

UNIVERSIDAD DE  
GUANAJUATO



*División de Ingenierías*  
Licenciatura en Ingeniería Civil

---

# Simulación Numérica de Conexiones Rígidas de Acero de Trabes IR a Columnas Tubulares Circulares Mediante el Método de los Elementos Finitos

Tesis que para obtener el título de Licenciado en Ingeniería Civil presenta:  
**Aldo Alonso Lugo Valadez**

Director de tesis:  
**M. en C. Humberto Esqueda Oliva**

Junio 2017



## Agradecimientos

Con esta tesis pongo fin a un periodo de poco más de 5 años que me han transformado radicalmente, para bien. Ha sido un camino que sin el apoyo de todas las personas involucradas, pudo no haber sido. Intentaré agradecer a todas estas personas en las siguientes líneas.

A mi papá, por asegurarse que nunca me faltara nada, por todos esos consejos, regaños y lecciones que me hicieron el hombre que soy ahora, por ser mi sustento económico y por apoyarme en las decisiones más importantes de mi vida. A mi mamá, por siempre brindarme el cariño que sólo una madre le puede dar a un hijo, por siempre preocuparse por mí, por todos esos “itacates” semanales, por todos los cuidados que me ha brindado y de igual manera por el apoyo incondicional. A mis hermanos por siempre estar ahí y por haberme apoyado cuando lo necesitaba.

A todos mis compañeros de la carrera, en especial a Olaf, Muttio, Freddy, Emmanuel, Pablo, Axel, Cantero, Toñín, Tavo, con los que tuve oportunidad de compartir más momentos, ya sea en trabajos de equipo o en una de esas salidas de desestrés. Por haber creado ese ambiente de camaradería con el cual nos fue más sencillo sobrellevar intensas emociones que se viven en este proceso. Les deseo lo mejor en la vida profesional.

A todos los profesores que han sido parte importante de mi formación académica, por transmitir todo su conocimiento hacia mí y por despertar mi interés en las diferentes disciplinas que la Ingeniería Civil tiene. Mención especial al M. en C. Humberto Esqueda Oliva, por estar siempre presente dentro del equipo del Aula CIMNE y por que sin su guía y ayuda, esta tesis no hubiese sido posible.

Y por último a mi novia Maggy, por apoyarme y darme ánimos siempre que lo necesitaba. Por confiar y creer en mí y por acompañarme en todos los momentos importantes que han pasado a lo largo de estos 3 años. Por compartir sueños, ilusiones, metas y propósitos. Por ser una de mis más grandes motivaciones.

ALDO ALONSO LUGO VALADEZ  
Guanajuato  
Marzo 2017

## Resumen

En la actualidad, es muy popular el uso de columnas tubulares en estructuras de acero debido a su buen comportamiento ante cargas axiales y a su buena estética. Un problema al utilizar este tipo de perfiles en columnas es que cuando se requieren uniones rígidas a las trabes, el garantizar un comportamiento rígido en la conexión y evitar fallas locales en las paredes del perfil tubular no es sencillo, y las conexiones son más complicadas. Si se emplean métodos analíticos tradicionales, resulta muy difícil determinar la distribución real de esfuerzos y las deformaciones locales que se presentan en este tipo de conexiones.

Hoy en día, gracias a la gran capacidad que ofrecen las computadoras modernas, es posible realizar simulaciones numéricas que permiten conocer con gran precisión el comportamiento estructural de dichas conexiones. El presente trabajo de investigación consiste en el uso del método de los elementos finitos (MEF) para el análisis estructural de conexiones rígidas de trabes de sección I con columnas circulares de sección hueca (CHS), comparando el comportamiento de dos configuraciones geométricas muy utilizadas en México para la construcción de edificios de acero que requieren ese tipo de conexiones, con la finalidad de averiguar si éstas cumplen con los criterios de rigidez que se suponen en el análisis global de la estructura.



# Índice general

<b>Índice de figuras</b>	VI
<b>Índice de cuadros</b>	X
<b>1 Introducción</b>	<b>1</b>
1.1. Antecedentes . . . . .	1
1.2. Objetivo . . . . .	3
1.2.1. Objetivos específicos . . . . .	3
1.3. Descripción de la tesis . . . . .	4
<b>2 Marco Teórico</b>	<b>5</b>
2.1. Conexiones de acero . . . . .	5
2.1.1. Clasificación de las conexiones . . . . .	6
2.1.2. Configuraciones propuestas para conexiones rígidas a perfiles tubulares . . . . .	9
2.2. Propiedades de los perfiles de sección hueca . . . . .	13
2.2.1. Propiedades mecánicas . . . . .	14
2.2.2. Propiedades geométricas . . . . .	14
2.2.3. Características de producción . . . . .	16
2.2.4. Protección ante la corrosión . . . . .	16
2.2.5. Estética . . . . .	17
2.3. Fundamentos de los métodos de análisis estructural . . . . .	18
2.3.1. Método matricial de la rigidez . . . . .	20
2.3.2. Método de los Elementos Finitos . . . . .	21
<b>3 Simulación numérica de las conexiones</b>	<b>25</b>
3.1. Preparación de los modelos . . . . .	25
3.1.1. Descripción de las geometrías . . . . .	25
3.1.2. Condiciones de contorno . . . . .	29
3.1.3. Materiales . . . . .	32
3.1.4. Mallado de elementos finitos . . . . .	33
3.2. Análisis numérico . . . . .	33
3.2.1. Análisis de los resultados . . . . .	33

<b>4</b>	<b>Resultados de los análisis</b>	<b>39</b>
4.1.	Rotación del nodo . . . . .	39
4.2.	Distorsiones en la pared de la columna . . . . .	49
4.3.	Distribución de esfuerzos de Von Mises . . . . .	58
<b>5</b>	<b>Discusión de resultados y conclusiones</b>	<b>67</b>
5.1.	Trabajo a futuro . . . . .	69
<b>A</b>	<b>Desarrollo del problemtype “Conacero”</b>	<b>71</b>
A.1.	Estructuración . . . . .	72
	<b>Bibliografía</b>	<b>75</b>

# Índice de figuras

2.1. Curvas típicas momento-rotación para los tipos de conexiones . . . . .	6
2.2. Ejemplo de conexión simple, con una placa lateral trabajando a cortante, a columna CHS (Kurobane et al., 2005) . . . . .	7
2.3. Ejemplos de conexiones semirrígidas (McCormac & Csernak, 2012) . . . . .	8
2.4. Comparación de diagramas de momentos flexionantes en función de la rigidez de las conexiones (McCormac & Csernak, 2012) . . . . .	9
2.5. Conexiones sin atiesadores de vigas IR a columnas CHS y RHS (Wardenier et al., 2010) . . . . .	10
2.6. Modos de falla para conexiones de vigas IR a HSS (Wardenier et al., 2010)	11
2.7. Conexiones de HSS a viga continua (AISC, 2005) . . . . .	12
2.8. Conexión a momento de placa pasante (AISC, 2005) . . . . .	12
2.9. Conexión a momento con diafragmas internos (Kurobane et al., 2005) . . . . .	13
2.10. Comparación de la capacidad resistente a compresión para perfiles de igual masa (Kurobane et al., 2005) . . . . .	15
2.11. Comparación de masas de perfiles para capacidades resistentes a compresión similares (Kurobane et al., 2005) . . . . .	15
2.12. Uso de perfiles tubulares como columnas . . . . .	17
2.13. Fases de un proyecto típico de ingeniería estructural (Kassimali, 2010) . . . . .	18
2.14. Edificios construidos y diseñados utilizando métodos clásicos de análisis estructural . . . . .	19
2.15. Idealización para analizar un marco mediante el método matricial de la rigidez (Kassimali, 2010) . . . . .	21
2.16. Formación del modelo matemático . . . . .	22
2.17. Discretización y postproceso del análisis . . . . .	23
2.18. Organigrama general del análisis de una estructura por el método de los elementos finitos (Oñate, 1995) . . . . .	24
3.1. Tipos de geometrías a analizar . . . . .	26
3.2. Separación entre los componentes a unir mediante soldadura de filete . . . . .	26
3.3. Condiciones de contorno del modelo . . . . .	29
3.4. Conexión en cruz con placa transversal . . . . .	30
3.5. Malla de uno de los modelos . . . . .	33
3.6. Descripción del modelo de barras . . . . .	34
3.7. Cortes realizados al modelo para determinar rotación del nodo . . . . .	35
3.8. Cálculo del ángulo de rotación . . . . .	35

3.9. Perímetros exteriores de la columna . . . . .	36
3.10. Cambios en la distribución de esfuerzos de Von Mises . . . . .	37
4.1. Comparación de deformaciones entre análisis de barras (izq.) y por el MEF (der.) . . . . .	39
4.2. Comparación de rotaciones en modelos con placa rigidizante de ancho variable	40
4.3. Comparación de rotaciones en modelos de conexiones con sección de viga variable . . . . .	41
4.4. Comparación de rotaciones en modelos con variación de fuerza cortante .	42
4.5. Comparación de rotaciones en modelos con diámetros de columna variables	43
4.6. Comparación de rotaciones en modelos con espesores de columna variables	44
4.7. Comparación de rotaciones en modelos con vigas de sección IR 305x28 . .	45
4.8. Comparación de rotaciones en modelos con vigas de sección IR 406x39 . .	46
4.9. Comparación de rotaciones en modelos con columnas de 356mm. de diámetro	47
4.10. Distorsiones relativas en la pared de la columna de los modelos con placa rigidizante de ancho variable . . . . .	50
4.11. Cambios en las distorsiones de los anillos al usar placas externas rigidizantes utilizando factores de deformación iguales . . . . .	50
4.12. Distorsiones relativas en la pared de la columna de los modelos de conexiones con sección de viga variable . . . . .	51
4.13. Distorsiones relativas en la pared de la columna de los modelos con variaciones en fuerza cortante . . . . .	52
4.14. Distorsiones relativas en la pared de la columna de los modelos con diámetros de columna variables . . . . .	53
4.15. Distorsiones relativas en la pared de la columna de los modelos con espesores de columna variables . . . . .	54
4.16. Distorsiones relativas en la pared de la columna de los modelos con vigas de sección IR 305x28 . . . . .	55
4.17. Distorsiones relativas en la pared de la columna de los modelos con vigas de sección IR 406x39 . . . . .	56
4.18. Distorsiones relativas en la pared de la columna de los modelos con columnas de 356mm. de diámetro . . . . .	57
4.19. Distribución de esfuerzos de Von Mises en el modelo con vigas de sección IR 533x101 sin placas externas rigidizantes . . . . .	58
4.20. Distribución de esfuerzos de Von Mises en el modelo con vigas de sección IR 533x101 con placas externas rigidizantes de 5 cm. de ancho . . . . .	58
4.21. Distribución de esfuerzos de Von Mises en el modelo con vigas de sección IR 533x101 con placas externas rigidizantes de 10 cm. de ancho . . . . .	59
4.22. Distribución de esfuerzos de Von Mises en el modelo con vigas de sección IR 533x101 con placas externas rigidizantes de 12 cm. de ancho . . . . .	59
4.23. Distribución de esfuerzos de Von Mises en el modelo con vigas de sección IR 533x101 con placas externas rigidizantes de 15 cm. de ancho . . . . .	59
4.24. Distribución de esfuerzos de Von Mises en ausencia de fuerzas cortantes .	60
4.25. Distribución de esfuerzos de Von Mises si el momento actuante es generado por fuerzas cortantes . . . . .	60

4.26. Distribución de esfuerzos de Von Mises en el modelo con columna de 10.7” de diámetro . . . . .	61
4.27. Distribución de esfuerzos de Von Mises en el modelo con columna de 20” de diámetro . . . . .	61
4.28. Distribución de esfuerzos de Von Mises en el modelo con columna de $\frac{1}{4}$ ” de espesor . . . . .	62
4.29. Distribución de esfuerzos de Von Mises en el modelo con columna de $\frac{5}{8}$ ” de espesor . . . . .	62
4.30. Distribución de esfuerzos de Von Mises en el modelo con vigas de sección IR 305x79 . . . . .	63
4.31. Distribución de esfuerzos de Von Mises en el modelo con vigas de sección IR 533x101 . . . . .	63
4.32. Distribución de esfuerzos de Von Mises en modelos con viga IR 305x28 . . . . .	64
4.33. Distribución de esfuerzos de Von Mises en modelos con viga IR 406x39 . . . . .	65
4.34. Distribución de esfuerzos de Von Mises en modelos con viga IR 457x60 . . . . .	66
4.35. Distribución de esfuerzos de Von Mises en modelos con viga IR 530x66 . . . . .	66
A.1. Árbol de datos del problemtype “Conacero” . . . . .	72
A.2. Ejemplos de restricciones geométricas a la hora de crear la geometría de un modelo . . . . .	73
A.3. Diagrama de flujo para el algoritmo de “Conacero” . . . . .	74



