-04	-3.88	-51.00	D-12	19.45	109.00
D-05	-4.07	-53.00	D-13	18.64	98.00
D-06	-6.67	-85.00	D-14	15.69	88.00
D-07	18.64	101.00	D-15	-19.61	-199.00
D-08	14.39	71.00			

Fuente: Elaboración propia.

Nuevamente, para visualizar mejor los resultados de la tabla 7.4 se presenta la figura 7.8.

Figura 7.8. Condiciones de carga-desplazamiento EPC-2



Fuente: Elaboración propia.

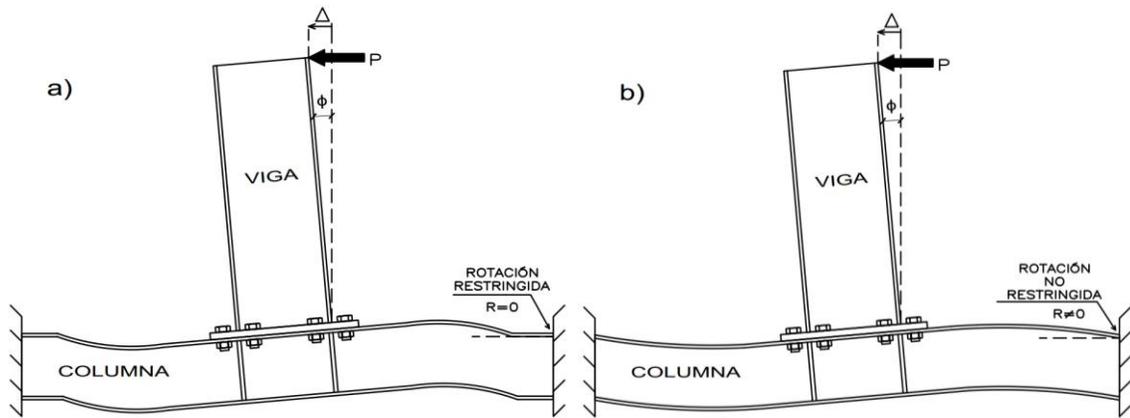
### 7.2.3 Condiciones imprevistas en los ensayos experimentales

Durante la ejecución de los ensayos se presentó una condición imprevista en cuanto a la interacción de los especímenes con el marco de pruebas, puesto que los elementos dispuestos como soportes para que le proporcionaran una condición de apoyo totalmente restringido a los extremos de la columna, no cumplieron con esta función. Dicho de otra manera, en los extremos de la columna se produjo una rotación  $R$  la cual no se registró. Ver figura 7.9.

Esta condición de desplazamiento angular en los apoyos hace imprecisos los datos obtenidos de los ensayos, ya que, para evaluar el desempeño de la conexión, la rotación se debe permitir únicamente en el extremo libre de la viga.

A continuación, se hace una comparación de lo que debería haber ocurrido, ver figura 7.9 a), en contraste de lo acontecido en los ensayos, ver figura 7.9 b); para que los datos de carga  $P$  y desplazamiento  $\Delta$  hubiesen tenido una correlación adecuada.

Figura 7.9. Interacción de especímenes con el marco de pruebas: a) condición apropiada, b) condición no apropiada (ocurrida en los ensayos)



Fuente: Elaboración propia.

#### 7.2.4 Curvas momento-rotación de ensayos experimentales

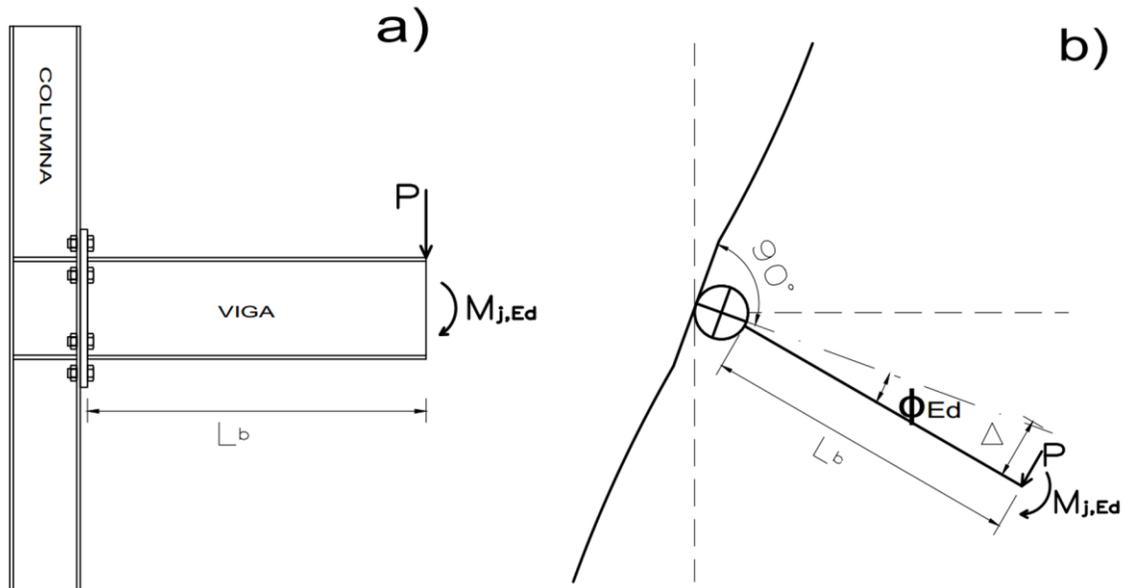
Con el fin de tener en cuenta el comportamiento de la conexión en el análisis global de la estructura, es necesario considerar la representación matemática de las curvas momento-rotación (Díaz, Martí, et al., 2011). Esta curva es una gráfica que relaciona el momento actuante en la unión de dos miembros, respecto a la rotación relativa entre estos.

Para convertir los datos de carga y desplazamiento obtenidos de los ensayos experimentales sobre los especímenes EPC-1 y EPC-2, se puede seguir la metodología usada en otras investigaciones (Wang et al., 2013). El procedimiento consiste en calcular el momento actuante  $M_{j,Ed}$  y el ángulo de rotación  $\phi_{Ed}$ , ver figura 7.10, producidos al aplicar una carga  $P$ .

El momento actuante  $M_{j,Ed}$  se estima como el producto entre la carga aplicada y la distancia desde el punto de aplicación hasta la unión de los miembros conectados. Esta distancia es equivalente a la longitud de la viga ( $L_b$ ). Lo expuesto anteriormente, se representa con la ecuación 7.1.

$$M_{j,Ed} = P \times L_b \quad (7.1)$$

Figura 7.10. Características momento-rotación: a) conexión; b) esquema



Fuente: Elaboración propia.

Por otra parte, el ángulo de rotación entre los miembros  $\phi_{Ed}$  se calcula a partir de la relación geométrica del triángulo rectángulo formado por el cateto opuesto  $\Delta$  y el cateto adyacente  $L_b$ , es decir, matemáticamente se expresa como el cociente entre los dos términos descritos, como sigue en la ecuación 7.2.

$$\phi_{Ed} = \frac{\Delta}{L_b} \quad (7.2)$$

#### 7.2.4.1 Curva momento-rotación espécimen EPC-1

Al aplicar las ecuaciones 7.1 y 7.2 a los datos de la tabla 7.3, se estima los valores de momento y rotación para cada carga  $P$  aplicada del primer espécimen ensayado. Estos valores se presentan en la tabla 7.5.

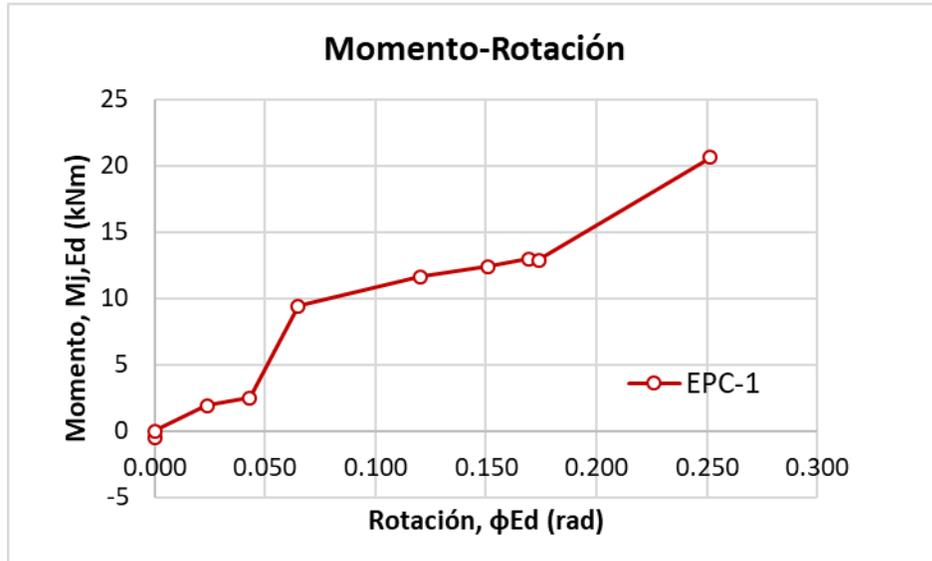
Tabla 7.5. Valores de momento y rotación EPC-1

Espécimen EPC-1					
Dato	Momento $M_{j,Ed} (kNm)$	Rotación $\phi_{Ed} (rad)$	Dato	Momento $M_{j,Ed} (kNm)$	Rotación $\phi_{Ed} (rad)$
D-01	-0.49	0.000	D-06	11.63	0.121
D-02	0.00	0.000	D-07	12.39	0.151
D-03	1.91	0.024	D-08	12.98	0.170
D-04	2.53	0.043	D-09	12.87	0.174
D-05	9.43	0.065	D-10	20.61	0.252

Fuente: Elaboración propia.

Los datos de  $M_{j,Ed}$  y  $\phi_{Ed}$  reportados en la tabla 7.5 se grafican como parejas de ordenadas y abscisas respectivamente, para obtener la curva de momento-rotación del primer espécimen ensayado, ver figura 7.11.

Figura 7.11. Curva momento-rotación espécimen EPC-1



Fuente: Elaboración propia.

#### 7.2.4.2 Curva momento-rotación espécimen EPC-2

Los valores de carga  $P$  y desplazamiento  $\Delta$  registrados en la tabla 7.4, son sustituidos en las ecuaciones 7.1 y 7.2 para encontrar los valores de momento  $M_{j,Ed}$  y rotación  $\phi_{Ed}$  correspondientes al segundo espécimen ensayado, los cuales son reportados en la tabla 7.6.

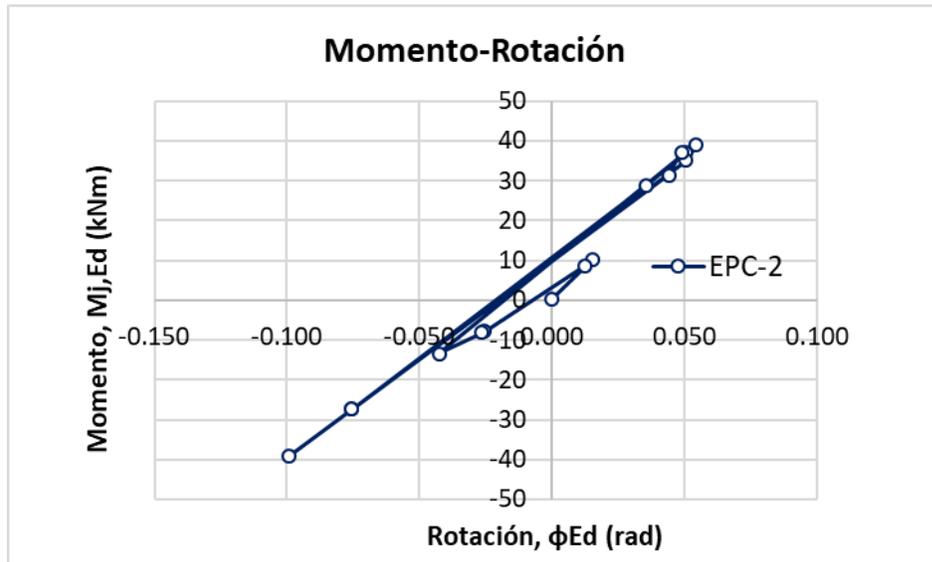
Tabla 7.6. Valores de momento y rotación EPC-2

Espécimen EPC-2					
Dato	Momento $M_{j,Ed}$ (kNm)	Rotación $\phi_{Ed}$ (rad)	Dato	Momento $M_{j,Ed}$ (kNm)	Rotación $\phi_{Ed}$ (rad)
D-01	0.35	0.000	D-09	-27.30	-0.076
D-02	10.24	0.016	D-10	-27.35	-0.076
D-03	8.73	0.013	D-11	35.09	0.051
D-04	-7.77	-0.026	D-12	38.90	0.055
D-05	-8.15	-0.027	D-13	37.28	0.049
D-06	-13.33	-0.043	D-14	31.38	0.044
D-07	37.28	0.051	D-15	-39.23	-0.100
D-08	28.77	0.036			

Fuente: Elaboración propia.

Al graficar los datos de la tabla 7.6, se obtiene la curva momento-rotación de la correspondiente al espécimen EPC-2. Ver figura 7.12.

Figura 7.12. Curva momento-rotación EPC-2



Fuente: Elaboración propia.

Es importante aclarar nuevamente que los datos obtenidos mediante los ensayos experimentales son imprecisos debido a lo ocurrido de forma no prevista, durante los procesos en el marco de pruebas, como se indicó en la sección 7.2.3. Por lo anterior, se hace necesario obtener datos de fuentes alternas que describan el comportamiento mecánico de la conexión estudiada, con el fin de comparar los resultados experimentales. Sin embargo, como se indicará más adelante en la etapa de análisis y resultados, los ensayos son muy importantes para analizar los modos de deformación y falla, de los elementos y miembros que configuran los especímenes. Es decir, los ensayos se emplean para hacer un análisis cualitativo del comportamiento de la conexión.

### 7.3 MODELOS TEÓRICOS PARA PREDECIR EL COMPORTAMIENTO ROTACIONAL DE CONEXIONES

Como alternativa para obtener datos más precisos que los registrados en los ensayos experimentales realizados, sobre el comportamiento mecánico de la conexión, a continuación, se desarrolla una serie de modelos teóricos que permiten predecir el comportamiento rotacional de conexiones en acero.

Los métodos para predecir el comportamiento rotacional de una conexión en acero pueden ser de distintos tipos. Para este estudio, se aplican métodos analíticos y empíricos, cuyo objetivo es la elaboración de una curva momento-rotación a partir de variables que dependen de propiedades geométricas y mecánicas de la conexión.

En efecto, los resultados hallados de forma teórica pueden ser más precisos que los obtenidos de forma experimental mediante los ensayos realizados. Por lo tanto, pueden ser más pertinentes para posteriores comparaciones cuantitativas con los

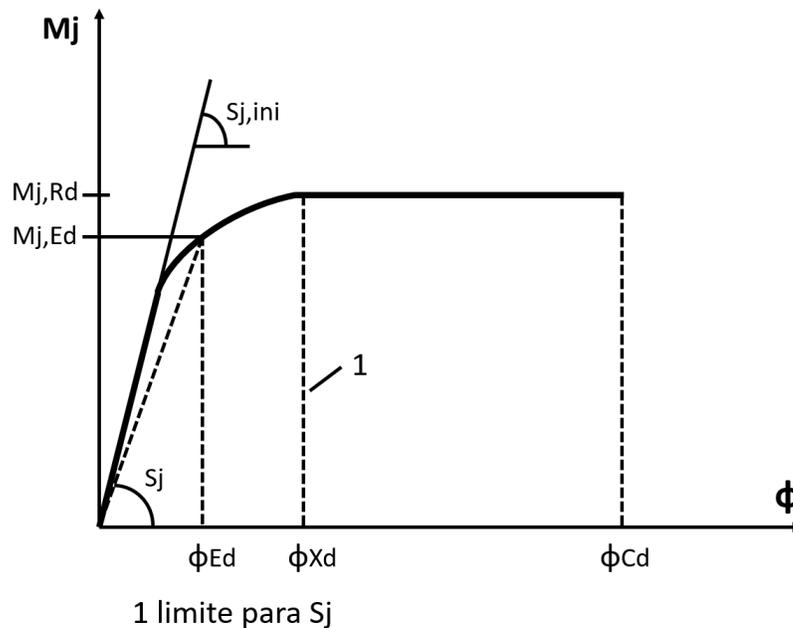
resultados del comportamiento mecánico obtenido con el modelo de elementos finitos (FEM).

### 7.3.1 Modelo del método componente del Eurocódigo 3

El método componente es un método analítico que considera la conexión como un conjunto de “componentes básicos individuales” (Díaz, Martí, et al., 2011), el cual permite determinar la resistencia a momento y la rigidez de todos los componentes de la unión entre los miembros conectados.

Para elaborar el modelo de curva momento-rotación propuesto por el Eurocódigo 3 (European Union Per Regulation, 2011b), que se indica en la figura 7.13, se requiere determinar tres parámetros. El primero es la resistencia de diseño a momento de la conexión ( $M_{j,Rd}$ ), mientras que los otros dos corresponden a su rigidez rotacional ( $S_j$ ) y su capacidad de rotación ( $\phi_{Cd}$ ).

Figura 7.13. Modelo momento-rotación del Eurocódigo 3



Fuente: Elaboración propia; adaptada de Eurocode 3: Design of steel structures - Part 1-8: Design of joints, (European Union per regulation, 2011).

#### 7.3.1.1 Determinación de la resistencia de diseño a momento

El literal 6.2.7.2 del Eurocódigo 3 (European Union Per Regulation, 2011b), establece que la resistencia de diseño (Rd) a momento de una conexión viga-columna emperrada con platina de extremo puede ser determinada con la ecuación 7.3.

$$M_{j,Rd} = \sum_r h_r F_{tr,Rd} \quad (7.3)$$

Donde

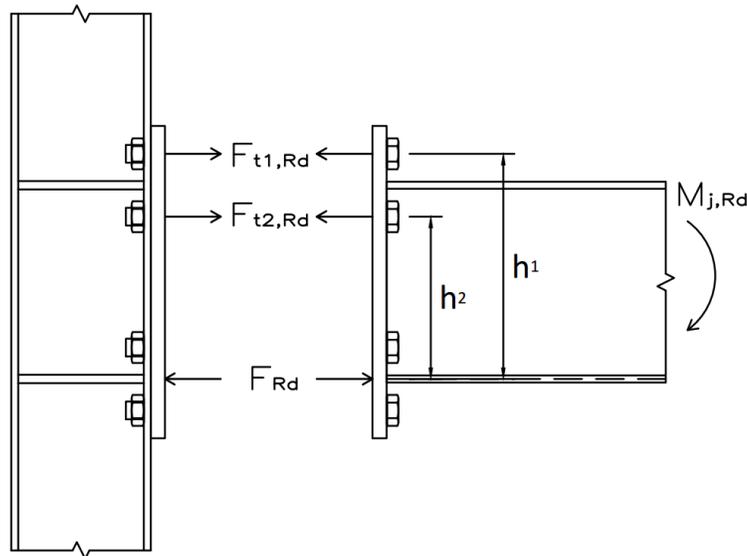
$F_{tr,Rd}$ : es la resistencia efectiva de diseño a tensión de la fila de pernos  $r$ ;

$h_r$ : es la distancia desde la fila de pernos  $r$  al centro de compresión;

$r$ : es el número de la fila de pernos.

Para aplicar esta ecuación se debe considerar lo siguiente: 1) se asume que el centro de compresión está en la misma línea que el centro geométrico del ala en compresión del miembro conectado; 2) la tensión efectiva de diseño  $F_{tr,Rd}$  para cada fila de pernos debe ser determinada en secuencia, iniciando con la fila 1, que corresponde a la fila más alejada del centro de compresión, luego progresando con la fila 2, etc.; 3) cuando se determina la resistencia efectiva de diseño a tensión  $F_{tr,Rd}$  para la fila de pernos  $r$  la resistencia efectiva de diseño a tensión de todas las otras filas de pernos cercanas al centro de compresión puede ser ignorada. La figura 7.14 indica de forma gráfica estas consideraciones para aplicar el procedimiento del Eurocódigo 3.

Figura 7.14. Modelo de fuerzas internas conexión viga-columna empernada con platina de extremo ampliada

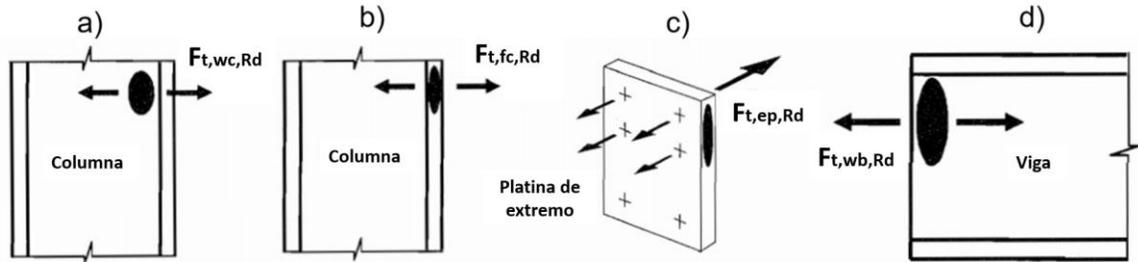


Fuente: Elaboración propia.

Asimismo, la resistencia efectiva de diseño a tensión  $F_{t,Rd}$  de una fila de pernos  $r$  debe ser tomada como el menor valor de la resistencia de diseño a tensión de una fila individual de pernos para los siguientes componentes básicos:

- a) Alma de la columna en tensión..... $F_{t,wc,Rd}$
- b) Ala de la columna en flexión..... $F_{t,fc,Rd}$
- c) Platina de extremo en flexión..... $F_{t,ep,Rd}$
- d) Alma de la viga en tensión..... $F_{t,wb,Rd}$

Figura 7.15. Componentes básicos para determinar la resistencia efectiva de diseño a tensión de una fila de pernos



Fuente: Eurocode 3: Design of steel structures - Part 1-8: Design of joints, (European Union per regulation, 2011).

A continuación, se realiza el procedimiento para estimar las resistencias efectivas de diseño a tensión para cada fila de pernos de la conexión estudiada. Es importante aclarar que este valor solo se debe estimar para las dos filas de pernos superiores, pues se asume que las dos filas inferiores no aportan a la resistencia a flexión de la conexión, debido a su cercanía con centro de compresión como se muestra en la figura 7.14.

### A. Resistencia efectiva de diseño a tensión de la fila de pernos 1

Según lo expuesto anteriormente, se calcula las resistencias efectivas de diseño a tensión de los siguientes componentes:

#### a) Alma de la columna en tensión

La resistencia efectiva de diseño a tensión en el alma de la columna se calcula a partir de la ecuación 7.4.

$$F_{t,wc,Rd} = \frac{\omega b_{eff,t,wc} t_{wc} F_{y,wc}}{\gamma_{M0}} \quad (7.4)$$

Dónde:

$\omega$  es un factor de reducción para evaluar la interacción entre la fuerza cortante y el área de panel de la columna;

$b_{eff,t,wc}$  es el ancho efectivo del alma de la columna en tensión;

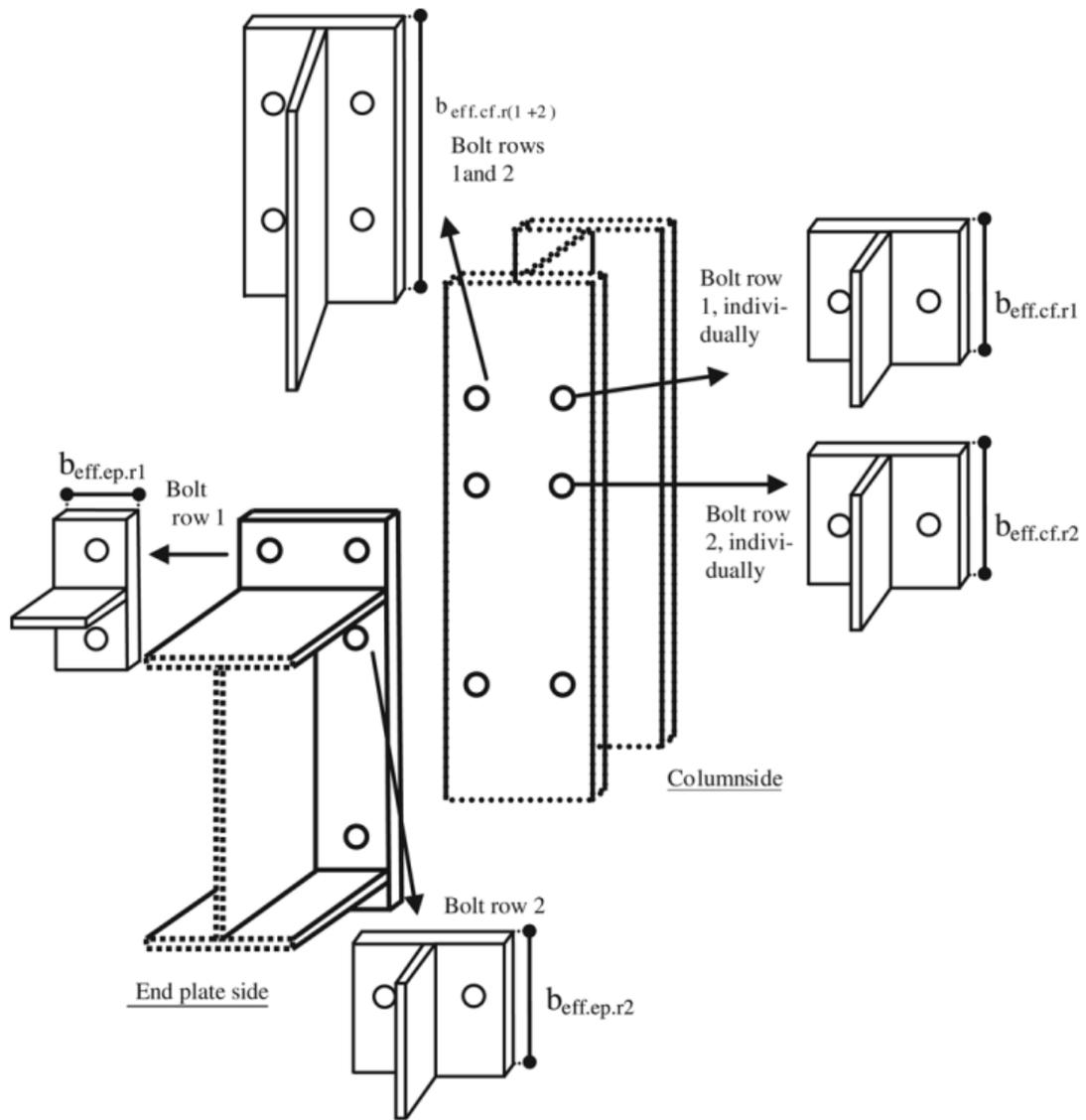
$\gamma_{M0}$  es un factor de seguridad para la resistencia de miembros conectados.

Para realizar un cálculo ordenado de estas variables se siguen los siguientes pasos:

#### Paso 1. Cálculo del ancho efectivo del alma de la columna en tensión

Para el caso de la conexión estudiada, el Eurocódigo 3 (European Union Per Regulation, 2011b) permite tomar el valor  $b_{eff,t,wc}$  como la longitud efectiva de un elemento T equivalente en tensión. Ver figura 7.16.

Figura 7.16. Idealización de elementos T equivalentes de una conexión empernada con platina de extremo ampliada y dos filas de pernos en tensión



Fuente: Towards a consistent design approach for steel joints under generalized loading, (da Silva, 2008).

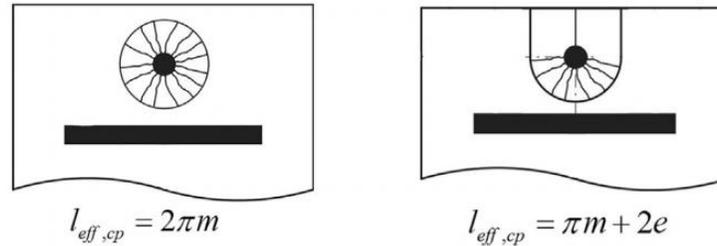
Para calcular las longitudes efectivas se debe considerar las filas de pernos de forma individual y como parte de un grupo de filas de pernos.

### Fila de pernos considerada de forma individual

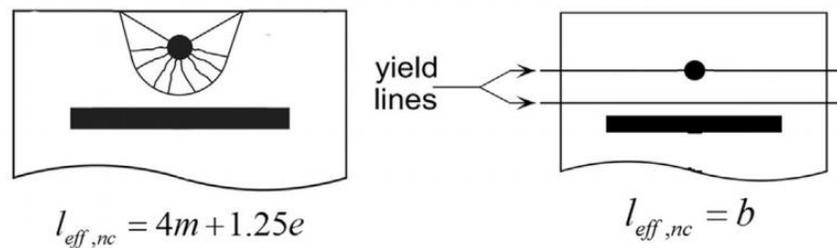
De acuerdo con la tabla 6.5 del Eurocódigo 3 (European Union Per Regulation, 2011b), las longitudes efectivas de un elemento T equivalente para una columna con rigidizadores, cuando las filas de pernos son consideradas de forma individual, se calculan para los casos de patrón circular y no circular. Los patrones, circular y

no circular, hacen referencia a los modos de falla alrededor de los pernos de un elemento T equivalente. Ver figura 7.17.

Figura 7.17. Patrones de falla en elementos T a) y b) circular, c) y d) no circular



(a) Circular yielding (circular patterns) (b) Individual end yielding (circular patterns)



(c) End yielding (non-circular patterns) (d) Double curvature (non-circular patterns)

Fuente: Behaviors of one-side bolted T-stub through thread holes under tension strengthened with backing plate, (Zhu et al., 2017).

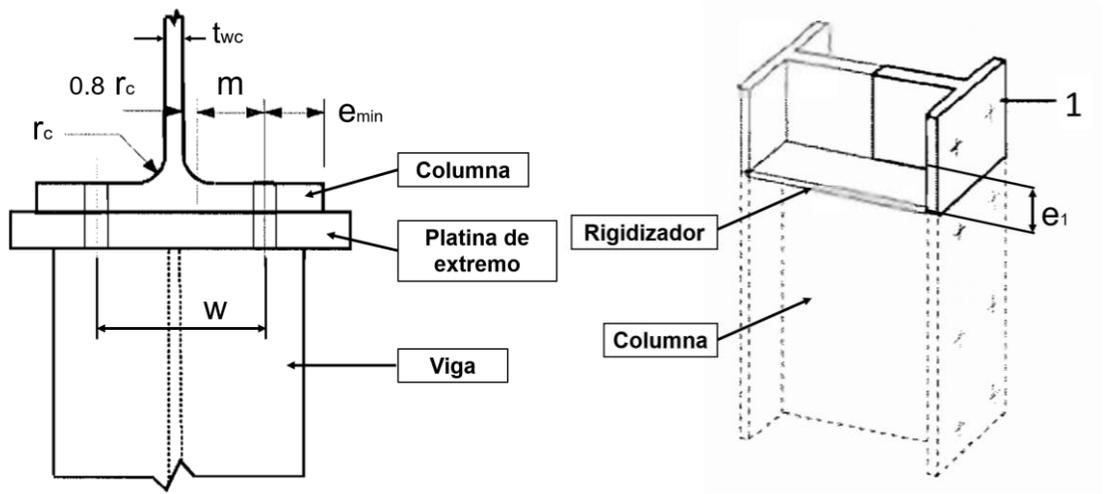
### Patrón circular

Como la fila de pernos analizada corresponde a la fila número 1, los cálculos se realizan respecto a las consideraciones para una fila de borde adyacente al rigidizador. Así, la longitud efectiva para patrón circular ( $l_{eff,cp}$ ) se estima con la ecuación 7.5.

$$l_{eff,cp} = \min(2\pi m, \pi m + 2e_1) \quad (7.5)$$

Los valores de  $m$  y  $e_1$  se toman acorde a lo indicado en la figura 7.18.

Figura 7.18. Valores de  $m$  y  $e_1$  cuando la platina es más ancha que el ala de la columna



Fuente: Eurocode 3: Design of steel structures - Part 1-8: Design of joints, (European Union per regulation, 2011).

Entonces, de acuerdo con la geometría expuesta en las figuras anteriores resulta:

$$m = \frac{w - 2 \times 0.8r_c - t_{wc}}{2} = 62.05 \text{ mm}$$

$$e_1 = l_p - e_x + \frac{t_{fb}}{2} = 56.35 \text{ mm}$$

Por lo tanto:  $l_{eff,cp} = 307.64 \text{ mm}$

### Patrón no circular

La longitud efectiva para el patrón de falla no circular ( $l_{eff,nc}$ ), se calcula según la ecuación 7.6.

$$l_{eff,nc} = e_1 + \alpha m - (2m + 0.625e) \quad (7.6)$$

Para este caso, como la platina es más ancha que el ala de la columna, se toma  $e = e_{min}$ , es decir:

$$e = e_{min} = \frac{b_{fc} - w}{2} = 45 \text{ mm}$$

Por otro lado, el valor de  $\alpha$  se obtiene de la gráfica 6.11 del Eurocódigo 3 (European Union Per Regulation, 2011b), con los valores de entrada  $\lambda_1$  y  $\lambda_2$ . Para esto, el valor de  $m_2$  equivale a la distancia desde la fila de pernos a la cara del rigidizador, es decir  $m_2 = 48.85 \text{ mm}$ , ver figura 7.3.

$$\lambda_1 = \frac{m}{m + e} = 0.6; \quad \lambda_2 = \frac{m_2}{m + e} = 0.5$$

De lo anterior se concluye que  $\alpha = 5.5$

Luego  $l_{eff,nc} = 245.4 \text{ mm}$

En complemento, el Eurocódigo 3 (European Union Per Regulation, 2011b) indica dos modos para escoger los valores de la longitud efectiva como se describe a continuación:

### **Modo 1.**

La longitud efectiva para el modo 1 ( $l_{eff,1}$ ), será igual a la longitud efectiva calculada para el patrón de falla circular, siempre que este valor sea menor o igual a la longitud efectiva calculada para el patrón no circular, como se manifiesta en la ecuación 7.7.

$$l_{eff,1} = \min(l_{eff,cp}, l_{eff,nc}) \quad (7.7)$$

Entonces, según los valores previamente hallados, resulta  $l_{eff,1} = 245.4 \text{ mm}$

### **Modo 2.**

La longitud efectiva para el modo 2 ( $l_{eff,2}$ ), corresponde simplemente al valor de la longitud efectiva calculada para el patrón no circular ( $l_{eff,nc}$ ).

Por ende:  $l_{eff,2} = 245.4 \text{ mm}$

### **Fila de pernos considerada como parte de un grupo de filas de pernos**

De manera semejante al caso de filas analizadas individualmente, cuando las filas de pernos son consideradas como parte de un grupo, las longitudes efectivas se calculan tanto para patrón circular como para no circular.

No obstante, como la fila de pernos analizada corresponde a una fila de borde adyacente al rigidizador, el Eurocódigo 3 (European Union Per Regulation, 2011b) mediante la tabla 6.5, expresa que estas longitudes no son relevantes y por lo tanto no deben ser estimadas.

En síntesis, el ancho efectivo del alma de la columna en tensión ( $b_{eff,t,wc}$ ), corresponde a la menor longitud entre la longitud efectiva calculada para el modo 1 y el modo 2, es decir:

$$b_{eff,t,wc} = \min(l_{eff,1}, l_{eff,2}) = 245.4 \text{ mm}$$

### **Paso 2. Cálculo del factor de reducción para evaluar la interacción entre la fuerza cortante y el área de panel de la columna**

Para evaluar el factor de reducción por cortante ( $\omega$ ), primero se debe determinar el valor del parámetro de transformación ( $\beta$ ). Este último depende de la configuración de la conexión respecto a la forma como los miembros convergen en un mismo nudo. Debido a que la conexión estudiada es una conexión viga-columna, la tabla 5.4 del Eurocódigo 3 (European Union Per Regulation, 2011b), sugiere tomar un parámetro de transformación aproximado a 1, esto es  $\beta = 1$ .

Una vez determinado el parámetro de transformación, se puede estimar el factor de reducción por cortante según lo estipulado en la tabla 6.3 del Eurocódigo 3 (European Union Per Regulation, 2011b), con las ecuaciones 7.8 y 7.9.

$$\omega = \omega_1 \quad (7.8)$$

$$\omega_1 = \frac{1}{\sqrt{1 + 1.3 \left( \frac{b_{eff,c,wc} t_{wc}}{A_{vc}} \right)^2}} \quad (7.9)$$

Donde:

$b_{eff,c,wc}$  es el ancho efectivo del alma de la columna en compresión, que para conexiones emperradas con platina de extremo se calcula de acuerdo con la ecuación 7.10.

$$b_{eff,c,wc} = t_{fb} + 2\sqrt{2}a_p + 5(t_{fc} + S) + S_p \quad (7.10)$$

Además:

$a_p$  es la garganta de soldadura entre la platina de extremo y el ala de la viga. Para este caso  $a_p = a_f = 11 \text{ mm}$ ;

$S$  en el caso de una columna con perfil laminado, equivale al radio o filete de su sección, entonces  $S = r_c = 24 \text{ mm}$ .

$S_p$  es la longitud medida a través de la platina de extremo a un ángulo de  $45^\circ$ , es decir  $S_p = \sqrt{2}t_{ep} = 35.92 \text{ mm}$ .

De lo anterior se concluye que  $b_{eff,c,wc} = 262.23 \text{ mm}$

Por otra parte:

$A_{vc}$  es el área de cortante de la columna, que se calcula como:

$$A_{vc} = A_c - 2b_{fc}t_{fc} + (t_{wc} + 2r_c)t_{fc}$$

Siendo  $A_c$  el área bruta de la sección de la columna. El perfil de la columna HEA-260 tiene un área bruta  $A_c = 8682 \text{ mm}^2$ , entonces resulta  $A_{vc} = 2875.75 \text{ mm}^2$ .

Finalmente, al sustituir los valores calculados en la ecuación 7.9, se obtiene que  $\omega_1 = 0.79$ , en consecuencia  $\omega = 0.79$ .

### Paso 3. Cálculo del factor de seguridad

El Eurocódigo 3 (European Union Per Regulation, 2011a) recomienda tomar un factor de seguridad para edificios igual a la unidad, por lo tanto  $\gamma_{M0} = 1.0$

#### **Paso 4. Cálculo de la resistencia efectiva de diseño a tensión del alma de la columna**

Los valores de  $b_{eff,t,cw}$ ,  $\omega$  y  $\gamma_{M0}$  estimados en los pasos 1, 2 y 3 respectivamente, así como el espesor del alma de la columna y su esfuerzo de fluencia, son sustituidos en la ecuación 7.4. De esta operación se obtiene que:

$$F_{t,wc,Rd} = 500.73 \text{ kN}$$

#### **b) Ala de la columna en flexión**

Para calcular la resistencia efectiva de diseño a tensión del componente que representa el ala de la columna, cuando esta se somete a flexión, el Eurocódigo 3 (European Union Per Regulation, 2011b) indica tomar su resistencia como la resistencia de un elemento T equivalente en tensión.

Con base en lo estipulado en la sección 6.2.4 del Eurocódigo 3 (European Union Per Regulation, 2011b), a continuación se realiza el proceso para calcular la resistencia del elemento T equivalente en tensión correspondiente al ala de la columna en flexión.

#### **Paso 1. Cálculo de la longitud efectiva del elemento T**

La longitud efectiva de un elemento T equivalente se estima de acuerdo con la geometría de la conexión. Para este caso, corresponde al mismo valor hallado anteriormente en el cálculo de la longitud efectiva del alma de la columna, ya que el elemento se considera uniforme en cuanto a la longitud de sus alas y alma.

Igualmente, se establece que la longitud efectiva total ( $\Sigma l_{eff}$ ) debe ser tomada para dos modos de falla, y su valor, en el caso de filas de pernos analizadas de forma individual, será tomado como el valor de la longitud efectiva calculada para este caso, es decir, se tomará como  $l_{eff}$ .