# Índice de cuadros

2.1. Estándares de fabricación norteamericanos para HSS con propiedades mecánicas de grados comunes (Packer et al., 2010) . . . . .	14
2.2. Módulos de torsión de secciones de masa similar . . . . .	16
3.1. Combinaciones de geometrías variando la sección de las vigas . . . . .	27
3.2. Combinaciones de geometrías variando el espesor de la columna . . . . .	27
3.3. Combinaciones de geometrías variando el diámetro de la columna . . . . .	27
3.4. Combinaciones de geometrías variando el ancho de las placas externas rigidizantes . . . . .	28
3.5. Combinaciones de geometrías para las conexiones sin placas externas . . . . .	28
3.6. Combinaciones variando el porcentaje de momento generado por cortante . . . . .	30
3.7. Cargas en las conexiones con placas externas rigidizantes . . . . .	31
3.8. Cargas en las conexiones sin placas externas rigidizantes . . . . .	32
3.9. Propiedades del acero utilizadas . . . . .	32
4.1. Rotaciones obtenidas en los modelos con placa rigidizante de ancho variable . . . . .	40
4.2. Rotaciones obtenidas en los modelos con sección de viga variable . . . . .	41
4.3. Rotaciones obtenidas en los modelos con variaciones en fuerza cortante . . . . .	42
4.4. Rotaciones obtenidas en los modelos con diámetros de columna variables . . . . .	43
4.5. Rotaciones obtenidas en los modelos con espesores de columna variables . . . . .	44
4.6. Rotaciones obtenidas en los modelos con vigas de sección IR 305x28, sin placas rigidizantes . . . . .	45
4.7. Rotaciones obtenidas en los modelos con vigas de sección IR 406x39, sin placas rigidizantes . . . . .	46
4.8. Rotaciones obtenidas en los modelos con vigas de sección IR 457x60 e IR 530x66, sin placas rigidizantes . . . . .	47
4.9. Distorsiones obtenidas en los modelos con placa rigidizante de ancho variable . . . . .	49
4.10. Distorsiones obtenidas en los modelos con sección de viga variable . . . . .	51
4.11. Distorsiones obtenidas en los modelos con variaciones en fuerza cortante . . . . .	52
4.12. Distorsiones obtenidas en los modelos con diámetros de columna variables . . . . .	53
4.13. Distorsiones obtenidas en los modelos con espesores de columna variables . . . . .	54
4.14. Distorsiones obtenidas en los modelos con vigas de sección IR 305x28 . . . . .	55
4.15. Distorsiones obtenidas en los modelos con vigas de sección IR 406x39 . . . . .	56
4.16. Distorsiones obtenidas en los modelos con vigas de sección IR 457x60 e IR530x66 . . . . .	57





*“No se descubren nuevas tierras sin consentir perder de vista, durante mucho tiempo, a la costa”*

— André Gide

## 1.1. Antecedentes

Los perfiles estructurales de sección hueca, HSS<sup>1</sup> por sus siglas en inglés, otorgan múltiples ventajas por sus propiedades geométricas y por las características de su producción. Estas ventajas dan lugar a una reducción en costos y en el tiempo total de construcción, por lo cual, el uso de este tipo de perfiles en estructuras de acero ha ido incrementando con el paso de los años desplazando poco a poco a los perfiles de sección abierta. Cabe destacar que estos perfiles son muy gustados por los arquitectos para poder utilizarlos en estructuras expuestas, lo que también ha sido factor en el aumento del uso de los HSS. Sin embargo, algunos actores en el ámbito de la construcción se muestran escépticos al uso de los HSS.

Una de las principales razones por las que los diseñadores estructurales dudan al utilizar HSS es que dichos perfiles pueden tener espesores de pared muy delgados en relación a su diámetro, lo que puede causar fallas prematuras o deformaciones excesivas en las conexiones debido a las grandes concentraciones de esfuerzos presentes. Esto obliga a los diseñadores al uso de columnas con espesor de pared más grueso, o bien a implementar complejas configuraciones en las conexiones para así disminuir las concentraciones de esfuerzos y otorgar a la unión un mejor comportamiento estructural.

Generalmente, las conexiones son estáticamente indeterminadas, y la distribución de las fuerzas y los esfuerzos internos depende de la deformación relativa de las partes

---

<sup>1</sup>Hollow Structural Section

que las componen. Todas las conexiones restringen en cierta manera la rotación de los extremos del miembro conectado. Con base en el grado de restricción al giro proporcionado, las conexiones de viga a columna pueden clasificarse como rígida, simple o semirrígida. Por lo general, las conexiones rígidas son de fabricación más costosa que las uniones simples, lo que se acentúa si las columnas son de perfiles HSS; sin embargo, su uso logra que en los miembros a unir se presenten momentos de menor magnitud, con lo que se pueden generar estructuras más eficientes.

Existen diversas configuraciones de conexiones rígidas para la transferencia eficiente de momentos de vigas de perfiles I a columnas HSS cuyo principio es mecánicamente muy simple, tales como el uso de vigas continuas, placas pasantes o atiesadores internos pero, implementarlas en obra no es sencillo ya que se requiere de la ejecución de múltiples maniobras, mano de obra calificada y hasta equipo de tecnología avanzada para poder realizarlas de la manera correcta y con la calidad necesaria para garantizar el buen comportamiento de la conexión.

Recientemente, en México, se ha optado por utilizar una configuración que emplea placas rigidizadoras externas que rodean el perímetro de la columna para otorgarle una mayor rigidez a la conexión. Sin embargo, en este tipo de conexiones existe cierta incertidumbre en la distribución real de esfuerzos en los elementos involucrados y no es fácil determinar si la rigidez real de la unión es compatible con la rigidez supuesta en el análisis estructural que se realiza en modelos de barras, que es el comúnmente empleado en la práctica profesional.

Debido a todas las ventajas que nos brinda el uso de perfiles HSS como columnas, es importante conocer de manera precisa el comportamiento estructural global de las conexiones a estos perfiles. Utilizando métodos analíticos convencionales resulta extremadamente difícil determinar dicho comportamiento de manera certera. En este trabajo de investigación se empleó el Método de los Elementos Finitos para realizar simulaciones numéricas de conexiones rígidas de vigas con sección IR a columnas tubulares huecas unidas mediante placas rigidizantes externas soldadas al perímetro del perfil de la columna, para así poder conocer a detalle la distribución de esfuerzos en la conexión y averiguar si dicha configuración garantiza un comportamiento rígido de la conexión, evitando o reduciendo la posibilidad de fallas locales en las paredes de la columna.

En años pasados, se realizaron numerosos estudios por la Universidad de Kobe, en Japón, a las conexiones con placas externas rigidizantes. A partir de estos estudios se han desarrollado fórmulas de diseño para estas conexiones que se han incluido en las Recomendaciones del Instituto de Arquitectura de Japón desde 1980 (AIJ, 1990). Con el paso de los años se han profundizado los estudios a estas conexiones, ya sea con columnas CHS (circulares) o RHS (rectangulares), que han dado más fiabilidad a las previsiones de diseño existentes. Kamba realizó análisis numéricos a conexiones con columnas CHS (Kamba, 2001) que dieron mayor certeza al comportamiento de las conexiones (Kurobane et al., 2005). Sin embargo, estamos hablando de estudios que se realizaron hace más de 15 años, y en este período, la evolución de la computación ha crecido exponen-

cialmente. Los ordenadores de escritorio cuentan con un gran poder computacional que permiten resolver problemas de gran complejidad en tiempos que hubieran sido inimaginables en aquellos años. Esto permite realizar análisis numéricos más precisos a este tipo de modelos.

Con el fin de determinar la influencia que tienen ciertos parámetros geométricos de los componentes de la unión sobre la integridad estructural de la conexión, se realizó una gran cantidad de modelos de conexiones con geometrías que se diferenciaban por la variación de dichos parámetros. Además, para obtener resultados precisos, se emplearon modelos de sólidos tridimensionales cuyas mallas de elementos finitos contienen una gran cantidad de nodos.

## 1.2. Objetivo

Analizar conexiones rígidas de acero de trabes de sección “I” con columnas de sección hueca circular en diferentes configuraciones, mediante simulaciones numéricas utilizando el Método de los Elementos Finitos para determinar si dichas configuraciones aportan la rigidez supuesta en el análisis estructural que se realiza en modelos de barras y para tener mayor certeza de qué manera influyen ciertos parámetros geométricos y de carga sobre la distribución de los esfuerzos en los componentes de dichas conexiones y sobre el comportamiento estructural de la conexión.

### 1.2.1. Objetivos específicos

- Realizar hojas de cálculo para el diseño de uniones de placas soldadas a perfiles de sección tubular hueca de acuerdo a la especificación 360-10 para la construcción en acero del *American Institute of Steel Construction* (AISC, 2010).
- Desarrollar un “problemtipe”, dentro del software “GiD”, que será utilizado para la creación rápida y sencilla de las geometrías de los modelos a analizar mediante la determinación de parámetros de interés y además para asignar las fuerzas al modelo en una manera muy simplificada.
- Realizar simulaciones numéricas, con los distintos modelos creados, mediante el MEF aplicado al análisis estructural utilizando el problemtipe “MEFI” dentro del software GiD.
- Determinar si las conexiones se comportan de una manera rígida comparando los resultados por el método de los elementos finitos con los que arroja un software de cálculo utilizado frecuentemente en la práctica mediante el análisis de un nodo rígido en un modelo de barras, detectar las zonas donde los esfuerzos se concentran en la conexión y comparar las distorsiones en la pared de la columna para determinar las configuraciones con las que se presentan deformaciones excesivas.

### 1.3. Descripción de la tesis

Esta tesis se ha estructurado de la siguiente manera:

1. Introducción.
- 2 Marco teórico.
3. Simulación numérica de las conexiones.
4. Resultados de los análisis.
5. Discusión de resultados y conclusiones

En el capítulo 1, se detallan los antecedentes que motivaron a realizar esta tesis, las ventajas y desventajas de utilizar perfiles HSS en estructuras de acero, se indican los objetivos a lograr y se da una breve descripción de cada uno de los capítulos.

En el capítulo 2, se plasman conceptos teóricos utilizados en esta tesis; se define lo que es una conexión, así como generalidades de las mismas; se detallan algunas de las propiedades de los perfiles HSS y se describen los fundamentos para los métodos de análisis estructural empleados.

En el capítulo 3, se describe la manera en la que los modelos de las conexiones fueron preparados. Se muestran las geometrías utilizadas y las cargas a las cuales fueron sometidas. También se explica la manera en la que se interpretaron los resultados de las simulaciones numéricas.

En el capítulo 4, se muestran los resultados de todos los modelos, rotación del nodo, distorsión de la pared de la columna y distribución de esfuerzos de Von Mises, clasificados por el tipo de geometría y por el parámetro que se analizará. Se representan los resultados mediante gráficas para lograr una mejor interpretación de éstos.

Finalmente, en el capítulo 5, se hace una reseña sobre los resultados obtenidos en los análisis y se elaboran conclusiones con base en dichos resultados.

*“El verdadero conocimiento es saber la magnitud de la propia ignorancia”*

— Confucio

## 2.1. Conexiones de acero

En las estructuras de acero, una conexión se define como el agregado de las partes componentes usadas para unir miembros, e incluye elementos afectados, elementos de conexión y conectores. Las conexiones deben transmitir los elementos mecánicos actuantes en los extremos de los miembros, tales como fuerzas normales, fuerzas cortantes, momentos flexionantes y momentos torsionantes de un elemento a otro. Generalmente, las conexiones son estáticamente indeterminadas, y la distribución de las fuerzas y los esfuerzos internos dependen de la deformación relativa de las partes que las componen, no importa lo pequeñas que éstas sean, cada una de ellas influye en la deformación total de la conexión. Es por esto que analizar las conexiones de una manera precisa resulta casi imposible mediante procedimientos matemáticos rigurosos y exactos (Vinnakota, 2006).

El hecho de que el acero sea un material dúctil es de gran importancia en las conexiones debido a que permite redistribuciones en las concentraciones de esfuerzos para así evitar fallas frágiles, aunque puede darse el caso en que dichas concentraciones sean muy grandes. Las conexiones en las estructuras de acero son sumamente importantes. En la mayoría de los casos, las estructuras pueden sufrir grandes daños, no por la falla de alguno de los miembros estructurales, sino por fallas locales en alguna conexión mal diseñada o que fue construida con malas prácticas (Segui, 2013).

Las conexiones son uno de los elementos de costo unitario más alto en una estructura de acero. Por lo tanto, el costo de una construcción de acero dependerá en gran

medida de la elección de las conexiones (Vinnakota, 2006). Generalmente, las conexiones rígidas son más costosas que las uniones simples debido a todos los trabajos que deben realizarse, la complejidad de la soldadura y la mano de obra requerida, lo que se acentúa si las columnas son de perfiles HSS. El diseñador debe preferir el uso de uniones simples, y emplear las conexiones rígidas sólo en los lugares donde realmente sean necesarias (BMT, 2005).

### 2.1.1. Clasificación de las conexiones

Las conexiones se pueden clasificar en función de su rigidez, para análisis global elástico, o en función a su resistencia, para análisis global rígido-plástico (Kurobane et al., 2005). Debido a que en la presente tesis se trabajó con análisis elástico lineal, nos enfocaremos en la clasificación por su rigidez.

Las conexiones cuentan con una rigidez, la cual restringe en cierto grado a la rotación relativa entre los elementos a unir. Esta rigidez, llamada rigidez rotacional, es obtenida gracias a la aportación de cada uno de los componentes de la conexión.

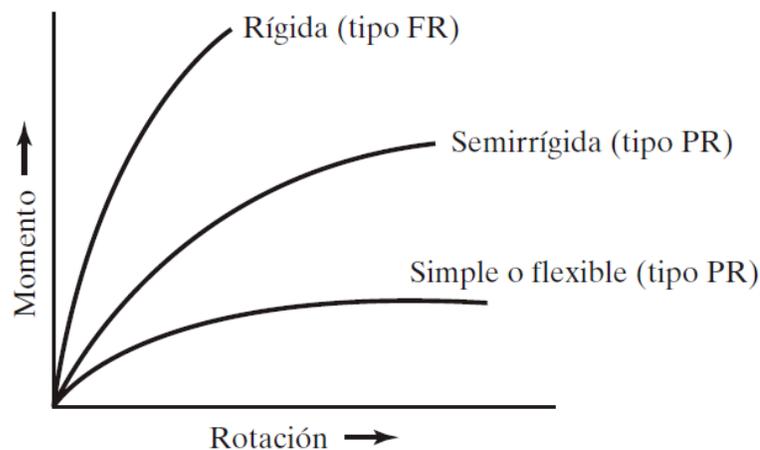


FIGURA 2.1: Curvas típicas momento-rotación para los tipos de conexiones

Con base a la rigidez rotacional, se pueden clasificar según indica la sección B3. “Bases de diseño” del Capítulo B “Requisitos de diseño” de la Especificación ANSI/AISC 360-10:

#### Conexiones simples, articuladas

Una conexión simple transmite momentos de magnitud despreciable. En el análisis de la estructura, se puede suponer que las conexiones simples permiten la rotación relativa de los miembros que conectan. La conexión simple tendrá una capacidad de rotación suficiente para acomodar las rotaciones determinadas por el análisis de la estructura.

De acuerdo a McCormac & Csernak (2012), las conexiones simples permiten el giro relativo entre la viga y la columna cuando la viga es cargada, como sucede con las vigas simplemente apoyadas. Como se mencionó anteriormente, todas las conexiones proporcionan una cierta resistencia al momento, sin embargo, para el análisis de las conexiones simples se supone que es despreciable, y que dichas conexiones sólo resisten fuerzas cortantes (o si la hay, carga axial).

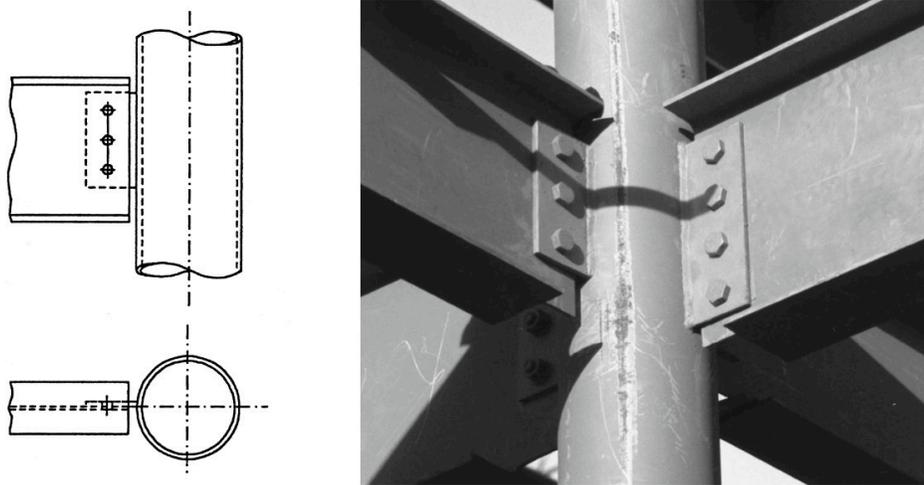


FIGURA 2.2: Ejemplo de conexión simple, con una placa lateral trabajando a cortante, a columna CHS (Kurobane et al., 2005)

### Conexiones de momento, rígidas

Se permite dos tipos de conexiones de momento, denominadas: completamente restringidas y parcialmente restringidas, tal como se explica a continuación.

#### *Conexiones de Momento, Parcialmente Restringidas (PR):*

Una conexión de momento parcialmente restringida (PR) transmite momento pero la rotación entre los miembros conectados no es despreciable. En el análisis de la estructura, la relación fuerza deformación de la conexión debe ser incluida. Las curvas características de las conexiones PR que se usen, deberán encontrarse documentadas en la literatura técnica o en su defecto ser determinadas mediante métodos analíticos o experimentales. Los miembros componentes de una conexión PR deberán tener suficiente resistencia rigidez y capacidad de deformación en los estados límites resistentes.

Las conexiones semirrígidas son aquellas que proporcionan una apreciable resistencia a la rotación relativa entre el extremo de la viga y la columna, desarrollando así momentos en los extremos de consideración. Es muy común que este tipo de conexiones se consideren como simples o rígidas para simplificar el análisis, sin considerar situaciones intermedias que podrían darle una mejor eficiencia a los miembros a conectar. Las conexiones semirrígidas reales se usan con frecuencia, pero por lo general, al calcular,

no se aprovechan sus posibilidades de reducción de momentos (McCormac & Csernak, 2012). Probablemente, la razón de que esto suceda es la limitación del párrafo anterior, extraído de la Especificación 360/10 del AISC, 2010, que indica que se debe comprobar, mediante estudios técnicos, que cierta configuración provee la rigidez rotacional que se consideraría en el análisis estructural.

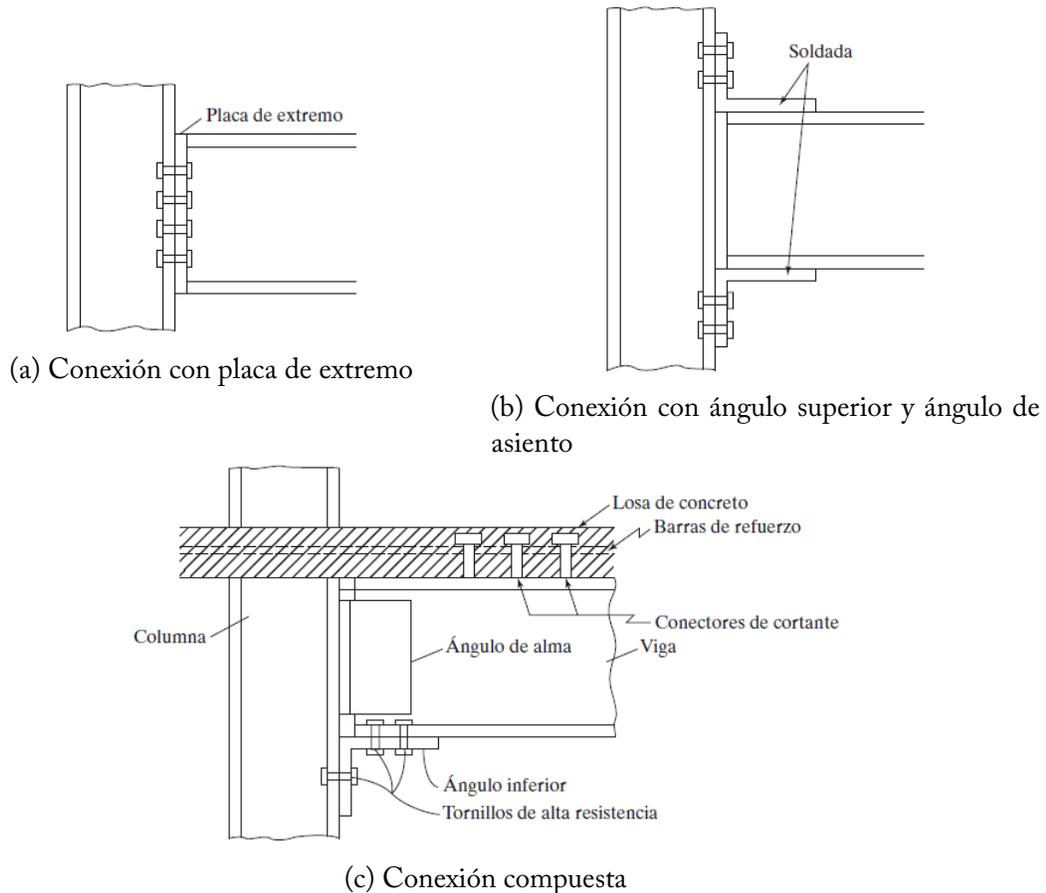


FIGURA 2.3: Ejemplos de conexiones semirrígidas (McCormac & Csernak, 2012)

*Conexiones de Momento, Completamente Restringidas (FR):*

Una conexión de momento completamente restringida (FR) trasmite momento con una rotación despreciable entre los miembros conectados. En el análisis de la estructura se puede suponer que la conexión no permite la rotación relativa. Una conexión FR, deberá tener suficiente resistencia y rigidez para mantener el ángulo entre los miembros conectados en los estados límites resistentes.

De acuerdo a McCormac & Csernak (2012), las conexiones rígidas son aquellas que no permiten rotación relativa entre la columna y los extremos de la viga y transfieren cerca el 100 % del momento al empotramiento. Este tipo de conexiones proporcionan continuidad entre los miembros de la estructura del edificio.

*Importancia de la elección del tipo de conexión*

Seleccionar el tipo de conexión a utilizar no sólo afecta a la conexión en sí. Además, afecta a los elementos que se encuentran unidos mediante esta conexión. En la figura 2.4 se puede apreciar este fenómeno. Se observa que si se consideran conexiones simples en los extremos de una viga, las fuerzas en ésta serán mayores a las que se generarían si las conexiones fueran rígidas. Por lo que emplear conexiones rígidas puede dar lugar a utilizar vigas menos robustas, pero las conexiones se vuelven más complejas para poder asegurar el comportamiento rígido.

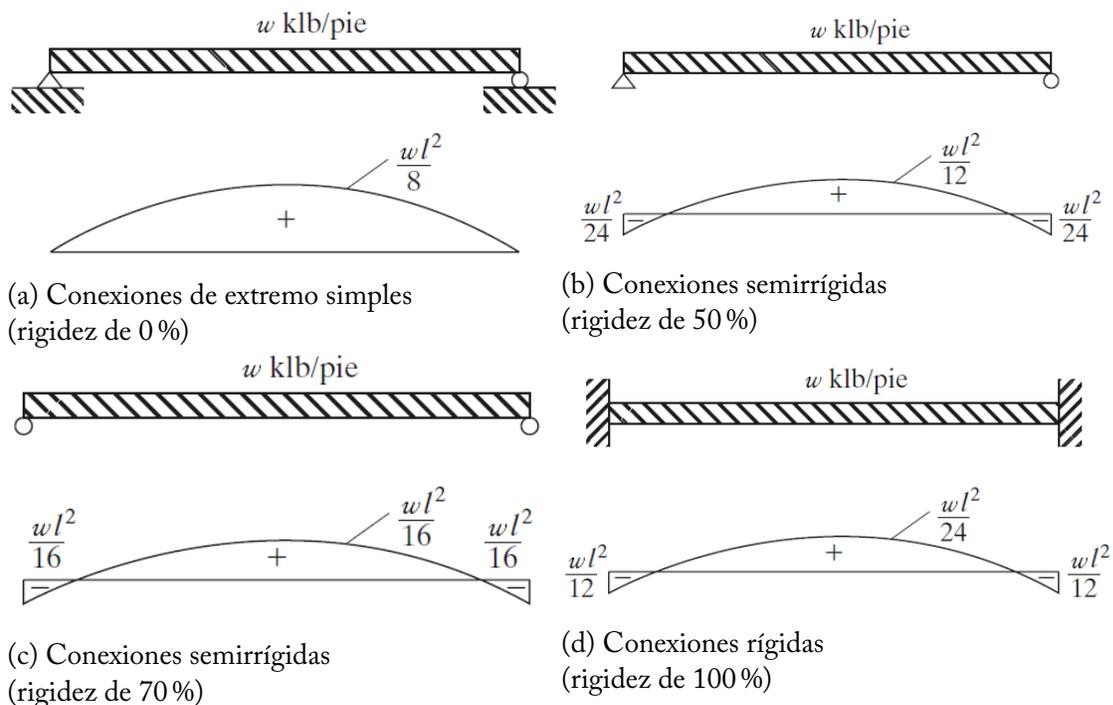


FIGURA 2.4: Comparación de diagramas de momentos flexionantes en función de la rigidez de las conexiones (McCormac & Csernak, 2012)

### 2.1.2. Configuraciones propuestas para conexiones rígidas a perfiles tubulares

Existen diversos conceptos aplicables a la transferencia de momentos de vigas de perfiles I a columnas HSS circulares. En las conexiones a este tipo de perfiles se debe de tener especial atención debido a que el espesor de éstos puede ser pequeño en comparación a su dimensión exterior, por lo que se pueden generar deformaciones excesivas o fallas frágiles en la conexión, como las mostradas en la figura 2.6. Es por esto que las configuraciones de este tipo de conexiones llegan a ser tan complejas para evitar concentraciones de esfuerzos muy grandes. Existen organizaciones que proporcionan manuales y recomendaciones de diseño aplicables a distintas configuraciones para este tipo de conexiones, a continuación se describirán las más comunes. Cada una de estas propuestas tiene sus ventajas y desventajas respecto a las demás:

### Conexiones a HSS directamente soldadas

Algunas transferencias de momentos se pueden lograr soldando los patines de la sección IR directamente a la pared de la columna HSS como se muestra en la figura 2.5. La placa de cortante transfiere toda la fuerza cortante y facilita el montaje de la viga. Las resistencias de los patines en tensión y compresión son calculadas considerándolas como placas transversales actuando en el paño de la columna HSS. Para obtener mayores eficiencias, el espesor del perfil debe ser ancho, y el ancho de los patines de la viga debe ser aproximadamente igual al grosor del HSS (Packer et al., 2010).

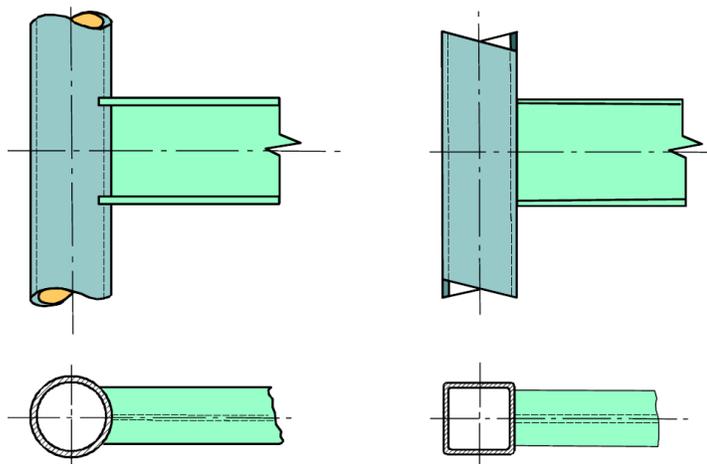


FIGURA 2.5: Conexiones sin atiesadores de vigas IR a columnas CHS y RHS (Wardenier et al., 2010)

### Modos de falla en conexiones a HSS soldadas

Debido a las propiedades y dimensiones geométricas de los perfiles HSS, principalmente por tener paredes que no son lo suficientemente anchas para soportar los esfuerzos actuantes o por una distribución no uniforme de esfuerzos, se pueden generar múltiples modos de falla como los mostrados en la fig. 2.6.