#### **Modo 1. Fluencia total del ala**

La longitud efectiva total del elemento T para el modo 1 de falla del ala de la columna, corresponde a la longitud efectiva calculada para el modo 1 de falla de su alma, lo cual se puede expresar como:

$$\Sigma l_{eff,1} = l_{eff,1} = 245.4 \text{ mm}$$

#### **Modo 2. Falla en los pernos y fluencia del ala**

De forma similar, la longitud efectiva total del elemento T para el modo de falla 2 del ala de la columna, corresponde a la longitud efectiva calculada para el modo 2 de falla de su alma, es decir:

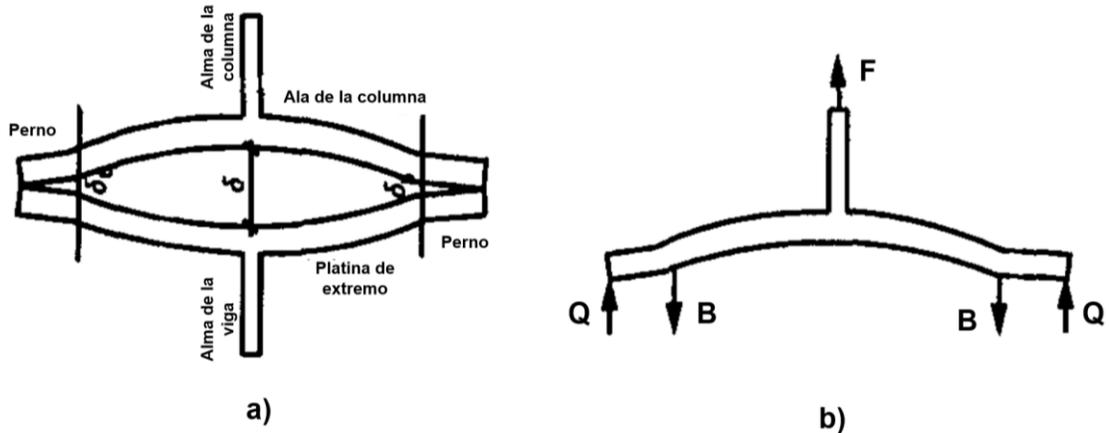
$$\Sigma l_{eff,2} = l_{eff,2} = 245.4 \text{ mm}$$

#### **Paso 2. Determinar si se producen fuerzas de contacto**

Cuando un elemento T está sometido a una fuerza de tensión ( $F$ ), este puede deformarse, lo cual genera fuerzas entre los elementos conectados, ver figura 7.19.

Por un lado, se encuentran las tensiones producidas en los pernos ( $B$ ), mientras que otras se originan por el contacto entre la platina y el ala de la columna, las cuales se denominan fuerzas de contacto o palanca ( $Q$ ).

Figura 7.19. Elemento T equivalente en tensión: a) esquema; b) fuerzas



Fuente: Modeling for moment-rotation characteristics for end-plate connections, (Shi et al., 1996).

Dicho lo anterior, para el caso de falla del ala de la columna por flexión en la conexión estudiada, se debe determinar si se producen fuerzas de contacto. Esto se hace mediante la expresión 7.11.

$$L_b^* = \frac{8.8m^3 A_s n_b}{\Sigma l_{eff,1} t_f^3} \quad (7.11)$$

Donde:

$m$  es la distancia indicada en la figura 7.18;

$A_s$  es el área de esfuerzo a tensión de los pernos;

$n_b$  es el número de filas de pernos del elemento T analizado, con dos pernos cada una, en este caso 1;

$\Sigma l_{eff,1}$  es la longitud total efectiva del elemento T para el modo 1 de falla;

$t_f$  es el espesor del ala del elemento T. Debido a que el elemento T analizado corresponde al ala de la columna resulta  $t_f = t_{fc}$ .

Entonces,  $L_b^* = 2829.2 \text{ mm}$

Para que se produzcan fuerzas de contacto, se debe cumplir que  $L_b^* \geq L_{bolt}$ . Donde  $L_{bolt}$  es la longitud de elongación del perno, tomada como la suma de espesores de los elementos conectados más la mitad del espesor de la cabeza del perno y la mitad del espesor de la tuerca, es decir:

$$L_{bolt} = t_{fc} + t_{ep} + t_{hb}/2 + t_{nb}/2 = 57.9 \text{ mm}$$

Como  $L_b^* \geq L_{bolt}$ , se producen fuerzas de contacto entre la platina de extremo y el ala de la columna.

### Paso 3. Cálculo de momentos para modos de falla

Previo a la determinación de las fuerzas de tensión para los modos de falla del ala de la columna, se calculan los siguientes valores de momento:

$$M_{pC,1,Rd} = 0.25 \Sigma l_{eff,1} t_f^2 F_y / \gamma_{M0}$$

$$M_{pC,2,Rd} = 0.25 \Sigma l_{eff,2} t_f^2 F_y / \gamma_{M0}$$

Donde:

$t_f$  es el espesor del elemento analizado, en este caso  $t_{fc}$ ;

$F_y$  es el esfuerzo de fluencia del elemento analizado, o sea  $F_{y,fc}$

Luego:  $M_{pC,1,Rd} = 3.31 \text{ kNm}$  y  $M_{pC,2,Rd} = 3.31 \text{ kNm}$ .

### Paso 4. Cálculo de resistencias según el modo de falla

La resistencia del ala de la columna, se toma como la menor resistencia de los modos de falla evaluados a continuación:

#### Modo 1. Fluencia total del ala

Debido a que en el elemento T equivalente en tensión se presentan fuerzas de contacto, el Eurocódigo 3 (European Union Per Regulation, 2011b) indica estimar la resistencia para el modo de falla 1 ( $F_{T,1,Rd}$ ) como:

$$F_{T,1,Rd} = \frac{4M_{pC,1,Rd}}{m} \quad (7.12)$$

Sustituyendo los valores  $M_{pC,1,Rd} = 3.31 \text{ kNm}$  y  $m = 62.05 \text{ mm}$  en la ecuación 7.12, se obtiene que  $F_{T,1,Rd} = 213.19 \text{ kN}$ .

#### Modo 2. Falla en los pernos con fluencia en el ala

La resistencia para el modo de falla 2 ( $F_{T,2,Rd}$ ), se halla así:

$$F_{T,2,Rd} = \frac{2M_{pC,2,Rd} + n \Sigma F_{t,Rd}}{m + n} \quad (7.13)$$

Donde:

$n = e_{min}$  siempre y cuando  $n \leq 1.25m$ . Por lo tanto  $n = 45 \text{ mm}$ ;

$\Sigma F_{t,Rd}$  es la sumatoria de resistencias de pernos del elemento T analizado.

El elemento T equivalente en tensión analizado para la fila de pernos número uno, tiene dos pernos de iguales características, entonces  $\Sigma F_{t,Rd} = 2F_{t,Rd}$ . Para calcular la resistencia a tensión del perno ( $F_{t,Rd}$ ) como lo establece el Eurocódigo 3 (European Union Per Regulation, 2011b), se usa la ecuación 7.14.

$$F_{t,Rd} = \frac{k_2 F_{ub} A_s}{\gamma_{M2}} \quad (7.14)$$

Donde:

$k_2 = 0.90$  para pernos de cabeza hexagonal;

$\gamma_{M2}$  es un factor de seguridad, el cual se recomienda sea igual a 1.25 para edificios.

Sustituyendo los valores respectivos en la ecuación 7.14 se obtiene que  $F_{t,Rd} = 336.69 \text{ kN}$ . Luego  $\Sigma F_{t,Rd} = 673.38 \text{ kN}$ .

Al efectuar el cálculo correspondiente de la ecuación 7.13 se concluye que:

$$F_{T,2,Rd} = 344.85 \text{ kN}$$

### Modo 3. Falla en los pernos

La resistencia para el modo 3 de falla, corresponde a la falla en los pernos ( $F_{T,3,Rd}$ ) y se estima según la ecuación 7.15.

$$F_{T,3,Rd} = \Sigma F_{t,Rd} \quad (7.15)$$

Por lo que  $F_{T,3,Rd} = 673.38 \text{ kN}$ .

### Paso 5. Cálculo de la resistencia efectiva de diseño a tensión del ala de la columna

La resistencia efectiva de diseño a tensión del ala de la columna, equivale al menor valor de las resistencias calculadas para los tres modos de fallas descritos anteriormente. Esto se expresa mediante la ecuación 7.16.

$$F_{t,fc,Rd} = \min(F_{T,1,Rd}, F_{T,2,Rd}, F_{T,3,Rd}) \quad (7.16)$$

En consecuencia,  $F_{t,fc,Rd} = 213.19 \text{ kN}$ , que corresponde al modo de falla 1.

### c) Platina de extremo en flexión

El Eurocódigo 3 (European Union Per Regulation, 2011b) manifiesta que la resistencia de diseño de la platina de extremo junto con sus pernos asociados en tensión, puede estimarse como la resistencia de un elemento T equivalente en tensión. El proceso a seguir para calcular la resistencia del elemento T que representa la platina de extremo, es el siguiente:

#### Paso 1. Cálculo de la longitud efectiva del elemento T

Este paso se hace bajo los criterios expuestos en la tabla 6.6 del Eurocódigo 3 (European Union Per Regulation, 2011b). De allí se infiere que la fila de pernos 1 debe ser analizada de forma individual y como parte de un grupo de filas, ya que la fila 1 se considera de borde.

#### Fila de pernos considerada individualmente

A su vez, la fila de pernos deber ser evaluada para casos de falla con patrón circular y no circular.

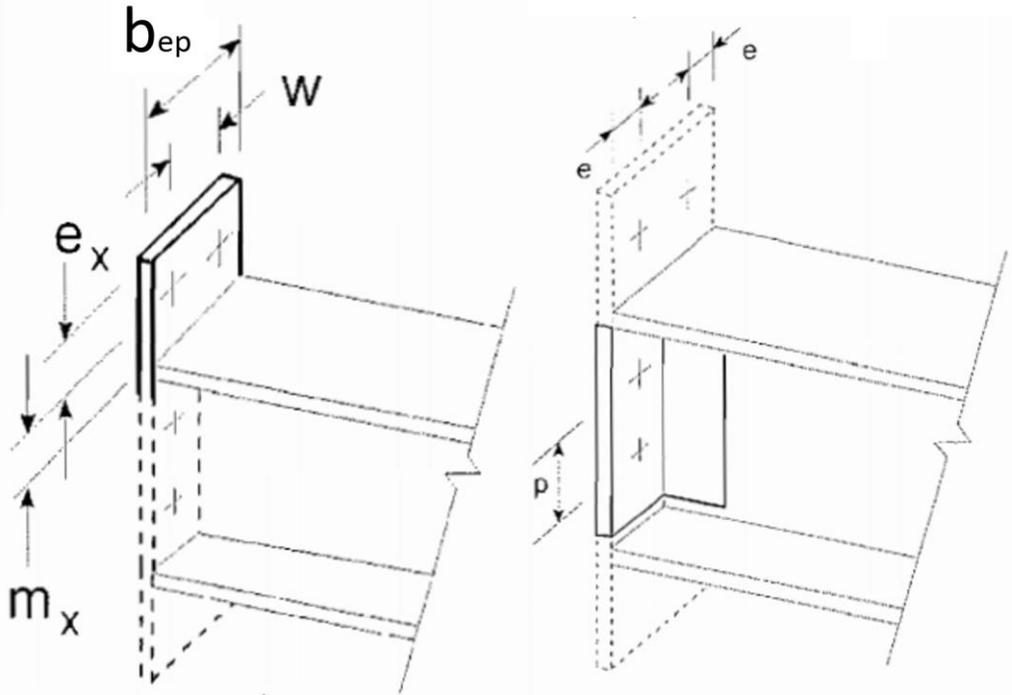
### Patrón de falla circular

La longitud efectiva, cuando el patrón de falla se considera de forma circular es:

$$l_{eff,cp} = 2\pi m$$

Con  $m = m_x$  como indica la figura 7.20.

Figura 7.20. Variables para calcular las longitudes efectivas de una platina de extremo.



Fuente: Fuente: Eurocode 3: Design of steel structures - Part 1-8: Design of joints, (European Union per regulation, 2011).

De la geometría de la conexión se establece que  $m = l_p - e_x = 50 \text{ mm}$ . Por lo tanto  $l_{eff,cp} = 314.16 \text{ mm}$ .

### Patrón de falla no circular

Si la falla se presenta con un patrón no circular, la longitud efectiva se calcula como:

$$l_{eff,nc} = 4m + 1.25e$$

El valor de  $e$ , ver figura 7.20, se estima como:

$$e = \frac{b_{ep} - w}{2} = 50 \text{ mm}$$

Luego  $l_{eff,nc} = 262.5 \text{ mm}$

Ahora se debe determinar las longitudes efectivas para dos modos de falla.

### **Modo 1.**

En el modo 1 la longitud efectiva  $l_{eff,1}$  será igual a  $l_{eff,nc}$ , siempre que este valor sea menor a  $l_{eff,cp}$ . Por lo tanto  $l_{eff,1} = 262.5 \text{ mm}$ .

### **Modo 2.**

La longitud efectiva para el modo de falla dos ( $l_{eff,2}$ ) se toma como el valor de la longitud efectiva para el patrón de falla no circular ( $l_{eff,nc}$ ). Por lo tanto:

$$l_{eff,2} = 262.5 \text{ mm}$$

### **Fila de pernos considerada como parte de un grupo de filas**

Igualmente, para filas analizadas como parte de un grupo, se realiza el cálculo de la longitud efectiva para patrón de falla circular ( $\Sigma l_{eff,cp}$ ) y no circular ( $\Sigma l_{eff,nc}$ ).

### **Patrón de falla circular**

La longitud efectiva cuando el patrón de falla se considera circular es:

$$\Sigma l_{eff,cp} = \pi m + p$$

Entonces, al sustituir  $m = 50 \text{ mm}$  y  $p = 234.6 \text{ mm}$ , resulta  $\Sigma l_{eff,cp} = 391.68 \text{ mm}$ .

### **Patrón de falla no circular**

Para el patrón de falla no circular, además si se considera a la fila de pernos como parte de un conjunto de filas, se tiene que la longitud efectiva será:

$$\Sigma l_{eff,nc} = 2m + 0.625e + 0.5p$$

Conforme a esto,  $\Sigma l_{eff,nc} = 248.55 \text{ mm}$ .

### **Modo 1.**

Para el modo de falla 1 se indica que la longitud efectiva  $\Sigma l_{eff,1}$ , se toma como:

$$\Sigma l_{eff,1} = \Sigma l_{eff,nc} \text{ pero } \Sigma l_{eff,nc} \leq \Sigma l_{eff,cp}$$

Bajo esta condición se obtiene como resultado  $\Sigma l_{eff,1} = 248.55 \text{ mm}$

### **Modo 2.**

La longitud efectiva para el modo de falla 2 ( $\Sigma l_{eff,2}$ ) corresponde al valor de longitud efectiva calculado para el patrón de falla no circular, es decir  $\Sigma l_{eff,2} = 248.55 \text{ mm}$ .

### **Paso 2. Determinar si se producen fuerzas de contacto**

Para el análisis del componente asociado a la platina de extremo en flexión, se debe evaluar si se presentan o no fuerzas de contacto entre los elementos. Esto se hace mediante la ecuación 7.11.

Los valores de longitud efectiva usados para el cálculo de la resistencia, dicho de otra forma, que controlan el diseño, corresponden a los menores valores de

longitudes efectivas estimados para los modos 1 y 2, entre el caso de filas evaluadas de forma individual y como parte de un grupo de filas. Es decir:

$$\Sigma l_{eff,1} = 248.55 \text{ mm} \text{ y } \Sigma l_{eff,2} = 248.55 \text{ mm}.$$

Esta selección es válida porque para un menor valor de longitud efectiva, menor será la resistencia de diseño.

Dicho esto, al sustituir los valores de  $m = 50 \text{ mm}$ ,  $A_s = 645 \text{ mm}^2$ ,  $n_b = 1$ ,  $\Sigma l_{eff,1} = 248.55 \text{ mm}$  y  $t_f = t_{ep} = 25.4 \text{ mm}$  en la ecuación 7.11, se obtiene que:

$$L_b^* = 174.2 \text{ mm} > L_{bolt} = 57.9 \text{ mm}$$

Entonces, efectivamente se producen fuerzas de contacto entre los elementos.

### Paso 3. Cálculo de momentos para modos de falla

El modo de falla en la platina de extremo se calcula de acuerdo con la resistencia de un elemento T equivalente, para lo cual es necesario hallar los siguientes valores de momento:

$$M_{pC,1,Rd} = 0.25 \Sigma l_{eff,1} t_f^2 F_y / \gamma_{M0}$$

$$M_{pC,2,Rd} = 0.25 \Sigma l_{eff,2} t_f^2 F_y / \gamma_{M0}$$

Donde:

$t_f$  es el espesor del elemento analizado, en este caso  $t_{ep}$ ;

$F_y$  es el esfuerzo de fluencia del elemento analizado, o sea  $F_{y,ep}$

Luego:  $M_{pC,1,Rd} = 13.83 \text{ kNm}$  y  $M_{pC,2,Rd} = 13.83 \text{ kNm}$

### Paso 4. Cálculo de resistencias según el modo de falla

La resistencia de la platina de extremo, será tomada como la menor resistencia de los modos de falla de un elemento T evaluados a continuación:

#### Modo 1. Fluencia total del ala

La resistencia para el modo de falla 1, se calcula al remplazar  $M_{pC,1,Rd} = 13.83 \text{ kNm}$  y  $m = 50 \text{ mm}$  en la ecuación 7.12, lo cual da como resultado  $F_{T,1,Rd} = 1106.45 \text{ kN}$ .

#### Modo 2. Falla en los pernos con fluencia en el ala

La resistencia para el modo 2 de falla, se evalúa con la ecuación 7.13. Allí se sustituyen los valores de  $m = 50 \text{ mm}$ ,  $n = 50 \text{ mm}$ ,  $M_{pC,2,Rd} = 13.83 \text{ kNm}$  y  $\Sigma F_{t,Rd} = 673.38 \text{ kN}$ , para obtener como resultado  $F_{T,2,Rd} = 613.30 \text{ kN}$

#### Modo 3. Falla en los pernos

La resistencia para el modo 3 de falla ( $F_{T,3,Rd}$ ), que corresponde a la falla en los pernos, se estima según la ecuación 7.15. De manera que  $F_{T,3,Rd} = 673.38 \text{ kN}$ .

### Paso 5. Cálculo de la resistencia efectiva de diseño a tensión de la platina de extremo

La resistencia efectiva de diseño a tensión de la platina de extremo ( $F_{t,ep,Rd}$ ), equivale al menor valor de las resistencias calculadas para los tres modos de fallas descritos anteriormente. Es decir:

$$F_{t,ep,Rd} = \min(F_{T,1,Rd}, F_{T,2,Rd}, F_{T,3,Rd}) = 613.30 \text{ kN}$$

El valor de  $F_{t,ep,Rd}$  corresponde al modo de falla 3, es decir, en el elemento T equivalente que representa la platina, los pernos son los primeros en fallar.

#### d) Alma de la viga en tensión

El literal 6.2.6.8 del Eurocódigo 3 (European Union Per Regulation, 2011b) indica que en una conexión emperrada viga-columna con platina de extremo, la resistencia a tensión del alma de la viga ( $F_{t,wb,Rd}$ ) se calcula con la ecuación 7.17.

$$F_{t,wb,Rd} = \frac{b_{eff,t,wb} t_{wb} F_{y,wb}}{\gamma_{M0}} \quad (7.17)$$

Donde:

$b_{eff,t,wb}$  es el ancho efectivo del alma de la viga, el cual corresponde a la longitud efectiva de un elemento T, que representa la platina de extremo para el caso de filas analizadas de forma individual.

Entonces, para la fila 1 de pernos, el término  $b_{eff,t,wb}$  corresponde al menor valor de longitud efectiva entre los dos modos de falla previamente analizados para la platina de extremo. Es decir:

$$b_{eff,t,wb} = \min(l_{eff,1}, l_{eff,2}) = 262.5 \text{ mm}$$

Luego de efectuar el cálculo mediante la ecuación 7.17, con  $b_{eff,t,wb} = 262.5 \text{ mm}$ ,  $t_{wb} = 8 \text{ mm}$ ,  $F_{y,wb} = 345 \text{ MPa}$  y  $\gamma_{M0} = 1.0$ , se obtiene como resultado:

$$F_{t,wb,Rd} = 724.5 \text{ kN}$$

Finalmente, se concluye que la resistencia de diseño a tensión de la fila de pernos 1 ( $F_{t1,Rd}$ ), es la menor de las presentadas en el siguiente resumen:

$F_{t,wc,Rd} = 500.73 \text{ kN}$ , alma de la columna en tensión;

$F_{t,fc,Rd} = 213.19 \text{ kN}$ , ala de la columna en flexión;

$F_{t,ep,Rd} = 613.30 \text{ kN}$ , platina de extremo en flexión;

$F_{t,wb,Rd} = 724.5 \text{ kN}$ , alma de la viga en tensión.

En síntesis, en la fila de pernos 1, la resistencia que controla el diseño es la del ala de la columna en tensión ( $F_{t,fc,Rd}$ ). En otras palabras, de los elementos que conforman la conexión, hipotéticamente el ala de la columna es el primero en fallar ante sollicitación de carga. Por lo tanto:

$$F_{t1,Rd} = 213.19 \text{ kN}$$

## B. Resistencia efectiva de diseño a tensión de la fila de pernos 2

De forma similar a los cálculos efectuados para hallar la resistencia de diseño a tensión de la fila de pernos 1, para la fila de pernos 2 se calculan las resistencias efectivas de diseño a tensión de los siguientes componentes:

### a) Alma de la columna en tensión

La resistencia efectiva de diseño a tensión del alma de la columna se calcula a partir de la ecuación 7.4. El cálculo de las variables de esta ecuación se realiza con el siguiente procedimiento:

#### Paso 1. Cálculo del ancho efectivo del alma de la columna en tensión

Para el caso de la conexión estudiada, el Eurocódigo 3 (European Union Per Regulation, 2011b) permite tomar el valor  $b_{eff,t,wc}$  como la longitud efectiva de un elemento T equivalente en tensión. En el cálculo de la longitud efectiva se debe considerar las filas de pernos de forma individual y como parte de un grupo de filas de pernos.

#### Fila de pernos considerada de forma individual

De acuerdo con la tabla 6.5 del Eurocódigo 3 (European Union Per Regulation, 2011b), las longitudes efectivas de un elemento T equivalente para una columna con rigidizadores, cuando las filas de pernos son consideradas de forma individual se calculan para los casos de patrón de falla circular y no circular.

#### Patrón circular

Como la fila de pernos analizada corresponde a la fila número 2, los cálculos se realizan respecto a las consideraciones para una fila adyacente al rigidizador. Así, la longitud efectiva para patrón circular ( $l_{eff,cp}$ ) se estima con la ecuación 7.18.

$$l_{eff,cp} = 2\pi m \quad (7.18)$$

El valor de  $m$  se toma según lo indicado en la figura 7.18. Entonces, de acuerdo con la geometría de la conexión, resulta  $m = 62.05 \text{ mm}$ . Por lo tanto:  $l_{eff,cp} = 389.9 \text{ mm}$

#### Patrón no circular

La longitud efectiva para el patrón de falla no circular ( $l_{eff,nc}$ ), se calcula según la ecuación 7.19.

$$l_{eff,nc} = \alpha m \quad (7.19)$$

Donde  $\alpha$  se determina según la gráfica 6.11 del Eurocódigo 3 (European Union Per Regulation, 2011b). De lo expuesto allí, se concluye que  $\alpha = 5.5$ .

Luego  $l_{eff,nc} = 341.28 \text{ mm}$

En complemento, el Eurocódigo 3 (European Union Per Regulation, 2011b) indica dos modos para escoger los valores de la longitud efectiva como se describe a continuación:

**Modo 1.**

Para este modo la longitud efectiva será tomada de acuerdo con la ecuación 7.7. Entonces, según los valores previamente hallados resulta  $l_{eff,1} = 341.28 \text{ mm}$

**Modo 2.**

La longitud efectiva para el modo 2 ( $l_{eff,2}$ ), corresponde al valor de la longitud efectiva calculada para patrón no circular ( $l_{eff,nc}$ ). Por ende:  $l_{eff,2} = 341.28 \text{ mm}$

**Fila de pernos considerada como parte de un grupo de filas de pernos**

Para analizar la fila 2 como parte de un grupo de filas, nuevamente se calcula la longitud efectiva para patrón circular y no circular; y posteriormente para los modos de falla 1 y 2.

**Patrón circular**

Para calcular la longitud efectiva correspondiente al patrón de falla circular ( $\Sigma l_{eff,cp}$ ), se usa la ecuación 7.20.

$$\Sigma l_{eff,cp} = \pi m + p \tag{7.20}$$

Entonces  $\Sigma l_{eff,cp} = 429.5 \text{ mm}$

**Patrón no circular**

La longitud efectiva correspondiente al patrón de falla no circular ( $\Sigma l_{eff,nc}$ ), se estima con la ecuación 7.21:

$$\Sigma l_{eff,nc} = 0.5p + \alpha m - (2m + 0.625e) \tag{7.21}$$

Entonces  $\Sigma l_{eff,nc} = 306.35 \text{ mm}$

Asimismo, se estima la longitud según los modos de falla 1 y 2 como sigue a continuación.

**Modo 1.**

La longitud efectiva para el modo de falla 1 ( $\Sigma l_{eff,1}$ ), se halla mediante la operación:

$$\Sigma l_{eff,1} = \min(\Sigma l_{eff,cp}, \Sigma l_{eff,nc}) = 306.35 \text{ mm}$$

**Modo 2.**

Corresponde al valor de  $\Sigma l_{eff,2}$ , para lo cual se realiza la operación indicada a continuación:

$$\Sigma l_{eff,2} = \min(\Sigma l_{eff,nc}) = 306.35 \text{ mm}$$

En síntesis, el ancho efectivo del alma de la columna en tensión ( $b_{eff,t,wc}$ ), corresponde a la menor longitud entre la longitud efectiva calculada para el modo 1 y el modo 2, tanto para filas analizadas de forma individual como para filas analizadas de forma grupal, es decir:

$$b_{eff,t,wc} = \min(l_{eff,1}, l_{eff,2}, \Sigma l_{eff,1}, \Sigma l_{eff,2}) = 306.35 \text{ mm}$$

**Paso 2. Cálculo del factor de reducción para evaluar la interacción entre la fuerza cortante y el área de panel de la columna**

Este factor de reducción no varía con respecto al hallado para el análisis de la fila de pernos 1, entonces para la fila de pernos 2 se tiene  $\omega = 0.79$ .

**Paso 3. Cálculo del factor de seguridad**

El Eurocódigo 3 (European Union Per Regulation, 2011a) recomienda tomar un factor de seguridad para edificios igual a la unidad, por lo tanto  $\gamma_{M0} = 1.0$

**Paso 4. Cálculo de la resistencia efectiva de diseño a tensión del alma de la columna**

Los valores de  $b_{eff,t,cw}$ ,  $\omega$  y  $\gamma_{M0}$  estimados en los pasos 1, 2 y 3 respectivamente, así como el espesor del alma de la columna y su esfuerzo de fluencia son sustituidos en la ecuación 7.4. De esta operación se obtiene que:

$$F_{t,wc,Rd} = 625.10 \text{ kN}$$

**b) Ala de la columna en flexión**

Con base en lo estipulado en la sección 6.2.4 del Eurocódigo 3 (European Union Per Regulation, 2011b), a continuación se realiza el proceso para calcular la resistencia del elemento T equivalente en tensión que representa el ala de la columna en flexión para la fila de pernos 2.

**Paso 1. Cálculo de la longitud efectiva del elemento T**

La longitud total efectiva del elemento T equivalente, corresponde a la menor longitud entre los casos de filas de pernos analizada individualmente y como parte de un grupo de filas. Esto tanto para el modo 1 como el modo 2 de falla.

**Modo 1. Fluencia total del ala**

Corresponde al menor valor de longitudes efectivas calculadas en el análisis del alma de la columna para los modos de falla 1. De tal modo:

$$\Sigma l_{eff,1} = 306.35 \text{ mm}$$

**Modo 2. Falla en los pernos y fluencia del ala**

Corresponde a la longitud efectiva calculada para los modos de falla 2 de su alma, es decir:

$$\Sigma l_{eff,2} = 306.35 \text{ mm}$$

## **Paso 2. Determinar si se producen fuerzas de contacto**

Con la ecuación 7.11 se deduce que  $L_b^* = 2266 \text{ mm} \geq L_{bolt} = 57.9 \text{ mm}$ . Por ende, si se producen fuerzas de contacto.

## **Paso 3. Cálculo de momentos para modos de falla**

Para los modos de falla del ala de la columna, se calculan los siguientes valores de momento:

$$M_{pC,1,Rd} = 0.25 \Sigma l_{eff,1} t_f^2 F_y / \gamma_{M0}$$

$$M_{pC,2,Rd} = 0.25 \Sigma l_{eff,2} t_f^2 F_y / \gamma_{M0}$$

Luego:  $M_{pC,1,Rd} = 4.13 \text{ kNm}$  y  $M_{pC,2,Rd} = 4.13 \text{ kNm}$ .

## **Paso 4. Cálculo de resistencias según el modo de falla**

La resistencia del ala de la columna será tomada como la menor resistencia para los modos de falla evaluados a continuación:

### **Modo 1. Fluencia total del ala**

Con la ecuación 7.12 se determina que  $F_{T,1,Rd} = 266.14 \text{ kN}$ .

### **Modo 2. Falla en los pernos con fluencia en el ala**

De la ecuación 7.13 se obtiene como resultado que  $F_{T,2,Rd} = 360.20 \text{ kN}$ .

### **Modo 3. Falla en los pernos**

La resistencia para el modo 3 de falla, que corresponde a la falla en los pernos ( $F_{T,3,Rd}$ ), se estima según la ecuación 7.15. De tal manera que  $F_{T,3,Rd} = 673.38 \text{ kN}$ .

## **Paso 5. Cálculo de la resistencia efectiva de diseño a tensión del ala de la columna**

Con la ecuación 7.16 se encuentra que la resistencia a tensión del ala de la columna, para la fila de pernos 2 es  $F_{t,fc,Rd} = 266.14 \text{ kN}$ , que corresponde al modo de falla 1.

### **c) Platina de extremo en flexión**

El proceso para calcular la resistencia del elemento T equivalente que representa la platina de extremo es el siguiente:

#### **Paso 1. Cálculo de la longitud efectiva del elemento T**

Se analiza para filas de pernos consideradas de forma individual y de manera conjunta.

#### **Fila de pernos considerad individualmente**

A su vez, la fila de pernos deber ser evaluada para casos de falla con patrón circular y no circular.

### **Patrón de falla circular**

La longitud efectiva, cuando el patrón de falla se considera de forma circular es  $l_{eff,cp} = 2\pi m$ . Por lo tanto  $l_{eff,cp} = 314.16 \text{ mm}$ .

### **Patrón de falla no circular**

Si la falla se presenta con un patrón no circular, la longitud efectiva se calcula como  $l_{eff,nc} = \alpha m$ . El valor de  $\alpha$  se halla a partir de la gráfica 6.11 del Eurocódigo 3 (European Union Per Regulation, 2011b) con los valores de los  $\lambda_1 = 0.5$  y  $\lambda_2 = 0.3$ , para lo cual se obtiene que  $\alpha = 2\pi$ .

Luego  $l_{eff,nc} = 314.16 \text{ mm}$ .

Para cálculos posteriores, la longitud efectiva se calcula para dos modos de falla.

#### **Modo 1.**

En el modo 1, la longitud efectiva ( $l_{eff,1}$ ) será igual a  $l_{eff,nc}$  siempre que este valor sea menor a  $l_{eff,cp}$ . Por lo tanto  $l_{eff,1} = 314.16 \text{ mm}$ .

#### **Modo 2.**

La longitud efectiva para el modo de falla dos ( $l_{eff,2}$ ), se toma como el valor de la longitud efectiva para el patrón de falla no circular ( $l_{eff,nc}$ ). Por lo tanto:

$$l_{eff,2} = 314.16 \text{ mm}$$

### **Fila de pernos considerada como parte de un grupo de filas**

Igualmente se realiza el cálculo de la longitud efectiva para patrón de falla circular ( $\Sigma l_{eff,cp}$ ) y no circular ( $\Sigma l_{eff,nc}$ ).

### **Patrón de falla circular**

La longitud efectiva cuando el patrón de falla se considera de forma circular es:

$$\Sigma l_{eff,cp} = \pi m + p$$

Entonces, al sustituir  $m = 50 \text{ mm}$  y  $p = 234.6 \text{ mm}$ , resulta  $\Sigma l_{eff,cp} = 391.68 \text{ mm}$ .

### **Patrón de falla no circular**

Para el patrón de falla no circular, además si se considera a la fila de pernos como parte de un conjunto de filas, se tiene que la longitud efectiva será:

$$\Sigma l_{eff,nc} = 0.5p + \alpha m - (2m + 0.625e)$$

Conforme a esto  $\Sigma l_{eff,nc} = 300.21 \text{ mm}$ .

#### **Modo 1.**

Para el modo de falla 1, se indica que la longitud efectiva ( $\Sigma l_{eff,1}$ ) se toma como:

$$\Sigma l_{eff,1} = \Sigma l_{eff,nc} \text{ pero } \Sigma l_{eff,nc} \leq \Sigma l_{eff,cp}$$

Bajo esta condición, se obtiene como resultado  $\Sigma l_{eff,1} = 300.21 \text{ mm}$

### **Modo 2.**

La longitud efectiva para el modo de falla 2 ( $\Sigma l_{eff,2}$ ), corresponde al valor de longitud efectiva calculado para el modo de falla no circular, es decir  $\Sigma l_{eff,2} = 300.21 \text{ mm}$ .

### **Paso 2. Determinar si se producen fuerzas de contacto**

Las longitudes efectivas que controlan el diseño para la fila de pernos 2 son:  $\Sigma l_{eff,1} = 300.21$  y  $\Sigma l_{eff,2} = 300.21 \text{ mm}$ , las cuales corresponden a los menores resultados.

Dicho esto, al sustituir los valores de  $m = 50 \text{ mm}$ ,  $A_s = 645 \text{ mm}^2$ ,  $n_b = 1$ ,  $\Sigma l_{eff,1} = 300.21 \text{ mm}$  y  $t_f = t_{ep} = 25.4 \text{ mm}$  en la ecuación 7.11, se obtiene que:

$$L_b^* = 144.22 \text{ mm} > L_{bolt} = 57.9 \text{ mm}$$

Con esto se concluye que efectivamente se producen fuerzas de contacto entre los elementos.

### **Paso 3. Cálculo de momentos para modos de falla**

El modo de falla en la platina de extremo se calcula como la resistencia de un elemento T equivalente, para lo cual se calcula los siguientes valores de momento:

$$M_{pC,1,Rd} = 0.25 \Sigma l_{eff,1} t_f^2 F_y / \gamma_{M0}$$

$$M_{pC,2,Rd} = 0.25 \Sigma l_{eff,2} t_f^2 F_y / \gamma_{M0}$$

Donde:

$t_f$  es el espesor del elemento analizado, en este caso  $t_{ep}$ ;

$F_y$  es el esfuerzo de fluencia del elemento analizado, o sea  $F_{y,ep}$

Luego:  $M_{pC,1,Rd} = 16.71 \text{ kNm}$  y  $M_{pC,2,Rd} = 16.71 \text{ kNm}$

### **Paso 4. Cálculo de resistencias según el modo de falla**

La resistencia de la platina de extremo, será tomada como la menor resistencia de entre los modos de falla de un elemento T evaluados a continuación:

#### **Modo 1. Fluencia total del ala**

La resistencia para el modo de falla 1 se calcula al remplazar  $M_{pC,1,Rd} = 16.71 \text{ kNm}$  y  $m = 50 \text{ mm}$  en la ecuación 7.12, lo cual da como resultado  $F_{T,1,Rd} = 1336.41 \text{ kN}$ .

#### **Modo 2. Falla en los pernos con fluencia en el ala**

La resistencia para el modo 2 de falla se evalúa con la ecuación 7.13. Allí se sustituyen los valores de  $m = 50 \text{ mm}$ ,  $n = 50 \text{ mm}$ ,  $M_{pC,2,Rd} = 16.71 \text{ kNm}$  y  $\Sigma F_{t,Rd} = 673.38 \text{ kN}$ , para obtener como resultado  $F_{T,2,Rd} = 670.79 \text{ kN}$

### Modo 3. Falla en los pernos

La resistencia para el modo 3 de falla, que corresponde a la falla en los pernos ( $F_{T,3,Rd}$ ), se estima según la ecuación 7.15. De manera que  $F_{T,3,Rd} = 673.38 \text{ kN}$ .

### Paso 5. Cálculo de la resistencia efectiva de diseño a tensión de la platina de extremo

La resistencia efectiva de diseño a tensión de la platina de extremo  $F_{t,ep,Rd}$ , equivale al menor valor de las resistencias calculadas para los tres modos de falla descritos anteriormente. Es decir:

$$F_{t,ep,Rd} = \min(F_{T,1,Rd}, F_{T,2,Rd}, F_{T,3,Rd}) = 670.79 \text{ kN}$$

El valor de  $F_{t,ep,Rd}$  corresponde al modo de falla 3, es decir, que la falla en este elemento T equivalente, el cual representa la platina de extremo, los pernos son los primeros en fallar junto con la fluencia de la platina.

### d) Alma de la viga en tensión

La resistencia efectiva de diseño a tensión del alma de la viga ( $F_{t,wb,Rd}$ ), se calcula mediante la ecuación 7.17, con  $b_{eff,t,wb} = 314.16 \text{ mm}$  (valor que corresponde a la longitud efectiva de un elemento T, que representa la platina de extremo, para caso de filas evaluadas individualmente),  $t_{wb} = 8 \text{ mm}$ ,  $F_{y,wb} = 345 \text{ MPa}$  y  $\gamma_{M0} = 1.0$ , de lo cual resulta:

$$F_{t,wb,Rd} = 867.08 \text{ kN}$$

Finalmente, se concluye que la resistencia de diseño a tensión de la fila de pernos 2 ( $F_{t2,Rd}$ ), es la menor de las presentadas en el siguiente resumen:

$F_{t,wc,Rd} = 625.10 \text{ kN}$ , alma de la columna en tensión;

$F_{t,fc,Rd} = 266.14 \text{ kN}$ , ala de la columna en flexión;

$F_{t,ep,Rd} = 670.79 \text{ kN}$ , platina de extremo en flexión;

$F_{t,wb,Rd} = 867.08 \text{ kN}$ , alma de la viga en tensión.

En síntesis, en la fila de pernos 2, la resistencia que controla el diseño es la del ala de la columna en tensión ( $F_{t,fc,Rd}$ ). Por lo tanto:

$$F_{t2,Rd} = 266.14 \text{ kN}$$

### C. Resistencia de diseño a momento de la conexión

Los valores de resistencia efectiva de diseño a tensión para la fila de pernos 1 ( $F_{t1,Rd}$ ) y para la fila de pernos 2 ( $F_{t2,Rd}$ ), junto con sus respectivas distancias al centro de compresión, se sustituyen en la ecuación 7.3 para calcular la resistencia de diseño a momento de la conexión ( $M_{j,Rd}$ ), como se muestra a continuación:

$$M_{j,Rd} = h_1 F_{t1,Rd} + h_2 F_{t2,Rd} = (403.65 \text{ mm})(213.19 \text{ kN}) + (290.95 \text{ mm})(266.14 \text{ kN})$$

$$M_{j,Rd} = 163.49 \text{ kNm}$$

Entonces se puede afirmar que según el método componente del Eurocódigo 3 (European Union Per Regulation, 2011b), la conexión viga-columna empernada con platina de extremo ampliada del estudio, tiene la capacidad de resistir un momento flector cuya magnitud sea menor o igual a 163.49 kNm.

### 7.3.1.2 Determinación de la rigidez rotacional

Para estimar la rigidez rotacional de la conexión ( $S_j$ ) se sigue el procedimiento descrito en el literal 6.3. del Eurocódigo 3 (European Union Per Regulation, 2011b). Como se indica allí, para determinar la rigidez rotacional de una unión se debe determinar las flexibilidades de sus componentes básicos, lo cual se hace mediante la estimación de un factor de rigidez  $k_i$  para cada componente.

La rigidez rotacional de una conexión viga-columna con platina de extremo se puede representar, con buena precisión, mediante la ecuación 7.22.

$$S_j = \frac{E z_{eq}^2}{\mu \frac{1}{k_{eq}}} \quad (7.22)$$

Donde:

$E$  es el módulo de elasticidad del acero, por lo tanto  $E = 200\,000 \text{ MPa}$ ;

$z_{eq}$  es el brazo de palanca equivalente;

$k_{eq}$  es el coeficiente de rigidez equivalente;

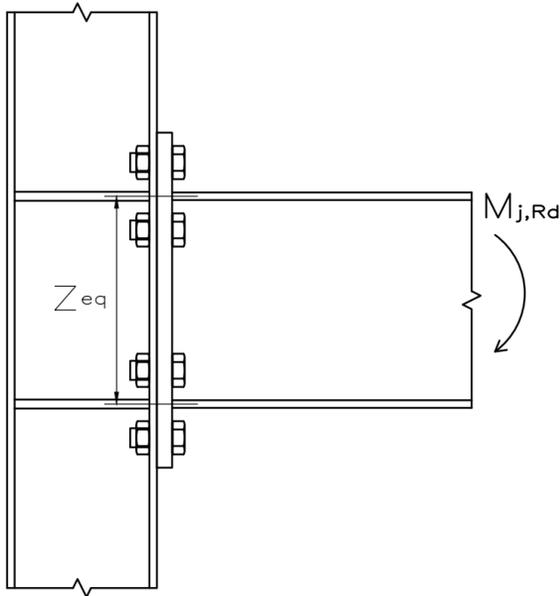
$\mu$  es una relación de rigideces.

A continuación, se presenta el procedimiento para calcular cada una de las variables precedentes.

#### A. Brazo de palanca equivalente

El brazo de palanca equivalente ( $z_{eq}$ ) es la distancia entre la resultante de las fuerzas de tensión y el centro en compresión de la conexión, ver figura 7.21.

Figura 7.21. Idealización del brazo de palanca equivalente



Fuente: Elaboración propia.

Para calcular el brazo de palanca equivalente se utiliza la ecuación 7.23.

$$z_{eq} = \frac{\sum_r k_{eff,r} h_r^2}{\sum_r k_{eff,r} h_r} \quad (7.23)$$

Donde:

$h_r$  es la distancia desde el centro de compresión hasta la fila de pernos  $r$ ;

$k_{eff,r}$  es el coeficiente de rigidez efectivo para la fila de pernos  $r$ , el cual se determina con la ecuación 7.24.

$$k_{eff,r} = \frac{1}{\sum_i \frac{1}{k_{i,r}}} \quad (7.24)$$

Donde:

$k_{i,r}$  es el coeficiente de rigidez que representa el componente  $i$ , relativo a la fila de pernos  $r$ .

De esta manera es necesario calcular los coeficientes de rigidez para los componentes de la conexión, tanto para la fila 1, como para la fila 2 de pernos.

#### a) Coeficientes de rigidez para fila de pernos 1

Conforme al literal 6.3.3 del Eurocódigo 3 (European Union Per Regulation, 2011b), para una conexión con platina de extremo ampliada, se requiere estimar los coeficientes de rigidez ( $k_i$ ) para los siguientes componentes.

- Panel del alma de la columna en cortante ( $k_1$ )

Debido a que la columna se encuentra atiesada con platinas de continuidad, se considera que este coeficiente de rigidez es infinito, es decir  $k_1 = \infty$ .

- Alma de la columna en compresión ( $k_2$ )

Para el tipo de conexión estudiada, el coeficiente de rigidez del alma de la columna en compresión también será infinito, o sea  $k_2 = \infty$ .

- Alma de la columna en tensión ( $k_3$ )

El coeficiente de rigidez de este componente, para columna rigidizada toma un valor infinito, de manera que  $k_3 = \infty$ .

- Ala de la columna en tensión ( $k_4$ )

El coeficiente de rigidez, del ala de la columna, se calcula de acuerdo con la ecuación 7.25.

$$k_4 = \frac{0.9l_{eff}t_{fc}^3}{m^3} \quad (7.25)$$

Donde:

$l_{eff}$  se toma como el menor valor de longitud efectiva, calculado para el componente del ala de la columna, entre los casos de fila de pernos analizada individualmente y como parte de un grupo de filas. Entonces para la fila de pernos 1 se concluye que  $l_{eff} = 245.4 \text{ mm}$ .

$m$  es el valor usado para estimar  $l_{eff}$ , es decir, en este caso  $m = 62.05 \text{ mm}$ .

Al reemplazar los valores correspondientes en la ecuación 7.25 se encuentra que el coeficiente de rigidez para el ala de la columna en tensión es  $k_4 = 1.81 \text{ mm}$ .

- Platina de extremo en flexión ( $k_5$ )

En cuanto a la platina de extremo, el coeficiente de rigidez se calcula por medio de la ecuación 7.26.

$$k_5 = \frac{0.9l_{eff}t_{ep}^3}{m^3} \quad (7.26)$$

Donde:

$l_{eff}$  se toma como el menor valor de longitud efectiva, calculado para el componente de la platina de extremo, entre los casos de fila de pernos analizada individualmente y como parte de un grupo de filas. Entonces para la fila de pernos 1 resulta que  $l_{eff} = 248.55 \text{ mm}$ .

$m$  es el valor usado para estimar  $l_{eff}$ , es decir, en este caso  $m = 50 \text{ mm}$ .

Al reemplazar los valores correspondientes en la ecuación 7.26 se encuentra que el coeficiente de rigidez para la platina de extremo es  $k_5 = 29.33 \text{ mm}$ .

- Pernos en tensión ( $k_{10}$ )

El coeficiente de rigidez referente a los pernos en tensión, se calcula con la ecuación 7.27.

$$k_{10} = \frac{1.6A_s}{L_{bolt}} \quad (7.27)$$

Para la conexión estudiada  $A_s = 645 \text{ mm}^2$  y  $L_{bolt} = 57.9 \text{ mm}$ , entonces  $k_{10} = 17.82 \text{ mm}$ .

Luego de sustituir los coeficientes de rigidez ( $k_i$ ) en la ecuación 7.24, se encuentra que el coeficiente de rigidez efectivo para la fila de pernos 1 es  $k_{eff,1} = 1.55 \text{ mm}$ .

### b) Coeficientes de rigidez para fila de pernos 2

Los coeficientes de rigidez para los componentes analizados, respecto a la fila de pernos 2, se estiman de forma similar a los coeficientes para la fila de pernos 1. Luego de hacer los respectivos cálculos se obtiene como resultado:

$$k_1 = \infty, k_2 = \infty, k_3 = \infty, k_4 = 2.25 \text{ mm}, k_5 = 35.42 \text{ mm}, k_{10} = 17.82 \text{ mm}.$$

Estos valores son sustituidos en la ecuación 7.24, de lo cual se obtiene que el coeficiente de rigidez efectivo de la fila de pernos 2 es  $k_{eff,2} = 1.89 \text{ mm}$ .

Finalmente, para estimar el brazo de palanca equivalente, los valores de  $k_{eff,1} = 1.55 \text{ mm}$ ,  $k_{eff,2} = 1.89 \text{ mm}$ ,  $h_1 = 403.65 \text{ mm}$  y  $h_2 = 290.95 \text{ mm}$  se reemplazan en la ecuación 7.23. De acuerdo con esto, el brazo de palanca equivalente es  $Z_{eq} = 350.93 \text{ mm}$ .

### B. Coeficiente de rigidez equivalente

El coeficiente de rigidez equivalente, cuyo valor representa la rigidez de los componentes de las dos filas de pernos en tensión de la conexión, está dado por la ecuación 7.28.

$$k_{eq} = \frac{\sum_r k_{eff,r} h_r}{Z_{eq}} \quad (7.28)$$

En consecuencia, se halla como resultado que  $k_{eq} = 3.36 \text{ mm}$ .

### C. Rigidez rotacional

El modelo de curva momento-rotación del Eurocódigo 3, contempla dos valores de rigidez rotacional. Por un lado, se encuentra la rigidez rotacional inicial ( $S_{j,ini}$ ), mientras que el otro valor corresponde a la rigidez rotacional ( $S_j$ ).

La rigidez rotacional inicial, cuyo valor es constante, corresponde a la pendiente del primer tramo de la curva momento-rotación, es decir para valores de momento menores o iguales a  $2/3$  de la resistencia de diseño ( $M_{j,Ed} \leq 2/3 M_{j,Rd}$ ). Esta se estima de acuerdo con la ecuación 7.29.

$$S_{j,ini} = \frac{Ez_{eq}^2}{\mu \frac{1}{k_{eq}}} \quad (7.29)$$

Siendo  $\mu = 1$

Entonces, al asignar los valores correspondientes a las variables de la ecuación 7.29 se obtiene como resultado  $S_{j,ini} = 8.27 \times 10^{-4} kNm/rad$ .

Por otro lado, la rigidez rotacional ( $S_j$ ), cuyo valor es variable, corresponde al segundo tramo de la curva momento-rotación ( $2/3 M_{j,Rd} < M_{j,Ed} < M_{j,Rd}$ ). Esta se puede hallar con la ecuación 7.30.

$$S_j = \frac{S_{j,ini}}{\mu} \quad (7.30)$$

Donde:

$$\mu = \left( \frac{1.5M_{j,Ed}}{M_{j,Rd}} \right)^\psi \quad (7.31)$$

Siendo  $\psi = 2.7$  para conexiones con platina de extremo emperrada.

### 7.3.1.3 Determinación de la capacidad de rotación

Según el literal 6.4.2 del Eurocódigo 3 (European Union Per Regulation, 2011b), es posible asumir que una conexión viga-columna con platina de extremo emperrada, puede tener suficiente capacidad de rotación ( $\phi_{cd}$ ) para realizar el análisis plástico global de la estructura. Esto siempre y cuando, se satisfagan las siguientes condiciones:

- La resistencia de diseño a momento de la unión esté gobernada por la resistencia del ala de la columna en flexión, o por la resistencia de la platina de extremo en flexión.
- El espesor ( $t$ ) del ala de la columna o de la platina de extremo cumplan con la siguiente condición.

$$t \leq 0.36d_b \sqrt{\frac{F_{u,b}}{F_{y,b}}} \quad (7.32)$$

Las condiciones previas se cumplen para la conexión estudiada, ya que la resistencia de diseño a momento está controlada por el ala de la columna en tensión. Asimismo, al sustituir los valores de  $d_b = 31.8 \text{ mm}$ ,  $F_{u,b} = 725 \text{ MPa}$  y  $F_{y,b} = 560 \text{ MPa}$ , se obtiene que  $t = 13.03 \text{ mm}$ , por lo tanto  $t$  es mayor a  $t_{fc}$ .

Debido a que el análisis plástico global de la estructura está fuera del alcance del presente estudio, se adopta una capacidad de rotación para la construcción de la curva momento-rotación igual a  $0.05 \text{ rad}$ , cuyo valor es coherente según los

resultados de la rigidez rotacional y el tipo de conexión estudiada, como se indica en importantes estándares (American Society of Civil Engineers, 2017).

### 7.3.1.4 Curva momento rotación Eurocódigo 3

El modelo de curva momento-rotación propuesto por el Eurocódigo 3 (European Union Per Regulation, 2011b), tiene tres tramos definidos, ver figura 7.13, los cuales están relacionados con la magnitud del momento actuante ( $M_{j,Ed}$ ) en la conexión. El comportamiento de los dos primeros tramos de la curva momento rotación, puede ser representado por medio de una función a trozos, como se indica en la ecuación 7.33.

$$M_{j,Ed} = \begin{cases} S_{j,ini}\phi_j & \text{para } M_{j,Ed} \leq 2/3M_{j,Rd} \\ S_j\phi_j & \text{para } 2/3M_{j,Rd} < M_{j,Ed} < M_{j,Rd} \end{cases} \quad (7.33)$$

Donde:

$S_{j,ini}$  y  $S_j$  son los valores de rigidez rotacional calculados en la sección 7.3.1.2;

$M_{j,Rd}$  es la resistencia de diseño a momento de la conexión.

Respecto al último tramo de la gráfica, este consiste en una recta horizontal, cuyo valor corresponde a la resistencia de diseño a momento de la conexión, es decir  $M_{j,Ed} = M_{j,Rd}$ , que va hasta la capacidad de rotación de la conexión ( $\phi_{Cd}$ ).

Luego de asignar valores de momento actuante ( $M_{j,Ed}$ ) a la conexión estudiada en la ecuación 7.33 dentro de los límites establecidos, se obtiene como resultado valores de su rotación ( $\phi_j$ ). Estos resultados son presentados en la tabla 7.7.

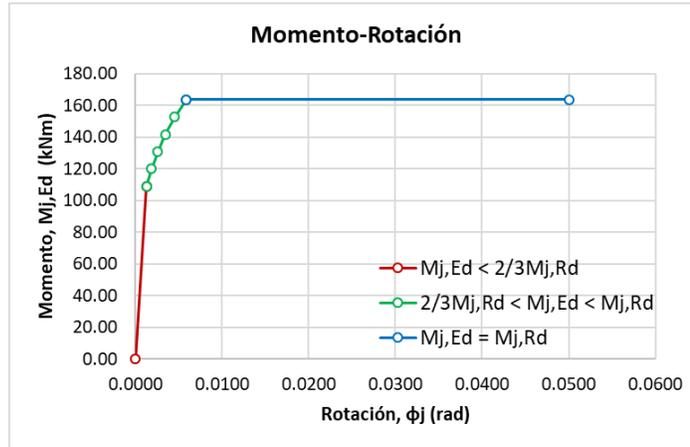
Tabla 7.7. Valores de momento y rotación modelo del Eurocódigo 3

Dato	$M_{j,Ed}$ (kNm)	$\mu$	$S_j$ (kNm/rad)	$\phi_j$ (rad)
D-01	0.00	1.00	$8.27 \times 10^4$	0.0000
D-02	108.99	1.00	$8.27 \times 10^4$	0.0013
D-03	119.89	1.29	$6.39 \times 10^4$	0.0019
D-04	130.79	1.64	$5.05 \times 10^4$	0.0026
D-05	141.69	2.03	$4.07 \times 10^4$	0.0035
D-06	152.59	2.48	$3.33 \times 10^4$	0.0046
D-07	163.49	2.99	$2.77 \times 10^4$	0.0059
D-08	163.49			0.0500

Fuente: Elaboración propia.

A partir de los datos de la tabla 7.7, se elabora la curva momento-rotación de la conexión, bajo el modelo del Eurocódigo 3. Ver figura 7.22. Asimismo, el tramo final de la curva se realiza como una recta horizontal con valor igual a la resistencia de diseño, que se extiende hasta el límite de capacidad de rotación de la conexión.

Figura 7.22. Curva momento-rotación modelo del Eurocódigo 3



Fuente: Elaboración propia.

### 7.3.2 Modelo empírico de Frye y Morris

Estos autores propusieron modelos empíricos para la construcción de curvas momento-rotación de varios tipos de conexiones en acero (Frye y Morris, 1975), basados en el análisis de datos de ensayos experimentales presentados en otras publicaciones (Ostrander, 1970). Por ejemplo, para el caso de una conexión viga-columna emperrada con platina de extremo ampliada y rigidizadores de columna, como la analizada en el presente estudio, la función que modela esta curva está dada por la ecuación 7.34.

$$\phi = C_1(KM) + C_2(KM)^3 + C_3(KM)^5 \quad (7.34)$$

Donde:

$\phi$  es la rotación que se produce en la conexión bajo la acción de un momento  $M$ ;

$C_1 = 1.79 \times 10^{-3}$ ,  $C_2 = 1.76 \times 10^{-4}$  y  $C_3 = 2.04 \times 10^{-6}$  son valores constantes; y

$K = d^{-2.4}t^{-0.6}$  es un valor constante que depende de la separación entre pernos externos de la conexión ( $d$ ), y del espesor de la platina de extremo ( $t$ ); ambos valores en pulgadas.

Para realizar la curva momento-rotación de la conexión estudiada, bajo el modelo propuesto por Frye y Morris, en primer lugar, se calcula el valor de  $K$ . Para lo cual, de acuerdo con la geometría de la conexión, ver figura 7.2, se tiene:

$$d = h_b + 2(l_p - e_x) = 360\text{mm} + 2(100\text{mm} - 50\text{mm}) = 460\text{mm} = 18.11\text{ in, y}$$

$$t = t_{ep} = 25.4\text{ mm} = 1\text{ in, luego } K = 18.11^{-2.4} \times 1^{-0.6} = 9.57 \times 10^{-4}.$$

Entonces, junto con el valor de  $K$  estimado anteriormente, se sustituye en la ecuación 7.34 datos de momento  $M$  para hallar la respectiva rotación teórica de la conexión ( $\phi$ ). En orden de tener una base de comparación, los datos asignados de momento se encuentran entre cero y dos veces la resistencia de diseño a momento

calculada por el método del Eurocódigo 3 ( $M_{j,Rd} = 163.49 \text{ kNm}$ ), con incrementos del 20% con respecto a este valor.

De esta manera, los resultados obtenidos sobre el comportamiento rotacional de la conexión estudiada, mediante el modelo experimental de Frye y Morris, son reportados en la tabla 7.8.

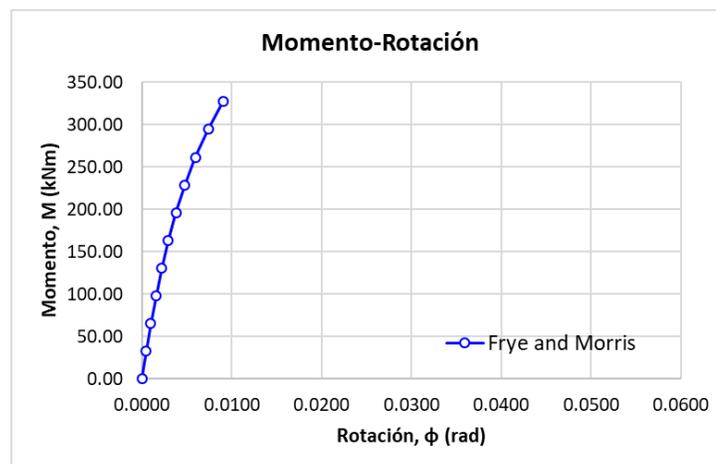
Tabla 7.8. Valores de momento y rotación modelo Frye y Morris

Dato	$M \text{ (kNm)}$	$M \text{ (klb in)}$	$\phi \text{ (rad)}$
D-01	0.00	0.00	0.0000
D-02	32.70	289.40	0.0005
D-03	65.40	578.80	0.0010
D-04	98.09	868.21	0.0016
D-05	130.79	1157.61	0.0022
D-06	163.49	1447.01	0.0030
D-07	196.19	1736.41	0.0038
D-08	228.89	2025.81	0.0048
D-09	261.58	2315.21	0.0060
D-10	294.28	2604.62	0.0074
D-11	326.98	2894.02	0.0090

Fuente: Elaboración propia.

A partir de los datos reportados en la tabla 7.8, se elabora la gráfica momento-rotación de la conexión viga-columna emperrada con platina de extremo ampliada y rigidizadores de columna en cuestión. Ver figura 7.23.

Figura 7.23. Curva momento-rotación modelo Frye y Morris

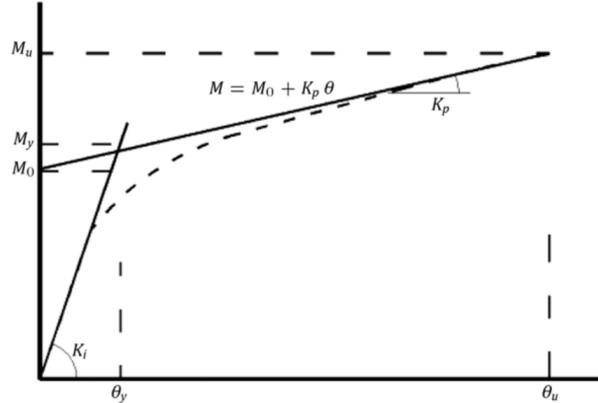


Fuente: Elaboración propia.

### 7.3.3 Modelo de M.R. Mohamadi-Shoore y M. Mofidb

Estos autores presentaron en su obra un nuevo modelo para realizar una curva bilineal momento-rotación, de conexiones viga-columna de acero tipo platina de extremo (Mohamadi-shoore y Mofid, 2011). Ver figura 7.24.

Figura 7.24. Modelo bilineal de curva momento-rotación



Fuente: New modeling for moment–rotation behavior of bolted endplate connections (M.R. Mohamadi-Shoore y M. Mofidb, 2011).

El modelo se crea a partir de los parámetros: rigidez rotacional inicial ( $k_i$ ), intercepto constante de momento ( $M_0$ ) y rigidez de endurecimiento por deformación ( $k_p$ ). Una vez determinadas estas variables, se calcula por aritmética de funciones rectas los valores de momento y rotación de fluencia ( $M_y$  y  $\theta_y$ ), así como los límites del modelo definidos por el momento último y la rotación última de la conexión ( $M_u$  y  $\theta_u$ ). De tal manera que se logre establecer la función entre el momento general ( $M$ ) que actúa en la conexión y su respectiva rotación ( $\theta$ ), como se indica en la ecuación 7.35.

$$M = \begin{cases} k_i \theta & \text{para } 0 \leq \theta \leq \theta_y \\ k_p \theta + M_0 & \text{para } \theta_y < \theta \leq \theta_u \end{cases} \quad (7.35)$$

En aras de darle un orden al proceso para elaborar este modelo de curva, puesto que este implica un amplio número de ecuaciones, la siguiente nomenclatura es adoptada.

$A_{s-bolt}$ ,  $E_{bolt}$ ,  $\sigma_{y-bolt}$ ,  $d_{bolt}$ ,  $n$  Área neta del perno, módulo de elasticidad, esfuerzo mínimo de fluencia, diámetro y número de pernos en cada fila respectivamente.

$A_f$ ,  $A_w$ ,  $h_b$ ,  $d_b$ ,  $b_{fb}$ ,  $t_{wb}$ ,  $t_{fb}$ ,  $I_b$ ,  $z_b$ ,  $\sigma_{yb}$  Área del ala, área del alma, altura, peralte, ancho del ala, espesor del alma, espesor del ala, momento de inercia, módulo de sección plástico y esfuerzo mínimo de fluencia de la viga respectivamente.

$A_c$ ,  $A_{cv}$ ,  $h_c$ ,  $d_c$ ,  $b_{fc}$ ,  $t_{wc}$ ,  $t_{fc}$ ,  $k_{c1}$ ,  $I_c$ ,  $z_c$ ,  $\sigma_{yc}$  Área de sección, área de cortante, altura, peralte, ancho del ala, espesor del alma, espesor del ala, radio del ala, momento de inercia, módulo de sección plástico y esfuerzo mínimo de fluencia de la columna respectivamente.

$\alpha^*, l_p, \lambda_e, Q, R_0, R_1, R_2, R_3, R_4, R_5$  Coeficientes definidos en ecuaciones posteriores.

$M_u, M_{ue}, M_{uf}, M_{uw}, M_{ub}, M_{usc}$  Momento último aplicado a la conexión, platina de extremo, ala de la columna, alma de la columna, pernos y secciones de viga y columna respectivamente.

$b_p, t_p, \sigma_{yp}$  Ancho, espesor y esfuerzo de fluencia de la platina de extremo respectivamente.

$E$  Módulo de elasticidad del acero.

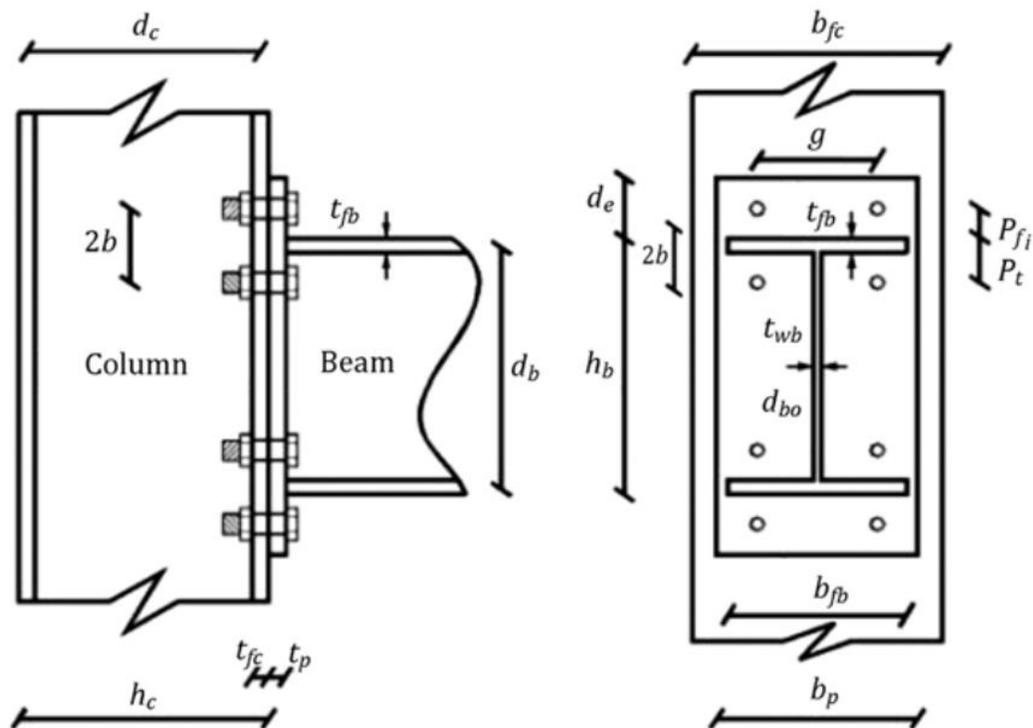
$\lambda$  Coeficiente definido en ecuaciones posteriores.

$\sigma_y$  Esfuerzo de fluencia del acero.

$\nu$  relación de Poisson del acero.

$b, d_e, g, P_{fi}, P_t$  Parámetros geométricos de la conexión mostrados en la figura 7.25.

Figura 7.25. Parámetros geométricos conexión platina de extremo



Fuente: New modeling for moment–rotation behavior of bolted endplate connections (M.R. Mohamadi-Shoore y M. Mofidb, 2011).

De acuerdo con la nomenclatura anterior, en la tabla 7.9 se muestra el valor correspondiente a cada uno de los parámetros definidos.

Tabla 7.9. Parámetros conexión platina de extremo (Unidades en mm, mm<sup>2</sup>, mm<sup>3</sup>, mm<sup>4</sup> y MPa)

Perno		Viga		Columna		Geometría conexión		Platina de extremo		Acero	
$A_{s-bolt}$	645	$A_f$	2159	$A_c$	8682	$b$	56.35	$b_p$	270	$E$	200000
$E_{bolt}$	200000	$A_w$	2388.8	$A_{cv}$	2875.75	$d_e$	100	$t_p$	25.4	$\nu$	0.3
$\sigma_{y-bolt}$	560	$h_b$	360	$h_c$	250	$g$	170	$\sigma_{yp}$	345	$\sigma_y$	345
$d_{bolt}$	31.8	$d_b$	298.6	$d_c$	177	$p_{fi}$	50				
$n$	2	$b_{fb}$	170	$b_{fc}$	260	$p_t$	50				
		$t_{wb}$	8	$t_{wc}$	7.5						
		$t_{fb}$	12.7	$t_{fc}$	12.5						
		$I_b$	162700000	$k_{c1}$	24						
		$z_b$	1019000	$I_c$	104500000						
		$\sigma_{yb}$	345	$z_c$	919800						
				$\sigma_{yc}$	345						

Fuente: Elaboración propia.

### 7.3.3.1 Determinación de la rigidez rotacional inicial

La rigidez rotacional inicial ( $k_i$ ) es la variación o pendiente de la curva momento-rotación en el primero de sus tramos oblicuos. De acuerdo con lo expuesto por los autores (Mohamadi-shoore y Mofid, 2011), su cálculo se efectúa con el siguiente grupo de ecuaciones.

$$k_i = \frac{Ebh_b^2}{(1 - \lambda_e) \left( \frac{1}{R_0} + \frac{1}{2nR_3} + \frac{1}{R_4} + \frac{1}{R_5} \right) + \frac{6\lambda_e}{R_2} \left( \frac{R_2}{R_1} + \frac{1}{R_3} + \frac{1}{R_4} + \frac{2}{R_5} \right)}, \lambda_e = \frac{\frac{t_{wb}}{b_{fb}}}{\frac{t_{wb}}{b_{fb}} + 6 \frac{t_{fb}}{t_{wb}} + 2 \frac{t_{fb}^3}{t_{wb}^3}}$$

$$R_0 = \frac{t_p^3 b_p / b^2}{0.455b^2 + 1.56t_p^2}, R_1 = \frac{8}{21(1 - \nu^2)} \times \frac{Qt_p^3 / g}{7g^2 + 6t_p^2 \left( 8 + \frac{g^2}{b^2} + \frac{g^2}{d_b^2} \right)}, R_2 = \frac{64}{147} \times \frac{Qb^2 / d_b}{13d_b + 16b - g^4 / b^3}$$

$$R_3 = \frac{\frac{\pi}{4} b}{t_p + t_{fc} + 1.2d_{bolt} + 1.2} \left( 1.33d_{bolt} + \frac{1}{2} \times \frac{t_p t_{fc}}{t_p + t_{fc}} \right)^2, R_4 = \frac{4a^* t_{fc}^3 / l_p^3}{b + 3.12bt_{fc}^2 / l_p^2}, R_5 = \frac{768I_c / b}{a^{*3} + 16d_b^3}$$

$$Q = 208 \left( 1 + \frac{h_b}{b} \right) + 33.6 \times \frac{g^2}{b^2} \left( 1 + \frac{b}{h_b} \right) + 13 \times \frac{g^4}{b^4} \left( 1 + \frac{b^3}{h_b^3} \right), l_p = g - t_{wc} - 1.33d_{bolt} - t_p, a^* = 2b + g$$

Al sustituir en las ecuaciones anteriores los parámetros de la tabla 7.9 se obtiene como resultado:

$a^* = 282.7$ ,  $l_p = 94.8$ ,  $Q = 2971.5$ ,  $R_0 = 0.57$ ,  $R_1 = 0.44$ ,  $R_2 = 119.03$ ,  $R_3 = 1237.69$ ,  $R_4 = 0.04$ ,  $R_5 = 3.18$  y  $\lambda_e = 0.00268$ . Con base en estos valores, la rigidez rotacional inicial de la conexión tiene una magnitud de:

$$k_i = 5.85 \times 10^4 \text{ kNm/rad}$$

### 7.3.3.2 Determinación del intercepto constante de momento

Para hallar el intercepto constante de momento, es decir el punto que corta el eje de las ordenadas en el modelo de curva estudiado, se tiene en cuenta las siguientes consideraciones:

$$\lambda = 1 + \frac{A_w}{4A_f}, \beta = \sqrt{\frac{2P_{fi}}{g}} + \sqrt{\frac{b_p}{2P_{fi}}}, F_{bolt} = A_{s-bolt}\sigma_{y-bolt}, \alpha_{ue_1} = \frac{b_p}{P_{fi}} + 2\frac{d_b - P_t}{g - t_{wb}} + \frac{g - t_{wb}}{4d_b}$$

$$\alpha_{ue_2} = \frac{g + b_p}{4d_b} + \frac{d_b b_p}{4d_e d_b} + \beta^2 \frac{P_{fi}}{d_b} + 2\frac{F_{bolt}}{\sigma_{yp} t_p^2} \left(2 - \frac{P_{fi}}{d_e} - \frac{P_t}{d_b}\right)$$

De manera que  $\lambda = 1.28$ ,  $\beta = 2.41$ ,  $F_{bolt} = 361.2kN$ ,  $\alpha_{ue_1} = 8.60$  y  $\alpha_{ue_2} = 6.34$ . Con estos valores se procede a estimar las resistencias a momento, proporcionadas por cada componente de la conexión como sigue.

#### A. Momento último en la platina de extremo

$$M_{ue} = \min(\alpha_{ue_1}, \alpha_{ue_2}) \times \lambda d_b \sigma_{yp} t_p^2. \text{ Entonces, } M_{ue} = 538.05kNm$$

#### B. Momento último en el ala de la columna

$$M_{uf} = \min\left(\pi + \frac{2b}{b_{fc} - 2k_{c1}} + \frac{4F_{bolt}}{\sigma_{yc} t_{fc}^2} \frac{b_{fc} - g}{b_{fc} - 2k_{c1}}, \pi + 2\frac{b_{fc} - g + 2b - d_{bolt}}{g - 2k_{c1}}\right) \times \lambda d_b \sigma_{yc} t_{fc}^2$$

Por lo tanto,  $M_{uf} = 122.13kN$

#### C. Momento último en el alma de la columna

$$M_{uw} = \min\left(\frac{1}{\sqrt{3}}, \frac{t_{fb} + 2t_p + 5k_{c1}}{d_c}, \frac{10765}{\sqrt{\sigma_{yc}}} \frac{t_{wc}^2}{(h_c - 2k_{c1})d_c}\right) \times \lambda \sigma_{yc} t_{wc} d_c d_b$$

Por consiguiente,  $M_{uw} = 100.80kN$

#### D. Momento último por tensión en los pernos

$$M_{ubo} = 3\lambda d_b F_{bolt}. \text{ De tal modo, } M_{ubo} = 413.06kN$$

#### E. Momento último en la viga y columna

$$M_{us} = \min(\sigma_{yb} z_b, \sigma_{yc} z_c). \text{ De lo cual } M_{us} = 317.33kN$$

#### F. Intercepto constante de momento

Finalmente, el intercepto constante de momento es hallado con la siguiente expresión:

$$M_0 = 0.75 \times \min(M_{ue}, M_{uf}, M_{uw}, M_{ubo}, 1.07M_{us}). \text{ Por lo tanto, } M_0 = 75.60kN$$

### 7.3.3.3 Determinación de la rigidez de endurecimiento por deformación

La rigidez rotacional debida al endurecimiento por deformación ( $k_p$ ) se calcula con relación a la rigidez rotacional inicial. Es decir, se puede tomar  $k_p/k_i = 5\%$  (Mohamadi-shoore y Mofid, 2011). Según esto:

$$k_p = 0.05k_i = 2.93 \times 10^3 \text{ kNm/rad}$$

### 7.3.3.4 Determinación del momento y la rotación de fluencia

Al igualar las ecuaciones de las rectas que constituyen el modelo bilineal de curva momento-rotación, se despeja la rotación en el punto de fluencia ( $\theta_y$ ) así:

$$\theta_y = M_0 / (k_i - k_p). \text{ De lo que resulta } \theta_y = 0.0014 \text{ rad}$$

Con este valor de rotación, se calcula el momento de fluencia ( $M_y$ ) correspondiente, entonces  $M_y = k_i \theta_y = 78.59 \text{ kNm}$ .

### 7.3.3.5 Determinación de la rotación última de la conexión

Para calcular la rotación última de la conexión se halla el momento último que gobierna su resistencia ( $M_u$ ). Este valor es el mínimo entre las resistencias a momento de cada componente analizado, es decir:

$$M_u = \min(M_{ue}, M_{uf}, M_{uw}, M_{ubo}, M_{us}). \text{ Por lo tanto, } M_u = M_{uw} = 100.80 \text{ kN}$$

Posteriormente, la rotación última de la conexión ( $\theta_u$ ) se halla mediante la ecuación 7.35, de la siguiente forma.

$$\theta_u = (M_u - M_0) / k_p, \text{ por lo que } \theta_u = 0.0086 \text{ rad}$$

En términos resumidos, el modelo momento-rotación planteado por M.R. Mohamadi-Shoore y M. Mofidb, aplicado a la conexión estudiada, está definido por las parejas de puntos que se muestran en la tabla 7.10.

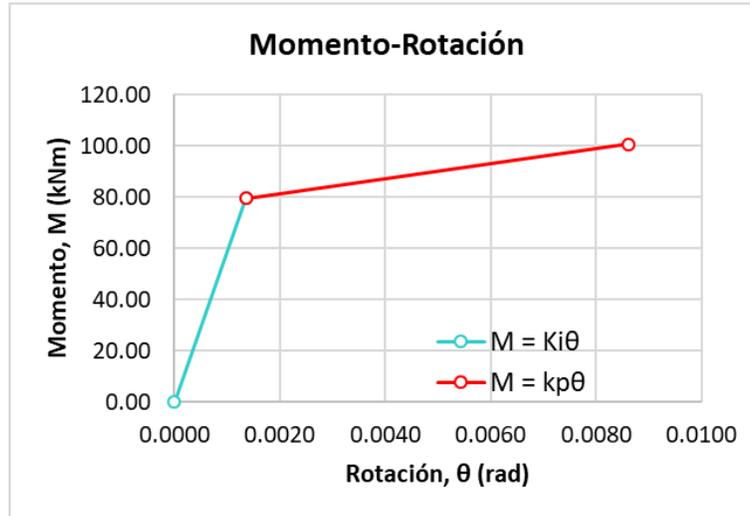
Tabla 7.10. Valores de curva momento-rotación bilineal

Dato	Momento		Rotación	
	$M$	$M \text{ (kNm)}$	$\theta$	$\theta \text{ (rad)}$
D-01	0	0.00	0.0000	0.0000
D-02	$M_y$	79.58	$\theta_y$	0.0014
D-03	$M_u$	100.80	$\theta_u$	0.0086

Fuente: Elaboración propia.

Finalmente, con estos valores se construye la curva bilineal momento-rotación que se muestra en la figura 7.26.

Figura 7.26. Curva bilineal momento-rotación



Fuente: Elaboración propia.

### 7.3.4 Modelo de Krishnamurthy

El modelo de Krishnamurthy es un modelo empírico que se desarrolló por medio de análisis de elementos finitos y ensayos experimentales sobre conexiones viga-columna de platina de extremo (Díaz, Martí, et al., 2011). La curva momento-rotación ( $M - \phi$ ) para este tipo de conexiones está dada por la función potencia que se indica a continuación.

$$\phi = CM^\alpha \quad (7.36)$$

Donde:

$$\alpha = 1.58; C = \frac{1.4\beta\mu p_f^{2.03}}{A_b^{0.36} t_{ep}^{1.38}}; \beta = \frac{0.0056b_{ep}^{0.61} t_{fb}^{1.03}}{h_b^{1.30} t_{wb}^{0.26} W_b^{1.58}}; \mu = \frac{1.0}{f_y^{0.38} f_{yb}^{1.20}}$$

Siendo  $W_b$  el módulo de sección de la viga en  $in^3$ ,  $f_y$  es el esfuerzo mínimo de fluencia del acero de la conexión en  $ksi$ ,  $f_{yb}$  es el esfuerzo mínimo de fluencia del perno en  $ksi$  y  $A_b$  es el área de sección transversal del perno en  $in^2$ . Asimismo  $p_f$  es la distancia, medida en  $in$ , desde la cara externa de la viga hasta la fila de pernos interior en tensión. Las demás variables son los parámetros geométricos indicados en la figura 7.2 expresados en  $in$ .

Dicho esto, se tiene que  $W_b = 903600mm^3 = 55.14in^3$ ,  $f_y = 50ksi$ ,  $f_{yb} = 81ksi$ ,  $A_b = 1.0in^2$ ,  $p_f = 62.7mm = 2.47in$ ,  $b_{ep} = 10.63in$ ,  $t_{fb} = 0.50in$ ,  $h_b = 14.17in$ ,  $t_{wb} = 0.31in$  y  $t_{ep} = 1.0in$ .

Al efectuar los cálculos respectivos se obtiene que  $\beta = 8.84 \times 10^{-7}$ ,  $\mu = 1.16 \times 10^{-3}$  y  $C = 8.98 \times 10^{-9}$ .

En síntesis, la función momento-rotación de Krishnamurthy para la conexión estudiada es  $\phi = 8.98 \times 10^{-9} M^{1.58}$ , con  $M$  en  $klb.in$  y  $\phi$  en  $rad$ .

Para asignar valores de momento en la función y calcular la rotación producida, se toma como base la resistencia de diseño a momento hallada con el método componente del Eurocódigo 3 ( $M_{j,Rd} = 163.49 kNm$ ). Para lo cual se realiza incrementos del 20% desde cero hasta dos veces este valor. Los resultados obtenidos se muestran en la tabla 7.11.

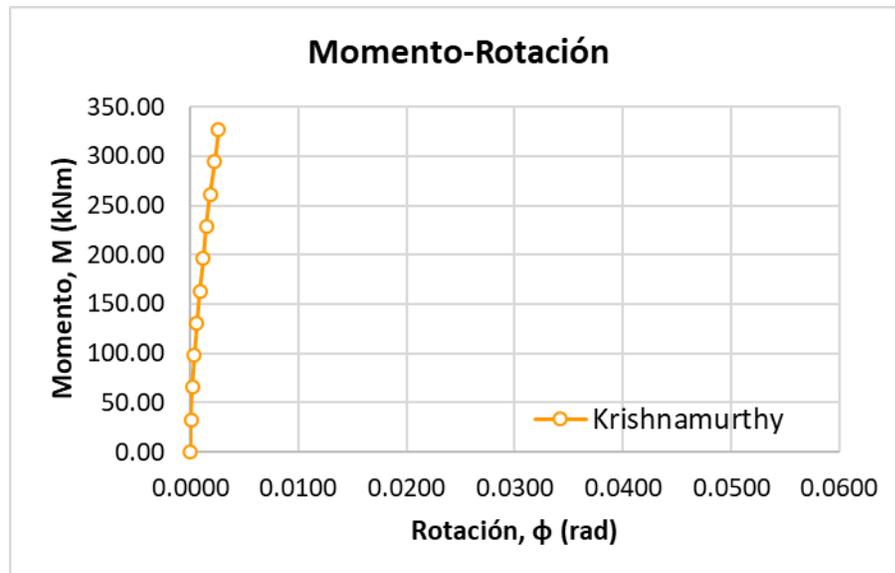
Tabla 7.11. Valores de momento y rotación modelo Krishnamurthy

Dato	$M$ (kNm)	$M$ (klb.in)	$\phi$ (rad)
D-01	0.00	0.00	0.0000
D-02	32.70	289.40	0.0001
D-03	65.40	578.80	0.0002
D-04	98.09	868.21	0.0004
D-05	130.79	1157.61	0.0006
D-06	163.49	1447.01	0.0009
D-07	196.19	1736.41	0.0012
D-08	228.89	2025.81	0.0015
D-09	261.58	2315.21	0.0019
D-10	294.28	2604.62	0.0022
D-11	326.98	2894.02	0.0026

Fuente: Elaboración propia

A partir de los valores consignados en la tabla 7.11 se elabora la curva momento rotación correspondiente, como se muestra a continuación.