Para evitar estos modos de falla, el diseñador estructural se ve forzado a emplear complejas configuraciones cuyo principio es mecánicamente muy simple, que se explicarán con mayor detalle a continuación. El problema de este tipo de configuraciones es que, para implementarlos, el perfil HSS debe de ser cortado en los planos por los cuales pasarán la viga o las placas, dependiendo el caso, o bien deben practicarse orificios muy grandes en sus paredes para poder soldar los atiesadores internos. Esto ocasiona que la columna pierda continuidad si es que las uniones no se realizaron correctamente, además, los tiempos de construcción pueden alargarse debido a todas las maniobras necesarias para la construcción de cada conexión.

### Conexión con viga continua

Conexiones en campo a los patines de vigas continuas se pueden usar en conexiones donde hay perfiles HSS arriba y abajo de la viga continua. Si la carga de la columna no

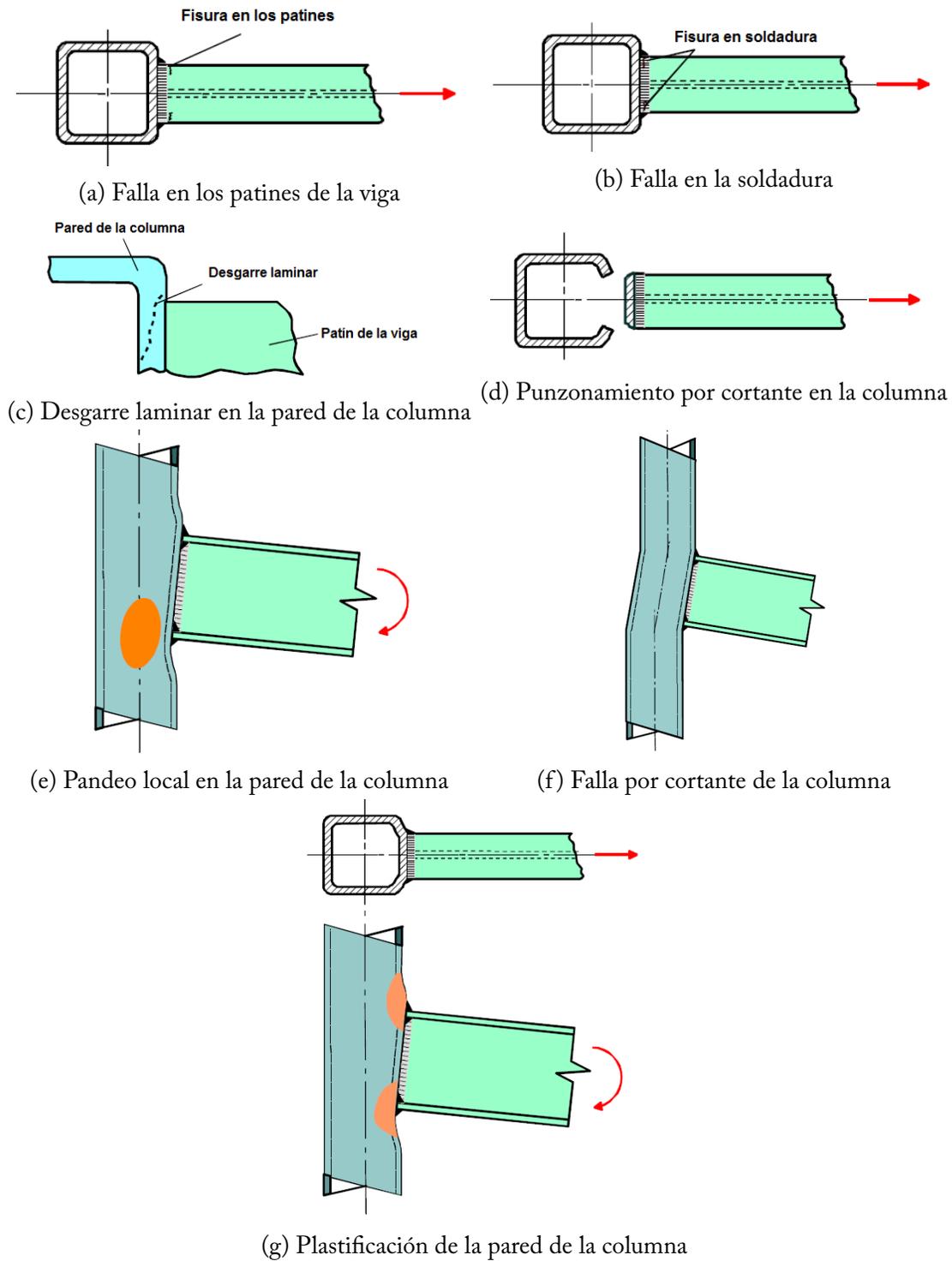


FIGURA 2.6: Modos de falla para conexiones de vigas IR a HSS (Wardenier et al., 2010)

es muy grande, se pueden utilizar placas atiesadoras para transferir la carga axial a través de la viga. Si la carga axial es elevada, puede ser necesario usar un HSS dividido a la mitad en lugar de atiesadores. El ancho del patín del perfil IR debe de ser por lo menos igual al ancho del perfil HSS y la viga no debe transferir un momento considerable a la columna para poder utilizar este detalle como es mostrado (AISC, 2005).

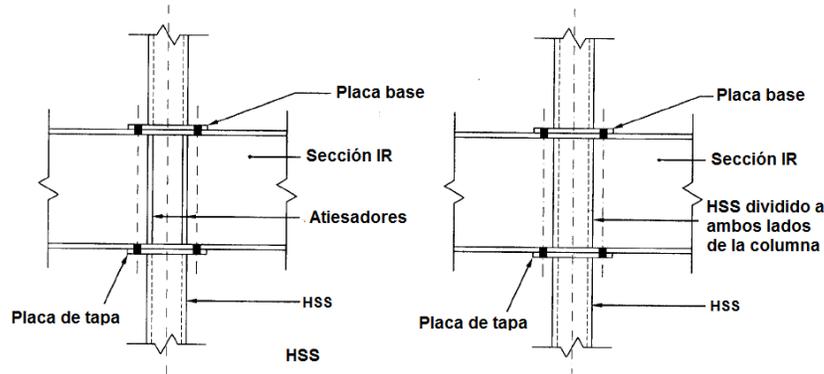


FIGURA 2.7: Conexiones de HSS a viga continua (AISC, 2005)

### Conexión con placas pasantes a través del HSS

Esta configuración es utilizada cuando las transferencias de momento a la columna son mayores a las que pueden ser provistas por placas de base o placas de tapa atornilladas, o si el ancho del HSS es mayor al ancho del patín de la viga, se puede utilizar una conexión a momento con placas pasantes como la mostrada en la figura 2.8. Este tipo de conexiones son más difíciles de construir que las conexiones a vigas continuas (AISC, 2005).

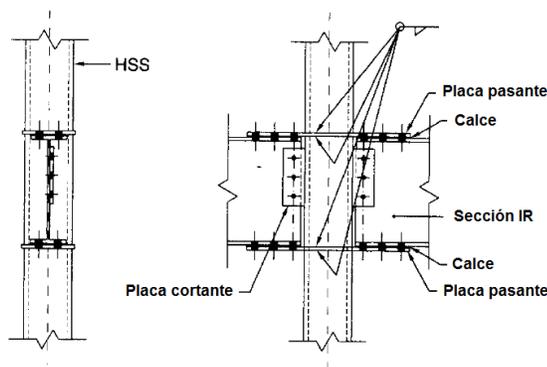


FIGURA 2.8: Conexión a momento de placa pasante (AISC, 2005)

### Conexiones con diafragmas internos

Para este tipo de conexiones, se debe de realizar un corte a la columna por cada conexión a construir, a diferencia de la alternativa de placas pasantes en la cual se deben de realizar dos, lo que contribuye a un ahorro de los costes de fabricación. Sin embargo,

la soldadura del diafragma hay que realizarla desde el extremo de la columna y para realizar dicha soldadura se requieren de conocimientos técnicos considerables con mano de obra bien entrenada para asegurar que los diafragmas internos trabajen correctamente, o bien, con robots de soldadura tal y cómo se ha trabajado en Japón en los últimos años (Kurobane et al., 2005).

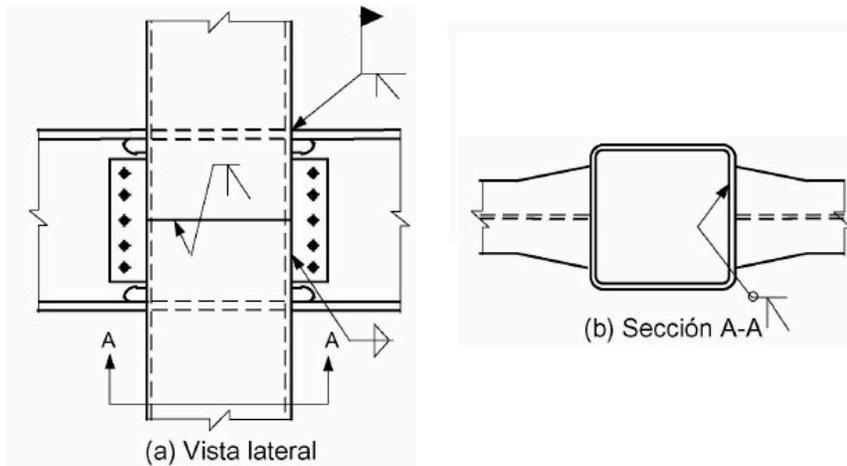


FIGURA 2.9: Conexión a momento con diafragmas internos (Kurobane et al., 2005)

### Conexiones con placas externas rigidizantes

En el caso de que el momento transmitido por la viga IR al HSS no pueda ser transmitido utilizando las otras alternativas, entonces el uso de placas externas soldadas al perímetro de la columna para transferir las cargas a las paredes del HSS es apropiado. Una de las principales ventajas de esta configuración en comparación de las demás alternativas es que no se necesita dividir la columna, con lo cual, la construcción de las conexiones, y de la estructura global, se agiliza de manera considerable. Además del ahorro de tiempo, para las soldaduras que se requieren este tipo de conexiones no es necesaria la mano de obra altamente especializada. El problema de este tipo de conexión es que, existe cierta incertidumbre sobre la rigidez rotacional que ejerce y en la distribución de esfuerzos en los elementos involucrados. Además, es posible que se presenten fallas locales en las paredes de la columna si el espesor de ésta es pequeño en comparación con su diámetro. Es por esto que este tipo de conexiones serán nuestro objeto de estudio, se aplicará un método de análisis estructural preciso, como lo es el método de los elementos finitos, para conocer su comportamiento estructural ante ciertas condiciones.

## 2.2. Propiedades de los perfiles de sección hueca

Algunas de las propiedades de los perfiles HSS le confieren un buen desempeño estructural; ésto, aunado a su buena estética natural aprovechada por los arquitectos para estructuras expuestas, ha provocado un incremento considerable en el uso de perfiles huecos en las construcciones de acero.

### 2.2.1. Propiedades mecánicas

Las secciones circulares huecas están hechas de un acero que cumple las especificaciones de la American Society for Testing and Materials (ASTM) A53, A500 y A501. En el cuadro 2.1 se muestran los valores de los esfuerzos de fluencia y últimos para distintos estándares de acero utilizados en HSS.

Producto	Especificación	Grado	$F_y$ , ksi (Kg/cm <sup>2</sup> )	$F_u$ , ksi (Kg/cm <sup>2</sup> )	
HSS rolados en frío	ASTM A500	Circular	B	42 (2950)	58 (4080)
			C	46 (3230)	62 (4360)
	Rectangular	B	46 (3230)	58 (4080)	
		C	50 (3515)	62 (4360)	
Tubo	ASTM A53	B	35 (2460)	60 (4200)	
HSS rolados en caliente	ASTM A501	B	50 (3515)	70 (4920)	

Cuadro 2.1: Estándares de fabricación norteamericanos para HSS con propiedades mecánicas de grados comunes (Packer et al., 2010)

De acuerdo a los catálogos de perfiles de acero comerciales<sup>1 2</sup> en la república mexicana, los perfiles huecos circulares elaborados con acero estructural de calidad ASTM A500 o A501 están disponibles en diámetros de hasta 6", mientras que los de calidad ASTM A53 grado B, pueden ser de hasta 20.º más, dependiendo del proveedor.

### 2.2.2. Propiedades geométricas

Las propiedades geométricas son la principal razón por la cual los perfiles HSS brindan múltiples ventajas sobre los perfiles de sección abierta. El comportamiento estructural de los perfiles huecos ante cargas de compresión, torsionantes o de flexión es significativamente mejorado por su geometría y por lo cual, se considera a estos perfiles como una buena alternativa en columnas de acero.

#### Compresión

Para miembros cargados axialmente a compresión, la carga crítica de pandeo depende de la esbeltez del elemento. Dicha esbeltez es obtenida mediante la razón de la longitud de pandeo sobre el radio de giro de la sección transversal del elemento. El radio de giro de una sección hueca generalmente es mucho más grande que el del eje débil de una sección abierta. Por lo que para una misma longitud de pandeo, la esbeltez de un HSS será menor y por lo tanto, su capacidad de soportar cargas de compresión será mayor que la de un perfil abierto de área transversal similar y de mayor masa (Wardenier

<sup>1</sup>Libro de pesos teóricos, catálogo de productos. Serviacero comercial

<sup>2</sup>Catálogo de productos. Aceromex

et al., 2010).

En las figuras 2.10 y 2.11, se aprecia la ventaja de utilizar HSS sobre los perfiles abiertos para miembros cargados axialmente. Esta comparación se ha basado en una longitud efectiva de 5 m y en un cálculo según el Eurocódigo 3 (Kurobane et al., 2005). Para perfiles de masa aproximadamente igual, los perfiles huecos resisten más que el perfil abierto. Mientras que para perfiles de capacidades resistentes iguales, se puede conseguir un ahorro de masa muy considerable.

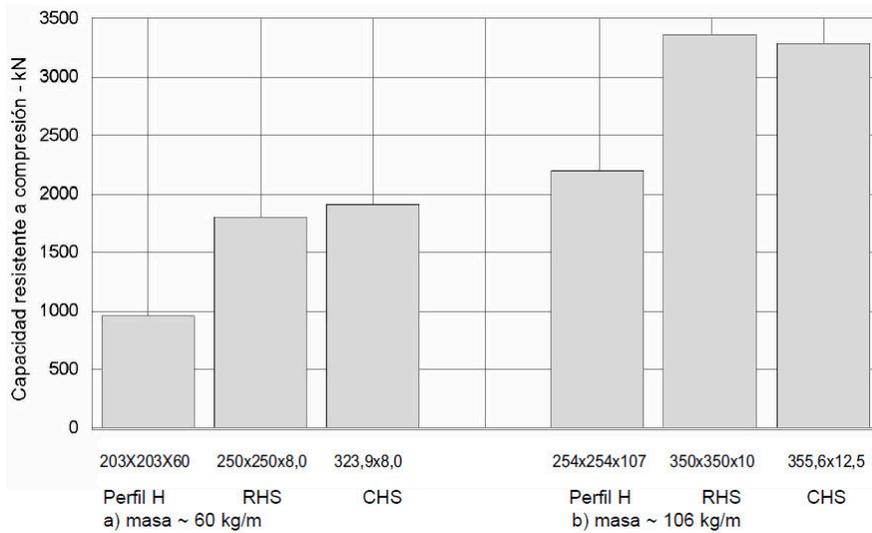


FIGURA 2.10: Comparación de la capacidad resistente a compresión para perfiles de igual masa (Kurobane et al., 2005)

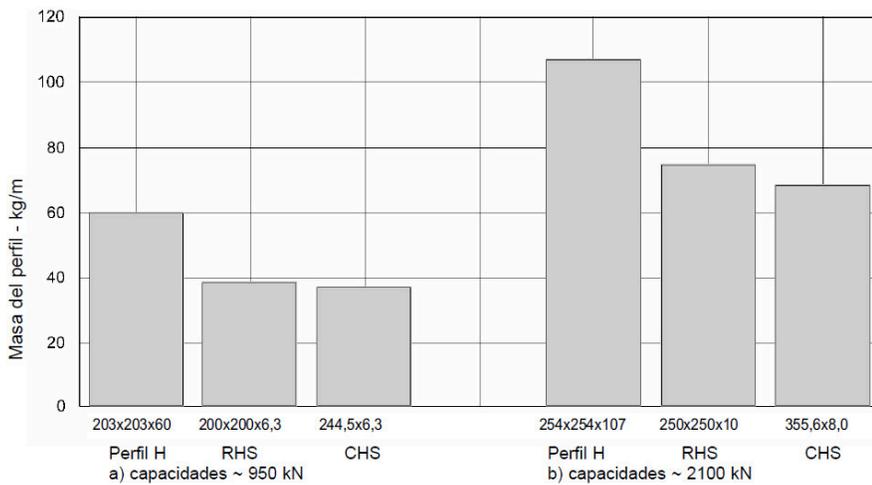


FIGURA 2.11: Comparación de masas de perfiles para capacidades resistentes a compresión similares (Kurobane et al., 2005)

### Flexión

En general, las secciones de perfil abierto son más eficientes a flexión sobre el eje fuerte que los HSS. Sin embargo, en los casos en los que la resistencia de diseño se ve limitada por efectos de pandeo lateral, los HSS ofrecen una ventaja. Mediante cálculos (Kaim, 2006), se puede demostrar que la inestabilidad lateral no es un problema para los perfiles huecos. Los HSS son más favorables comparados con las secciones abiertas si existe flexión en ambos ejes de la sección transversal (Wardenier et al., 2010).

### Torsión

Las secciones huecas, en especial los CHS, tienen la sección transversal más efectiva para resistir momentos torsionantes debido a que el material está uniformemente distribuido alrededor del eje polar (Wardenier et al., 2010). En el cuadro 2.2 se muestra una comparación entre secciones huecas y abiertas que revela que el módulo de torsión para los HSS es varias veces mayor que aquellos de perfiles abiertos de masa muy similar.

	Sección	Masa (kg/m)	Constante torsionante ( $cm^4$ )
	IR 305x96.7	96.7	89.1
	IR 406x99.8	99.8	99.5
	IR 457x96.7	96.7	113.6
	HSS 254x15.9	93.2	15941.7
	HSS 324x12.7	97.4	28220.5
	HSS 406x9.5	93.2	43704.3

Cuadro 2.2: Módulos de torsión de secciones de masa similar

#### 2.2.3. Características de producción

Los perfiles HSS pueden ser producidos hasta en longitudes de 20m, lo que reduce las uniones a ejecutarse a lo largo de un edificio. Además, dichos perfiles mantienen su diámetro exterior para secciones con espesores diferentes con lo que, si en la parte superior de una estructura se requieren columnas menos robustas, se puede disminuir su espesor y aún así conservar la modulación de las vigas a conectar, a lo alto de toda la estructura.

#### 2.2.4. Protección ante la corrosión

Las estructuras hechas de perfiles huecos ofrecen ventajas en lo que respecta a la protección ante la corrosión. Los HSS tienen esquinas redondeadas, por lo que pintarlas es más fácil que aquellos con esquinas afiladas. Esta mejora en la protección, alarga el periodo de vida útil para las capas anticorrosivas. Otro aspecto a considerar es que la superficie a ser protegida en estructuras con perfiles huecos es hasta en un 50 % menor

que en estructuras con secciones abiertas (Wardenier et al., 2010). Sin embargo, este tipo de perfiles deben de cerrarse en los extremos para impedir el ingreso de humedad ambiental que pueda dañar interiormente al elemento, sin dar indicios de su deterioro.

### 2.2.5. Estética

El uso de secciones huecas resulta en estructuras más espaciosas y limpias. Gracias a la esbeltez aparente de las secciones huecas, pueden proveer columnas estéticas, con espesor variable pero de dimensiones externas iguales para toda la altura de un edificio.



(a) Aeropuerto internacional de Edmonton, Canadá



(b) Aeropuerto internacional O'Hare, Chicago, IL, EUA

FIGURA 2.12: Uso de perfiles tubulares como columnas

### 2.3. Fundamentos de los métodos de análisis estructural

El análisis estructural es el proceso mediante el cual se determinan los efectos que sufren las estructuras y sus componentes al ser sometidas ante cargas de distinta naturaleza. Estos análisis se basan en los campos de mecánica aplicada, resistencia de los materiales y matemáticas aplicadas para poder calcular las deformaciones de la estructura, fuerzas internas, esfuerzos, reacciones en los apoyos, aceleraciones y estabilidad. Los resultados de estos análisis son los que determinarán si la estructura es adecuada para ser construida y si podrá cumplir con las solicitaciones necesarias.

El análisis estructural es una parte integral de cualquier proyecto de ingeniería estructural, siendo su función la de predecir el desempeño de la estructura propuesta. En la figura 2.13, se muestran las distintas fases de un proyecto de ingeniería estructural típico. Este proceso es iterativo hasta que la estructura satisfaga los requisitos de seguridad y serviciabilidad de los códigos de diseño (Kassimali, 2010).

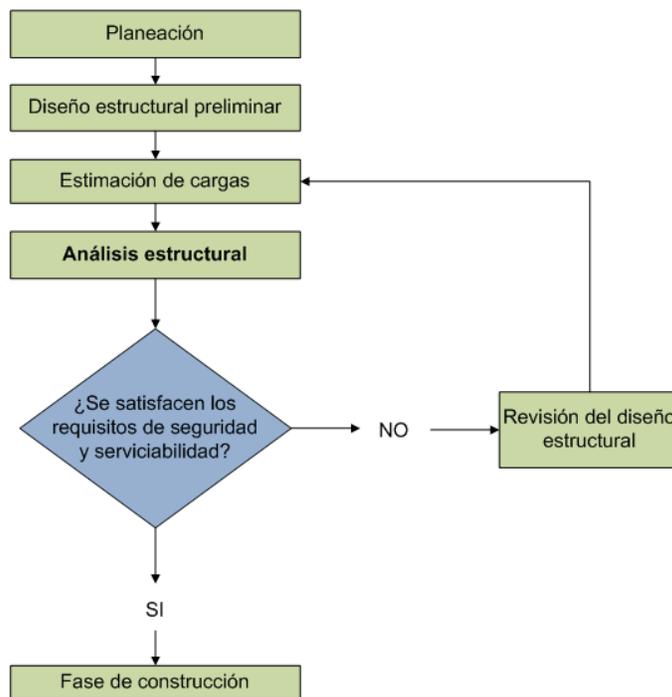


FIGURA 2.13: Fases de un proyecto típico de ingeniería estructural (Kassimali, 2010)

A lo largo de los años se han creado distintos métodos de análisis estructural. En el siglo XIX y en la primera mitad del siglo XX, la mecánica estructural se desarrolló a pasos agigantados; fue en este período en el que se formularon ecuaciones como la de los tres momentos para el análisis de vigas continuas, o métodos como el del trabajo mínimo, el de área de momentos, el de pendiente deflexión, por mencionar algunos, con los cuales se podían analizar estructuras con relativa precisión pero que eran complejos de implementar.

De todos los métodos desarrollados en este período, el que tuvo mayor auge fue el método de la distribución de momentos, creado por Hardy Cross, mediante el cual los ingenieros podían analizar estructuras altamente hiperestáticas con un proceso iterativo muy simple que era mucho más práctico que sus antecesores. Muchas estructuras diseñadas de 1930 a 1970 (fig. 2.14), no hubieran sido posibles sin la implementación de este método (Kassimali, 2010).



(a) Chrysler, Nueva York    (b) Empire State, Nueva York    (c) Latinoamericana, CDMX

FIGURA 2.14: Edificios construidos y diseñados utilizando métodos clásicos de análisis estructural

Sin embargo, el método de Cross era realizado manualmente por los ingenieros, por lo que resolver estas estructuras consistía en un proceso muy largo para lograr el equilibrio en los marcos bidimensionales. Con el paso del tiempo y el avance tecnológico en la computación, poco a poco los métodos clásicos fueron desplazados por los métodos matriciales orientados a computadora de análisis estructural. Dichas metodologías no eran nuevas, se habían desarrollado a principios de la década de 1930 para aplicaciones en aeronáutica, pero su implementación no resultaba práctica en ese entonces debido a que consistía en la solución de grandes sistemas de ecuaciones que tomarían días, o hasta semanas, resolver a mano. Gracias a las computadoras se pudieron resolver estos sistemas de ecuaciones en cuestión de segundos. Debido a ésto, los métodos matriciales son los más usados en la actualidad.

A continuación se describirán los métodos matriciales de rigideces y de elementos finitos, los cuales fueron utilizados en esta tesis para realizar comparaciones entre los resultados de ambos.

### 2.3.1. Método matricial de la rigidez

Es el método que más se utiliza actualmente en los despachos de diseño estructural debido a varios factores: a la facilidad para programarlo, por que la mayoría de los programas comerciales de análisis estructural lo implementan y por que arroja resultados significativos lo suficientemente precisos sin requerir un gran poder de cómputo.

El método matricial de la rigidez considera que la estructura está formada por miembros rectos (barras de propiedades equivalentes a las del miembro a idealizar) unidos en sus extremos mediante nodos, que pueden ser articulados, rígidos o parcialmente restringidos al desplazamiento o giro en alguna dirección. Éste método consiste en determinar los efectos de las fuerzas aplicadas en una estructura y los desplazamientos que se generan a causa de dichas fuerzas, cumpliendo el equilibrio y la compatibilidad que toda estructura debe tener. Debido a los desplazamientos de los nodos considerados en el análisis, se infieren elementos mecánicos en las barras que integran a la estructura (Hernández, 2015).

Los desplazamientos de los nodos de la estructura son determinados al resolver un sistema de ecuaciones que se expresa de la forma:

$$\mathbf{F} = \mathbf{Kd}$$

en la que  $\mathbf{d}$  denota el vector de desplazamientos nodales,  $\mathbf{F}$  representa los efectos de las cargas externas en los nodos de la estructura y  $\mathbf{K}$  es la matriz de rigidez de la estructura. La matriz  $\mathbf{K}$  se obtiene a partir del ensamble de las matrices elementales de rigidez de los miembros que componen a la estructura. En función de los desplazamientos obtenidos con esta ecuación, se pueden obtener las fuerzas en los extremos de un miembro mediante la matriz elemental del mismo (Kassimali, 2010).

Debido a que la rigidez puede definirse como la magnitud de la fuerza requerida para producir un desplazamiento unitario, se pueden establecer términos de rigidez axiales, cortantes, flexionantes o de torsión para cada grado de libertad considerado en el análisis. Para obtener los términos de la matriz de rigidez, se imponen desplazamientos unitarios en los grados de libertad nodales y se determinan los valores de rigidez que logran el equilibrio de la barra mediante las condiciones de continuidad y de frontera (Hernández, 2015).

Éste método permite una idealización muy aproximada para estructuras a base de marcos. Sin embargo, para estructuras con elementos de secciones que disten de poder representarse correctamente mediante una barra o en estructuras en las que las conexiones trabe-columna no son totalmente rígidas ni articuladas sino que están en un estado intermedio entre estos extremos, como lo son las conexiones semirrígidas, cuya rigidez rotacional es difícil de determinar, resulta complicado generar el modelo analítico de la estructura de manera precisa. Debido a esto, el análisis por matrices de rigidez, en algunas situaciones, puede arrojar desplazamientos y elementos mecánicos distintos a los que realmente se efectuarán en la estructura. Es por esto, que se realizarán análisis

más refinados a través del método de los elementos finitos para poder determinar si la configuración estudiada realmente le otorga a la conexión la rigidez rotacional supuesta en el análisis matricial y detectar los casos en los que dicha suposición no se cumple.