Figura 7.27. Curva momento-rotación modelo Krishnamurthy



Fuente: Elaboración propia.

Con esto se concluye la fase de modelos teóricos para determinar el comportamiento mecánico de la conexión en acero.

## **7.4 MODELO DE ELEMENTOS FINITOS**

El método de los elementos finitos puede ser utilizado para solucionar diversos problemas de ingeniería mediante la elaboración de un prototipo, al cual se le denomina modelo de elementos finitos (FEM). Para el caso de estudio, el problema consiste en determinar el comportamiento de una conexión de acero bajo la acción de cargas aplicadas, es decir su comportamiento mecánico.

Los computadores son una parte esencial del análisis de elementos finitos (Chandrupatla y Belegundu, 2012), ya que por medio de programas informáticos se puede resolver un problema de este tipo e interpretar sus resultados.

Importantes investigaciones, han llevado a cabo la simulación sobre prototipos de conexiones de acero mediante el programa ABAQUS (Bursi y Jaspert, 1998), el cual toma como base el método de los elementos finitos para la solución de problemas. Además, este programa es comercial y cuenta con una interfaz que facilita el ingreso de variables y la lectura de resultados.

Por las razones previamente expuestas, en el estudio actual se usó ABAQUS/CAE, que hace parte de los productos ABAQUS, para simular el comportamiento mecánico de una conexión de acero viga-columna. ABAQUS/CAE es un entorno completo de ABAQUS que permite crear, ejecutar, monitorear y analizar resultados de simulaciones de tipo estándar o explícito, por medio de diferentes módulos (SIMULIA, 2011).

A continuación, se presenta de manera detallada el procedimiento con el cual se determinó el comportamiento mecánico de la conexión estudiada mediante modelación por elementos finitos. El proceso consta de las etapas: creación del modelo, calibración de este y construcción de la curva momento rotación a partir de los datos obtenidos de la modelación.

### **7.4.1 Creación del modelo de elementos finitos**

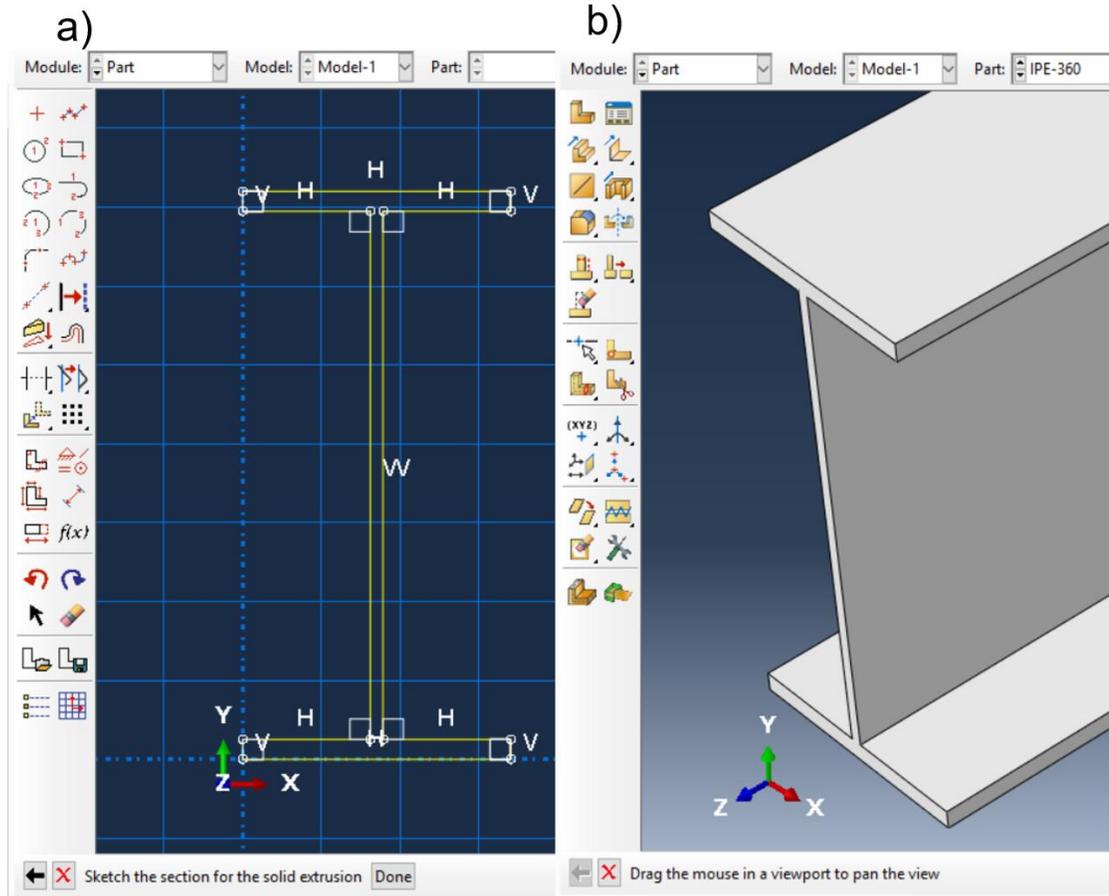
El modelo de elementos finitos de la conexión viga-columna en acero, fue creado con el programa ABAQUS/CAE. Como se indicó anteriormente, este programa desarrolla la simulación de un modelo de elementos finitos a través de módulos. En cada módulo se realiza una serie de actividades concernientes a las características del modelo, tales como definir su geometría, definir sus propiedades mecánicas, establecer cargas y condiciones de frontera, entre otras, como se explica en los siguientes apartados.

#### **7.4.1.1 Módulo *Part***

En el módulo *Part* o Parte se creó la geometría del modelo de elementos finitos. La conexión de acero viga-columna emperrada con platina de extremo ampliada, fue modelada en tres dimensiones (3D), con base en la geometría de los elementos y miembros que configuran el espécimen presentado en 7.1.1. Todas las partes

fueron creadas mediante extrusión de secciones planas, ver figura 7.28, con acciones adicionales para algunas partes. Por ejemplo, fue empleado el corte para realizar los agujeros de la platina de extremo y de la columna mediante los cuales se empernan estos dos elementos.

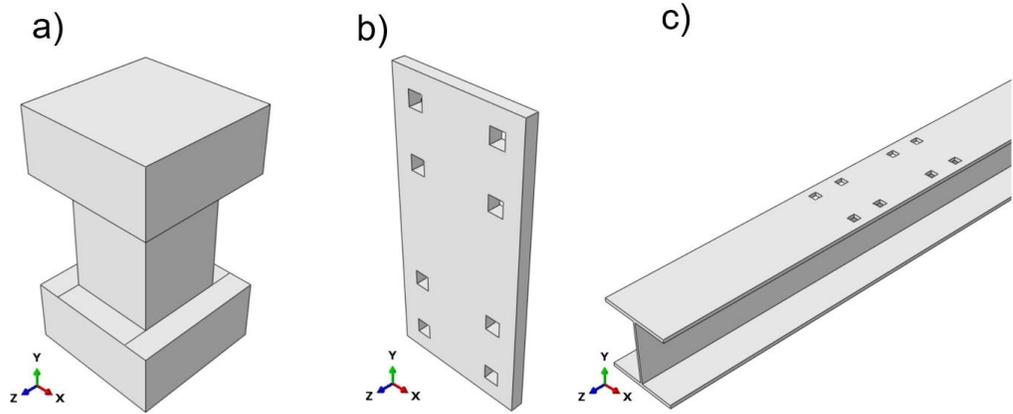
Figura 7.28. Perfil IPE-360 FEM: a) sección plana; b) miembro 3D



Fuente: Elaboración propia.

Con el fin de proporcionar mayor uniformidad al modelo de elementos finitos, toda su geometría fue representada por formas rectangulares, es decir, geometrías circulares como: agujeros de la platina de extremo, agujeros de la columna y pernos; se representaron con áreas y volúmenes rectangulares equivalentes a su forma circular real. Ver figura 7.29. Por ejemplo, el vástago del perno de 1-1/4 in (31.8mm) se creó como un sólido rectangular con sección transversal cuadrada con lado de 28 mm, mientras que los agujeros para los pernos se realizaron como cuadrados de 30 mm de lado.

Figura 7.29. Componentes con geometría circular adaptados a formas rectangulares: a) perno; b) agujeros platina; c) agujeros columna

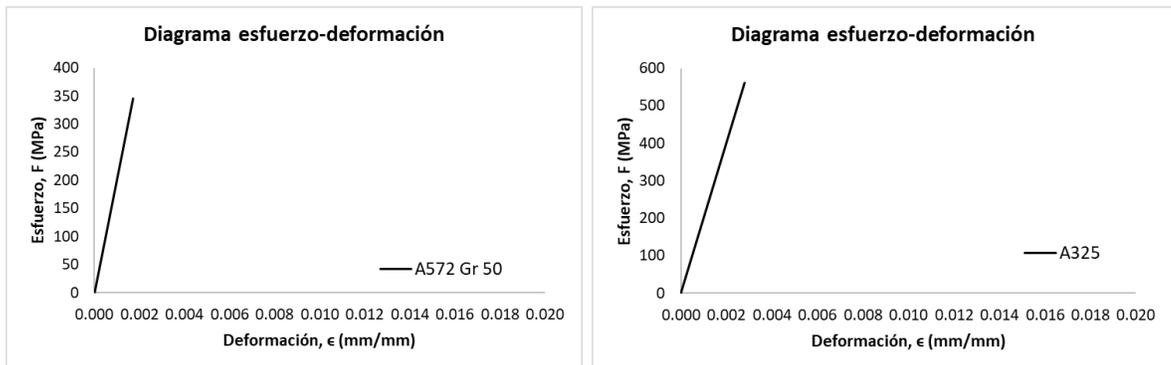


Fuente: Elaboración propia.

#### 7.4.1.2 Módulo *Property*

El modelo de elementos finitos se analizó para un comportamiento elástico lineal. A través del módulo *Property* se asignaron las propiedades de los materiales que conforman la conexión. Por esta razón, se configuraron dos materiales: acero A572 grado 50, usado en miembros, platinas y rigidizadores; y acero A325 usado en pernos. Ambos, por tratarse de aceros, comparten propiedades mecánicas elásticas como módulo de Young y relación de Poisson con los valores indicados en 7.1.2. No obstante, estos tienen diferentes puntos de fluencia y por tanto diferentes límites de plastificación. En la figura 7.30 se presenta el comportamiento de los materiales con los que fue realizado el modelo de elementos finitos mediante diagramas esfuerzo-deformación.

Figura 7.30. Diagrama esfuerzo-deformación materiales FEM



Fuente: Elaboración propia.

El procedimiento para definir el comportamiento de los materiales está compuesto por tres acciones: crear un material, crear una sección y asignarla. Para el modelo

de elementos finitos, en la creación del material se asignó como propiedad general una densidad del acero de  $7800 \text{ kg/m}^3$  (Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica, 2010). Además, dentro de las propiedades mecánicas se asignaron las constantes elásticas del módulo de elasticidad y relación de Poisson. Adicionalmente, en las propiedades mecánicas se asignó el esfuerzo límite de fluencia de los aceros, allí se indicó que para este valor la deformación plástica es igual a cero. En resumen, las propiedades descritas se presentan en la tabla 7.12. Se debe indicar también, que el acero fue modelado como un material isotrópico, es decir que su comportamiento es independiente de la dirección analizada.

Tabla 7.12. Propiedades asignadas al modelo de elementos finitos

Material	Propiedades			
	General	Mecánicas		
	Densidad ( $\text{kg/m}^3$ )	Elásticas		Plástica
		Módulo de Young (MPa)	Relación de Poisson	Esfuerzo de fluencia (MPa)
A572 Gr 50	7800	200 000	0.3	345
A325				560

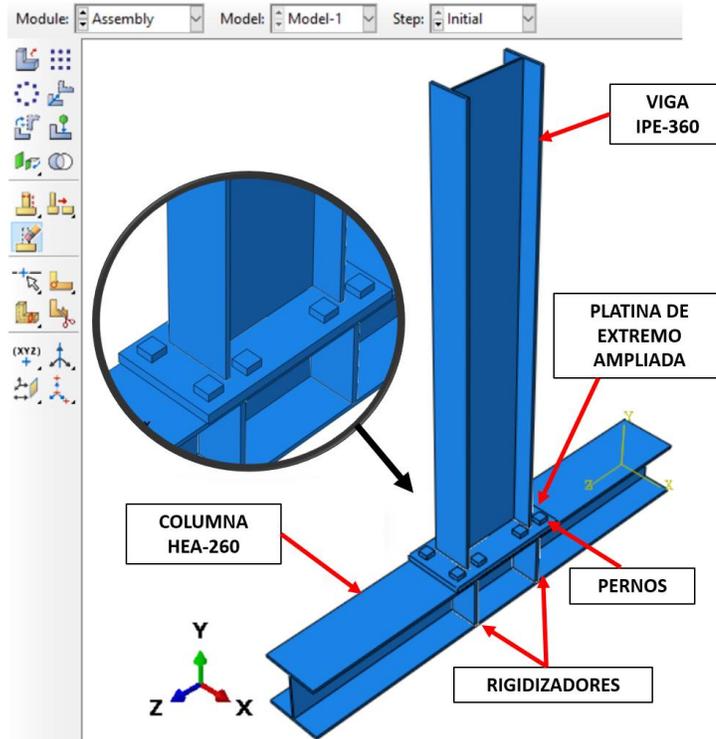
Fuente: Elaboración propia.

En cuanto a la creación de la sección, para cada tipo de acero se configuro una sección tipo sólida homogénea, pues se considera que el material en la realidad presenta estas condiciones. Finalmente, las secciones creadas se asignaron a las partes correspondientes del modelo.

#### 7.4.1.3 Módulo *Assembly*

En el módulo *Assembly* se realizó el montaje de todas las partes que configuran el modelo de elementos finitos. Para el prototipo de conexión en acero estudiada se insertó en total 15 partes creadas previamente, distribuidas así: un perfil IPE-360 para la viga, un perfil HEA-260 para la columna, una platina de extremo ampliada, 8 pernos y 4 rigidizadores de columna. La posición de las partes entre sí fue establecida de acuerdo con la geometría del espécimen ensayado experimentalmente. Por lo tanto, se tomó como referencia la ubicación de la columna de forma horizontal, y a partir de esta se ubicaron las partes restantes que conforman el modelo, ver figura 7.31.

Figura 7.31. Montaje de las partes que conforman el FEM



Fuente: Elaboración propia.

#### 7.4.1.4 Módulo *Step*

En el módulo *Step* se definió el tipo de análisis para estudiar el comportamiento mecánico del modelo de elementos finitos, el cual simula la conexión bajo condiciones de carga y desplazamiento. El tipo de análisis elegido para el presente estudio fue estático, debido a que la calibración del modelo se efectuó con resultados teóricos como se indicará más adelante, ya que, si las cargas o los desplazamientos en una estructura se aplican lentamente, las fuerzas de inercia se pueden despreciar y es justificable un análisis estático (Wilson, 2008). Además, realizar un análisis estático en lugar de un análisis dinámico implica un menor costo computacional.

En este módulo también se incluyeron los efectos de la geometría deformada para el procedimiento de análisis. Es decir, el modelo tuvo en cuenta las no linealidades geométricas, ya que así se puede obtener un análisis más detallado de desplazamientos respecto a la geometría del prototipo estudiado.

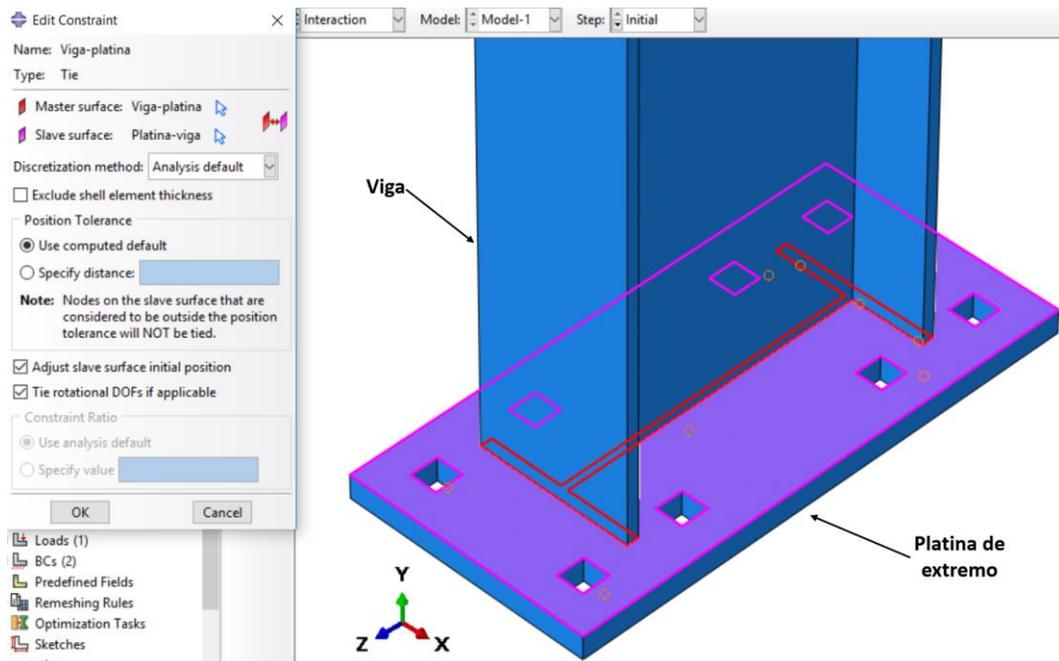
#### 7.4.1.5 Módulo *Interaction*

A través de este módulo se definió la interacción entre las partes que conforman el prototipo de conexión analizada. Para esto se tuvo en cuenta las interacciones: viga con platina de extremo ampliada, platina de extremo con columna, pernos con platina de extremo, pernos con columna y rigidizadores con columna.

## A. Interacción viga con platina de extremo

En el prototipo real de conexión, la viga se une a la platina de extremo mediante soldadura en todo el perímetro de su perfil, lo cual proporciona una condición de perfecta unión entre las partes descritas. Razón por la cual, mediante ABAQUS/CAE, esta interacción fue simulada como una restricción (o *Constraint* en inglés) de tipo *Tie* o vínculo, cuya función es evitar el desplazamiento relativo entre dos superficies (SIMULIA, 2011), en este caso la sección transversal de la viga y la platina de extremo. Ver figura 7.32.

Figura 7.32. Interacción entre viga y platina de extremo FEM



Fuente: Elaboración propia.

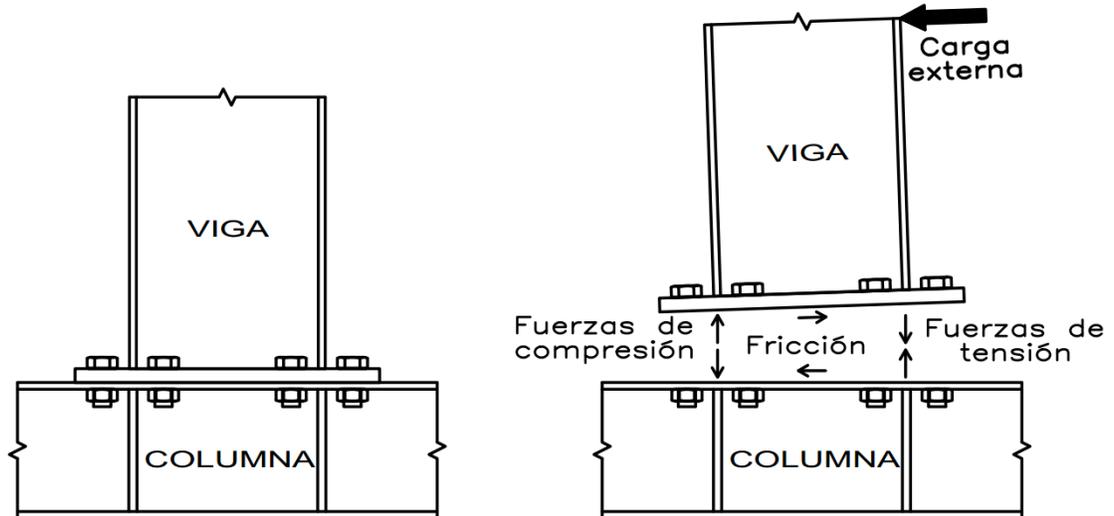
Se debe señalar, que para esta restricción entre superficies es necesario establecer una superficie maestra (*master surface*) y otra esclava (*slave surface*), es decir una superficie dominante y otra dominada respectivamente. Esta asignación, la hace ABAQUS/CAE de forma automática, con el criterio de asignar a la superficie de la parte con mayor rigidez la condición de maestra y a la de menor rigidez como esclava. Por ejemplo, en la figura 7.32 se muestra que la superficie de la sección de la viga (color rojo), tiene la condición de maestra, mientras que la cara superior de la platina (color púrpura) es de tipo esclava.

## B. Interacción entre platina de extremo y columna

La forma como interactúa la platina de extremo con el ala de la columna adyacente a esta es mediante un contacto normal, es decir las dos superficies pueden desarrollar fuerzas de contacto y fricción entre sí bajo condiciones estáticas o dinámicas. Por ejemplo, al imponer una carga externa a la viga del espécimen

estudiado, esta se trasmite a la platina de extremo y a su vez esta última impone una fuerza de compresión en uno de sus extremos a la columna. Ver figura 7.33. De este modo, se cumple con la Tercera Ley de Newton, ya que, por la fuerza impuesta, el ala de la columna produce una reacción sobre la platina de igual magnitud, pero en sentido opuesto. Asimismo, entre estas dos superficies se pueden desarrollar fuerzas de fricción que dependen de su rugosidad.

Figura 7.33. Fuerzas entre platina de extremo y columna



Fuente: Elaboración propia.

Con base en los argumentos expuestos previamente, para simular la interacción entre la platina de extremo y la columna, en el modelo de elementos finitos se creó una propiedad de contacto, la cual incluyó un comportamiento mecánico normal y uno tangencial.

Respecto al comportamiento mecánico normal, se simuló un contacto fuerte (*“Hard” Contact*), esto debido a que las superficies de acero se consideran de tipo duro, es decir, no permiten la penetración entre sí.

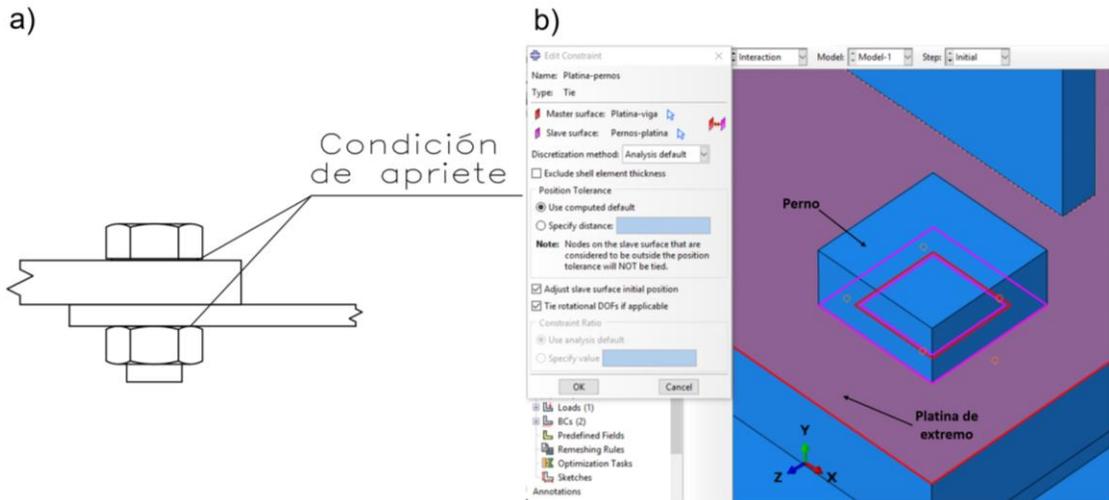
Por otro lado, para simular el comportamiento tangencial se asignó una propiedad de tipo fricción por penalización (*penalty*), la cual tiene en cuenta las fuerzas de fricción desarrolladas entre las superficies. El coeficiente de fricción empleado fue de 0.3, valor tomado según las especificaciones del Reglamento Colombiano de Construcción Sismorresistente del 2010 (Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica, 2010), que corresponde a superficies de acero clase A, es decir sin pintar y libres de escamas de laminación.

### C. Interacción de pernos con platina de extremo y columna

En el montaje de estructuras metálicas, los pernos normalmente son ajustados de tal forma que se genere una condición de apriete entre las superficies de la cara interna de su cabeza, y la cara interna de su tuerca con las superficies de los

elementos en contacto con estas. Ver figura 7.34. Para el FEM, esta condición se representó mediante un vínculo *Tie*, o sea que no se permitió el desplazamiento relativo entre estas superficies.

Figura 7.34. Interacción entre pernos y elementos: a) esquema; b) FEM



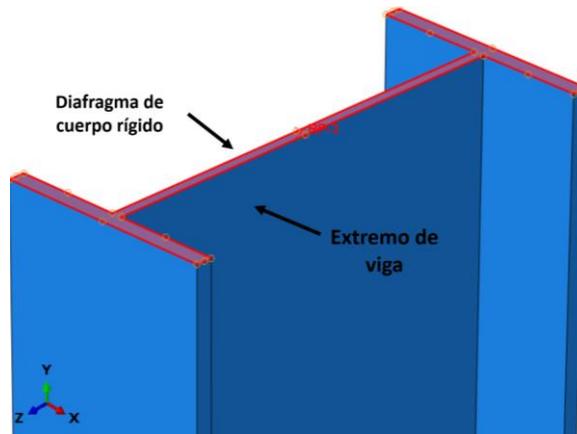
Fuente: Elaboración propia.

#### D. Interacción entre columna y rigidizadores

Al igual que en el caso anterior, se definió la interacción entre los rigidizadores y la columna con la restricción *Tie*, ya que estas partes se unen al espécimen mediante soldadura de filete, lo que impide el movimiento relativo entre sí.

En el módulo *Interaction*, también se creó un diafragma de cuerpo rígido (*Rigid body*) en el extremo libre de la viga, ver figura 7.35, con el propósito de evitar deformaciones locales causadas por la aplicación de la carga en ese punto.

Figura 7.35. Diafragma de cuerpo rígido extremo libre de la viga

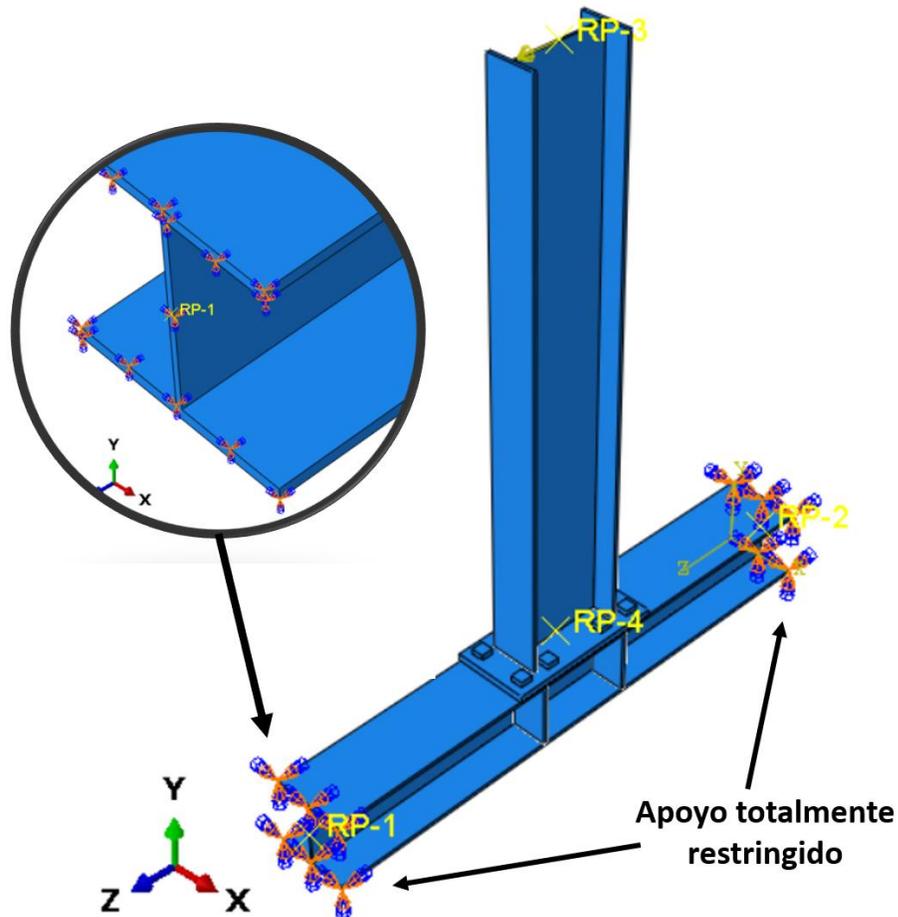


Fuente: Elaboración propia

#### 7.4.1.6 Modulo Load

Mediante el módulo *Load* se definieron las cargas y condiciones de frontera del modelo de elementos finitos. Para estudiar el comportamiento mecánico de la conexión, es necesario garantizar que los extremos de la columna tengan una condición de apoyo totalmente restringido. Por tal motivo, en el FEM se restringió los seis grados de libertad en estos lugares, es decir el desplazamiento y la rotación en las tres direcciones espaciales. Ver figura 7.36.

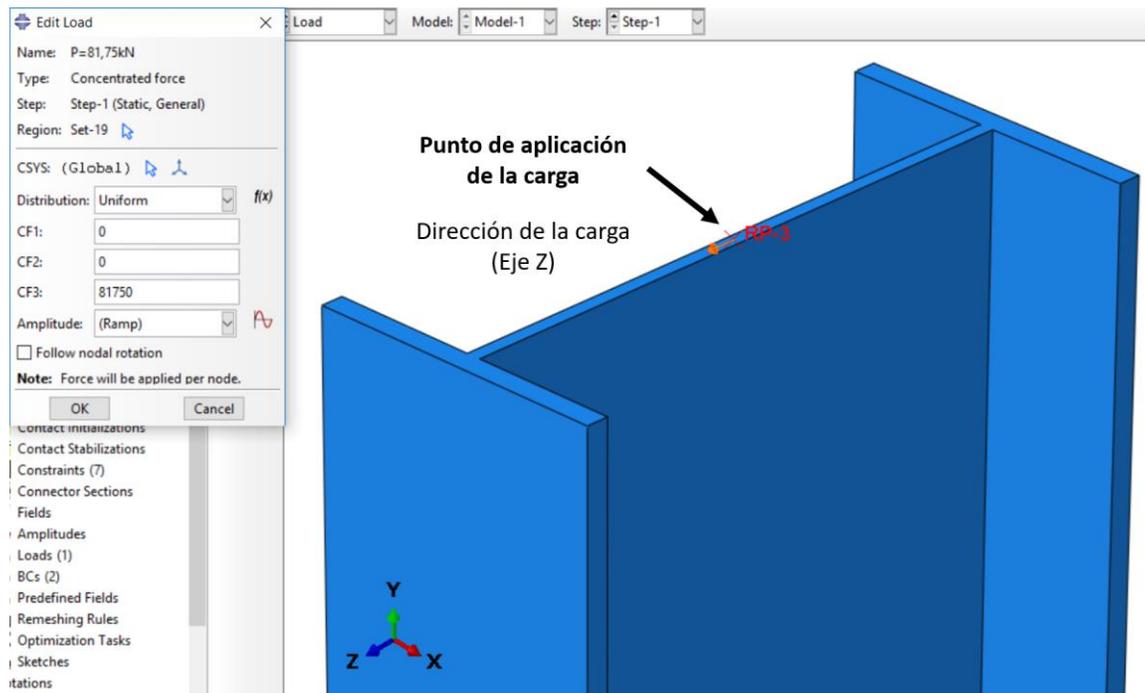
Figura 7.36. Condiciones de frontera FEM



Fuente: Elaboración propia

Respecto a la aplicación de la carga, esta fue impuesta en el centro de la sección del extremo libre de la viga y fue de tipo concentrada. Además, la dirección de la fuerza se estableció en el eje 3 del sistema local de coordenadas del modelo, que coincide con el eje Z global del programa. Ver figura 7.37. En otras palabras, su línea de acción fue horizontal de derecha a izquierda, con el fin de representar así las condiciones del ensayo de carga. La magnitud de la fuerza varía en función del momento flector que se imponga en la conexión, como se indicará más adelante en la calibración del modelo.

Figura 7.37. Punto y dirección de aplicación de carga FEM



Fuente: Elaboración propia.

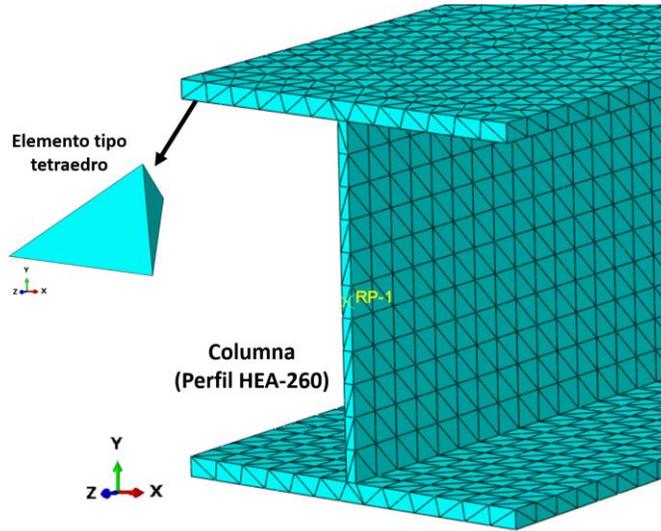
#### 7.4.1.7 Módulo *Mesh*

El módulo *Mesh* o Malla puede considerarse como el más destacado en el proceso de análisis por elementos finitos. A través de este, se dividen las partes ensambladas en partes más pequeñas llamadas elementos, las cuales, al ser analizadas mecánicamente, determinan el comportamiento del modelo en general.

La asignación del tamaño de elementos se efectuó mediante el comando tamaño global aproximado, al seleccionar todas las partes ensambladas. El tamaño de elemento definitivo para llevar a cabo el análisis del modelo se estimó mediante su calibración como se explicará posteriormente.

El tipo de elemento seleccionado corresponde a un tetraedro, es decir un cuerpo geométrico con cuatro caras triangulares. La asignación de la malla se realizó de manera libre. Estas condiciones se deben a la geometría del modelo, pues el tipo de elemento elegido se ajusta de buena forma a los perfiles de viga y columna, así como a los pernos. Ver figura 7.38.

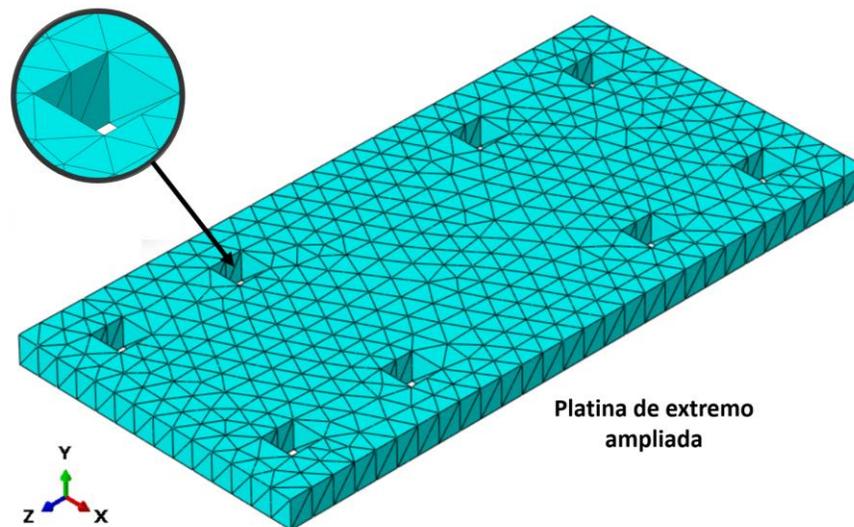
Figura 7.38. Columna compuesta por elementos tipo tetraedro FEM



Fuente: Elaboración propia

En complemento, la asignación libre de la malla permite que los nudos de los elementos se conecten entre sí de forma correcta, en especial en las partes de compleja geometría como los agujeros donde se ubican los pernos. Ver figura 7.39.

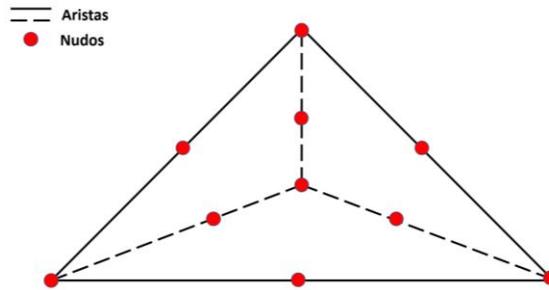
Figura 7.39. Nudos de elementos conectados alrededor de agujero FEM



Fuente: Elaboración propia.

Se debe indicar que los elementos que constituyen el modelo son de tipo C3D10, es decir, tetraédricos y cuadráticos con 10 puntos de integración. Ver figura 7.40. La cualidad de cuadrático consiste en que hay puntos de integración o nudos intermedios en cada arista del elemento, lo que hace más preciso el análisis.

Figura 7.40. Elemento C3D10 usado en FEM



Fuente: Elaboración propia

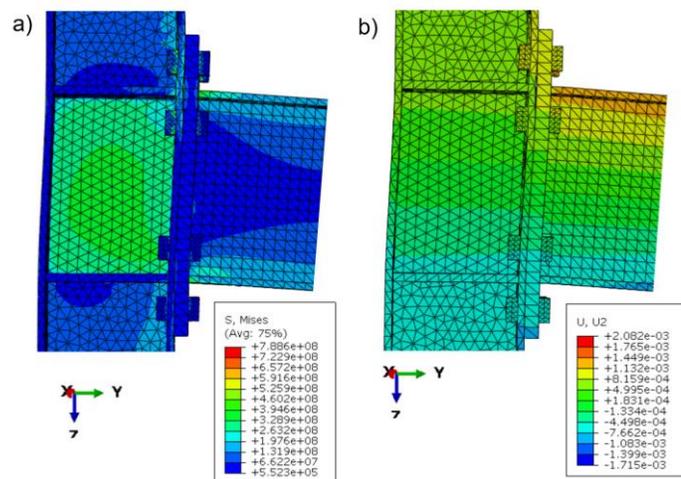
#### 7.4.1.8 Módulo *Job*

Con el módulo *Job* o trabajo se ejecutó el análisis del modelo de elementos finitos según las condiciones impuestas en todos los módulos anteriores a este. La ejecución consiste en enviar al procesador del computador la información del modelo para que este, mediante ecuaciones, resuelva el problema y entregue resultados posteriormente.

#### 7.4.1.9 Módulo *Visualization*

Luego de ser resuelto el problema planteado en el modelo de elementos finitos, a través del módulo de visualización se realizó la lectura de los resultados. Principalmente, en este módulo se observaron variables cuantitativas como la magnitud de desplazamientos y valores de tensión en un punto determinado del prototipo. Ver figura 7.41. Asimismo, se analizaron aspectos cualitativos como la deformación de los elementos que conforman el tipo de conexión simulado.

Figura 7.41. Resultados FEM: a) Tensiones; b) Desplazamientos



Fuente: Elaboración propia.

### 7.4.2 Calibración del modelo de elementos finitos

Como principio fundamental del análisis por elementos finitos, se tiene que, a mayor número de elementos en un mismo modelo, los resultados obtenidos tendrán mayor precisión y viceversa. No obstante, a medida que se incrementa el número de elementos, el problema se vuelve más complejo y extenso de resolver. Por lo cual es conveniente buscar un equilibrio entre los parámetros: número de elementos y precisión de resultados, lo que se conoce como calibrar el modelo.

Para llevar a cabo el procedimiento de calibración se analizó el desplazamiento en el extremo libre de la viga bajo la acción de una carga constante, en diferentes condiciones de mallado. Esto hasta obtener una variación muy pequeña del desplazamiento. La carga impuesta equivale a una fuerza de magnitud que genera un momento igual a la resistencia de la conexión, según el método componente del Eurocódigo 3.

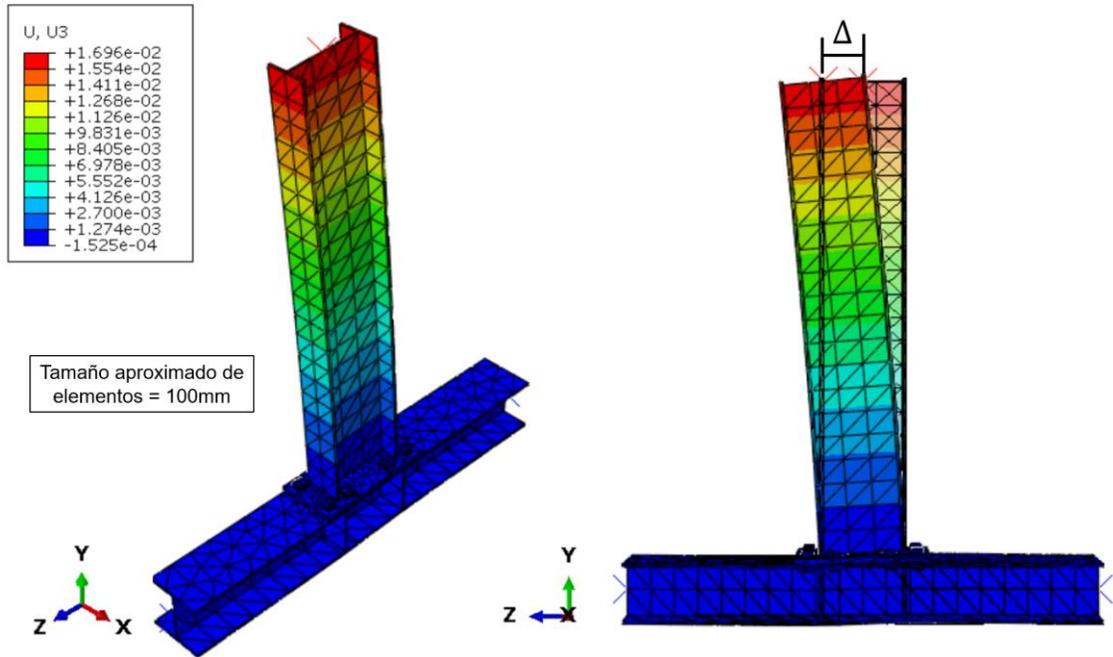
La resistencia de diseño a momento hallada con el método del Eurocódigo es  $M_{j,Rd} = 163.49 \text{ kNm}$ , además la longitud de la viga es  $L_b = 2.0 \text{ m}$ . Por lo tanto, la carga aplicada en el extremo de la viga ( $P_{j,Rd}$ ) que genera el momento flector correspondiente se calcula como:

$$P_{j,Rd} = \frac{M_{j,Rd}}{L_b} = \frac{163.49 \text{ kNm}}{2.0 \text{ m}} = 81.75 \text{ kN}$$

Entonces, con esta carga impuesta, se varió el tamaño aproximado de los elementos que conforman el modelo de elementos finitos y se registró el desplazamiento en la dirección 3 ( $\Delta$ ), justo en el centroide del extremo libre de la viga. Ver figura 7.42.

Inicialmente el tamaño aproximado que se asignó a los elementos fue de  $100 \text{ mm}$ , para el cual se registró un valor de  $\Delta = 16.94 \text{ mm}$ . Ver figura 7.42. En estas condiciones, el número total de elementos que conformó el modelo fue de 5193, mientras que el número total de nudos fue de 10885. Además, el tiempo empleado por el computador para resolver el problema fue de 1 minuto y 30 segundos.

Figura 7.42. Desplazamientos registrados para la carga  $P_{j,Rd}$  y tamaño aproximado de elementos igual a 100 mm FEM



Fuente: Elaboración propia.

El proceso descrito se repitió nuevamente para tamaños de elementos aproximados de 75, 50, 25, 20 y 15 mm. La tabla 7.13 presenta los resultados obtenidos.

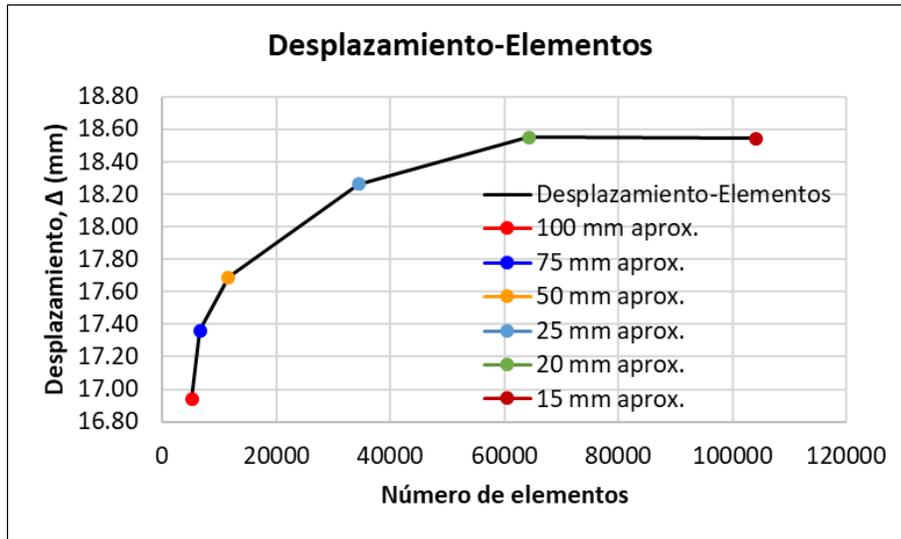
Tabla 7.13. Resultados calibración FEM

Tamaño aproximado del elemento (mm)	Número de elementos	Número de nudos	Tiempo (h:min:seg)	Desplazamiento $\Delta$ (mm)
100	5193	10882	00:01:30	16.94
75	6658	13927	00:01:17	17.36
50	11629	23805	00:04:00	17.69
25	34472	69093	00:18:35	18.26
20	64282	124084	00:31:51	18.55
15	104140	199254	04:25:20	18.54

Fuente: Elaboración propia.

En la figura 7.43 se relaciona el desplazamiento con el número de elementos que conforman el modelo, para diferentes tamaños aproximados de elemento.

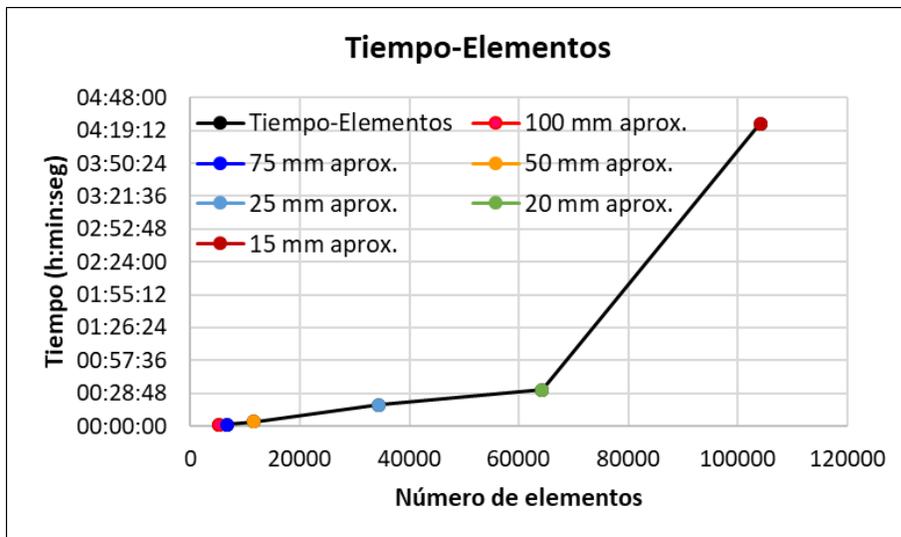
Figura 7.43. Desplazamiento en extremo de viga-elementos FEM



Fuente: Elaboración propia.

De manera similar, en la figura 7.44 se relaciona el número de elementos de modelo con el tiempo necesario para que este sea resuelto, bajo diferentes condiciones de tamaños aproximado de los elementos.

Figura 7.44. Tiempo-número de elementos FEM



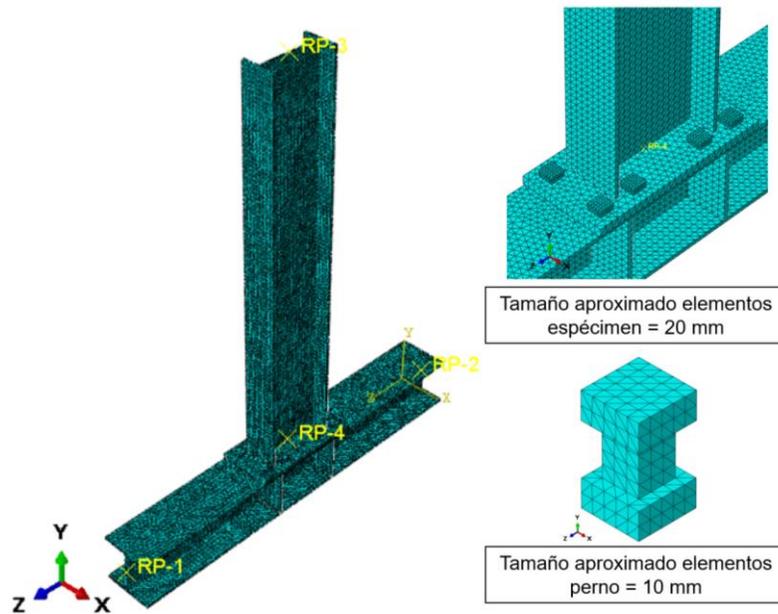
Fuente: Elaboración propia.

De los resultados anteriores, se concluyó que un rango aceptable para escoger el tamaño de elementos en el modelo, corresponde a un tamaño aproximado de 20 mm a 15 mm, ya que, entre estos valores los resultados del desplazamiento en el extremo libre de la viga tienen una variación relativamente pequeña, tan solo del 0.03%. Sin embargo, la diferencia en el costo computacional entre estos dos valores

es muy amplia, ya que el tiempo empleado para resolver el problema con el modelo cuyos elementos son de 15 mm, es 8.3 veces mayor que el tiempo requerido para resolver el modelo con elementos de 20 mm.

Por las razones previas, se optó por llevar a cabo el análisis del modelo con elementos de tamaño aproximado de 20 mm. Aunque, debido a que los pernos son partes con dimensiones pequeñas en comparación a las demás piezas insertadas, estos fueron mallados con tamaño aproximado de 10 mm. Ver figura 7.45. Lo anterior con la finalidad de obtener resultados más precisos.

Figura 7.45. Tamaño aproximado de elementos FEM



Fuente: Elaboración propia

De esta forma, el modelo definitivo para el análisis se compuso de 64282 elementos cuadráticos tipo C3D10 y 124084 nudos.

### 7.4.3 Curva momento-rotación FEM

Es bueno recordar que una de las mejores formas para determinar el comportamiento mecánico de una conexión viga-columna en acero, es mediante una curva momento-rotación. Para construir esta curva a partir de los resultados del modelo de elementos finitos se sigue el procedimiento llevado a cabo en investigaciones previas (Díaz, Victoria, et al., 2011), como se muestra a continuación.

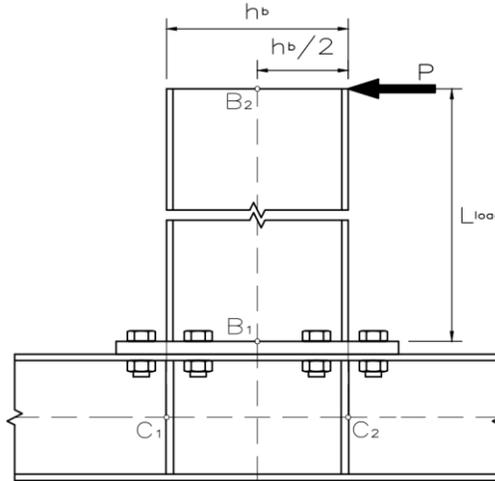
#### A. Cálculo del momento actuante en la conexión

El momento actuante en la conexión ( $M_{j,Ed}$ ) se puede estimar como:

$$M_{j,Ed} = P \times L_{load} \quad (7.37)$$

Siendo  $P$ , la carga aplicada una distancia  $L_{load}$  de la cara de la platina de extremo como se indica en la figura 7.46.

Figura 7.46. Variables para curva momento-rotación FEM



Fuente: Elaboración propia

En el caso de estudio, la distancia  $L_{load}$  es equivalente a la longitud de la viga, es decir  $L_{load} = L_b = 2000 \text{ mm}$ .

### B. Cálculo de la rotación en la conexión

Con base en relaciones geométricas es posible estimar la rotación de la conexión ( $\phi_j$ ) (Díaz, Victoria, et al., 2011), con la siguiente expresión:

$$\phi_j = \text{atan}\left(\frac{V_{B_2} - V_{B_1}}{d_B}\right) - \theta_{el,c} - \theta_{el,b} \quad (7.38)$$

Donde:

$V_{B_1}$  y  $V_{B_2}$  son los desplazamientos causados en los puntos  $B_1$  y  $B_2$  por la aplicación de la carga, ver figura 7.46, medidos en dirección paralela a esta;

$d_B$  es la distancia absoluta entre los puntos  $B_1$  y  $B_2$ , que equivale a la longitud de la viga, es decir  $d_B = L_b = 2000 \text{ mm}$ ,

$\theta_{el,c}$  es la deformación elástica de la columna; y

$\theta_{el,b}$  es la deformación elástica de la viga.

Del análisis estructural,  $\theta_{el,c}$  se calcula como:

$$\theta_{el,c} = \frac{5}{64} \frac{M_{j,Ed}(H - h_c)}{EI_c} \quad (7.39)$$

Para el modelo estudiado:  $H = 2000 \text{ mm}$  es la longitud de la columna,  $h_c = 250 \text{ mm}$  es la altura de la sección de la columna,  $E = 200\,000 \text{ MPa}$  es el módulo de

elasticidad de la columna, e  $I_c = 104\,500\,000\text{ mm}^4$  es el segundo momento de área de la sección correspondiente a la columna.

De manera similar, el valor de  $\theta_{el,b}$  se puede hallar como:

$$\theta_{el,b} = -\frac{P}{EI_b} \left( \frac{d_B^2}{6} - \frac{L_{load}d_B}{2} \right) \quad (7.40)$$

Con  $I_b = 162\,700\,000\text{ mm}^4$  que corresponde al segundo momento de área de la sección de la viga.

En términos resumidos, el procedimiento para elaborar la curva consistió en: 1) asignar una carga concentrada en el extremo de la viga, 2) leer los valores de desplazamiento  $V_{B_1}$  y  $V_{B_2}$  una vez resuelto el problema, y finalmente 3) calcular los valores de  $M_{j,Ed}$  y  $\phi_j$  para cada caso de carga con las ecuaciones previas.

La asignación de la carga ( $P$ ) se hizo en función del valor  $P_{j,Rd} = 81.75\text{ kN}$ . Primero se analizaron cinco casos con valores inferiores a  $2/3 P_{j,Rd}$ , pues según el modelo del Eurocódigo 3, este es límite de comportamiento lineal de la conexión. Para esto, se inició desde cero y luego se efectuó incrementos del 20% hasta alcanzar el valor indicado. Posteriormente, se asignó una magnitud promedio entre el rango de  $2/3 P_{j,Rd}$  a  $P_{j,Rd}$ , es decir  $5/6 P_{j,Rd}$ , así como el valor correspondiente a la carga  $P_{j,Rd}$ , con el fin de observar el comportamiento rotacional de la conexión en el segundo tramo del modelo de curva planteado por el Eurocódigo. Luego de esto, se produjo cuatro incrementos del 20% con respecto al valor de  $P_{j,Rd}$ , y finalmente se realizó un incremento del 15%, ya que ABAQUS/CAE advirtió que, para valores mayores de carga, las deformaciones eran excesivas, por ende, se podía generar datos imprecisos. La tabla 7.14 contiene los resultados obtenidos de la modelación. Asimismo, en el Anexo A se presenta el modelo deformado para cada carga.

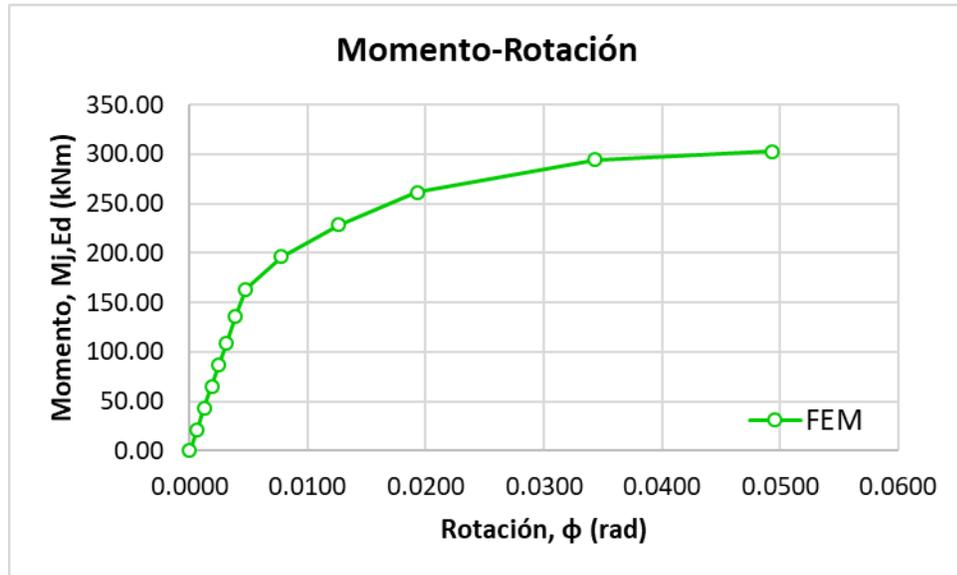
Tabla 7.14. Resultados análisis FEM para curva momento-rotación

$P$	$P$ (kN)	$M_{j,Ed}$ (kNm)	$V_{B_2}$ (mm)	$V_{B_1}$ (mm)	$\theta_{el,c}$ (rad)	$\theta_{el,b}$ (rad)	$\phi_j$ (rad)
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.0000	0.0000	0.0000
0.20 ( $2/3 P_{j,Rd}$ )	10.90	21.80	2.46	0.04	0.0001	0.0004	0.0006
0.40 ( $2/3 P_{j,Rd}$ )	21.80	43.60	4.91	0.07	0.0003	0.0009	0.0012
0.60 ( $2/3 P_{j,Rd}$ )	32.70	65.40	7.37	0.11	0.0004	0.0013	0.0019
0.80 ( $2/3 P_{j,Rd}$ )	43.60	87.19	9.83	0.14	0.0006	0.0018	0.0025
1.00 ( $2/3 P_{j,Rd}$ )	54.50	108.99	12.30	0.18	0.0007	0.0022	0.0031
$5/6 P_{j,Rd}$	68.12	136.24	15.40	0.22	0.0009	0.0028	0.0039
$P_{j,Rd}$	81.75	163.49	18.56	0.27	0.0011	0.0033	0.0047
1.20 $P_{j,Rd}$	98.09	196.19	26.47	0.31	0.0013	0.0040	0.0078
1.40 $P_{j,Rd}$	114.44	228.89	37.98	0.37	0.0015	0.0047	0.0126
1.60 $P_{j,Rd}$	130.79	261.58	53.15	0.45	0.0017	0.0054	0.0193
1.80 $P_{j,Rd}$	147.14	294.28	85.43	0.74	0.0019	0.0060	0.0344
1.85 $P_{j,Rd}$	151.23	302.46	116.23	1.15	0.0020	0.0062	0.0493

Fuente: Elaboración propia.

Con los resultados tabulados previamente, los cuales corresponden al modelo de elementos finitos (FEM), se construye la curva de momento rotación que se muestra en la figura 7.47.

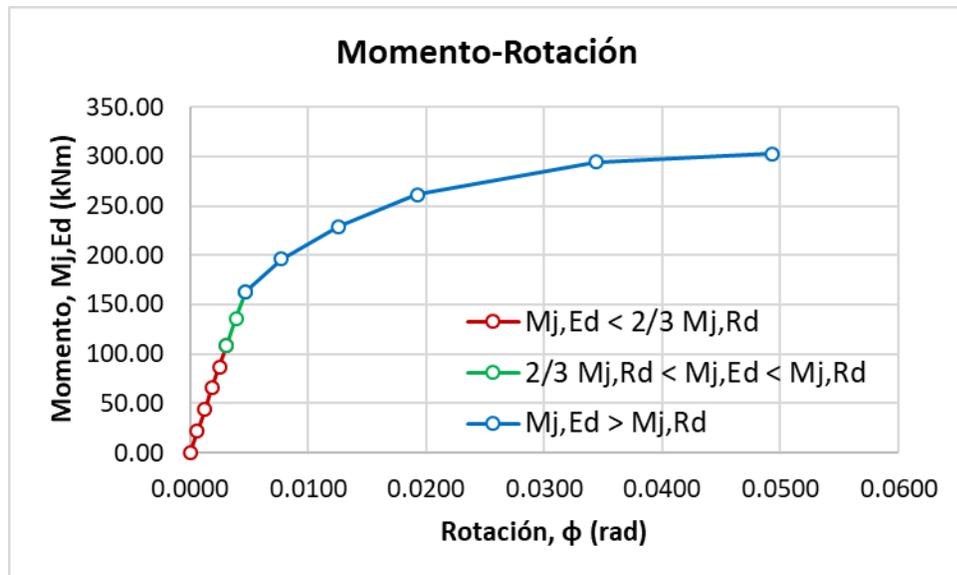
Figura 7.47. Curva momento-rotación FEM



Fuente: Elaboración propia

Con el fin de visualizar los resultados de la curva concerniente al FEM, según los segmentos de la curva hallada por el método componente del Eurocódigo 3, se realizó la figura 7.48.

Figura 7.48. Curva momento-rotación FEM, segmentada según el EC-3



Fuente: Elaboración propia

## 8. RESULTADOS Y DISCUSIÓN

En este apartado se analizan los resultados obtenidos sobre el comportamiento mecánico de la conexión viga-columna de acero. El análisis se enfoca en comparar los resultados del modelo de elementos finitos con los hallados a través de métodos alternos, como los ensayos experimentales llevados a cabo en el marco de pruebas y los modelos teóricos extraídos de la literatura científica.

Es importante resaltar que el análisis de resultados se efectúa de tres formas: gráfica, cuantitativa y cualitativa; dado que existe información numérica y visual sobre el comportamiento mecánico de la conexión cuando se somete a carga.

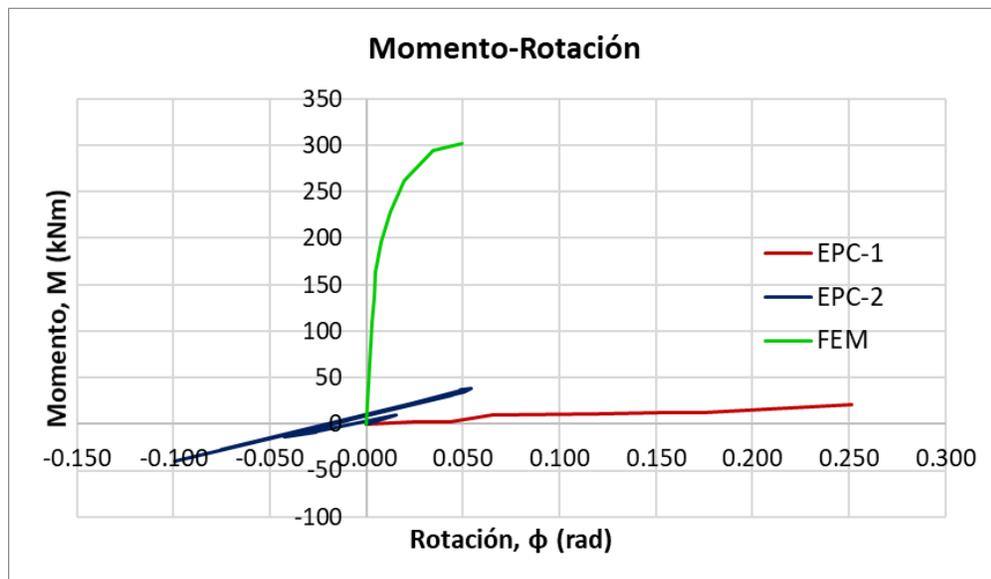
### 8.1 ANÁLISIS GRÁFICO

En esta parte se analiza el comportamiento rotacional de la conexión bajo la acción de un momento actuante. Para tal fin se hace uso de las curvas momento-rotación. Primero se establece una comparación entre los ensayos experimentales y el modelo de elementos finitos, luego este último se contrasta con los modelos teóricos.

#### 8.1.1 Comparación entre ensayos y modelo de elementos finitos

La figura 8.1 presenta los resultados momento-rotación de los especímenes 1 y 2 (EPC-1 y EPC-2) ensayados experimentalmente en el marco de pruebas, y los resultados del modelo de elementos finitos (FEM).

Figura 8.1. Curvas momento-rotación EPC-1, EPC-2 y FEM



Fuente: Elaboración propia

Según los resultados de la gráfica, la diferencia entre los ensayos experimentales y el modelo de elementos finitos es evidente, pues tanto la rigidez como la resistencia a momento de la curva FEM, es mayor a la de las curvas EPC-1 y EPC-2. Estas

amplias diferencias comprueban que los resultados experimentales están alejados de la realidad, ya que durante la ejecución de los ensayos se produjo un error de interacción entre los especímenes y el marco de pruebas, es decir, los extremos de la columna no actuaron como empotramientos perfectos, por el contrario, presentaron rotación e incluso desplazamiento. Por tal motivo, no es pertinente indicar que el desplazamiento en el extremo libre de la viga registrado, depende exclusivamente de la rigidez de la conexión, consecuentemente la rotación calculada no depende del momento. A diferencia de esto, en el modelo de elementos finitos los extremos de la columna fueron simulados como empotramientos perfectos, por lo tanto, el desplazamiento del extremo libre de la viga si representa la rigidez de la conexión.

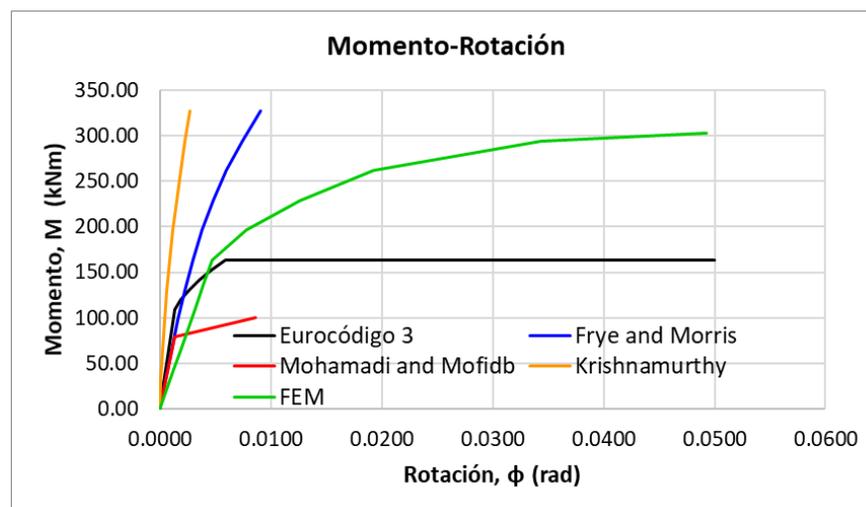
Las inconsistencias de los ensayos se comprueban porque los desplazamientos rotacionales obtenidos con este método, son de una magnitud elevada si se tiene en cuenta la rigidez que proporciona la unión viga-columna ensayada. Por ejemplo, en una conexión viga-columna resistente a momento, la máxima rotación está alrededor de  $0.05 \text{ rad}$  (American Society of Civil Engineers, 2017), lo cual es muy diferente al resultado del EPC-1, cuya rotación es aproximadamente cinco veces mayor.

En síntesis, los resultados experimentales son incoherentes debido a errores en los ensayos. Para darle una solución a este inconveniente se realizaron modelos teóricos de curva momento-rotación, los cuales proporcionan mejores resultados para compararlos con el modelo de elementos finitos. No obstante, los ensayos serán tenidos en cuenta más adelante para análisis cualitativo.

### 8.1.2 Comparación entre modelos teóricos y modelo de elementos finitos

En la figura 8.2 se encuentran resumidos los modelos teóricos de curva momento-rotación, junto a la curva obtenida con el modelo de elementos finitos.

Figura 8.2. Curvas momento-rotación modelos teóricos y FEM



Fuente: Elaboración propia

Como se observa, las curvas momento-rotación del Eurocódigo 3 y el FEM presentan características similares. Ambas tienen un comportamiento lineal al inicio, donde la rotación es proporcional al momento. Posteriormente se evidencia un segundo tramo, en el cual se disminuye la pendiente a causa de la degradación de la rigidez de la unión. Por último, ambas gráficas tienden a comportarse como una recta horizontal, lo que indica que la conexión pierde por completo la capacidad para resistir momento. Aquí se debe resaltar, que aunque los modelos consideren que la conexión no tiene mayor capacidad de resistencia, en realidad la conexión si puede soportar más incrementos de carga, pues debido a la naturaleza del acero aún se cuenta con la reserva del endurecimiento por deformación (Valencia Clement, 2010).

La curva Eurocódigo 3 es lineal hasta  $2/3 M_{j,Rd}$  ( $108.99 \text{ kNm}$ ), mientras que la curva FEM es lineal hasta  $M_{j,Rd}$  ( $163,49 \text{ kNm}$ ). Posiblemente esta diferencia se debe a que el procedimiento del Eurocódigo 3 involucra factores para disminuir la resistencia. A diferencia de esto, en el modelo de elementos finitos el comportamiento es lineal hasta iniciar la plastificación de los elementos, o sea cuando se supera el esfuerzo de fluencia del acero. A partir de este instante, progresivamente al aumentar la carga, también aumenta el número de elementos plastificados, razón por la cual la curva FEM se vuelve cada vez más horizontal.

En resumen, el comportamiento mecánico de la conexión hallado con el FEM tiene buena relación si se compara con el modelo del Eurocódigo 3. No obstante, la magnitud de las gráficas difiere una de la otra, por ejemplo, la rigidez inicial de la curva FEM es menor que la del Eurocódigo 3, lo contrario pasa con la resistencia última. Las posibles razones de estas variaciones se ponen en conocimiento en el análisis cuantitativo presentado más adelante.

Por otro lado, al comparar los demás modelos teóricos con la curva FEM, se encuentra que el comportamiento es similar para todos en la parte inicial, es decir todos son aproximadamente lineales allí. El modelo de Frye y Morris, junto con el de Krishnamurthy tienden a disminuir su pendiente a medida que aumenta el momento, pero la transición es muy baja en comparación con la curva FEM. Esto se debe a las limitaciones que tienen los modelos empíricos, ya que carecen de significado físico. Por ejemplo, estos no tienen límites superiores de momento y rotación, lo cual no es válido, ya que toda conexión tiene una resistencia finita y falla cuando se alcanza su nivel de daño.

El modelo bilineal propuesto por M.R. Mohamadi-Shoore y M. Mofidb se comporta algo similar a la curva FEM. Ambos son lineales al inicio y luego tienen un cambio de pendiente donde aumenta la rotación debido a la degradación de la rigidez. Pero la curva del FEM sobrestima claramente la capacidad resistente y la rotación del modelo teórico, lo cual sucede porque este último no tiene en cuenta los rigidizadores de columna, tal y como se expone adelante en el análisis cuantitativo de resultados.

## 8.2 ANÁLISIS CUANTITATIVO

En el análisis cuantitativo se comparan las variables numéricas que determinan el comportamiento mecánico de la conexión, entre las cuales se destacan la capacidad resistente a momento, la rigidez rotacional inicial y la capacidad de rotación.

### 8.2.1 Comparación de la capacidad resistente a momento

La capacidad resistente a momento de la conexión hace referencia al momento flector máximo que esta puede soportar antes de su falla, y corresponde al límite superior en la curva momento-rotación ( $M - \phi$ ). El presente estudio cuenta con cuatro modelos de curva  $M - \phi$  obtenidos teóricamente, y uno obtenido con el modelo de elementos finitos. Sin embargo, los modelos teóricos de Frye y Morris; y Krishnamurthy no suministran información respecto a la resistencia de la conexión, puesto que se basan en formulaciones empíricas.

Dicho esto, la resistencia a momento de la conexión se analiza con los modelos: Eurocódigo 3, M.R. Mohamadi-Shoore y M. Mofidb, y elementos finitos. Para este último caso conviene indicar que la resistencia es el mayor valor de la curva FEM, ya que de la modelación se sabe que para valores mayores las deformaciones son excesivas como lo advirtió ABAQUS/CAE.

En la tabla 8.1 se resumen los valores de capacidad resistente a momento de la conexión. Simultáneamente se presenta la relación entre cada modelo teórico y el modelo de elementos finitos (FEM).

Tabla 8.1. Resumen y comparación de capacidad resistente a momento de la conexión según varios modelos

Modelo	$M_{j,Rd}$ (kNm)	$M_{j,Rd_{modelo}}/M_{j,Rd_{FEM}}$
Eurocódigo 3	163.49	0.54
Frye y Morris	N.I.*	N.I.*
M.R. Mohamadi-Shoore y M. Mofidb	100.80	0.33
Krishnamurthy	N.I.*	N.I.*
FEM	302.46	1.00

N.I.\*: No se cuenta con información

Fuente: Elaboración propia

De los resultados anteriores, se infiere que el modelo de elementos finitos sobrestima la resistencia a momento calculada con el Eurocódigo 3 ( $M_{j,Rd_{Eurocódigo\ 3}} = 0.54 M_{j,Rd_{FEM}}$ ). Entre las causas de esta diferencia, se destaca que el método teórico está basado en estados límites, donde se utilizan factores para reducir la resistencia de los componentes de la conexión. Además, varias investigaciones (Abidelah, Bouchaïr y Kerdal, 2012), (Díaz, Victoria, et al., 2011), demuestran que el modelo de curva del Eurocódigo 3 calcula una resistencia a momento menor a la obtenida con ensayos experimentales, y con modelos de elementos finitos, es decir es un método conservador.

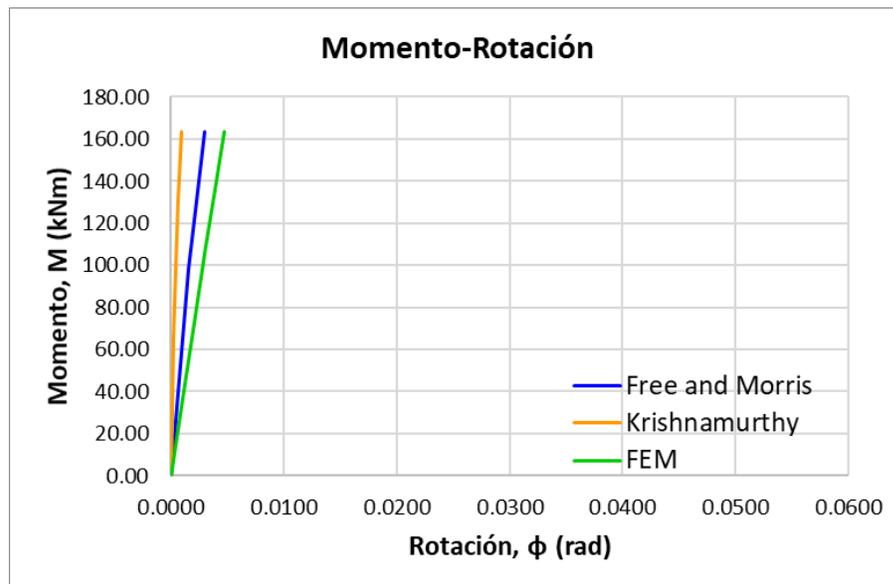
De manera semejante, con el modelo de elementos finitos se obtiene una resistencia a momento mayor que la del modelo propuesto por M.R. Mohamadi-Shoore y M. Mofidb. En este caso, la diferencia ocurre porque el método teórico desprecia los rigidizadores de columna de la conexión, cuya función es precisamente aumentar la resistencia a flexión. Este hecho se valida al revisar los resultados del modelo teórico en cuestión, donde se determinó que la resistencia está gobernada por la falla en el alma de la columna, lo cual está alejado de la realidad, ya que los rigidizadores impiden que se produzca una falla por pandeo local en este elemento.

### 8.2.2 Comparación de la rigidez rotacional inicial

Todas las curvas momento-rotación tienen una rigidez rotacional inicial ( $S_{j,ini}$ ). Esta variable indica la proporcionalidad que existe entre el momento aplicado y la rotación producida en la conexión en un rango lineal. A mayor rigidez rotacional, los miembros conectados son menos propensos a rotar entre sí y viceversa. Los modelos a los cuales ya se les ha determinado su rigidez rotacional inicial son: el método componente del Eurocódigo 3 y el método de M.R. Mohamadi-Shoore y M. Mofidb, mientras que en los modelos restantes es necesario estimar este valor.

De manera analítica se aprecia que los modelos: Free y Morris, Krishnamurthy y FEM, presentan un comportamiento aproximadamente lineal en el rango de cero hasta la capacidad resistente a momento del Eurocódigo 3 ( $M_{j,Rd} = 163.49kNm$ ). Ver figura 8.3. Con base en lo anterior, la rigidez rotacional inicial de cada modelo se puede hallar mediante un ajuste lineal por mínimos cuadrados en ese rango.

Figura 8.3. Rangos para calcular la rigidez rotacional inicial



Fuente: Elaboración propia

El ajuste lineal por mínimos cuadrados tiene lugar cuando un grupo de parejas ordenadas presenta un comportamiento, de tal forma que al graficarlas se encuentran aproximadamente sobre una misma recta, cuya ecuación es:

$$y = a + bx \quad (8.1)$$

Donde:

$$a = \frac{N \sum x_i y_i - \sum x_i \sum y_i}{N \sum x_i^2 - (\sum x_i)^2}; \quad b = \frac{N \sum x_i^2 \sum y_i - \sum x_i \sum x_i y_i}{N \sum x_i^2 - (\sum x_i)^2}$$

Siendo  $N$  el número de datos de la serie,  $x_i$  la variable independiente y  $y_i$  la variable dependiente.

Al expresar de forma lineal la curva momento-rotación, considerando la rotación ( $\phi$ ) como la variable independiente y el momento ( $M$ ) como la variable dependiente, se obtiene la expresión:

$$M = a + b\phi$$

Consecuentemente se infiere que la pendiente de la recta,  $b$ , equivale a la rigidez rotacional inicial ( $S_{j,ini}$ ). Además, para estimar el grado de correlación, es decir la calidad del ajuste entre las variables, se utiliza el coeficiente de determinación  $r^2$ , el cual se estima como:

$$r^2 = 1 - \frac{\sum (y_i - y)^2}{\sum (y_i - \bar{y})^2} \quad (8.2)$$

Realizando el ajuste lineal con las ecuaciones previas, a cada modelo momento-rotación ( $M - \phi$ ) mencionado y dentro del rango de cero a  $M_{j,Rd}$ , se encuentran los resultados de la tabla 8.2.

Tabla 8.2. Resultados ajuste lineal para hallar la rigidez rotacional inicial

Modelo	$a$	$b$	$r^2$	$S_{j,ini}$
Frye y Morris	5.109	55440	0.9947	$5.54 \times 10^4$
Krishnamurthy	17.824	175990	0.9639	$1.76 \times 10^5$
FEM	0.455	34683	0.9999	$3.47 \times 10^4$

Fuente: Elaboración propia

Según criterios estadísticos, conforme a los coeficientes de determinación,  $r^2$ , se puede afirmar que los ajustes lineales son de excelente calidad, ya que su valor se encuentra en un rango de 0.81 a 0.9999.

Ahora se realiza una comparación entre la rigidez rotacional inicial del modelo de elementos finitos, y las rigideces halladas con los modelos teóricos, con el fin de contrastar el comportamiento de la conexión en un rango lineal. La tabla 8.3 resume los valores de rigidez rotacional inicial para los modelos teóricos y los compara con los resultados del modelo de elementos finitos.