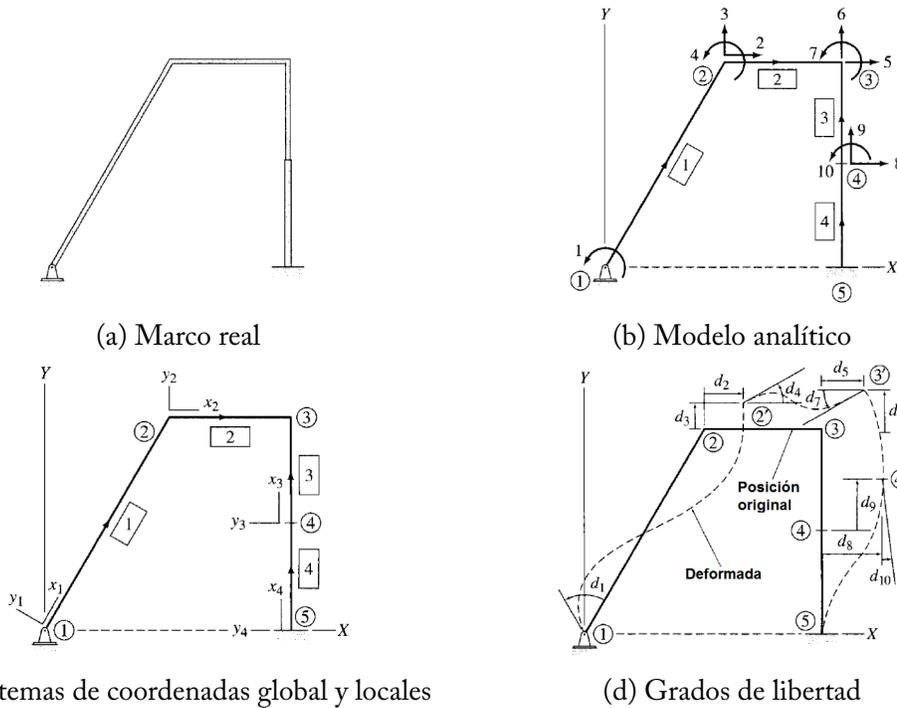


FIGURA 2.15: Idealización para analizar un marco mediante el método matricial de la rigidez (Kassimali, 2010)

### 2.3.2. Método de los Elementos Finitos

Las estructuras analizadas en la ingeniería generalmente son de naturaleza continua, por lo que su comportamiento no puede ser representado de manera precisa en función de un pequeño número de variables discretas. Para poder analizarlas de manera rigurosa se requiere la integración de las ecuaciones diferenciales que expresan el equilibrio de un elemento diferencial genérico de las mismas (Oñate, 1995). En ingenierías como la civil, mecánica, aeronáutica y naval es necesario el uso de metodologías de análisis eficaces que describan de la mejor manera el comportamiento de estructuras continuas.

La modelación de una estructura aplicando el método de elementos finitos (MEF) es un proceso mediante el cual, con base en las condiciones de contorno bajo las cuales estará sometida en la realidad, se puede predecir de manera muy aproximada la manera en la que dicha estructura se comportará ante ciertas situaciones. Estas modelaciones pueden evitar la necesidad de realizar ensayos de laboratorio que pueden resultar costosos en tiempo y dinero, sin embargo, en algunos casos es necesario la experimentación física para verificar que los resultados del análisis por el MEF son precisos.

Hoy en día, el MEF es el procedimiento más potente para el análisis de estructuras sometidas a las acciones de naturaleza diversa. Debido a que muchos de los conceptos utilizados en el análisis matricial de estructuras son similares o análogos a los del MEF, resulta un tanto sencillo para los profesionales que dominan el método matricial estudiar y comprender la manera en la que el método de los elementos finitos funciona. Oñate (1995) describe el análisis de estructuras por este método mediante las siguientes etapas:

*Etapa 1:* A partir de la realidad física de una estructura, sus apoyos y los tipos de carga que actúan sobre ella, es necesario seleccionar un modelo matemático que describa de la manera más correcta el comportamiento de la estructura. En el caso de esta tesis se utilizó la elasticidad tridimensional para la modelación de las conexiones de acero. Además hay que definir las propiedades mecánicas de los materiales de la conexión y el carácter de deformación del mismo. Para el estudio de los modelos analizados, se efectuaron únicamente problemas de equilibrio estático de estructuras con pequeños desplazamientos mediante el Principio de los Trabajos Virtuales, PTV, con un comportamiento elástico lineal de los materiales.

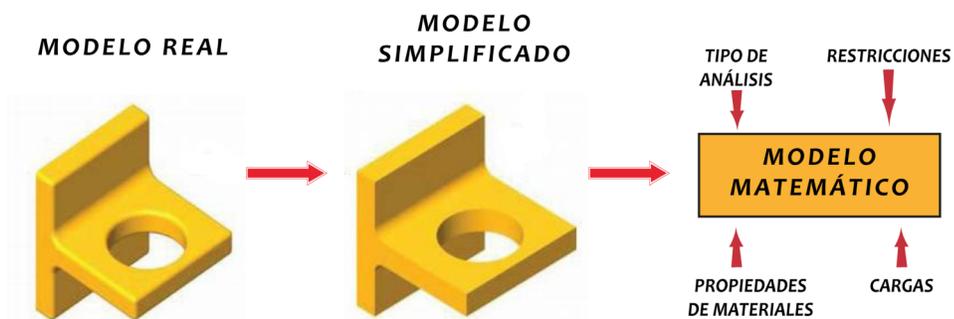


FIGURA 2.16: Formación del modelo matemático

*Etapa 2:* Después de seleccionar el modelo matemático, la estructura se discretiza en “elementos finitos”, dentro de los cuales se interpolan las variables principales en función de los valores obtenidos en los nodos del elemento. En la mayoría de los casos dichos nodos se encuentran en los extremos de los elementos por lo que son compartidos con otro elemento vecino. Todos estos elementos forman una malla que discretiza la estructura para hacer posible la solución de este problema.

*Etapa 3:* A partir de la expresión del PTV, se obtienen las matrices de rigidez y vector de cargas para cada elemento.

*Etapa 4:* Se ensamblan las matrices de rigidez y los vectores de fuerza de todos los elementos en la matriz de rigidez global para toda la malla de elementos finitos y el vector de cargas sobre los nodos, respectivamente.

*Etapa 5:* Se resuelve el sistema de ecuaciones resultante  $\mathbf{Ka}=\mathbf{f}$  para obtener los desplazamientos de todos los nodos de la malla,  $\mathbf{a}$ , mediante cualquier método para la solución de sistemas de ecuaciones lineales.

*Etapa 6:* Obtenidos los desplazamientos de todos los nodos,  $\mathbf{a}$ , se pueden calcular deformaciones y tensiones para todo el dominio de cada elemento mediante técnicas de interpolación, así como las reacciones en los nodos con desplazamientos prescritos.

*Etapa 7:* Para poder desarrollar los últimos 4 pasos, es necesario el uso de una computadora con la cual implementar el MEF.

*Etapa 8:* Después de obtener todos los resultados numéricos de interés, se presentan e interpretan mediante técnicas gráficas que lo faciliten (*Postproceso*).

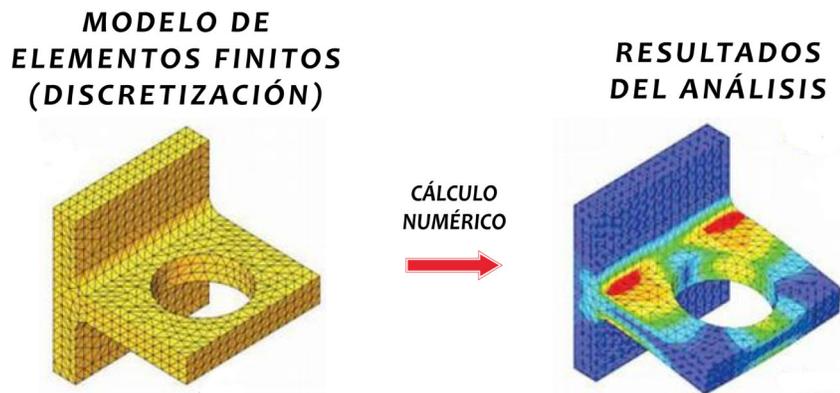


FIGURA 2.17: Discretización y postproceso del análisis

*Etapa 9:* Esta última etapa contempla las modificaciones posibles que se le puede hacer al proceso con el fin de obtener mejores resultados.

El MEF puede considerarse como una extrapolación del método matricial para estructuras de barras al análisis de estructuras de tipo continuo. Desde el punto de vista práctico del cálculo de estructuras, la característica más atractiva del método de los elementos finitos estriba en el hecho de que es un método aproximado, es un procedimiento muy útil para obtener información sobre el comportamiento de estructuras complejas para las que no existen soluciones analíticas disponibles. Sin embargo, su implementación debe de ser llevada a cabo por técnicos cuidadosos con la suficiente experiencia para evitar obtener resultados erróneos producto de malas prácticas a la hora de crear los modelos (Oñate, 1995) y además requiere un gran poder de cómputo para poder resolver, en tiempos cortos, los inmensos sistemas de ecuaciones que se generan a partir de esta metodología.

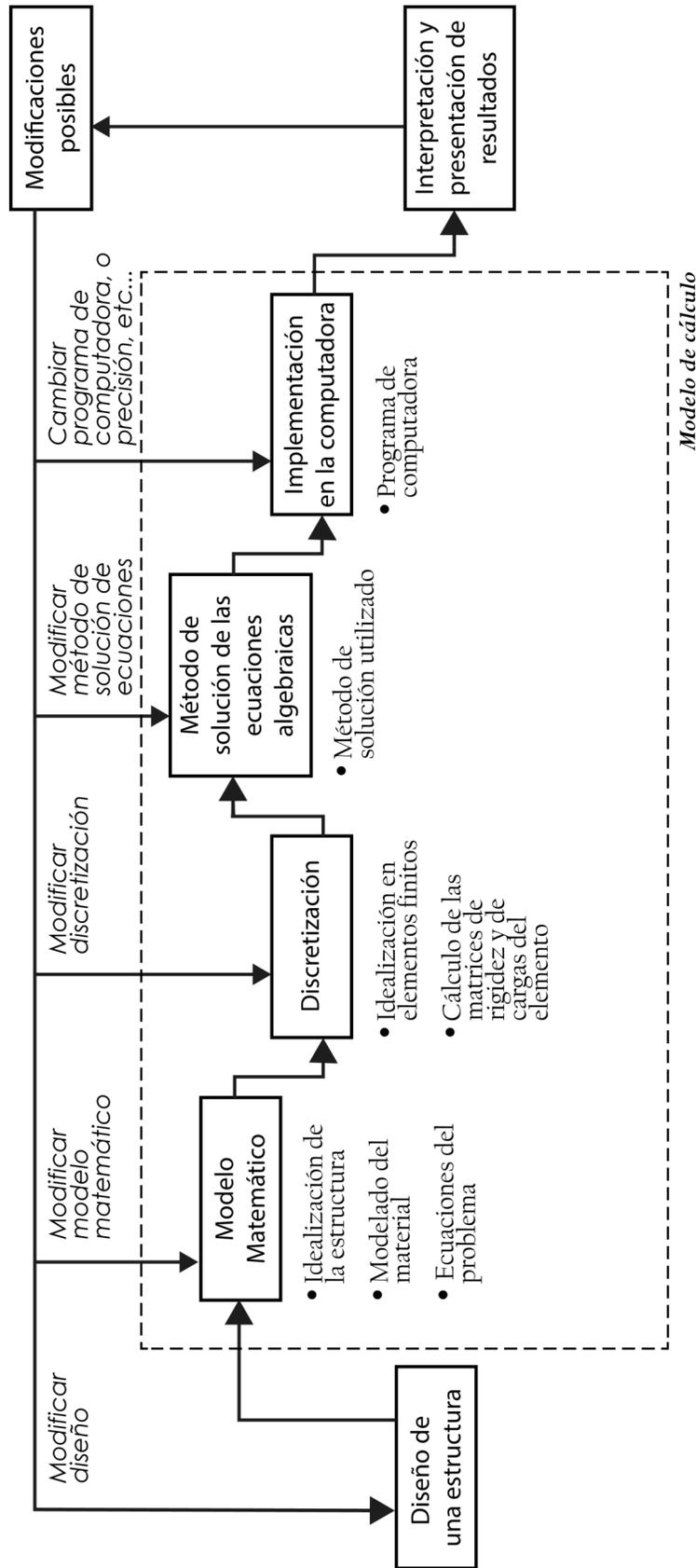


FIGURA 2.18: Organigramma general del análisis de una estructura por el método de los elementos finitos (Oñate, 1995)

*“La acción es la clave fundamental de cualquier éxito”*

— Pablo Picasso

Con el fin de determinar con mayor certeza la influencia que tienen ciertos parámetros geométricos de los componentes de la unión sobre la integridad estructural de la conexión, se realizaron 48 modelos de elementos finitos. Dichos modelos se realizaron empleando un software de pre y post-proceso denominado “GiD”. Este software le permite al usuario crear rutinas de programación personalizables y adaptables a las necesidades del mismo, dichas rutinas son conocidas como “problemtypes”. Debido a la gran cantidad de modelos a realizar, y a la dificultad de crear las geometrías, se desarrolló el problemtype “Conacero” (ver apéndice A) para generar la geometría de los modelos y determinar las cargas bajo las cuales estará sometida. Los modelos matemáticos se realizaron mediante el problemtype “MEFI”, el cual le permite al usuario asignarle al modelo las condiciones de contorno y las propiedades de los materiales a utilizar y además, proporciona el archivo de datos con la información necesaria para formar el sistema de ecuaciones a resolver.

## 3.1. Preparación de los modelos

### 3.1.1. Descripción de las geometrías

Se realizaron dos tipos de geometrías, el primer tipo cuenta con placas externas rigidizantes y el segundo está ausente de éstas (fig. 3.1), esto para estudiar la importancia del uso de dichas placas.