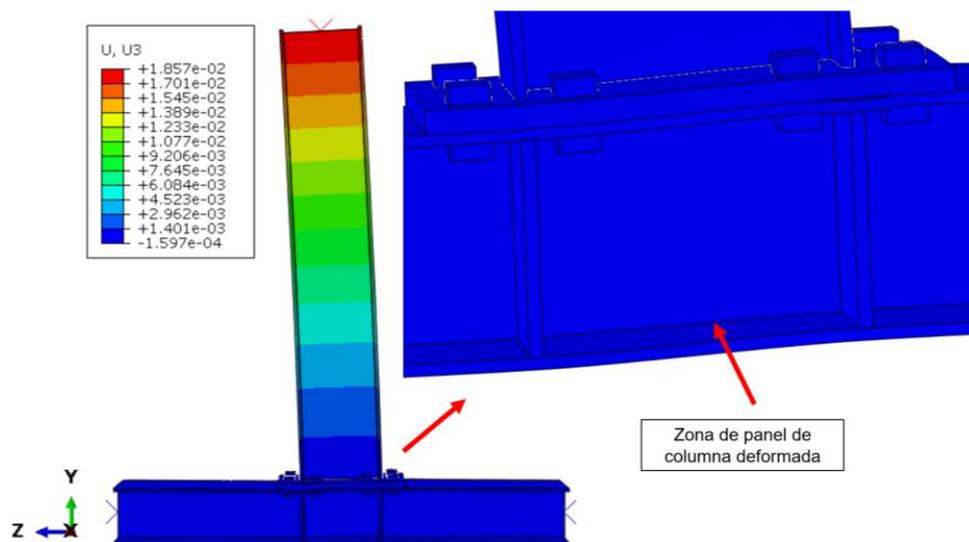
Tabla 8.3. Resumen y comparación de rigidez rotacional inicial de la conexión según varios modelos

Modelo	$S_{j,ini}$ (kNm/rad)	$S_{j,ini_{modelo}}/S_{j,ini_{FEM}}$
Eurocódigo 3	$8.27 \times 10^4$	2.38
Frye y Morris	$5.54 \times 10^4$	1.60
M.R. Mohamadi-Shoore y M. Mofidb	$5.85 \times 10^4$	1.69
Krishnamurthy	$1.76 \times 10^5$	5.07
FEM	$3.47 \times 10^4$	1.00

Fuente: Elaboración propia

De los resultados anteriores se infiere que el modelo de elementos finitos subestima la rigidez rotacional inicial de la conexión en comparación con los modelos teóricos. En el caso del Eurocódigo 3, es posible que esta sea mayor a la rigidez del modelo FEM, debido a que en su cálculo se asumió que el panel de columna, así como el alma de columna en compresión y tensión son componentes infinitamente rígidos, lo cual puede no ser totalmente válido, pues en el modelo de elementos finitos se evidencia que existen deformaciones en estas zonas. Ver figura 8.4.

Figura 8.4. Panel de columna deformado FEM



Fuente: Elaboración propia.

Por otra parte, es importante resaltar que el modelo de elementos finitos no tuvo en cuenta algunos aspectos que pueden incrementar su rigidez. Por ejemplo, en el FEM no se incluyó el radio o filete de la sección del perfil de la viga, ni de la columna, lo que causa una reducción en la inercia de los miembros conectados. Adicionalmente, la fuerza de pretensión de los pernos no fue simulada en el modelo, al igual que el material de aporte de las soldaduras.

Los modelos teóricos restantes también tienen una mayor rigidez rotacional que la del modelo de elementos finitos. Hipotéticamente, esto ocurre porque el modelo de

elementos finitos desprecia factores que pueden incrementar su rigidez, no obstante, los modelos teóricos limitan el proceso de comparación debido a su origen empírico, como el caso del modelo propuesto por Krishnamurthy, cuyo valor es el más disperso del conjunto de datos.

En síntesis, el modelo de elementos finitos resultó ser conservador en la estimación de la rigidez rotacional inicial, lo que va de la mano con la seguridad en el análisis estructural, pues la rotación producida por un momento flector será mayor si se analiza con el FEM y no con los otros modelos, siempre y cuando se encuentre en un rango lineal.

### 8.2.3 Comparación de la capacidad de rotación

La capacidad de rotación de una conexión ( $\phi_{Cd}$ ) es la máxima rotación que esta permite bajo la acción de un momento flector. En el presente estudio se cuenta con tres valores de capacidad rotacional, correspondientes a los modelos Eurocódigo 3, M.R. Mohamadi-Shoore y M. Mofidb, y FEM. En la tabla 8.4 se resumen estas variables y se contrastan con el valor obtenido a través de la modelación por elementos finitos.

Tabla 8.4. Resumen y comparación de capacidad de rotación de la conexión según varios modelos

Modelo	$\phi_{Cd}$ (rad)	$\phi_{Cd_{modelo}}/\phi_{Cd_{FEM}}$
Eurocódigo 3	0.0500	1.01
Frye y Morris	N.I.*	N.I.*
M.R. Mohamadi-Shoore y M. Mofidb	0.0086	0.17
Krishnamurthy	N.I.*	N.I.*
FEM	0.0493	1.00

N.I.\*: No se cuenta con información

Fuente: Elaboración propia

Según los resultados previos se destaca que la capacidad de rotación hallada con el Eurocódigo 3, y con el modelo de elementos finitos son prácticamente iguales (la diferencia es solo de 1%). No obstante, se debe recordar que el valor del Eurocódigo 3 fue tomado de la literatura científica, pues, su cálculo requería de análisis plástico global de la estructura y esto está fuera del alcance del presente estudio. Aun así, se puede decir que los datos tienen una alta correlación. Esta teoría es válida, porque para conexiones resistentes a momento las rotaciones permitidas deben ser relativamente pequeñas (American Institute of Steel Construction, 2016).

En cuanto a la capacidad de rotación estimada con el modelo de M.R. Mohamadi-Shoore y M. Mofidb, esta presenta un valor pequeño comparado con el FEM, pero se debe rescatar que su resistencia a momento también es menor, además el modelo bilineal no tiene una pendiente final horizontal como los otros modelos.

En términos resumidos, el modelo de elementos finitos pudo determinar con gran precisión la máxima rotación de la conexión; variable muy importante, ya que afecta

la capacidad para disipar la energía de una estructura cuando se somete a acciones como las generadas por un sismo.

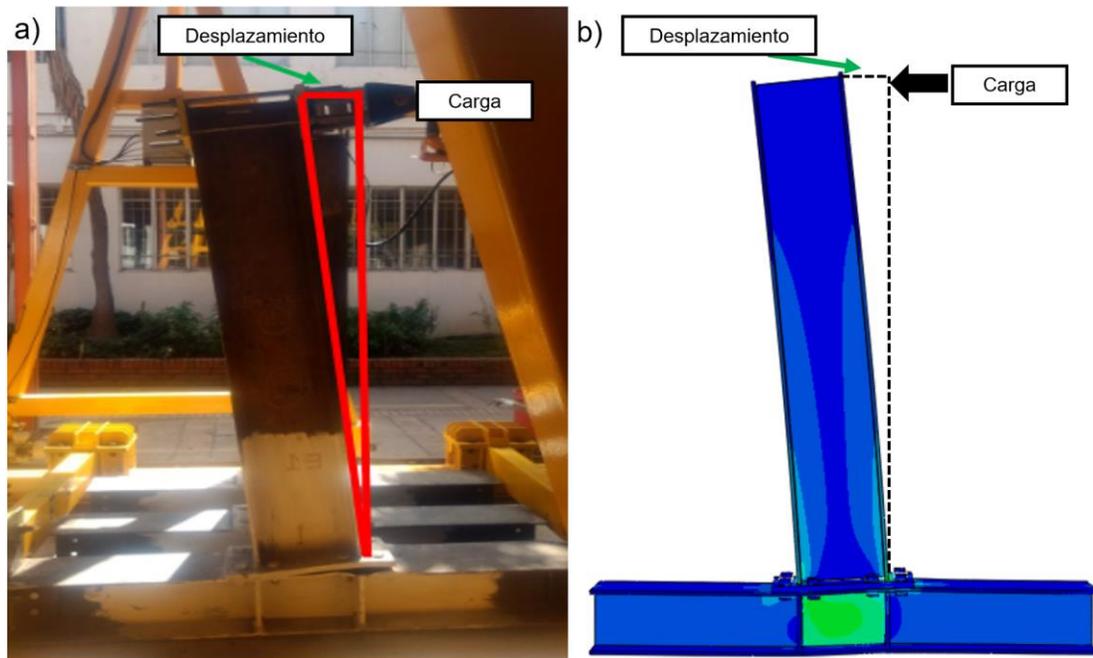
### 8.3 ANÁLISIS CUALITATIVO

En el análisis cualitativo se evalúan las deformaciones y los modos de falla de la conexión bajo la acción de un momento flector. Para llevar a cabo este procedimiento, se hace una comparación entre los resultados de los ensayos experimentales, y los resultados del modelo de elementos finitos. Por otra parte, este último también se contrasta con los modelos teóricos en los que se evaluó la resistencia de la conexión mediante los estados límites de sus componentes, principalmente con el Eurocódigo 3.

#### 8.3.1 Comparación entre ensayos experimentales y FEM

Como se esperaba, al aplicar una carga puntual al espécimen en el extremo libre de la viga, la forma que este adquiere corresponde a la deformada típica de una viga en voladizo. Así sucedió en los ensayos experimentales y en el modelo de elementos finitos. Ver figura 8.5.

Figura 8.5. Deformada del espécimen: a) ensayo experimental; b) FEM

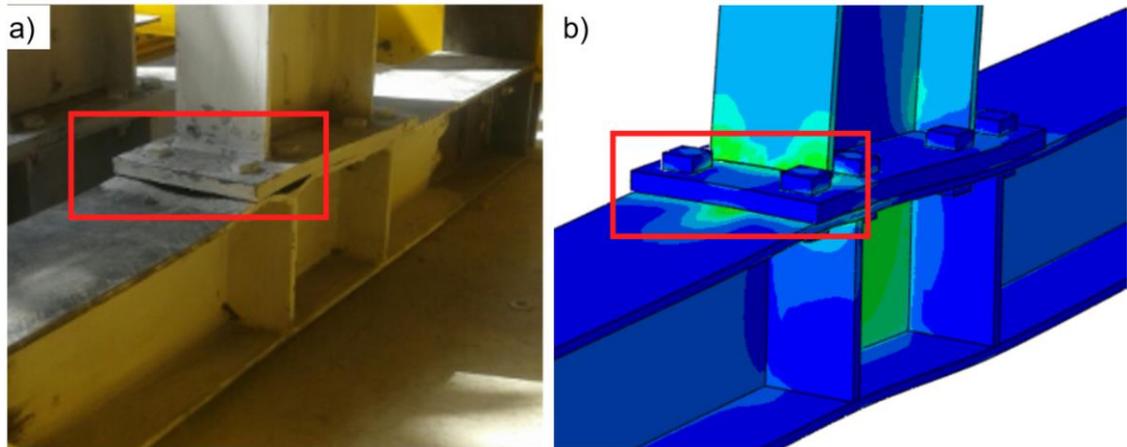


Fuente: a) Diseño preliminar de una conexión con sollicitación a momento de acero estructural, (López, 2018); b) Elaboración propia.

En el primer espécimen de conexión viga-columna ensayado (EPC-1), la deformación de los elementos se evidenció en primer lugar por la separación entre la platina de extremo y el ala de la columna en la zona de tensión (López, 2018). Este resultado coincide, aunque en menor proporción, con el modelo de elementos

finitos cuando se aplica un momento equivalente a la resistencia determinada con el Eruocódigo 3. Ver figura 8.6.

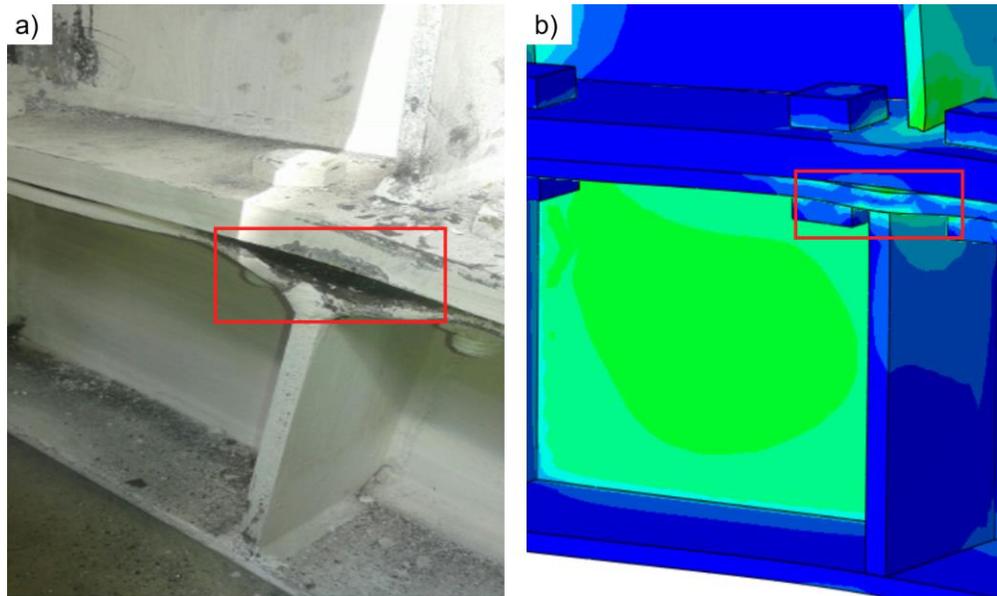
Figura 8.6. Separación entre la platina de extremo y el ala de la columna: a) ensayo experimental; b) FEM



Fuente: a) Diseño preliminar de una conexión con sollicitación a momento de acero estructural, (López, 2018); b) Elaboración propia.

En los ensayos experimentales el ala de la columna en tensión se deformó debido a la fuerza transmitida por los pernos (López, 2018), lo cual también coincide con la simulación por elementos finitos. Ver figura 8.7.

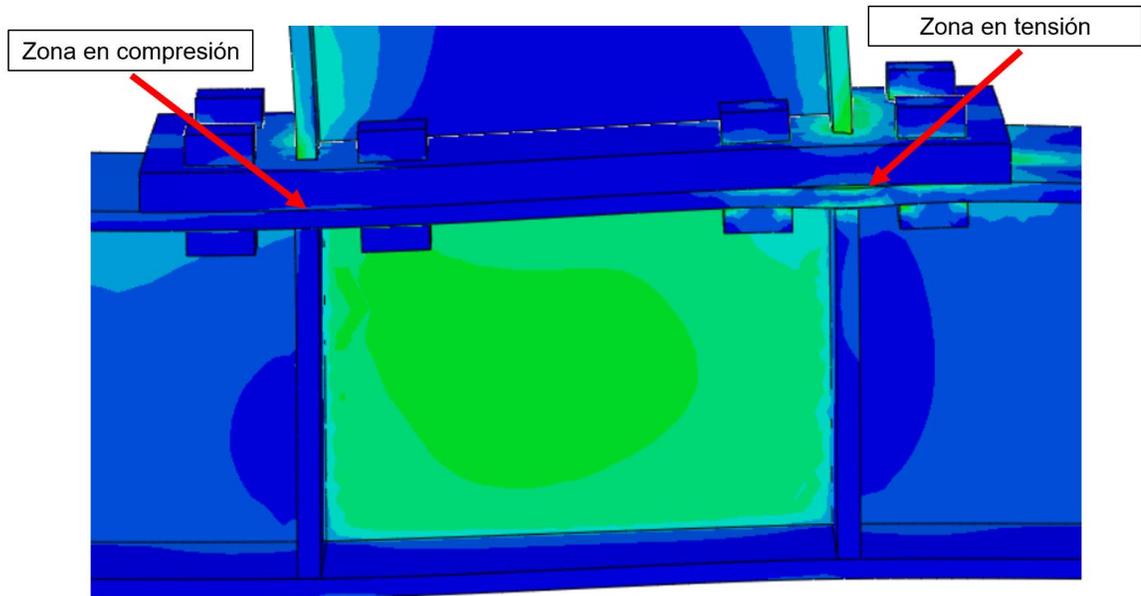
Figura 8.7. Deformación del ala de la columna en la zona de tensión: a) ensayo experimental; b) FEM



Fuente: a) Diseño preliminar de una conexión con sollicitación a momento de acero estructural, (López, 2018); b) Elaboración propia.

Las deformaciones del ala de la columna en compresión son menores respecto a las de la zona en tensión. Ver figura 8.8. Una de las causas de que esto ocurra, es que en la zona comprimida la platina de extremo produce un contacto normal sobre el ala de la columna, por lo tanto, hay mayor distribución de la fuerza en sus componentes. Contrario a la zona de tensión, donde la carga se concentra mayormente alrededor de los pernos, generando la deformación del ala de la columna.

Figura 8.8. Deformación en zonas de tensión y compresión de columna FEM

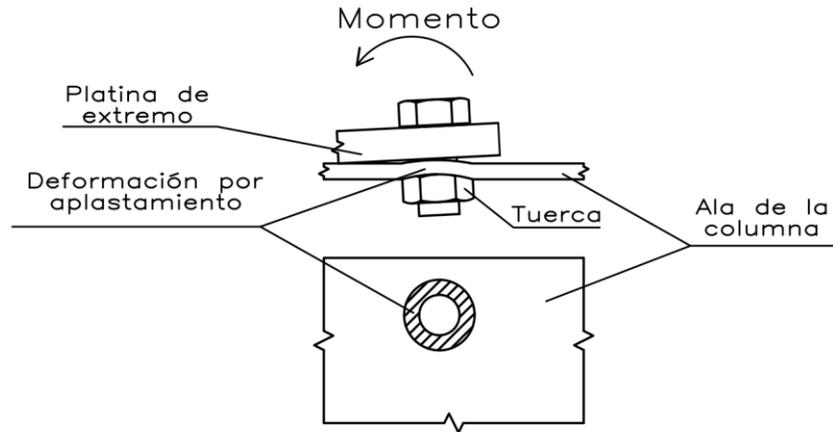


Fuente: Elaboración propia.

Conforme a la figura anterior, se puede decir que los rigidizadores de la columna minimizan la deformación de sus componentes. Por ejemplo, en la distancia comprendida por las dos filas de pernos en tensión, se observa que a mayor cercanía con el rigidizador, menor es la deformación del ala de la columna.

El ala de la columna del espécimen ensayado tuvo grandes deformaciones alrededor de los agujeros de los pernos en tensión (López, 2018). Estas deformaciones se producen por la alta concentración de esfuerzo, en medio de la tuerca y el ala de la columna, ya que gran parte de la carga se trasmite a la columna mediante los cuatro pernos ubicados en la zona tensionada. En otras palabras, las tuercas producen un efecto de aplastamiento en el ala de la columna como se muestra en la figura 8.9.

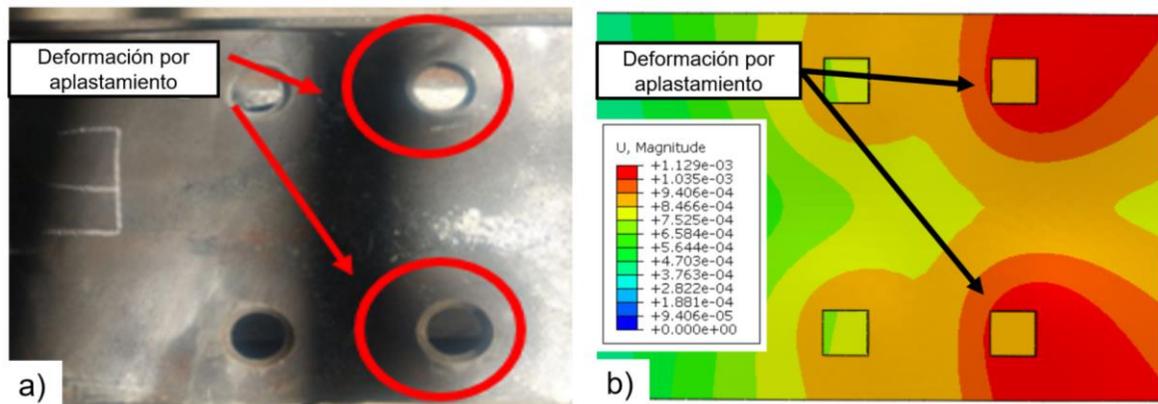
Figura 8.9. Deformación en el ala de la columna por aplastamiento



Fuente: Elaboración propia.

En el modelo de elementos finitos también se observa deformaciones alrededor de los agujeros ubicados en la zona de tensión, a causa del aplastamiento ejercido por la tuerca sobre el ala de la columna. Sin embargo, estas deformaciones son menores a las obtenidas con el ensayo experimental. Ver figura 8.10.

Figura 8.10. Deformación por aplastamiento: a) ensayo experimental; b) FEM



Nota: U, Magnitude es el desplazamiento medido en m

Fuente: a) Diseño preliminar de una conexión con sollicitación a momento de acero estructural, (López, 2018); b) Elaboración propia.

Es probable que las deformaciones por aplastamiento en el ala de la columna, sean mayores en el espécimen ensayado en comparación con el modelo de elementos finitos, porque en realidad la tuerca tiene una forma hexagonal, mientras que en la simulación esta fue representada como un cuadrado, es decir, en el primer caso se aproxima a una forma circular, la cual es adoptada por la deformación, mientras que en el FEM esto no ocurre. Además, los agujeros de los pernos también varían ya que realmente son circulares, pero en el modelo se les dio forma cuadrada.

En términos resumidos, según los ensayos experimentales el ala de la columna en tensión fue el componente del espécimen más afectado, debido a que sufrió una gran plastificación, es decir deformaciones que no se recuperan una vez se hace el retiro de la carga. Ver figura 8.11. Esto coincide con el modelo de elementos finitos, pues como se muestra en el Anexo B, el ala de la columna presenta grandes valores de tensión comparado con los demás elementos de la conexión.

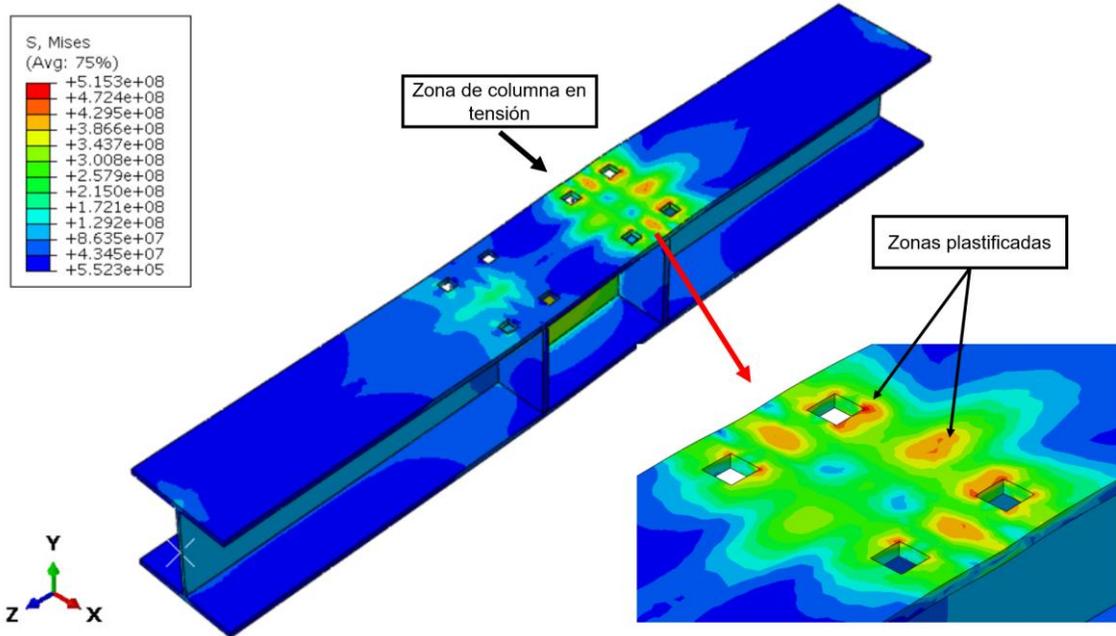
Figura 8.11. Plastificación de la columna en ensayo experimental



Fuente: a) Diseño preliminar de una conexión con sollicitación a momento de acero estructural, (López, 2018).

De manera complementaria, se puede afirmar que el modelo de elementos finitos también presentó plastificación en la zona de la columna tensionada. Esto se verifica al analizar los valores de la tensión equivalente de Von Mises: magnitud que está asociada al criterio de falla según el cual la plastificación de un material dúctil, como el acero, se produce cuando dicha tensión supera el esfuerzo límite de fluencia de ese material. Así pues, se debe recordar que el límite elástico del acero de la columna es  $F_{y,c} = 345 \text{ MPa}$ . A continuación, se muestra la columna deformada en el modelo de elementos finitos con un mapa de colores correspondiente al valor de la tensión de Von Mises. Ver figura 8.12.

Figura 8.12. Tensión de Von Mises en columna deformada FEM

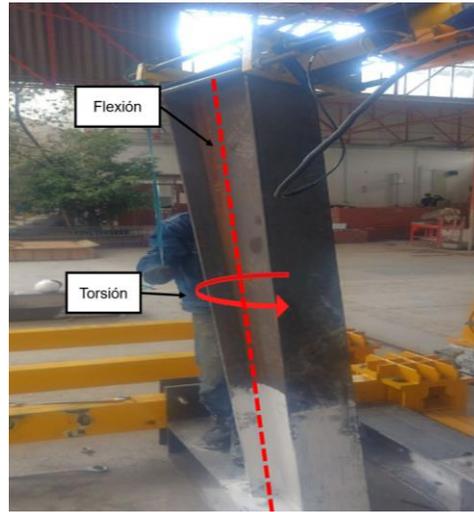


Fuente: Elaboración propia

De acuerdo con la figura anterior, en algunas partes del ala de la columna, la tensión de Von Mises supera claramente el límite elástico del material. Por ejemplo, las zonas de color naranja tienen un valor aproximado de  $3.87 \times 10^8 \text{ Pa}$ , es decir  $387 \text{ MPa}$ , superando de este modo el límite de fluencia del acero. Por lo tanto, es acertado decir que estas zonas están plastificadas, de manera que coincide con los resultados de los ensayos experimentales.

En cuanto al segundo espécimen ensayado (EPC-2), al que se le aplicó series de carga y descarga para evaluar su comportamiento cíclico, este presentó una combinación de esfuerzos de flexión y torsión con respecto al eje longitudinal de la viga. Ver figura 8.13. Este hecho se pudo originar por excentricidad en la aplicación de la carga y falta de arriostramiento de la viga (López, 2018). Entonces, debido a la condición cíclica de la carga, no es pertinente realizar comparaciones entre la deformación del EPC-2 y el modelo de elementos finitos, ya que este último se analizó para condición de carga estática.

Figura 8.13. Deformación del segundo espécimen ensayado (EPC-2)

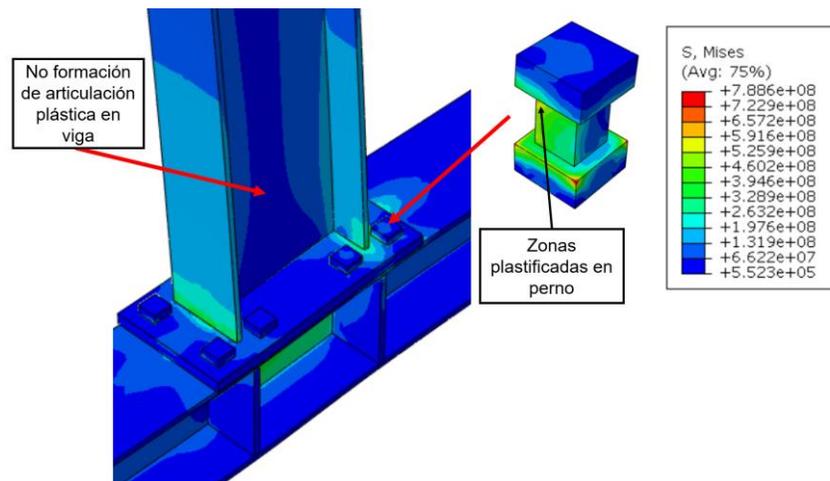


Fuente: Diseño preliminar de una conexión con sollicitación a momento de acero estructural, (López, 2018).

Para concluir la etapa del análisis cualitativo, se esperaba que en la viga se formara una articulación plástica cerca a la conexión (López, 2018), pues las estructuras metálicas se diseñan para que cumplan el criterio de viga débil y columna fuerte. Sin embargo, esto no ocurrió, y por el contrario el elemento más afectado fue la columna, por lo que se recomienda realizar ajustes a la conexión de acero. Además, los pernos usados para la conexión también presentaron plastificación, entonces se deduce que no son óptimos para el prototipo ensayado.

La no formación de la articulación plástica, y la plastificación de los pernos en los ensayos experimentales, nuevamente coinciden con los resultados del modelo de elementos finitos.

Figura 8.14. No formación de articulación plástica y plastificación de perno FEM



Fuente: Elaboración propia

En la figura 8.14 se observa la plastificación del perno, puesto que en algunos puntos la tensión equivalente de Von Mises es aproximadamente  $591\text{ MPa}$ , superando así su límite de fluencia, es decir a  $560\text{ MPa}$ .

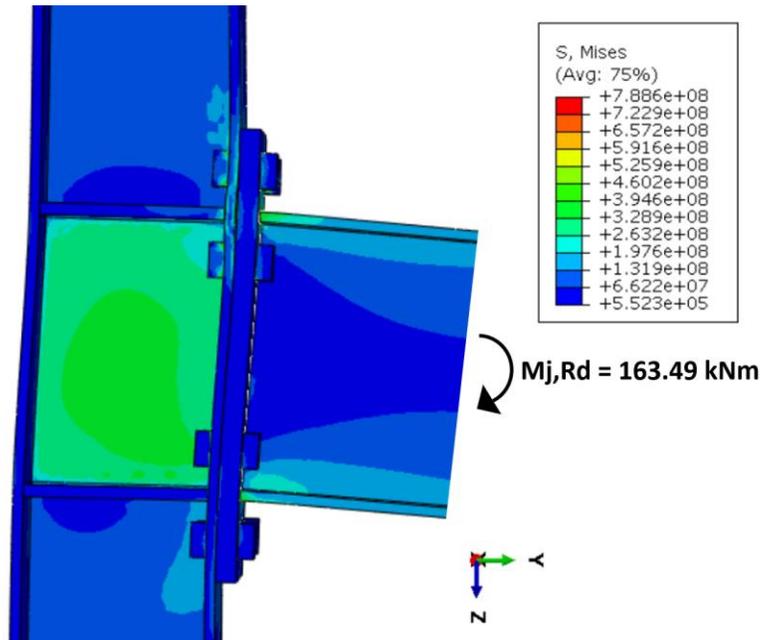
### 8.3.2 Comparación entre modelos teóricos y FEM

Algunos modelos teóricos usados para predecir el comportamiento mecánico de la conexión, se basan en el análisis de la resistencia última de sus componentes, es decir, desarrollan un análisis por estados límites.

El método analítico más integral desarrollado en el presente estudio fue el del Eurocódigo 3, que evalúa la conexión para los modos de falla: a) por tensión en el alma de la columna, b) por flexión en el ala de la columna, c) por flexión en la platina de extremo, y d) por tensión en el alma de la viga; además, en cada uno de estos se tiene en cuenta la resistencia de los pernos. Los estados límites se analizaron de acuerdo con la resistencia de los materiales y la geometría de los componentes, con el objetivo de determinar cuál de estos controla la resistencia de la conexión. El análisis considera que la falla ocurre cuando se supera el límite de fluencia y por tanto se produce su plastificación.

En relación con lo anterior, es posible establecer una comparación de carácter cualitativo entre los estados límites analizados y el modelo de elementos finitos, para lo cual se estudia cada uno de los componentes. En la figura 8.15 se muestra el modelo de elementos finitos deformado por la acción de un momento flector, cuya magnitud corresponde a la capacidad resistente a momento determinada según el Eurocódigo 3, es decir,  $M_{j,Rd} = 163.49\text{ kNm}$ .

Figura 8.15. Conexión viga-columna deformada FEM



Fuente: Elaboración propia

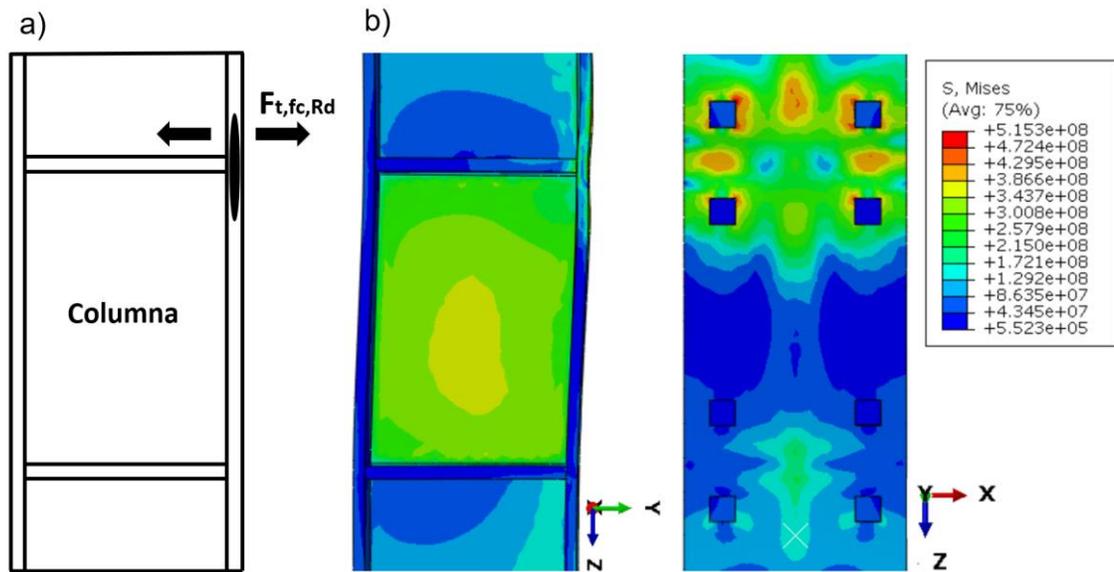
### A. Estado límite de flexión en el ala de la columna

El método del Eurocódigo 3 calcula la resistencia proporcionada por cada una de las filas de pernos de la conexión, en función de los cuatro estados límites descritos. Para el caso de la conexión estudiada, se analizaron las dos filas de pernos en tensión, pues se considera que las demás filas no aportan resistencia a momento.

Para las dos filas de pernos evaluadas, la falla de la conexión se produce en el ala de la columna. Se sabe que este componente controla el diseño porque presenta los valores de capacidad resistente más bajos ( $F_{t,fc,Rd,1} = 213.19 \text{ kN}$  y  $F_{t,fc,Rd,2} = 266.14 \text{ kN}$  para las filas de pernos 1 y 2 respectivamente), comparado con otros elementos como el alma de la columna, la platina de extremo y el alma de la viga.

Según lo anterior, el modo de falla determinado con el Eurocódigo 3 coincide con el modelo de elementos finitos, pues teniendo en cuenta el criterio de falla de Von Mises, en la simulación la mayor plastificación ocurrió en el ala de la columna, es decir, la tensión equivalente en este elemento es mayor al límite elástico del material como se presenta en la figura 8.16.

Figura 8.16. Flexión en el ala de la columna: a) Eurocódigo 3; b) FEM

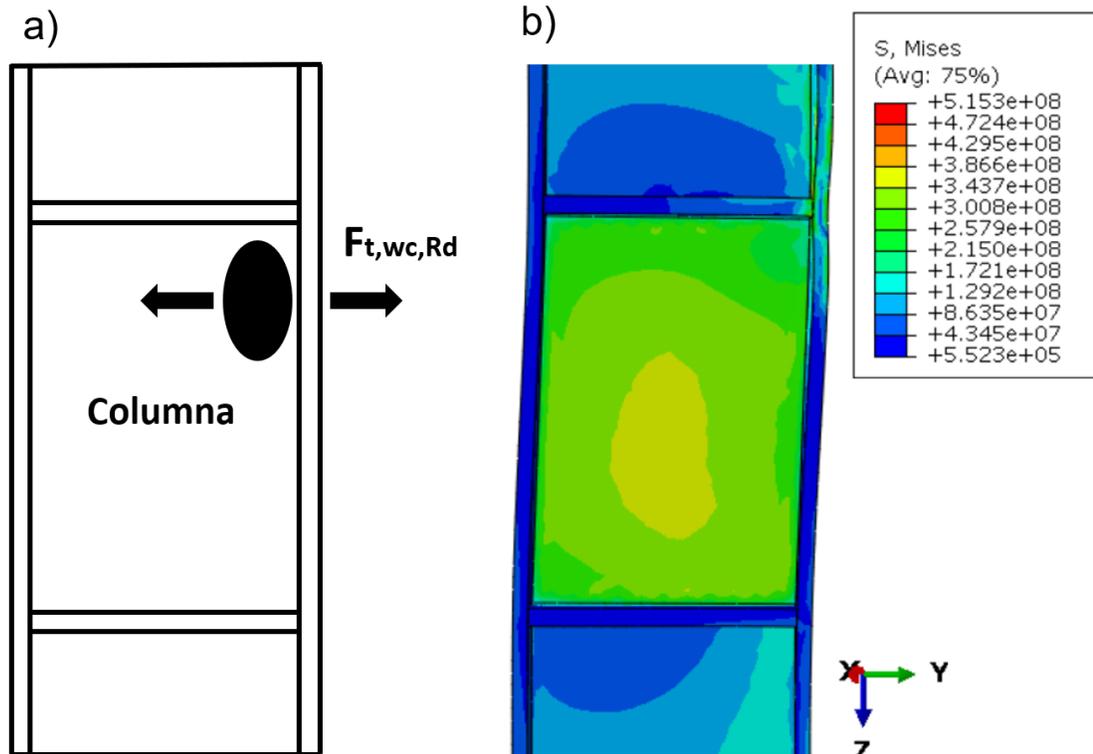


Fuente: Elaboración propia.

### B. Estado límite de tensión en el alma de la columna

Según el Eurocódigo 3, el componente cuya resistencia precede en orden ascendente al ala de la columna, es el alma de la columna ( $F_{t,wc,Rd,1} = 500.73 \text{ kN}$  y  $F_{t,wc,Rd,2} = 625.10 \text{ kN}$  para las filas de pernos 1 y 2 respectivamente). Para confrontar estos resultados con el modelo de elementos finitos, se presenta la figura 8.17.

Figura 8.17. Tensión en el alma de la columna: a) Eurocódigo; b) FEM



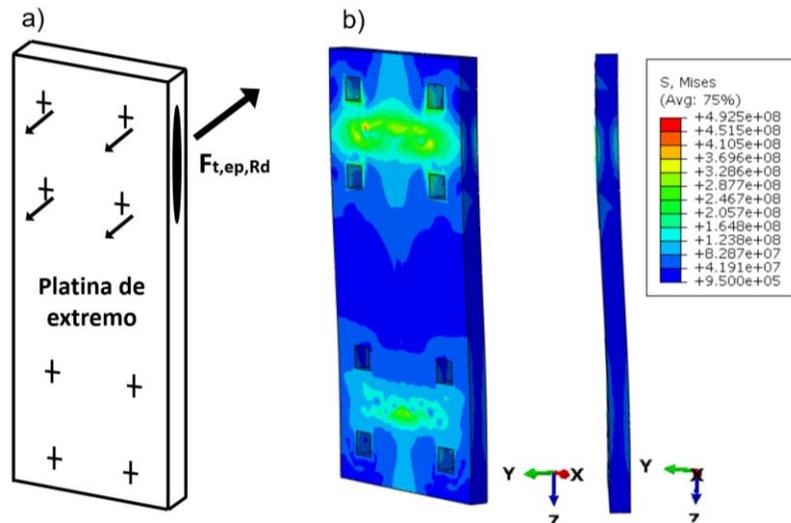
Fuente: Elaboración propia

Considerando el valor de la tensión equivalente de Von Mises, es posible afirmar que la columna de la conexión presenta mayor afectación en su ala que en su alma, puesto que en esta última la tensión es menor. Por ende, los estados límites evaluados por medio del Eurocódigo 3 concuerdan con el modelo de elementos finitos.

### C. Estado límite de flexión en la platina de extremo

La capacidad resistente de la platina de extremo, acorde al Eurocódigo 3 ( $F_{t,ep,Rd,1} = 613.30 \text{ kN}$  y  $F_{t,ep,Rd,2} = 670.79 \text{ kN}$  para las filas de pernos 1 y 2 respectivamente), ubica a este componente como el segundo más resistente de la conexión, por encima del ala y el alma de la columna. Lo que quiere decir que las afectaciones por la carga impuesta son más leves comparadas con los casos anteriores. La validación de esta teoría se hace en relación al modelo de elementos finitos mediante el análisis de la figura 8.18.

Figura 8.18. Flexión en la platina de extremo: a) Eurocódigo; b) FEM



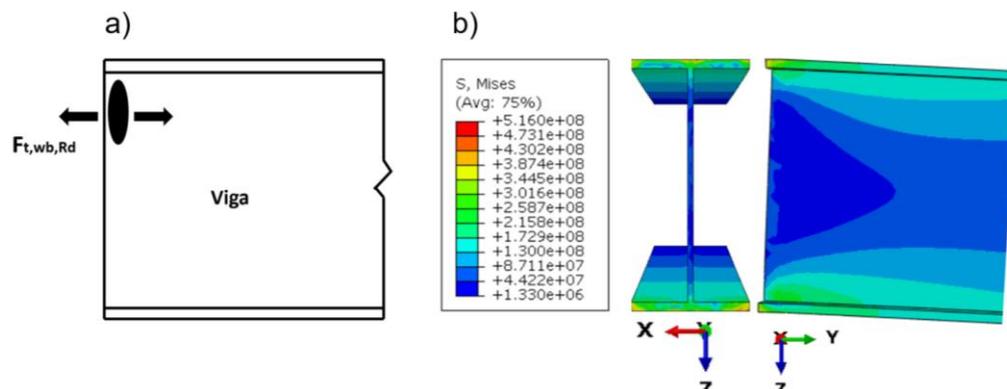
Fuente: Elaboración propia

En efecto, en el modelo de elementos finitos la platina de extremo presenta menor afectación que el alma y ala de la columna, similar al análisis de la conexión por los estados límites del Eurocódigo 3.

#### D. Estado límite de tensión en el alma de la viga

En el procedimiento del Eurocódigo 3, el alma de la viga en tensión presentó la condición menos crítica entre todos los componentes de la conexión, ya que la magnitud de su resistencia es la mayor de todas ( $F_{t,wb,Rd,1} = 724.5 \text{ kN}$  y  $F_{t,wb,Rd,2} = 867.08 \text{ kN}$  para las filas de pernos 1 y 2 respectivamente). Entonces para comparar esta condición con el modelo de elementos finitos, en la figura 8.19 se muestra el alma de la columna deformada.

Figura 8.19. Tensión en el alma de la viga: a) Eurocódigo; b) FEM



Fuente: Elaboración propia

En el modelo de elementos finitos se aprecia que el alma de la viga no sufre grandes afectaciones, puesto que la tensión de Von Mises en este componente está alrededor de  $300 \text{ MPa}$ , o sea, es menor al esfuerzo de fluencia del acero. Por lo tanto, es coherente con la evaluación hecha por el método del Eurocódigo 3.

#### 8.4 CLASIFICACIÓN DE LA CONEXIÓN

La conexión viga-columna analizada se considera resistente a momento debido a sus especificaciones de forma. Pero según los resultados de su rigidez y modos de falla, se encuentra que esta no tuvo la suficiente resistencia para generar un mecanismo de falla en la viga como es lo ideal. Por tal motivo, a continuación, se realiza una clasificación de la conexión, con el fin de determinar si puede ser considerada rígida, o si por el contrario es semirrígida o incluso flexible.

En 1997 autores publicaron un procedimiento para clasificar una conexión de acero (Kishi et al., 1997). Este consiste en normalizar la curva momento rotación mediante la transformación de los parámetros momento actuante ( $M$ ) y rotación ( $\phi$ ) a los parámetros  $m$  y  $\theta$  respectivamente. Para realizar esta transformación se usa las ecuaciones 8.3 y 8.4.

$$m = \frac{M}{M_p} \quad (8.3)$$

$$\theta = \frac{\phi}{\theta_p} \quad (8.4)$$

Donde:

$M_p$  es el momento plástico de la viga conectada, y

$\theta_p$  es la rotación plástica de la viga.

Asimismo, del análisis de una viga de acero sometida a flexión se sabe que su momento plástico se define como:

$$M_p = zF_y \quad (8.5)$$

Donde  $z$  es el módulo de sección plástico de la viga y  $F_y$  el punto de cedencia del material. Para el perfil IPE-360 se tiene  $z = 1019000 \text{ mm}^3$ , y  $F_y = F_{y,b} = 345 \text{ MPa}$ . Por lo tanto, resulta  $M_p = 351.56 \text{ kNm}$ .

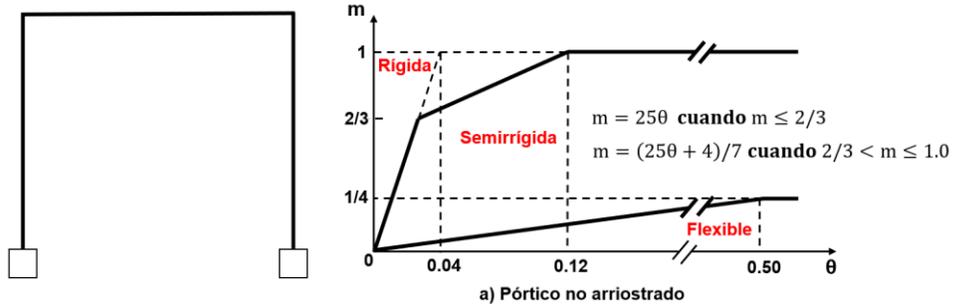
Por otro lado, la rotación plástica de una viga en un pórtico se estima como:

$$\theta_p = \frac{M_p}{(EI/L)} \quad (8.6)$$

Donde  $E$  es el módulo de elasticidad del material de la viga,  $I$  es el segundo momento de área de su sección y  $L$  su longitud. En este caso  $E = 200000 \text{ MPa}$ ,  $I = I_b = 162700000$  y  $L = 4000 \text{ mm}$ . Este último corresponde a la longitud para la cual se diseñó la viga en el pórtico, que equivale al doble del espécimen ensayado. Así pues, resulta  $\theta_p = 0.043 \text{ rad}$ .

Definidos estos parámetros, se procede a realizar la normalización de la curva momento-rotación para luego contrastarla con un modelo establecido, que consiste en una gráfica para clasificar conexiones en pórticos no arriostrados. Ver figura 8.20.

Figura 8.20. Clasificación de conexiones para pórtico no arriostrado



Fuente: Study of Eurocode 3 steel connection classification, (Kishi et al. 1997).

Par llevar a cabo la comparación se realiza la normalización de los datos de la curva momento-rotación hallados con el método componente del Eurocódigo 3, que se encuentran en la tabla 7.7. Los resultados de este procedimiento se reportan en la tabla 8.5.

Tabla 8.5. Valores momento-rotación normalizados Eurocódigo 3

Dato	$m (M/M_p)$	$\theta(\phi/\theta_p)$	Dato	$m (M/M_p)$	$\theta(\phi/\theta_p)$
D-01	0.00	0.00	D-05	0.40	0.08
D-02	0.31	0.03	D-06	0.43	0.11
D-03	0.34	0.04	D-07	0.47	0.14
D-04	0.37	0.06	D-08	0.47	1.16

Fuente: Elaboración propia

Asimismo, para evaluar los resultados del modelo de elementos finitos, se procede a normalizar los valores momento-rotación obtenidos con este proceso, los cuales se encuentran consignados en la tabla 7.14. Los resultados de la normalización se presentan en la tabla 8.6.

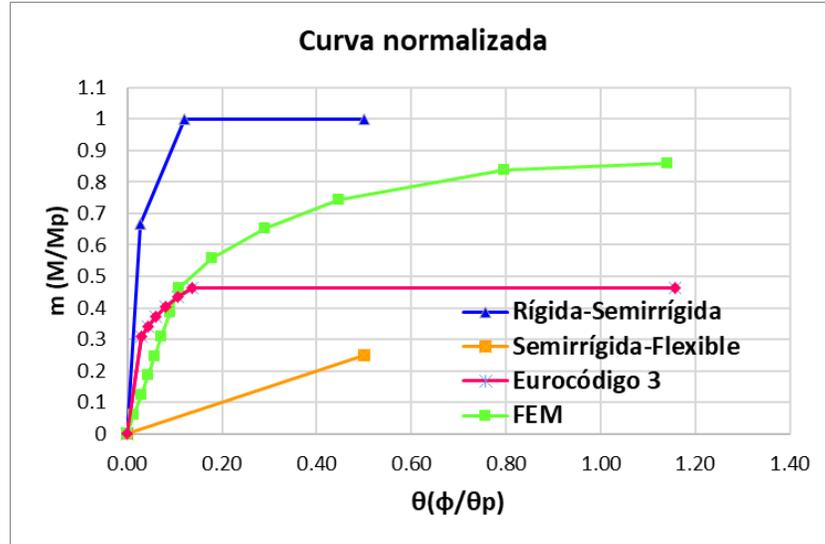
Tabla 8.6. Valores momento-rotación normalizados FEM

Dato	$m (M/M_p)$	$\theta(\phi/\theta_p)$	Dato	$m (M/M_p)$	$\theta(\phi/\theta_p)$
D-01	0.00	0.00	D-08	0.47	0.11
D-02	0.06	0.01	D-09	0.56	0.18
D-03	0.12	0.03	D-10	0.65	0.29
D-04	0.19	0.04	D-11	0.74	0.45
D-05	0.25	0.06	D-12	0.84	0.80
D-06	0.31	0.07	D-13	0.86	1.14
D-07	0.39	0.09			

Fuente: Elaboración propia

Los valores de momento-rotación normalizados en las tablas 8.5 y 8.6, para el método del Eurocódigo y el FEM respectivamente, se grafican junto con el modelo para clasificar la conexión obteniendo como resultado la figura 8.21.

Figura 8.21. Clasificación de conexión según curva momento-rotación



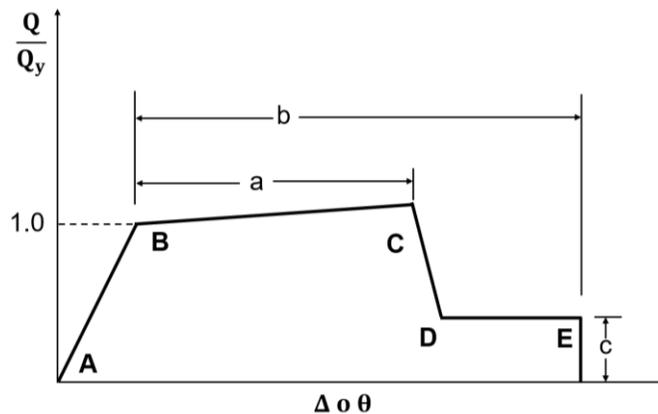
Fuente: Elaboración propia

De acuerdo con la figura 8.21, se puede afirmar que la conexión viga-columna estudiada es semirrígida, ya que su curva momento-rotación, tanto para el modelo hallado con el Eurocódigo como el realizado a partir del FEM, está ubicada en la zona central de la gráfica de clasificación (Kishi et al., 1997). Una vez más se valida que el modelo de elementos finitos tiene una buena afinación con el método componente del Eurocódigo 3, pues por ambos métodos se llega a la conclusión de que la conexión debe ser considerada en los procesos de diseño como semirrígida, es decir, no se debe despreciar las rotaciones entre la viga y la columna bajo la acción de un momento flector.

### 8.5 ANÁLISIS SEGÚN EL MODELO DEL ASCE-41

Para realizar un análisis de resultados orientado al desempeño sísmico de la conexión, a continuación se realiza una comparación entre los resultados del FEM y el modelo generalizado propuesto por la American Society of Civil Engineers, que se detalla en el estándar Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings ASCE-41 (American Society of Civil Engineers, 2017). Esta institución ha dispuesto una serie de modelos fuerza-deformación, como el mostrado en la figura 8.22, para evaluar componentes y elementos de acero.

Figura 8.22. Modelo generalizado fuerza-deformación para componentes y elementos de acero



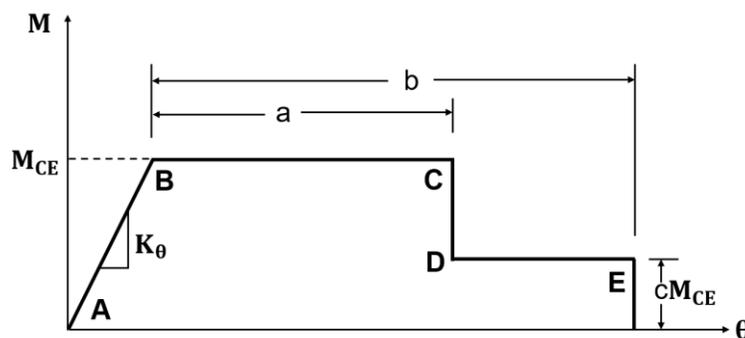
Fuente: Seismic Evaluation and Retrofit of Existing, (ASCE-41, 2017)

El modelo de la figura 8.22 relaciona la fuerza actuante normalizada ( $Q$ ) en un elemento o componente de acero, respecto a la deformación que este experimenta ( $\Delta$  o  $\theta$ ). Allí se puede observar diferentes tramos lineales que representan su comportamiento mecánico. Por ejemplo, el tramo A-B indica el estado elástico lineal del material, el tramo B-C el endurecimiento por deformación, el tramo C-D la pérdida de resistencia y finalmente el tramo D-E representa la resistencia residual antes de su falla total o colapso.

### 8.5.1 Modelo M- $\theta$ para una conexión de acero tipo platina de extremo

Para una conexión de acero viga-columna emperrada con platina de extremo, es posible adaptar el modelo esfuerzo deformación del ASCE-41, a una gráfica momento rotación como la de la figura 8.23. Es decir, se simplifica el modelo al considerar nulo el incremento de resistencia a causa del endurecimiento por deformación en el segundo tramo, además de idealizar que la pérdida de resistencia se produce bajo deformación constante, lo cual está a favor de la seguridad estructural.

Figura 8.23. Modelo M- $\theta$  para conexión de acero ASCE-41



Fuente: Elaboración propia.

Los parámetros involucrados en la construcción del modelo son:

$M_{CE}$  es la resistencia a momento esperada de la conexión;

$K_{\theta}$  es la rigidez rotacional de la conexión en el tramo elástico lineal;

$a$ ,  $b$  y  $c$  son valores de rotación plástica definidos de acuerdo con el tipo de conexión.

El literal 9.4.3.3 del estándar ASCE-41 (American Society of Civil Engineers, 2017), indica que para conexiones emperradas con platina de extremo semirrígidas (o parcialmente rígidas PR), como la del presente estudio acorde a la clasificación previamente realizada, la resistencia a momento esperada de la conexión ( $M_{CE}$ ) corresponde al estado límite de fluencia en la platina de extremo por flexión. Este valor se estima con la ecuación 8.7, dispuesta por el estándar ANSI/AISC-358 (American Institute of Steel Construction, 2016), para el diseño de conexiones precalificadas.

$$M_{CE} = \frac{\phi_d F_{yp} t_p^2 Y_p}{1.11} \quad (8.7)$$

Donde:

$\phi_d$  es un factor de resistencia tomado como 1.0;

$F_{yp}$  es el límite de fluencia de la platina de extremo, en este caso 345 MPa;

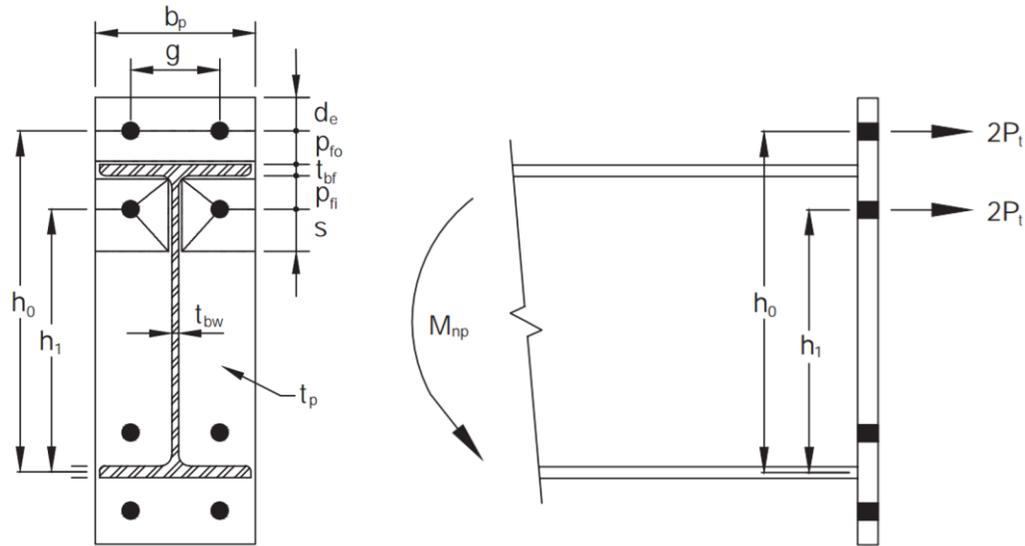
$t_p$  es el espesor de la platina, en este caso 25.4 mm

$Y_p$  es un parámetro asociado a la trayectoria de fluencia en la platina, calculado como:

$$Y_p = \frac{b_p}{2} \left[ h_1 \left( \frac{1}{p_{fi}} + \frac{1}{s} \right) + h_0 \left( \frac{1}{p_{fo}} \right) - \frac{1}{2} \right] + \frac{2}{g} [h_1 (p_{fi} + s)] \quad (8.8)$$

Con  $s = 1/2 \sqrt{b_p g}$ , pero si  $p_{fi} > s$  se toma  $s = p_{fi}$ . Las variables que intervienen en estas ecuaciones corresponden a la geometría de la conexión como se muestra en la siguiente figura.

Figura 8.24. Variables geométricas para estimar  $Y_p$



Fuente: Prequalified Connections (American Institute of Steel Construction, 2016).

Según la geometría de la conexión estudiada, se tiene:  $b_p = 270\text{mm}$ ,  $g = 170\text{mm}$ ,  $p_{fi} = 50\text{mm}$ ,  $p_{fo} = 50\text{mm}$ ,  $h_0 = 403.65\text{mm}$  y  $h_1 = 290.95\text{mm}$ . Entonces, resulta que  $s = 107\text{mm}$  y  $Y_p = 2712\text{mm}$ .

Luego de sustituir los valores correspondientes en la ecuación 8.7, se encuentra que la capacidad resistente a momento de la conexión, para el estado límite de flexión en la platina de extremo es  $M_{CE} = 543.90\text{ kNm}$ .

Por otra parte, el estándar ASCE-41 establece que la rigidez rotacional de una conexión parcialmente restringida a momento, cuando el acero no está cubierto o embebido con respecto a otro material, se puede calcular como:

$$K_{\theta} = \frac{M_{CE}}{0.005\text{rad}} \quad (8.9)$$

Por lo tanto, se obtiene que  $K_{\theta} = 1.09 \times 10^5\text{ kNm/rad}$ .

En cuanto a los valores  $a$ ,  $b$  y  $c$  requeridos para la construcción del modelo, estos se encuentran estipulados en la tabla 9.7-2 del estándar ASCE-41, tal y como se resume en la tabla 8.7, de la cual se infiere que hay tres casos para modelar el comportamiento rotacional en función de los estados límites: fluencia en la platina, fluencia en los pernos y falla en la soldadura. No obstante, este último no es tenido en cuenta debido a que en el FEM no fue simulado.

Asimismo, en la tabla 8.7 se dan a conocer los criterios de aceptación que debe cumplir la conexión para cada estado límite, según los niveles de desempeño estructural de ocupación inmediata (IO), seguridad de la vida (LS) y prevención al colapso (CP). Estos niveles de desempeño se han establecido de acuerdo con la condición de una estructura posterior a los efectos de un sismo (American Society

of Civil Engineers, 2017). De tal modo, el nivel de desempeño IO corresponde al caso en el cual una estructura no sufre graves daños bajo la acción de un sismo y es segura para ser ocupada transcurrido este, puesto que no se deteriora su rigidez y resistencia. El nivel de desempeño LS, se define como el estado de daño bajo el cual algunos componentes de la estructura han sido afectados, no obstante, la edificación no presenta daños que puedan ocasionar su colapso parcial o global. Por último, el nivel de desempeño CP, se refiere al estado en el cual la estructura ha sufrido daños en sus componentes y aún puede soportar cargas gravitacionales, pero no tiene ninguna restricción contra el colapso.

Tabla 8.7. Parámetros de modelación y criterios de aceptación para conexión

Componente o acción	Parámetros de modelación			Criterios de aceptación		
	Ángulo de rotación plástica (radianes)		Resistencia residual	Ángulo de rotación plástica (radianes)		
	a	b	c	IO	LS	CP
Conexión platina de extremo:						
1. Fluencia en la platina	0.042	0.042	0.8	0.010	0.035	0.035
2. Fluencia en los pernos	0.018	0.024	0.8	0.008	0.020	0.020
3. Falla en la soldadura	0.012	0.018	0.8	0.003	0.015	0.015

Fuente: Seismic Evaluation and Retrofit of Existing, (ASCE-41, 2017).

Definidos los parámetros  $M_{CE}$ ,  $K_{\theta}$ ,  $a$ ,  $b$  y  $c$ , se calcula cada punto (A al E) que conforma el modelo momento-rotación de la conexión para el estado límite de fluencia en la platina. Los resultados se presentan en la tabla 8.8.

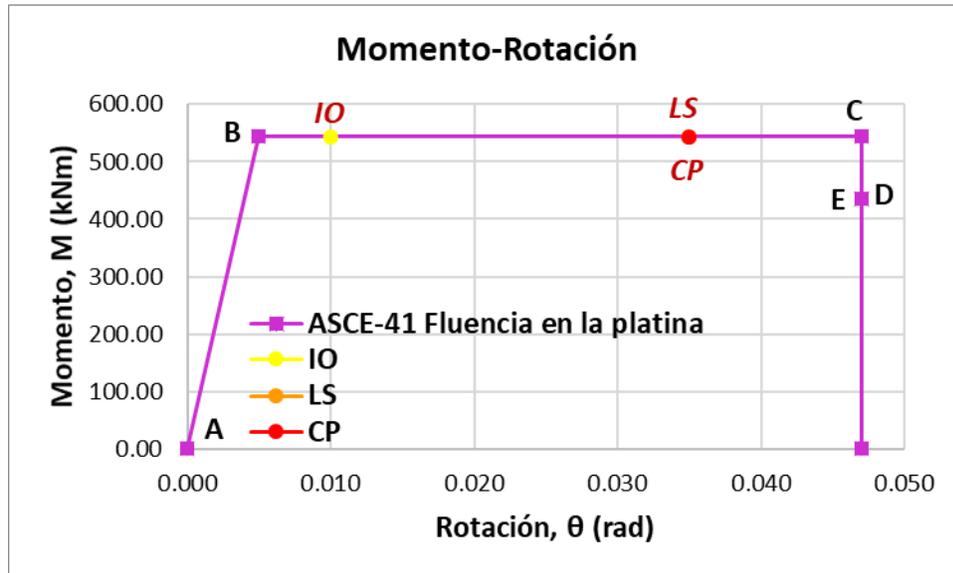
Tabla 8.8. Valores modelo M- $\theta$  para fluencia en la platina

Punto	Fluencia en la platina	
	$\theta$	M
A	0.000	0.00
B	0.005	543.90
C	0.047	543.90
D	0.047	435.12
E	0.047	435.12

Fuente: Elaboración propia.

Con los valores reportados en la tabla 8.8, junto con los datos concernientes a los niveles de desempeño estructural, se realiza el modelo momento-rotación establecido por el ASCE-41 para el estado límite de fluencia en la platina de extremo en la conexión estudiada. Ver figura 8.25.

Figura 8.25. Modelo M-θ de la conexión para fluencia en la platina



Fuente: Elaboración propia.

### 8.5.2 Modelo M-θ para fluencia en los pernos

Con el fin de modelar el comportamiento rotacional de la conexión para el estado límite de fluencia en los pernos, según el ASCE-41, se sigue el mismo procedimiento anterior, pero ahora el valor de la resistencia esperada en la conexión ( $M_{CE}$ ) se toma como la capacidad resistente a momento de los pernos. Para esto se usa la ecuación del estándar ANSI/AISC-358 (American Institute of Steel Construction, 2016) sobre conexiones precalificadas, donde se indica calcular su valor con la siguiente ecuación.

$$M_{CE} = M_f = \phi_n F_{nt} \frac{\pi}{2} d_b^2 (h_0 + h_1) \quad (8.10)$$

Donde:

$\phi_n$  es un factor de resistencia igual a 0.90;

$F_{nt}$  es la resistencia a tensión de los pernos, en este caso 560 MPa;

$d_b$  es el diámetro nominal del perno, en este caso 31.8mm;

$h_0$  es la distancia desde el centro de compresión hasta la fila exterior de pernos, en este caso 403.65mm, ver figura 8.24;

$h_1$  es la distancia desde el centro de compresión hasta la fila de pernos 1, en este caso 290.95mm, ver figura 8.24.

Al sustituir las variables correspondientes se obtiene como resultado, que la resistencia esperada en la conexión para el estado límite de fluencia en los pernos es  $M_{CE} = 556.08 \text{ kNm}$ .

De la ecuación 8.9, resulta que la rigidez rotacional para el estado límite de fluencia en los pernos equivale a  $K_{\theta} = 1.11 \times 10^5 \text{ kNm/rad}$ .

Con los valores de  $M_{CE} = 556.08 \text{ kNm}$  y  $K_{\theta} = 1.11 \times 10^5 \text{ kNm/rad}$ , junto a los valores consignados en la tabla 8.7, se calculan los puntos del modelo generalizado fuerza-deformación, los cuales se resumen en la siguiente tabla.

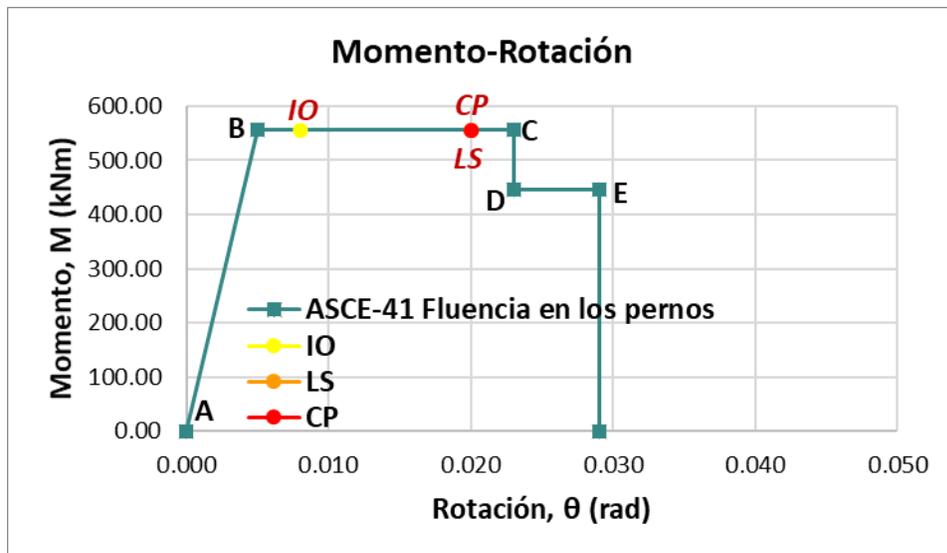
Tabla 8.9. Valores modelo M- $\theta$  para fluencia en los pernos

Dato	Punto	Fluencia en los pernos	
		$\theta$	M
D-01	A	0.000	0.00
D-02	B	0.005	556.08
D-03	C	0.023	556.08
D-04	D	0.023	444.87
D-05	E	0.029	444.87

Fuente: Elaboración propia.

A partir de los datos presentados en la tabla 8.9, junto con los valores de deformación aceptables según el nivel de desempeño sísmico de la conexión, ver tabla 8.7, se construye el modelo momento-rotación que describe el comportamiento rotacional de la conexión para el estado límite de fluencia en los pernos, tal y como se muestra en la figura 8.26.

Figura 8.26. Modelo M- $\theta$  de la conexión para fluencia en los pernos



Fuente: Elaboración propia.

### 8.5.3 Modelo M- $\theta$ para fluencia en el ala de la columna

De análisis anteriores se sabe que la conexión falló principalmente por fluencia en el ala de la columna. Por tal motivo, aunque no lo sugiere el estándar ASCE-41, a continuación, se realiza el modelo generalizado fuerza-deformación de la figura 8.23

para este estado límite. Entonces, ahora la resistencia a momento esperada en la conexión ( $M_{CE}$ ) corresponde a la capacidad resistente a momento estimada para el estado límite del componente analizado.

Dicho esto, el estándar ANSI/AISC 358, proporciona la siguiente ecuación para el cálculo de la resistencia a flexión por fluencia en la aleta de la columna.

$$M_{CE} = \phi_d M_{fc} = \phi_d F_{yc} t_{fc}^2 Y_c \quad (8.11)$$

Donde:

$\phi_d$  es un factor de resistencia tomado como 1.0;

$F_{yc}$  es el esfuerzo de fluencia del ala de la columna, en este caso 345 MPa;

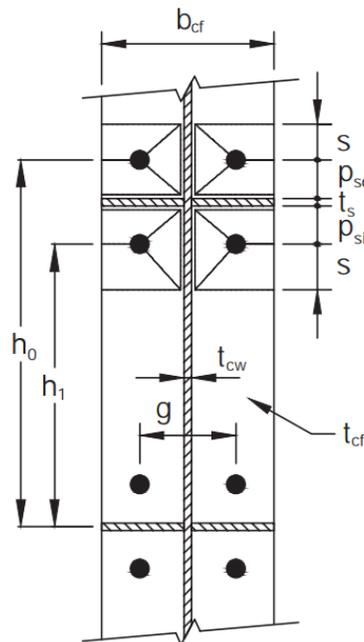
$t_{fc}$  es el espesor del ala de la columna, en este caso 12.5 mm;

$Y_c$  es un parámetro asociado a la trayectoria de falla por fluencia en el ala de la columna que, para una columna con rigidizadores, se estima como sigue:

$$Y_c = \frac{b_{fc}}{2} \left[ h_1 \left( \frac{1}{s} + \frac{1}{p_{si}} \right) + h_0 \left( \frac{1}{s} + \frac{1}{p_{so}} \right) \right] + \frac{2}{g} [h_1(s + p_{si}) + h_0(s + p_{so})] \quad (8.12)$$

Con  $s = 1/2 \sqrt{b_{fc} g}$  siempre y cuando  $p_{si} > s$ , de lo contrario  $s = p_{si}$ . Las variables que intervienen aquí se representan en la siguiente figura.

Figura 8.27. Variables para estimar  $Y_c$



Fuente: Prequalified Connections (American Institute of Steel Construction, 2016).

De la geometría de la conexión se sabe que  $b_{fc} = 260mm$ ,  $h_1 = 290.95mm$ ,  $h_0 = 403.65mm$ ,  $g = 170mm$ ,  $p_{si} = 48.85mm$  y  $p_{so} = 48.85mm$ . Por lo tanto, se obtiene como resultado  $s = 105mm$  y  $Y_p = 3966mm$ .

En consecuencia, la resistencia a flexión esperada en la conexión para el estado límite de fluencia en el ala de la columna es  $M_{CE} = 213.77 kNm$ . Además, con la ecuación 8.9 se deduce que la rigidez rotacional de la conexión para este estado límite es  $K_\theta = 4.28 \times 10^4 kNm/rad$ . Con estos valores junto con los datos de la tabla 8.7, si se consideran las mismas condiciones para la platina de extremo, se pueden estimar los puntos del diagrama momento-rotación para el estado límite de fluencia en el ala de la columna. Los resultados se presentan en la tabla 8.10.

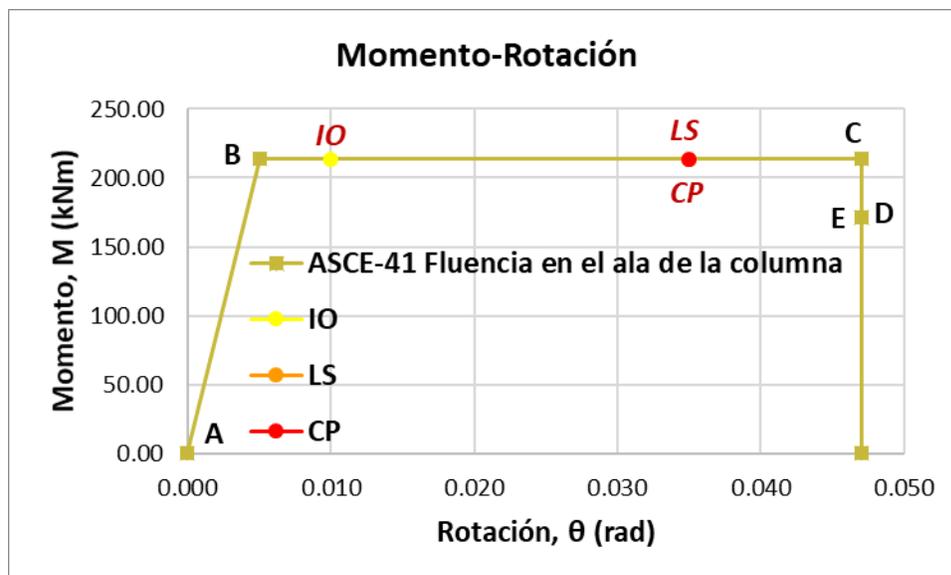
Tabla 8.10. Valores modelo M- $\theta$  para fluencia en el ala de la columna

Dato	Punto	Fluencia en el ala de la columna	
		$\theta$	M
D-01	A	0.000	0.00
D-02	B	0.005	213.77
D-03	C	0.047	213.77
D-04	D	0.047	171.02
D-05	E	0.047	171.02

Fuente: Elaboración propia.

A partir de la tabla anterior y la tabla 8.7, siempre y cuando se considere las rotaciones para los niveles de desempeño de la platina de extremo, se construye el diagrama de momento-rotación de la conexión correspondiente a estado límite de fluencia en el ala de la columna. Ver figura 8.28.

Figura 8.28. Modelo M- $\theta$  de la conexión para fluencia en el ala de la columna

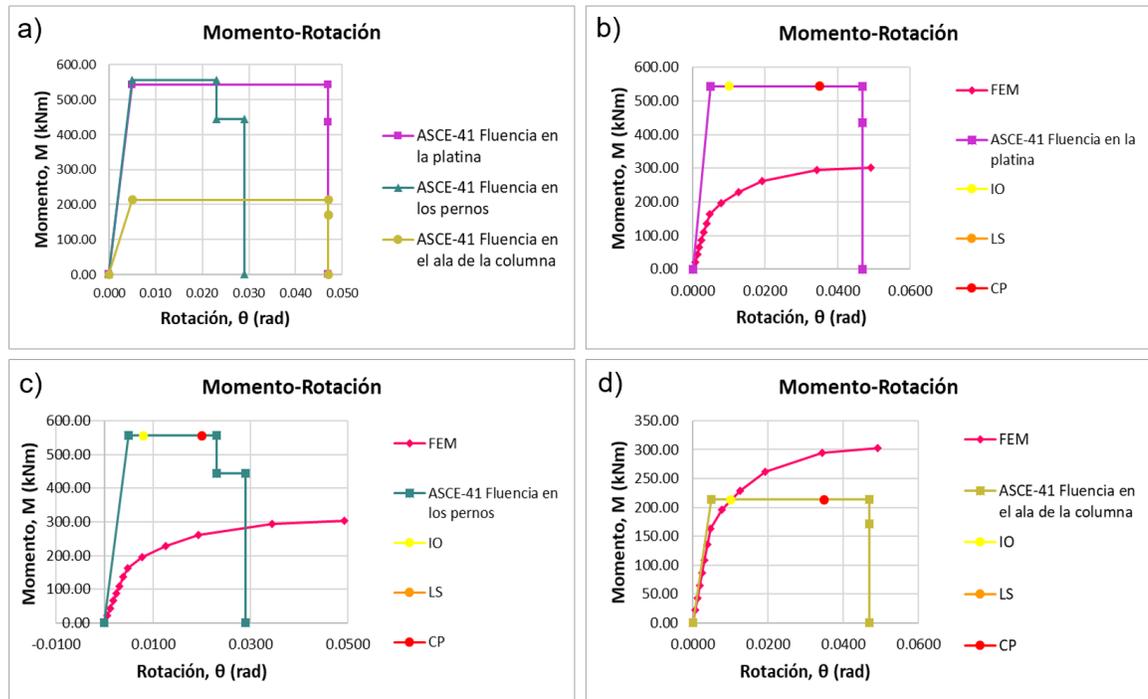


Fuente: Elaboración propia.

### 8.5.4 Comparación de resultados

Los modelos realizados con los criterios del ASCE-41, se contrastan entre sí, ver figura 8.28 a); y con los resultados del modelo de elementos finitos (FEM), ver figura 8.28 b) a d), para evaluar el comportamiento mecánico de la conexión en función de los estados límites de sus componentes, así como los niveles de desempeño de la conexión.

Figura 8.29. Comparación entre modelos ASCE-41 y FEM



Fuente: Elaboración propia.

Acorde a la figura 8.29 a), el estado límite que controla la resistencia de la conexión es la fluencia en el ala de la columna, ya que proporciona un valor de  $213.77 \text{ kNm}$ , mientras que para los estados límites de fluencia en los pernos y en la platina se tiene  $556.08 \text{ kNm}$  y  $543.90 \text{ kNm}$  respectivamente. Esta afirmación coincide con los resultados del método componente del Eurocódigo 3, donde se encontró que la resistencia a flexión está controlada por el ala de la columna, con un valor de  $163.49 \text{ kNm}$ .

La figura 8.29 b) indica que la curva momento-rotación hallada con el FEM y la obtenida con el método del ASCE-41 para el estado límite de fluencia en la platina, presentan un comportamiento similar. En ambas existe un tramo inicial con pendiente constante correspondiente al rango elástico lineal, posteriormente surge un tramo en el que las deformaciones aumentan en mayor proporción al momento actuante, lo que se asocia al inicio de la plastificación del material, y finalmente ambos gráficos indican un punto de falla. La capacidad resistente a momento, así como la rigidez rotacional o pendiente de la curva, son mayores en el modelo teórico

que en el FEM, pues este último, a diferencia del primero, si considera el comportamiento de todos los componentes de la conexión. Adicionalmente, se destaca el hecho de que la capacidad de rotación es similar para ambos modelos, y está alrededor de  $0.005 \text{ rad}$ .

El modelo momento-rotación para el estado límite de fluencia en los pernos del ASCE-41, se pone en contraste con los resultados de la modelación en la figura 8.29 c). Además de las diferencias señaladas para el estado límite de fluencia en la platina, por la mismas razones explicadas, de aquí se resalta el hecho de que el modelo teórico representa una disminución de la resistencia y una resistencia residual antes del colapso o falla total de la conexión, lo cual no sucede con el FEM porque en este no se simuló la falla total, si no que la aplicación de la carga se efectuó hasta que el programa advirtió sobre deformaciones excesivas que pudiesen alterar el registro de datos correctos. En relación a la capacidad de rotación, el modelo hallado con la simulación presenta un valor mayor que el modelo del ASCE-41, esto puede ser atribuido a que el FEM desprecia la fuerza de pretensión en los pernos.

De todos los modelos ASCE-41 realizados, el que más se aproxima al obtenido con el modelo de elementos finitos, es el estado límite de fluencia en el ala de la columna. Ver figura 8.29 c). En tramo inicial lineal de la gráfica momento-rotación, la rigidez es similar para los dos casos, pues para el FEM su valor es  $3.47 \times 10^4 \text{ kNm/rad}$  y para el modelo teórico es  $4.28 \times 10^4 \text{ kNm/rad}$ , es decir hay una diferencia de 18% en la que el FEM subestima la rigidez de la conexión respecto al ASCE-41, lo cual está a favor de la seguridad estructural. En segunda instancia, la capacidad resistente a momento de la conexión viga-columna es semejante para los dos modelos, pues el teórico indica que la falla de la conexión está controlada por el ala de la columna en tensión, con un valor de  $213.77 \text{ kNm}$ , y se debe recordar que en la simulación este elemento presentó indicios de plastificación cuando se aplicó un momento igual a  $163.49 \text{ kNm}$ , lo que se puede evidenciar igualmente en la gráfica, porque para esa magnitud se observa el cambio de un tramo lineal a uno donde se degrada la rigidez progresivamente. De acuerdo a esto, se afirma que el FEM subestima la resistencia del modelo ASCE-41 en 23%, lo que nuevamente va de la mano con la seguridad en los procesos de diseño estructural. Finalmente, se destaca que también hay similitud en la capacidad de rotación para los dos modelos.

Al evaluar los niveles de desempeño sísmico de la conexión para los casos de ocupación inmediata (IO), seguridad de la vida (LS) y prevención al colapso (CP) se encuentra lo siguiente:

- 1) para el estado límite de fluencia en la platina de extremo y para el de fluencia en el ala de la columna, figuras 8.26 b) y d) respectivamente, las deformaciones angulares aceptables para IO ( $0.10 \text{ rad}$ ), así como para LS y CP ( $0.035 \text{ rad}$ ) están ubicadas en el segundo segmento de la curva momento-rotación del ASCE-41, lo cual coincide con el modelo de elementos finitos, en otras palabras, tanto el modelo teórico como la simulación presentan las rotaciones plásticas aceptables en el rango plástico de la curva;

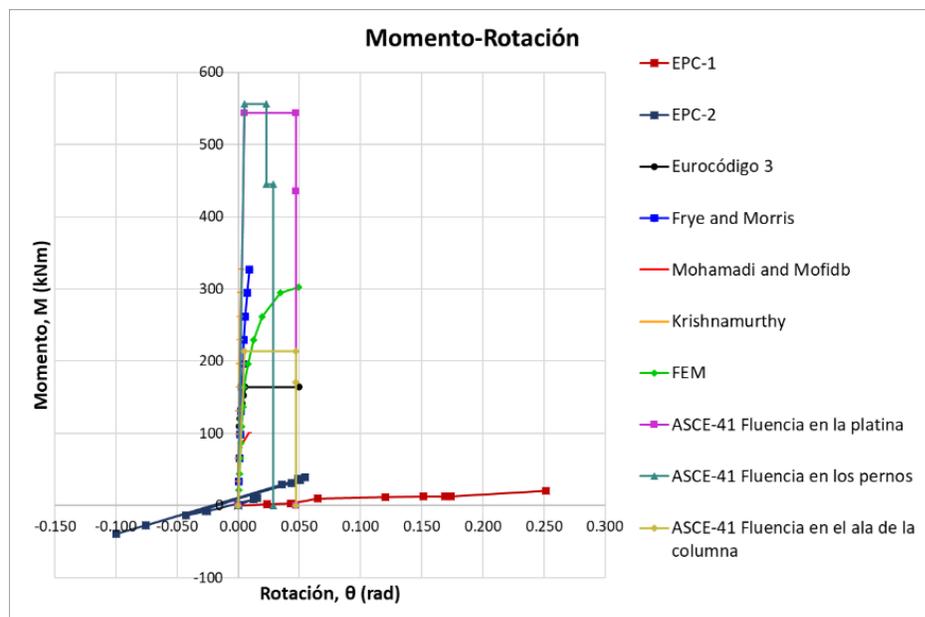
2) el estado límite de fluencia en los pernos, ver figura 8.26 b), también presenta similitud en la ubicación de los ángulos de rotación plástica aceptables para los tres niveles de desempeño sísmico entre la gráfica del modelo teórico y la del FEM, ya que se encuentran en el segundo tramo de la curva momento-rotación.