Todos los modelos tienen en común varias características: cuentan con 2 m. de columna hacia arriba y hacia abajo, los tramos de viga son de aproximadamente 1 m. a cada lado, la sección del perfil de las vigas es el mismo en las cuatro direcciones, las placas de unión a cortante tienen un espesor de 9.5 mm. ( $\frac{3}{8}$  in.), mientras que el espesor

de las placas de unión a momento es de 12.7 mm. ( $\frac{1}{2}$  in.) (con excepción de la placa de momento superior utilizada en las vigas con sección IR 406x46.2).

En lo que respecta a las uniones por soldadura, la unión entre las placas de momento y la columna se planteó como si ésta fuera mediante soldadura de penetración completa y, debido a que se puede considerar que éstas forman un enlace completo, se modeló como si estuviesen unidas directamente. En el caso de las soldaduras entre las placas de momento y los patines de la viga, así como entre la placa de cortante y el alma de la viga, se planteó utilizar soldadura de filete; las placas de unión a cortante están soldadas al alma de la viga por todo su perímetro, la longitud del cordón de la soldadura entre las placas de momento y los patines de la viga es de alrededor de 50 cm. Para lograr una más aproximada modelación de lo que se sucede en realidad, las placas a soldar y la viga no se unieron completamente, se encuentran separadas por un pequeño espacio (fig. 3.2) para que las soldaduras de filete sean las que proporcionen la resistencia a la separación entre los dos componentes a unir. La longitud de la pierna de la soldadura siempre es menor que el componente a unir por dos milímetros, por lo que no excede el límite máximo de soldaduras de filete.

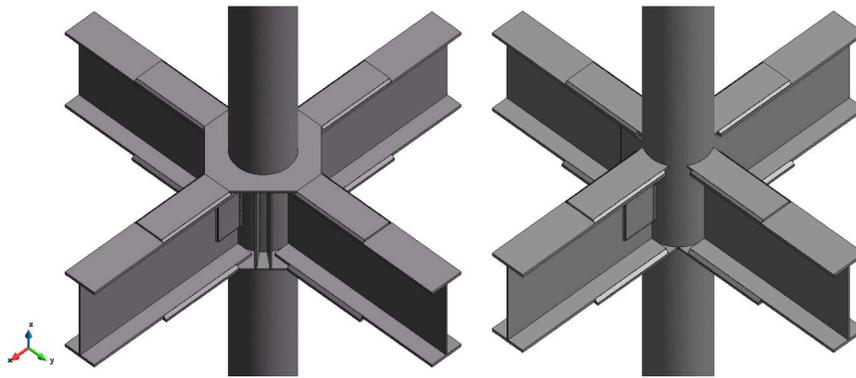


FIGURA 3.1: Tipos de geometrías a analizar

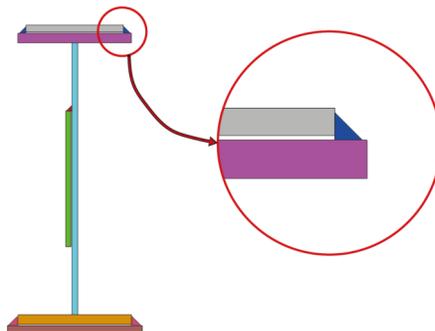


FIGURA 3.2: Separación entre los componentes a unir mediante soldadura de filete

Como se mencionó anteriormente, se estudiará la influencia de algunos parámetros geométricos en la respuesta de la conexión. Los modelos generados se diferencian por la variación de los siguientes parámetros:

- Ancho de la placa externa rigidizante.
- Diámetro de la columna.
- Espesor de la pared de la columna.
- Sección del perfil de las vigas.
- Espesor de las placas de unión a momento.

Se generaron varios modelos para cada parámetro. Dichos modelos mantenían los demás parámetros constantes mientras que el parámetro a analizar variaba. De ésta manera se generaron las siguientes combinaciones de geometrías:

<b>Sección de la columna</b>	HSS 356x12.7				
<b>Ancho de la placa externa</b>	100 mm				
<b>Sección de la viga</b>	IR 305x79	IR 356x110	IR 406x83	IR 457x89	IR 533x101

Cuadro 3.1: Combinaciones de geometrías variando la sección de las vigas

<b>Ancho de la placa externa</b>	100 mm				
<b>Sección de la viga</b>	IR 533x101				
<b>Diámetro de la columna</b>	356 mm				
<b>Espesor de la columna</b>	6.4 mm	7.9 mm	9.5 mm	12.7 mm	15.9 mm

Cuadro 3.2: Combinaciones de geometrías variando el espesor de la columna

<b>Ancho de la placa externa</b>	100 mm					
<b>Sección de la viga</b>	IR 533x101					
<b>Espesor de la columna</b>	12.7 mm					
<b>Diámetro de la columna</b>	273 mm	324 mm	356 mm	406 mm	457 mm	508 mm

Cuadro 3.3: Combinaciones de geometrías variando el diámetro de la columna

<b>Sección de la viga</b>	IR 533x101				
<b>Sección de la columna</b>	HSS 356x12.7				
<b>Ancho de la placa externa</b>	Sin Placa	50 mm	100 mm	120 mm	150 mm
<b>Sección de la viga</b>	IR 406x46				
<b>Sección de la columna</b>	HSS 254x15.9				
<b>Ancho de la placa externa</b>	Sin Placa	50 mm	100 mm	120 mm	150 mm

Cuadro 3.4: Combinaciones de geometrías variando el ancho de las placas externas rigidizantes

De igual manera para los modelos de las conexiones sin placas externas rigidizantes, se realizaron distintas combinaciones de secciones del perfil de las vigas y las columnas:

<b>Sección de la viga</b>	<b>Diámetro de la Columna</b>	<b>Espesor de la Columna</b>
IR 305x28	219 mm	9.5 mm
		12.7 mm
		15.9 mm
	254 mm	9.5 mm
		12.7 mm
		15.9 mm
IR 406x39	356 mm	9.5 mm
		12.7 mm
		15.9 mm
	254 mm	9.5 mm
		12.7 mm
		15.9 mm
IR 457x60	356 mm	9.5 mm
		12.7 mm
		15.9 mm
IR 530x66	356 mm	9.5 mm
		12.7 mm
		15.9 mm

Cuadro 3.5: Combinaciones de geometrías para las conexiones sin placas externas

### 3.1.2. Condiciones de contorno

#### Apoyos

Para todos los modelos, se asignaron restricciones a los desplazamientos en todas direcciones a las superficies que correspondían a los límites inferior y superior de la columna para asemejar un efecto de apoyo empotrado proporcionado por el resto de la columna no modelada. Las superficies en los extremos de las vigas cuentan con los tres grados de libertad debido a que sobre ellas se aplicarán las cargas que actúan en el resto de las vigas como se verá a continuación.

#### Cargas

Las fuerzas actuantes en el nodo de las conexiones son momentos generados por pares de fuerzas en los patines y fuerzas cortantes aplicadas en los extremos de las vigas (fig. 3.3). Las conexiones se sometieron a momentos en dos ejes ortogonales para observar una situación más desfavorable que si se aplicara solamente sobre un eje. Dichos momentos generan esfuerzos de compresión en la pared de la columna que está en la parte inferior de la conexión y esfuerzos de tensión en la parte superior.

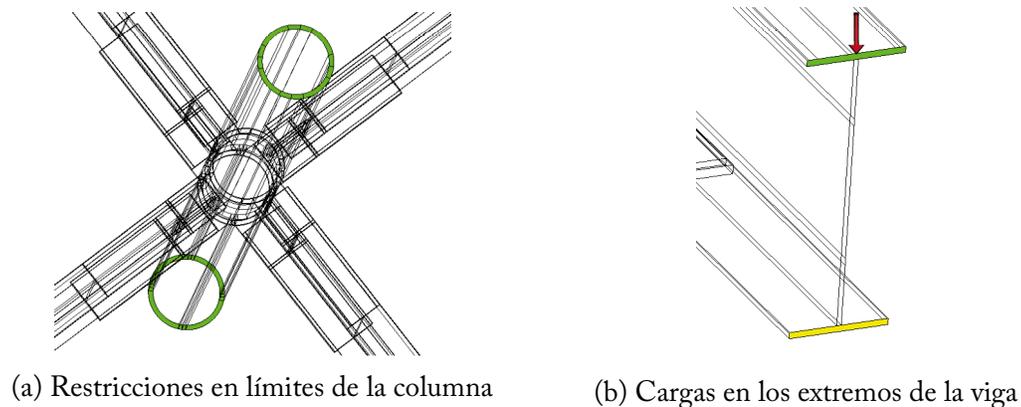


FIGURA 3.3: Condiciones de contorno del modelo

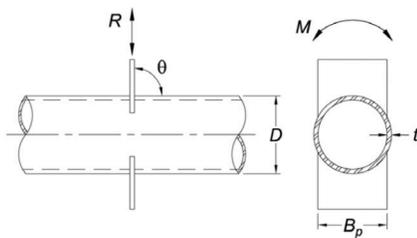
#### Determinación de las cargas

Las cargas aplicadas a la conexión se determinaron de tal manera que no se excediera la resistencia nominal de la misma, la cual es el menor valor que se obtiene al evaluar los estados límites de fluencia (momento plástico) de la sección de la viga, fluencia por tensión de la sección total de la placa de unión a momento y fluencia local del perfil tubular (ec. 3.1), tal como lo establece la especificación AISC 360-10 para construcciones de acero.

El valor  $Q_t$  de la ec. 3.1 es un factor de reducción aplicado a la resistencia nominal cuyo valor depende de los elementos mecánicos actuando en la unión, para estos casos

en particular dicho valor será considerado igual a 1 para considerar una situación más crítica.

El problemtype “Conacero” permite al usuario asignar los momentos en los extremos de las vigas de una manera sencilla y se encarga de asignar presiones de superficie sobre los patines cuyo efecto sea equivalente al momento de la magnitud indicada. Además se puede determinar qué porcentaje del momento asignado será generado por una fuerza cortante aplicada en el extremo de la viga, de esta manera este porcentaje también fue utilizado como un parámetro a estudiar y con el cual se generaron las combinaciones mostradas en el cuadro 3.6. En el resto de los modelos el porcentaje utilizado fue de 25 %.



Estado límite: fluencia local del PTE, placa sujeta a carga axial

$$R_n \sin \theta = F_y t^2 \left[ \frac{5,5}{1 - 0,81 \frac{B_p}{D}} \right] Q_t \quad (3.1)$$

FIGURA 3.4: Conexión en cruz con placa transversal

<b>Sección de la columna</b>	HSS 356x12.7				
<b>Ancho de la placa externa</b>	100 mm				
<b>Sección de la viga</b>	IR 533x101				
<b>% de momento por cortante</b>	0 %	25 %	50 %	75 %	100 %

Cuadro 3.6: Combinaciones variando el porcentaje de momento generado por cortante

En la mayoría de los modelos, el estado límite que determinó la resistencia de la conexión fue el de fluencia local del PTE conectado a placa transversal sujeta a carga axial. En el caso de los modelos de conexiones con vigas IR 406x46, el estado límite determinante fue la fluencia por tensión de la sección total de la placa de unión a momento, debido a esto, el espesor de la placa de unión a momento superior se incrementó a 15.875 mm ( $\frac{5}{8}$  in.) para que así, la fluencia local del PTE sea el estado límite que determine las cargas a aplicar. En los cuadros 3.7 y 3.8 se muestran los momentos aplicados en todos los modelos. La notación mostrada “DIA-E-AP-SVIGA” para denominar los modelos indica lo siguiente:

DIA: Diámetro de la columna, en décimas de pulgada

E: Espesor de la columna, en octavos de pulgada

AP: Ancho de la placa externa, en centímetros

SVIGA: Designación IMCA de la sección del perfil de la viga

El peso propio de la conexión también fue considerado en el análisis estructural.

Parámetro	Modelo	Momento Total (T-m)	% generado por cortante	Momento (T-m)	Fuerza Cortante (T)
Sección de las vigas	140-4-10-30579	19		14.25	3.736
	140-4-10-356110	22.4		16.8	4.407
	140-4-10-40683	18.3	25 %	13.725	3.498
	140-4-10-45789	21.2		15.9	4.069
	140-4-10-533101	26.5		19.875	5.121
Espesor de la pared de la columna	140-2-10-533101	6.4		4.8	1.237
	140-2.5-10-533101	10.1		7.575	1.952
	140-3-10-533101	14.7	25 %	11.025	2.841
	140-4-10-533101	26.5		19.875	5.121
	140-5-10-533101	41.9		31.425	8.098
Diámetro de la columna	107-4-10-533101	35.8		26.85	7.246
	127-4-10-533101	28.9		21.675	5.684
	140-4-10-533101	26.5	25 %	19.875	5.121
	160-4-10-533101	23.9		17.925	4.494
	180-4-10-533101	22.3		16.725	4.083
	200-4-10-533101	21.2		15.9	3.782
Ancho de placa externa	100-5-SP-40646				5.390
	100-5-05-40646				5.109
	100-5-10-40646	24.3	25 %	18.225	4.822
	100-5-12-40646				4.716
	100-5-15-40646				4.566
	140-4-SP-533101				5.625
	140-4-05-533101				5.418
	140-4-10-533101	26.5	25 %	19.875	5.121
	140-4-12-533101				5.012
	140-4-15-533101				4.856
% del momento generado por cortante			0 %	26.5	0.000
			25 %	19.875	5.121
	140-4-10-533101	26.5	50 %	13.25	10.243
			75 %	6.625	15.364
			100 %	0	20.486

Cuadro 3.7: Cargas en las conexiones con placas externas rigidizantes

Sección de la viga	Modelo	Momento Total (T-m)	% generado por cortante	Momento (T-m)	Fuerza Cortante (T)
IR 305x28	086-3-SP-30528	6.9		5.175	1.555
	086-4-SP-30528	12.0		9.0	2.704
	086-5-SP-30528	12.0		9.0	2.704
	100-3-SP-30528	6.5		4.875	1.442
	100-4-SP-30528	11.4	25 %	8.55	2.529
	100-5-SP-30528	12.0		9.0	2.662
	140-3-SP-30528	5.9		4.425	1.252
	140-4-SP-30528	10.4		7.8	2.208
	140-5-SP-30528	12.0		9.0	2.547
IR 406x39	100-3-SP-40639	10.0		7.5	2.218
	100-4-SP-40639	18.1		13.575	4.015
	100-5-SP-40639	24.1		18.075	5.346
	140-3-SP-40639	8.5	25 %	6.375	1.804
	140-4-SP-40639	15.2		11.4	3.226
	140-5-SP-40639	23.5		17.625	4.988
IR 457x60	140-3-SP-45760	10.0		7.5	2.123
	140-4-SP-45760	17.9	25 %	13.425	3.799
	140-5-SP-45760	25.6		19.2	5.434
IR 530x66	140-3-SP-53066	12.1		9.075	2.568
	140-4-SP-53066	21.6	25 %	16.2	4.585
	140-5-SP-53066	32.5		24.375	6.898

Cuadro 3.8: Cargas en las conexiones sin placas externas rigidizantes

### 3.1.3. Materiales

El material utilizado en todos los modelos fue el acero, con las siguientes propiedades:

Módulo de Elasticidad	20400 $kg/mm^2$
Razón de Poisson	0.3
Peso propio	$7.8 \times 10^{-6} kg/mm^3$

Cuadro 3.9: Propiedades del acero utilizadas

A cada elemento de la conexión se le agregó un nombre de material distinto, pero con las mismas características, esto se hizo para facilitar la visualización de resultados en el postproceso.