En síntesis, si la conexión del estudio se evalúa para los niveles de desempeño sísmico por control de deformaciones rotacionales, el modelo generalizado del estándar ASCE-41 coincide con los resultados de la modelación por elementos finitos.

### 8.5.5 Resumen de curvas momento-rotación

La principal herramienta empleada en el presente estudio para determinar el comportamiento mecánico de la conexión fue la curva momento-rotación. Razón por la cual, en la siguiente gráfica se resumen todas las curvas realizadas, es decir, se incluyen los métodos experimentales, teóricos y por su puesto el del modelo de elementos finitos.

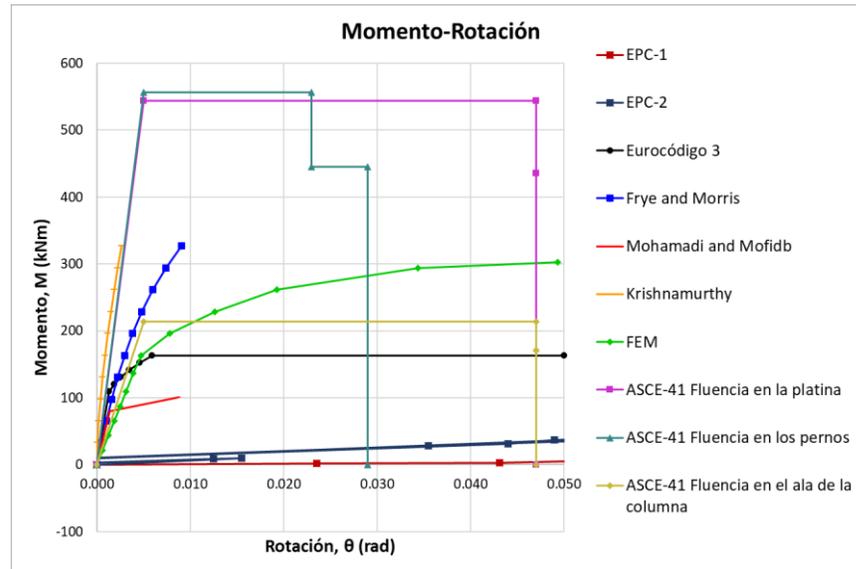
Figura 8.30. Resumen de curvas momento-rotación



Fuente: Elaboración propia.

Al analizar la gráfica anterior se evidencia que las curvas con mayor dispersión entre todo el conjunto, corresponden a los modelos elaborados a partir de los ensayos experimentales de los especímenes EPC-1 y EPC-2. Esto se debe a que durante los ensayos se presentó un error de interacción entre el espécimen y el marco de pruebas, por lo tanto, la relación entre carga y desplazamiento registrada no es confiable para determinar el comportamiento de la conexión. Entonces, para mejorar el análisis de los modelos restantes se presenta la gráfica anterior, pero con límites de rotación 0 a 0.05 rad, ya que este rango comprende el mayor número de modelos.

Figura 8.31. Resumen de curvas momento-rotación, grafica ampliada



Fuente: Elaboración propia.

Se debe resaltar que la curva momento-rotación realizada con el modelo de elementos finitos, representa el comportamiento de la conexión hasta que ocurre la falla por fluencia en el ala de la columna, pues este elemento experimenta las mayores tensiones entre todos los componentes. Lo anterior coincide con el modelo ASCE-41 para el estado límite de fluencia en el ala de la columna, ya que esta curva es la más próxima a la del FEM, contrario a los estados límites de fluencia en los pernos y en la platina, cuyas resistencias son bastante mayores. El modelo de elementos finitos también coincide en este aspecto con el modelo Eurocódigo 3, debido a que, con este último se concluyó que el componente que controla la resistencia de la conexión es el ala de la columna.

Por otra parte, los modelos empíricos como el de Frye y Morris o el de Krishnamurthy, no permiten hacer un análisis del comportamiento mecánico de la conexión tan riguroso, como con el modelo de elementos finitos o los modelos analíticos. Esto se debe a que son construidos con ecuaciones que relacionan el momento y la rotación para un tipo de conexión específico, sin tener en cuenta los estados límites de resistencia. No obstante, presentan similitud en el tramo inicial de la curva con los demás, es decir su comportamiento es aproximadamente lineal, por ende, permitan determinar la rigidez inicial de la conexión.

## 9. RECOMENDACIONES

En este trabajo se determinó el comportamiento mecánico de una conexión en acero, mediante un modelo de elementos finitos. A continuación, se enuncian algunas recomendaciones para investigaciones relacionadas.

Sobre la utilización del software para modelación de elementos finitos se extraen los siguientes aspectos:

- El programa usado en el presente trabajo fue ABAQUS/CAE, y el modelo de elementos finitos se desarrolló en un computador con procesador CORE i3 bajo condiciones de carga estática. Entonces, se aconseja que, en caso de llevar a cabo un proceso con carga dinámica, se utilice un computador con mayor capacidad de procesar información, a fin de solucionar el problema planteado más rápido.
- La pretensión de los pernos puede ser simulada para incrementar la rigidez de la conexión, pues es posible que gracias a esta ocurra una mayor fricción entre sus elementos. Asimismo, es recomendable refinar el modelo con una interacción entre el vástago de los pernos y los elementos conectados para evaluar su comportamiento.
- Es bueno representar los elementos de formas circulares reales, con formas rectangulares de área equivalente en el modelo de elementos finitos, ya que así se tendrá mayor uniformidad en el mallado, por ende, se disminuirá el error de los resultados. Por ejemplo, se recomienda simular la soldadura y el filete de perfiles estructurales, como triángulos rectángulos de área equivalente.

En relación a los ensayos experimentales, se destacan las siguientes sugerencias:

- Se debe asegurar una perfecta interacción entre el espécimen y el marco de pruebas, con el propósito de garantizar que los extremos de la columna sean empotramientos perfectos, y así obtener resultados precisos.
- Es aconsejable medir el desplazamiento de la viga, no solamente en su extremo, sino en un punto intermedio o cercano a la conexión para evaluar la calidad de los datos registrados.
- Si la aplicación de la carga se hace rápida es ideal registrar su frecuencia para tener en cuenta fuerzas dinámicas en el modelo de elementos finitos.

Por último, sobre modelos teóricos para predecir el comportamiento mecánico de la conexión, se aconseja integrar los estados límites de resistencia en una misma curva momento-rotación, con el propósito de establecer cuál de estos controla el diseño estructural.

## 10. CONCLUSIONES

Los modelos de elementos finitos constituyen una herramienta importante para estudiar el comportamiento de conexiones de acero solicitadas a momento flector, ya que permiten evaluar su resistencia y la de sus componentes. Además, resulta ser un método económico si se compara con el costo de llevar a cabo ensayos experimentales.

En este trabajo se determinó el comportamiento mecánico de una conexión viga-columna de acero, considerada resistente a momento, mediante modelación por elementos finitos. El modelo se analizó en un rango elástico lineal para una condición de carga estática. La interacción entre la platina de extremo y el ala de la columna fue simulada con un contacto de tipo normal entre superficies duras y con propiedades de fricción. Por otro lado, la interacción de la viga con la platina de extremo, fue simulada con una restricción de desplazamiento relativo entre sí, condición que también fue asignada para la interacción de la tuerca y la cabeza del perno con sus superficies en contacto.

El modelo de elementos finitos se comparó con ensayos experimentales, y con modelos teóricos disponibles en la literatura científica, encontrándose en todos los casos, que el elemento que controla la resistencia de la conexión es la aleta de la columna, debido a su falla por fluencia en la zona de tensión.

La curva momento-rotación hallada con el modelo de elementos finitos, representa el comportamiento de la conexión hasta la falla del ala de la columna en tensión. En otras palabras, la máxima resistencia a momento de la curva FEM, corresponde a la capacidad resistente proporcionada por el ala de la columna, lo cual se evidencia en el modelo de elementos finitos, porque entre todos los componentes, este presenta la mayor concentración de esfuerzos.

El método teórico más integral usado para estudiar el comportamiento de la conexión fue el Eurocódigo 3, el cual se basa en la curva momento-rotación. Esta curva y la del modelo de elementos finitos muestran comportamientos similares, sin embargo, la rigidez hallada con el modelo de elementos finitos es menor a la hallada con el Eurocódigo 3, contrario a lo que sucede con la capacidad resistente a momento. Dichas diferencias pueden estar asociadas a los siguientes factores:

- 1) El modelo del Eurocódigo 3 se basa en el método de los estados límites, el cual usa factores para minorar la resistencia de los componentes;
- 2) El modelo de elementos finitos no tuvo en cuenta el material de aporte en las uniones soldadas, el filete de los perfiles de viga y columna, así como la fuerza de pretensión en los pernos;
- 3) El Eurocódigo 3 considera que algunos componentes de la conexión, como el alma de la columna, tienen rigidez infinita, lo cual puede estar un tanto alejado de la realidad, ya que, con el modelo de elementos finitos se comprueba que estos se deforman;

4) El modelo de curva momento-rotación del Eurocódigo 3 culmina de forma totalmente horizontal, pero en una curva real la disminución de la pendiente es más gradual, debido al proceso de degradación de la rigidez.

El modelo de elementos finitos coincidió con el Eurocódigo 3 en cuanto a las resistencias individuales de los componentes de la conexión. Así pues, según el método teórico, la menor resistencia es la del ala de la columna, luego, en orden ascendente se encuentra el alma de la columna, la platina de extremo y por último el alma de la viga. Lo anterior coincide con el modelo de elementos finitos, pues según el criterio de Von Mises, en ese mismo orden se encuentran ubicados los componentes descritos de mayor a menor tensión equivalente experimentada.

El modelo de elementos finitos tuvo la capacidad de clasificar la conexión mediante la curva momento-rotación, de tal forma que puede ser considerada parcialmente resistente a momento. Esta clasificación también fue obtenida con el método del Eurocódigo 3. Lo anterior es de gran relevancia para sustentar el comportamiento de conexiones en los procesos de diseño estructural, tal y como lo indican los estándares y reglamentos de construcción en acero.

Los métodos empíricos para determinar el comportamiento mecánico de la conexión, aunque son fáciles de construir, limitan las comparaciones con el modelo de elementos finitos al no estar basados en el análisis de la resistencia individual de sus componentes.

Las comparaciones entre los ensayos experimentales de la conexión y el modelo de elementos finitos, coinciden en aspectos como los modos de falla y la deformación de sus componentes. Por ejemplo, en ambos se determinó que el elemento que sufre la mayor afectación es el ala de la columna, pues allí se presentaron deformaciones no recuperables, es decir sufrió plastificación.

Los resultados cuantitativos del modelo de elementos finitos tienen grandes diferencias a los obtenidos experimentalmente, debido a errores durante la ejecución de los ensayos. Se requería que los extremos de la columna funcionaran como empotramientos perfectos al interactuar con el marco de pruebas, no obstante, esto no sucedió, y allí se produjeron rotaciones y desplazamientos que afectaron los datos registrados.

El modelo de elementos finitos muestra gran afinación con el modelo de análisis por niveles de desempeño sísmico ASCE-41, pues, en ambos las rotaciones plásticas admisibles de la conexión están ubicadas en el segundo tramo de la curva momento rotación, es decir en un rango no elástico.

## BIBLIOGRAFÍA

- AASHTO, 2004a. Standard Specification for High-Strength Low-Alloy Columbium-Vanadium Structural. , vol. i, pp. 4–7.
- AASHTO, 2004b. Standard Specification for Structural Bolts , Steel , Heat Treated , 120 / 105 ksi Minimum. , vol. i, pp. 1–8.
- ABIDELAH, A., BOUCHAÏR, A. y KERDAL, D.E., 2012. Experimental and analytical behavior of bolted end-plate connections with or without stiffeners. *JCSR* [en línea], vol. 76, pp. 13–27. ISSN 0143-974X. DOI 10.1016/j.jcsr.2012.04.004. Disponible en: <http://dx.doi.org/10.1016/j.jcsr.2012.04.004>.
- AHMADY JAZANY, R. y GHOBADI, M.S., 2018. Seismic evaluation and upgrading details of plate-reinforced moment-resisting connections. *Journal of Constructional Steel Research* [en línea], vol. 150, pp. 230–248. ISSN 0143974X. DOI 10.1016/j.jcsr.2018.08.023. Disponible en: <https://doi.org/10.1016/j.jcsr.2018.08.023>.
- AMERICAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION, 2016. Prequalified Connections for Special and Intermediate Steel Moment Frames for Seismic Applications, including Supplement No. 1. [en línea]. S.l.: [Consulta: 21 marzo 2019]. Disponible en: <https://www.aisc.org/globalassets/aisc/publications/standards/a358-18w.pdf>.
- AMERICAN SOCIETY OF CIVIL ENGINEERS, 2017. *Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings*. S.l.: s.n. ISBN 9780784414859.
- ASOCIACIÓN COLOMBIANA DE INGENIERÍA SÍSMICA, 2010. *REGLAMENTO COLOMBIANO DE CONSTRUCCIÓN SISMO RESISTENTE NSR-10*. 2010. Colombia: s.n.
- BEER, F.P., E. RUSSELL JOHNSTON, J., DEWOLF, J.T. y MAZUREK, D.F., 2009. *Mecánica de Materiales*. S.l.: McGRAW-HILL/INTERAMERICANA EDITORES, S.A. DE C.V.
- BOSE, S.K., MCNEICE, G.M. y SHERBOURNE, A.N., 1972. Column webs in steel beam-to-column connexions part II-Design recommendations. *Computers and Structures*, vol. 2, no. 1–2, pp. 281–301. ISSN 00457949. DOI 10.1016/0045-7949(72)90031-4.
- BURSI, O.S. y JASPART, J.P., 1998. Basic issues in the ® nite element simulation of extended end plate connections. , vol. 69.
- CHANDRUPATLA, T.R. y BELEGUNDU, A.D., 2012. *Introduction to Finite Elements in Engineering*. 4th editio. S.l.: Pearson Education Limited. ISBN 9780132162746.
- CHASTEN, C.P., LU, L.W. y DRISCOLL, G.C., 1992. *Prying and shear in end-plate connection design*. 1992. S.l.: s.n.

- DE LIMA, L.R.O., SIMOES DA SILVA, L., VELLASCO, P.C.G. d. S. y DE ANDRADE, S.A.L., 2004. Experimental evaluation of extended endplate beam-to-column joints subjected to bending and axial force. *Engineering Structures*, vol. 26, no. 10, pp. 1333–1347. ISSN 01410296. DOI 10.1016/j.engstruct.2004.04.003.
- DÍAZ, C., MARTÍ, P., VICTORIA, M. y QUERIN, O.M., 2011. Review on the modelling of joint behaviour in steel frames. *Journal of Constructional Steel Research* [en línea], vol. 67, no. 5, pp. 741–758. ISSN 0143-974X. DOI 10.1016/j.jcsr.2010.12.014. Disponible en: <http://dx.doi.org/10.1016/j.jcsr.2010.12.014>.
- DÍAZ, C., VICTORIA, M., MARTÍ, P. y QUERIN, O.M., 2011. FE model of beam-to-column extended end-plate joints. *JCSR* [en línea], vol. 67, no. 10, pp. 1578–1590. ISSN 0143-974X. DOI 10.1016/j.jcsr.2011.04.002. Disponible en: <http://dx.doi.org/10.1016/j.jcsr.2011.04.002>.
- EUROPEAN UNION PER REGULATION, 2011a. *Eurocode 3: Design of steel structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings*. 2011. S.l.: s.n.
- EUROPEAN UNION PER REGULATION, 2011b. *Eurocode 3: Design of steel structures - Part 1-8: Design of joints*. 2011. S.l.: s.n.
- FOCES, A. y MORENO, A., 2007. Análisis de uniones atornilladas viga – pilar realizadas con chapa frontal a tope. , vol. 21, pp. 35–53.
- FRYE, M.J. y MORRIS, A., 1975. Analysis of Flexibly Connected Steel Frames. , no. 1 969.
- GUO, B., GU, Q. y LIU, F., 2006. Experimental Behavior of Stiffened and Unstiffened End-Plate Connections under Cyclic Loading. , no. September, pp. 1352–1357.
- ISMAIL, R.E.S., FAHMY, A.S., KHALIFA, A.M. y MOHAMED, Y.M., 2016. Numerical study on ultimate behaviour of bolted end-plate steel connections. *Latin American Journal of Solids and Structures*, vol. 13, no. 1, pp. 1–22. ISSN 16797825. DOI 10.1590/1679-78251579.
- KIM, J., GHABOUSSI, J. y ELNASHAI, A.S., 2010. Mechanical and informational modeling of steel beam-to-column connections. *Engineering Structures* [en línea], vol. 32, no. 2, pp. 449–458. ISSN 0141-0296. DOI 10.1016/j.engstruct.2009.10.007. Disponible en: <http://dx.doi.org/10.1016/j.engstruct.2009.10.007>.
- KISHI, N., HASAN, R., CHEN, W.F. y GOTO, Y., 1997. Study of Eurocode 3 steel connection classification. *Engineering Structures*, vol. 19, no. 9, pp. 772–779. ISSN 01410296. DOI 10.1016/S0141-0296(96)00151-4.
- KRISHNAMURTHY, N. y GRADDY, D.E., 1976. Correlation between 2- and 3-dimensional finite element analysis of steel bolted end-plate connections. *Computers and Structures*, vol. 6, no. 4–5, pp. 381–389. ISSN 00457949. DOI 10.1016/0045-7949(76)90016-X.

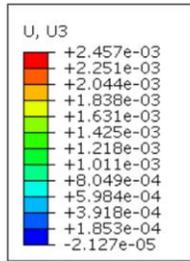
- KUKRETI, A.R., MURRAY, T.M. y GHASSEMIEH, M., 1989. Finite element modeling of large capacity stiffened steel tee-hanger connections. *Computers and Structures*, vol. 32, no. 2, pp. 409–422. ISSN 00457949. DOI 10.1016/0045-7949(89)90052-7.
- LÓPEZ, H.F., 2018. *DISEÑO PRELIMINAR DE UNA CONEXIÓN CON SOLICITACIÓN A MOMENTO DE ACERO ESTRUCTURAL*. S.I.: Universidad de La Salle.
- MAGGI, Y.I., GONÇALVES, R.M., LEON, R.T. y RIBEIRO, L.F.L., 2005. Parametric analysis of steel bolted end plate connections using finite element modeling. *Journal of Constructional Steel Research*, vol. 61, no. 5, pp. 689–708. ISSN 0143974X. DOI 10.1016/j.jcsr.2004.12.001.
- MASHALY, E., EL-HEWEITY, M., ABOU-ELFATH, H. y OSMAN, M., 2011. Behavior of four-bolt extended end-plate connection subjected to lateral loading. *Alexandria Engineering Journal* [en línea], vol. 50, no. 1, pp. 79–90. ISSN 11100168. DOI 10.1016/j.aej.2011.01.011. Disponible en: <http://dx.doi.org/10.1016/j.aej.2011.01.011>.
- MCCORMAC, J.C. y CSERNAK, S.F., 2013. *Diseño de Estructuras de Acero*. S.I.: Alfaomega Grupo Editor, S.A. de C. V., México.
- MD TAHIR, M., JUKI, I., YONG, L.H., MOHAMMAD, S. y NGIAN, S.P., 2011. Finite element analysis of flush end-plate connections connected to column web. *International Journal of Steel Structures*, vol. 11, no. 3, pp. 247–258. ISSN 15982351. DOI 10.1007/s13296-011-3001-3.
- MOHAMADI-SHOORE, M.R. y MOFID, M., 2011. Sharif University of Technology New modeling for moment – rotation behavior of bolted endplate connections. *Scientia Iranica* [en línea], vol. 18, no. 4, pp. 827–834. ISSN 1026-3098. DOI 10.1016/j.scient.2011.07.015. Disponible en: <http://dx.doi.org/10.1016/j.scient.2011.07.015>.
- MORRISON, M., QUAYYUM, S. y HASSAN, T., 2017. Performance enhancement of eight bolt extended end-plate moment connections under simulated seismic loading. *Engineering Structures* [en línea], vol. 151, pp. 444–458. ISSN 18737323. DOI 10.1016/j.engstruct.2017.08.040. Disponible en: <http://dx.doi.org/10.1016/j.engstruct.2017.08.040>.
- OSTRANDER, J.R., 1970. *AN EXPERIMENTAL INVESTIGATION OF END PLATE CONNECTIONS*. S.I.: University of Saskatchewan.
- POPOV, E.P., YANG, T. y CHANG, S., 1998. Design of steel MRF connections before and after 1994 Northridge earthquake \*. , vol. 20, no. 12, pp. 1030–1038.
- SAMAAN, R.A., EL-SERWI, A.A.I. y EL-HADARY, R.A., 2017. Experimental and theoretical study of large capacity extended end-plate moment connection. *Ce/Papers*, vol. 1, no. 2–3, pp. 205–214. DOI 10.1002/cepa.51.
- SHI, G., SHI, Y., WANG, Y. y BRADFORD, M.A., 2008. Numerical simulation of steel

- pretensioned bolted end-plate connections of different types and details. , vol. 30, pp. 2677–2686. DOI 10.1016/j.engstruct.2008.02.013.
- SIMULIA, 2011. *Abaqus 6.11. Abaqus/CAE User's Manual*. S.l.: s.n.
- SUMNER, E.A., MAYS, T.W. y MURRAY, T.M., 2000. End-Plate Moment Connections: Test Results and Finite Element Method Validation. *4th International Workshop on Connections in Steel Structures*, pp. 82–93.
- TARTAGLIA, R., D'ANIELLO, M., RASSATI, G.A., SWANSON, J.A. y LANDOLFO, R., 2018. Full strength extended stiffened end-plate joints: AISC vs recent European design criteria. *Engineering Structures*, vol. 159, no. June 2017, pp. 155–171. ISSN 18737323. DOI 10.1016/j.engstruct.2017.12.053.
- VALENCIA CLEMENT, G., 2010. *Diseño básico de estructuras de acero de acuerdo con NSR-10*. S.l.: Editorial Escuela Colombiana de Ingeniería.
- WANG, M., SHI, Y., WANG, Y. y SHI, G., 2013. Numerical study on seismic behaviors of steel frame end-plate connections. *JCSR [en línea]*, vol. 90, pp. 140–152. ISSN 0143-974X. DOI 10.1016/j.jcsr.2013.07.033. Disponible en: <http://dx.doi.org/10.1016/j.jcsr.2013.07.033>.
- WILSON, E.L., 2008. *Análisis Estático y Dinámico de Estructuras*. S.l.: s.n. ISBN 0000000000.

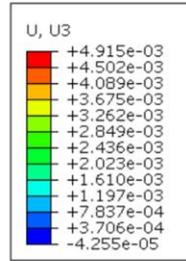
## ANEXOS

### ANEXO A. DESPLAZAMIENTOS FEM

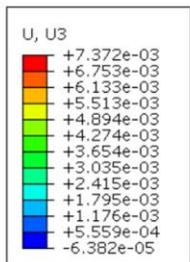
(Desplazamientos en dirección Z, m. Factor de escala: 10)



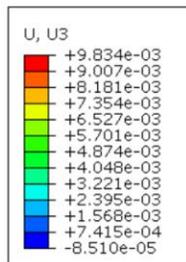
$M_{j,Ed} = 21.80 \text{ kNm}$



$M_{j,Ed} = 43.60 \text{ kNm}$

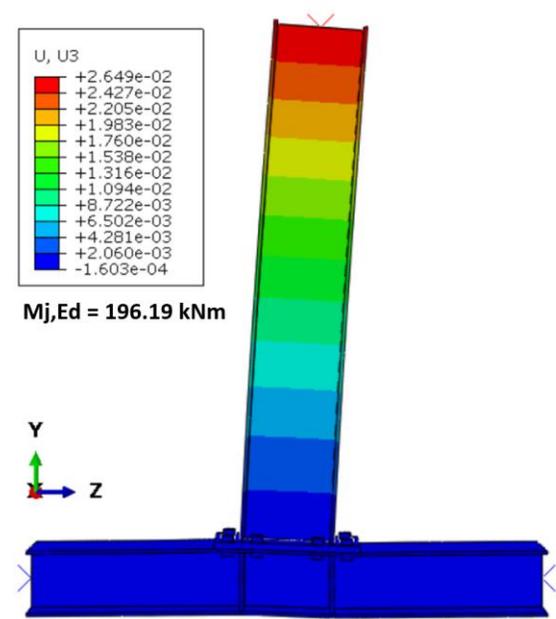
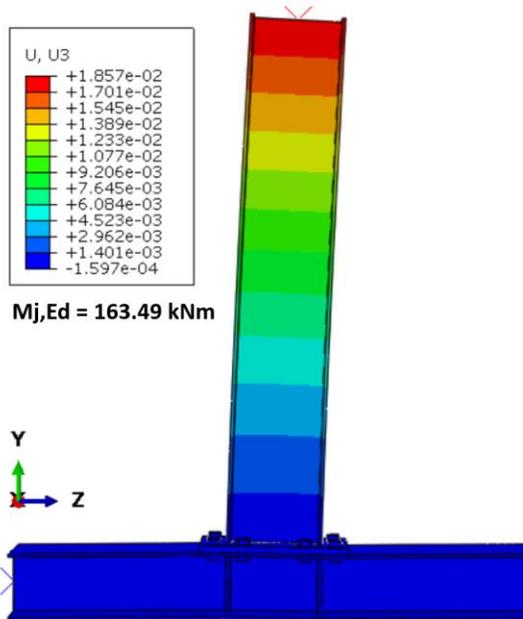
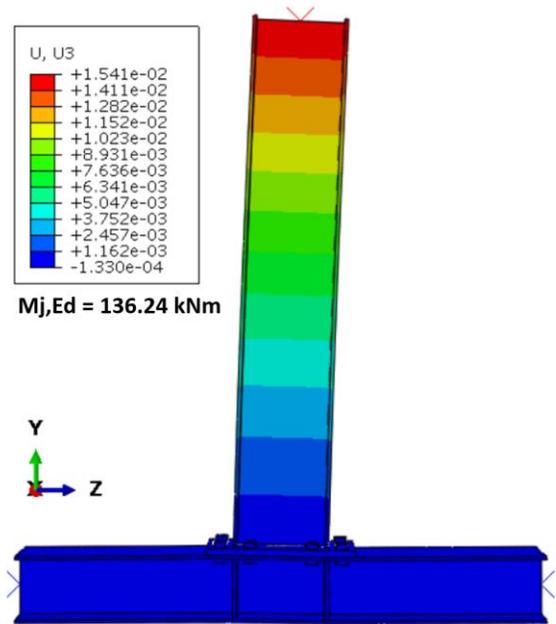
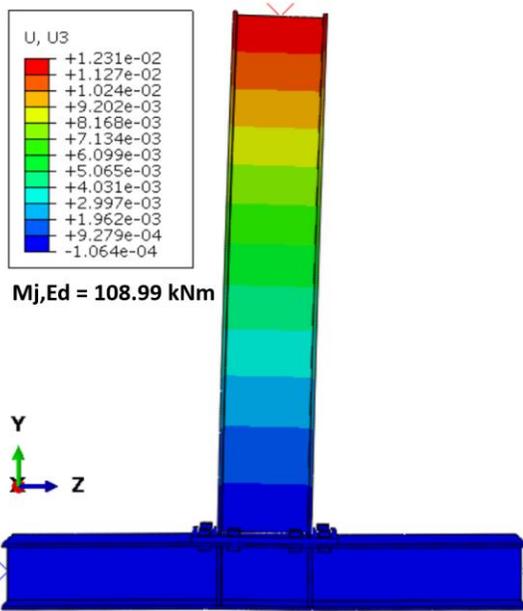


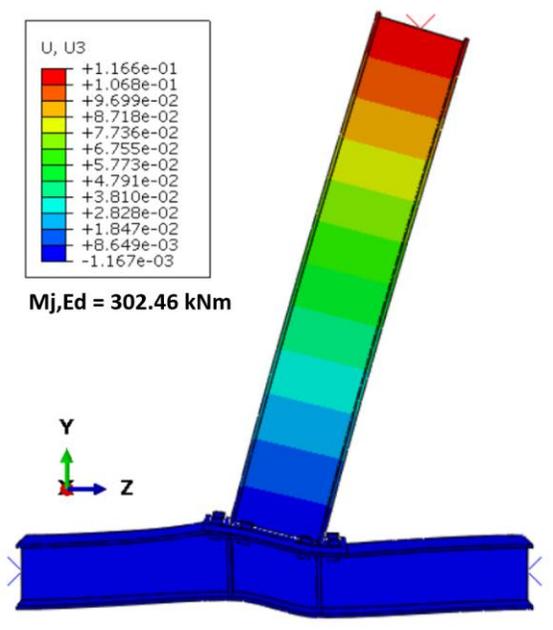
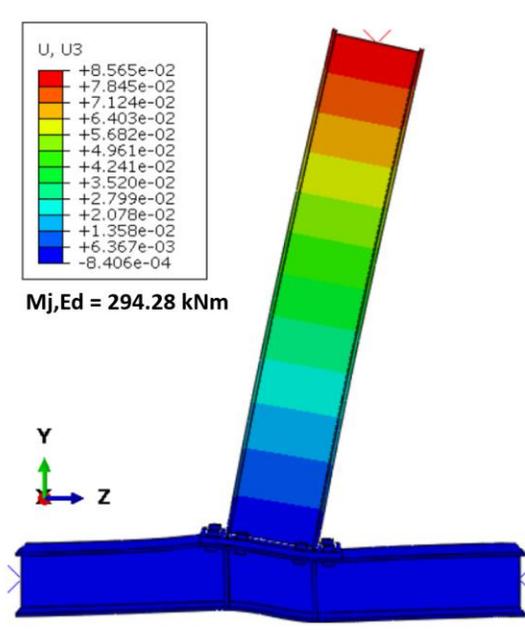
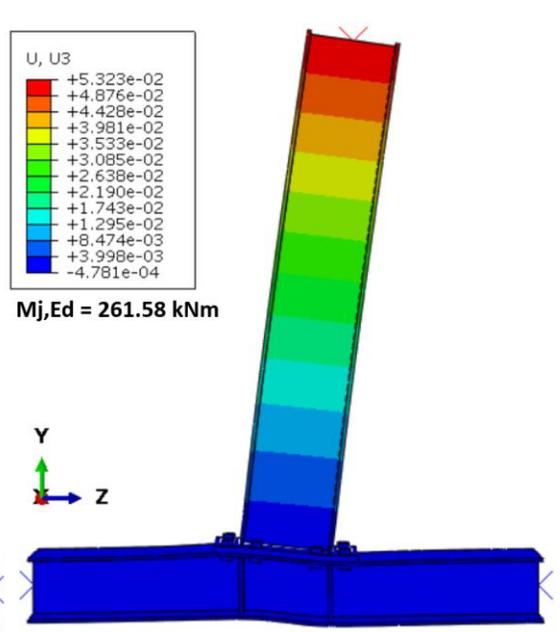
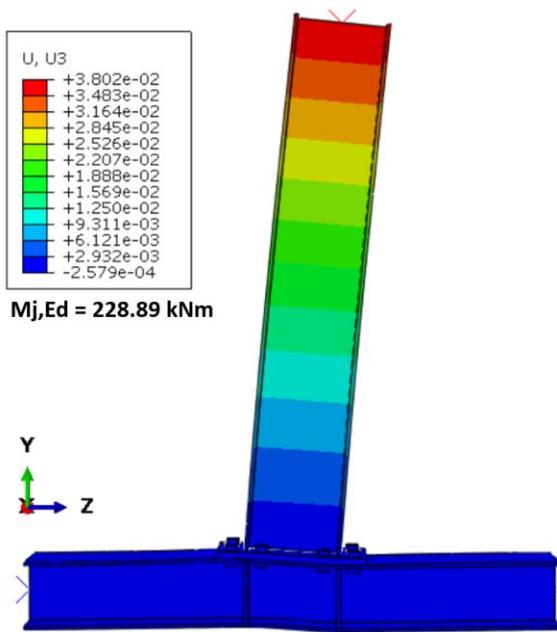
$M_{j,Ed} = 65.40 \text{ kNm}$



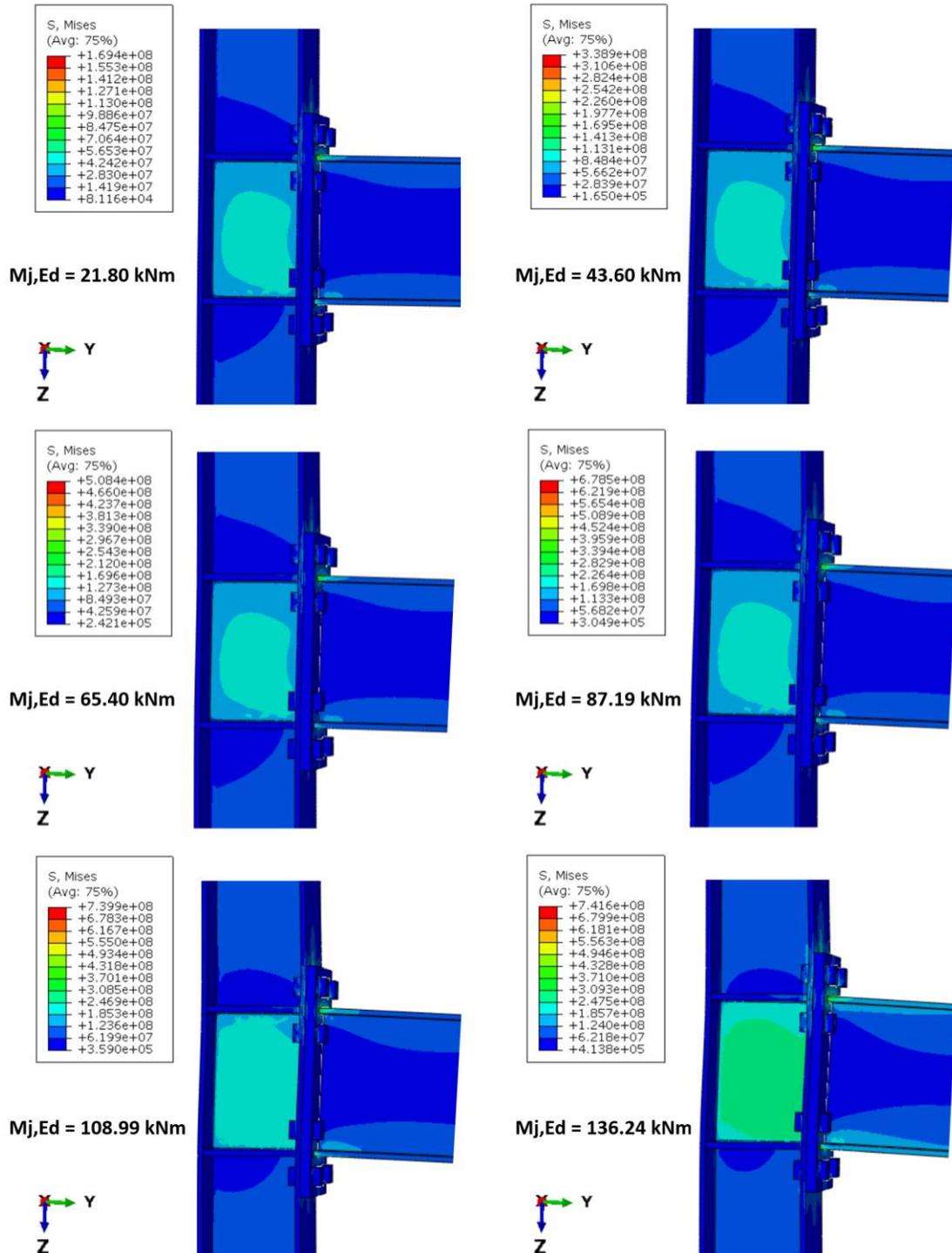
$M_{j,Ed} = 87.19 \text{ kNm}$

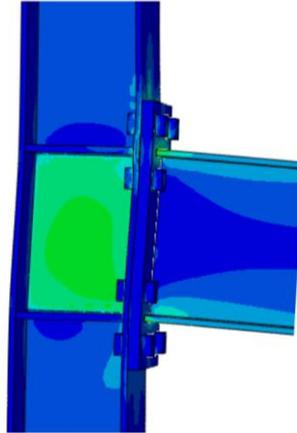
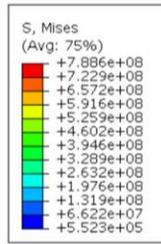




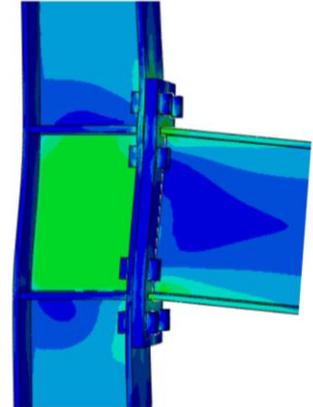
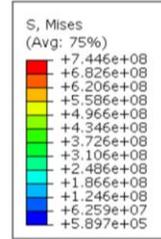


## ANEXO B. TENSIÓN DE VON MISES FEM (Pa)

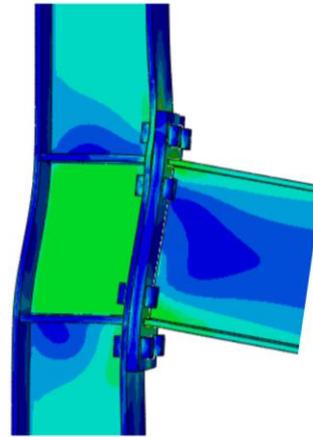
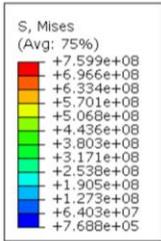




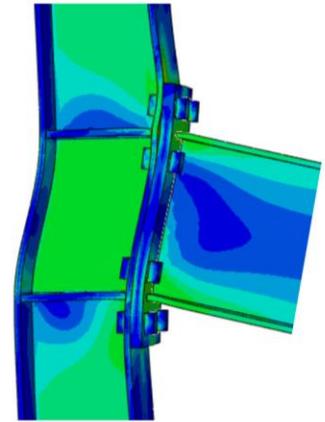
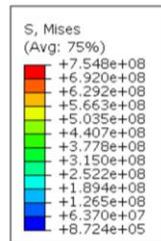
Mj,Ed = 163.49 kNm



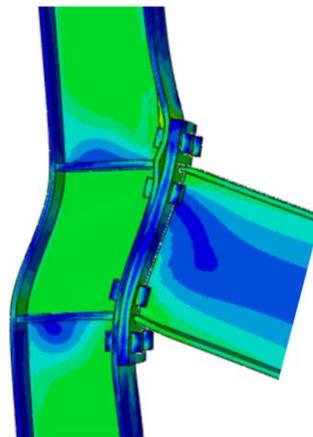
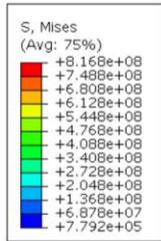
Mj,Ed = 196.19 kNm



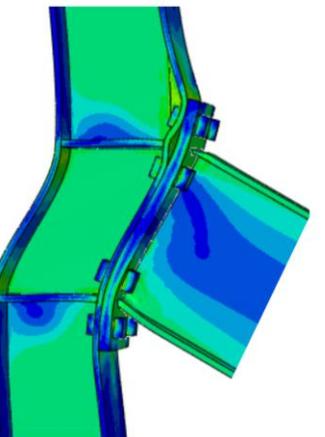
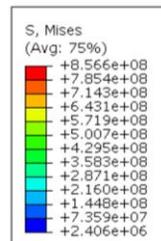
Mj,Ed = 228.89 kNm



Mj,Ed = 261.58 kNm



Mj,Ed = 294.28 kNm



Mj,Ed = 302.46 kNm