### 3.1.4. Mallado de elementos finitos

Las mallas de elementos finitos se realizaron con el programa “GiD”. Todas las mallas consisten en elementos tetraédricos cuyo número de nodos varían entre 300 - 450 mil nodos, cuanto más volumen tiene el modelo, más grande es el número de nodos en el mismo para obtener mallas finas y así, resultados más precisos.

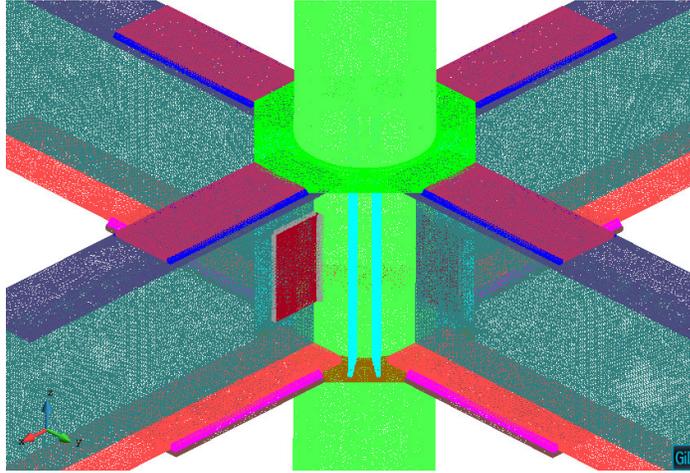


FIGURA 3.5: Malla de uno de los modelos

## 3.2. Análisis numérico

Se realizaron análisis estáticos lineales por el método de los elementos finitos aplicado al cálculo estructural a todos los modelos de las conexiones con las características mencionadas en la sección anterior.

Los sistemas de ecuaciones lineales fueron generados gracias a la información que el problemtype “MEFI” proveyó y fueron solucionados mediante el método numérico iterativo del gradiente conjugado. Debido a la gran cantidad de nodos, y a que por cada nodo se generan 3 ecuaciones según el método de los elementos finitos, los sistemas de ecuaciones resultaron muy grandes (más de 1 millón de ecuaciones), por lo que fue necesario utilizar un solver con paralelización basada en CPUs (desarrollado en el aula CIMNE-UG) para obtener resultados en un tiempo mucho más corto que el que tomaría resolver dichos sistemas sin utilizar técnicas de paralelización.

### 3.2.1. Análisis de los resultados

De la solución de este sistema de ecuaciones se obtuvieron los desplazamientos de todos los nodos del modelo y, con esto, los esfuerzos actuantes en el mismo. Con base en estos resultados, se pudo obtener información más detallada la cual fue de utilidad para determinar el comportamiento estructural de la conexión estudiada.

### Rotación del nodo

La rotación del nodo es un valor muy importante para determinar el correcto funcionamiento de la conexión. Si en los nodos de las conexiones se registra una rotación mayor que para la cuál fue diseñada, se pueden generar solicitaciones inesperadas en otros elementos de la estructura. Debido a esto, se calcularon las rotaciones en los modelos de las conexiones y se compararon con las rotaciones obtenidas utilizando el método matricial de rigidez mediante una licencia de evaluación del software “SAP2000”, el cual es uno de los más utilizados en la práctica profesional.

Para describir la manera en la que se elaboraron los modelos de barras en SAP2000, para hacerlos coincidir con los modelos de elementos finitos, se tomará como ejemplo la conexión rígida de la viga con sección IR 457mm x 89kg/m a la columna de perfil HSS 14.0”x0.5”.

La altura de estos modelos, así como el largo de las vigas, fueron medidos a partir del nodo de unión, que es donde se intersectan los centroides de las barras. Estas medidas fueron las mismas que las encontradas en los modelos de elementos finitos.

El material que se consideró en estos modelos fue uno que tuviera propiedades muy similares al acero, con un módulo de elasticidad de  $2'040,000 \text{ kg/cm}^2$ , un peso volumétrico de  $7,800 \text{ kg/m}^3$  y una razón de Poisson de 0.3.

Respecto a las cargas, estas fueron aplicadas en los extremos de dos vigas ortogonales entre sí. Se aplicó una fuerza vertical y un momento sobre un eje de un nodo, las cuales tienen la misma magnitud que las que fueron aplicadas en el modelo de elementos finitos correspondiente. Se consideraron dos casos de carga, uno para el peso propio de la conexión y otro para las cargas determinadas, para después unirlos mediante una combinación de cargas y observar el efecto de ellas. Las restricciones del modelo se encuentran en la parte superior e inferior de la columna; en estos nodos, se restringieron todos los grados de libertad para darle un empotramiento en los extremos de dicha columna.

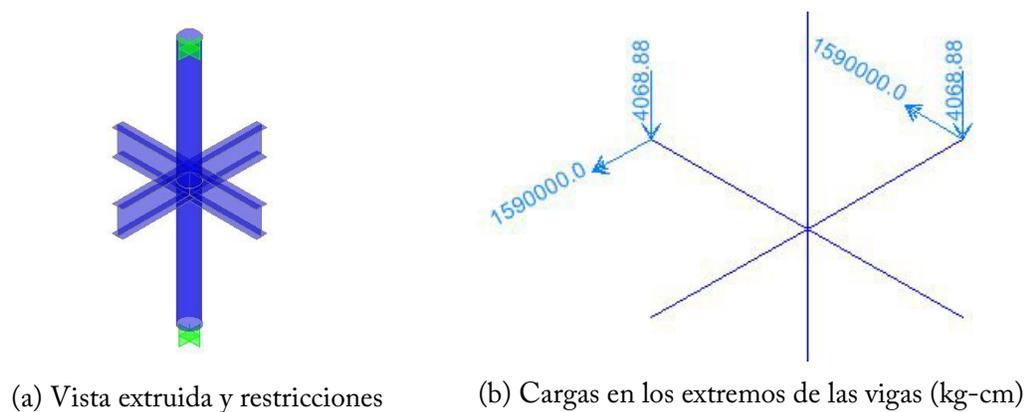


FIGURA 3.6: Descripción del modelo de barras

Después de analizar el modelo, simplemente se reportaban las rotaciones obtenidas en el nodo de unión para después compararlas con las rotaciones que resultaban del análisis por elementos finitos. Para obtener dichas rotaciones se realizó lo siguiente:

1. Se realizaron dos cortes a la columna en los planos superior e inferior de la conexión (fig. 3.7), para así generar dos anillos.

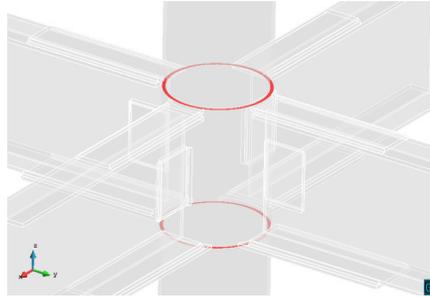


FIGURA 3.7: Cortes realizados al modelo para determinar rotación del nodo

2. Se obtuvo el valor de los desplazamientos en las direcciones  $x$  y  $y$  de los nodos contenidos en los planos de corte y se determinaron los centroides de los anillos deformados calculando los valores promedio de dichos desplazamientos para cada plano.
3. Mediante el uso de triángulos semejantes fue posible determinar el ángulo que forma la línea que une las coordenadas de los centroides de los anillos respecto a la vertical (fig 3.8).

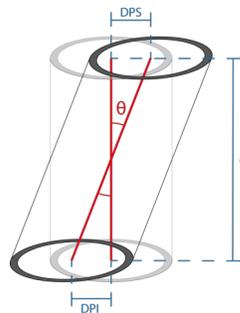


FIGURA 3.8: Cálculo del ángulo de rotación

### Distorsión de la pared de la columna

Las conexiones modeladas se sometieron bajo cargas determinadas por algunos estados límite. Estas cargas pueden generar grandes concentraciones de esfuerzos en los elementos de la conexión, de tal manera que la redistribución de los mismos no sea la adecuada y se generen deformaciones excesivas que conduzcan a fallas frágiles. Debido a que el estado límite de fluencia local del PTE rigió en casi todos los modelos, se prestó

especial atención a las condiciones de la pared de la columna después de ser cargada.

Se planteó una alternativa para tener un parámetro cuantitativo de la distorsión de la pared de la columna. Este parámetro es obtenido de la relación, expresada en diezmilésimas, del cambio del perímetro después de deformar sobre el perímetro original de los anillos contenidos en los cortes realizados para calcular la rotación del nodo (fig. 3.7).

El perímetro sin deformar se obtuvo fácilmente multiplicando el valor de  $\pi$  por el diámetro de la columna. El perímetro deformado se calculó realizando una sumatoria de las distancias entre los nodos vecinos ubicados en la periferia de la columna (fig 3.9). Gracias a la gran cantidad de nodos, se perdió muy poca información.

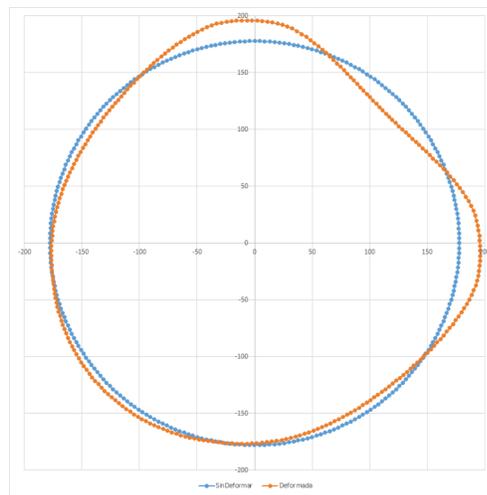


FIGURA 3.9: Perímetros exteriores de la columna

#### Concentración de esfuerzos de Von Mises

El software “GiD”, en la parte de post-proceso, permite al usuario observar los resultados gráficamente mediante una representación denominada “Contour Fill”. Uno de los resultados que se pueden visualizar es la distribución de esfuerzos de Von Mises, y gracias a esto, las zonas donde se concentrarán los esfuerzos pueden ser detectadas mucho más fácilmente. Mediante este resultado se puede determinar la importancia del uso de las placas rigidizadoras en la conexión y cómo éstas cambian las concentraciones de esfuerzos en la conexión.

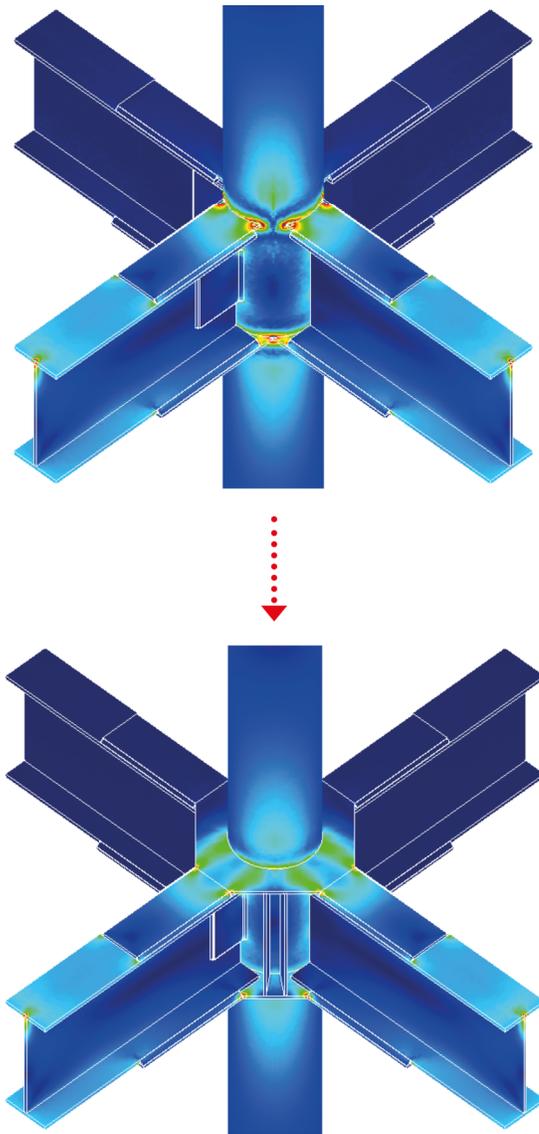


FIGURA 3.10: Cambios en la distribución de esfuerzos de Von Mises



*“Grandes resultados requieren grandes ambiciones”*

— Heráclito

## 4.1. Rotación del nodo

Las rotaciones fueron obtenidas como se describió en el capítulo anterior y se compararon con las obtenidas utilizando el software “SAP2000” con modelos de barras con propiedades iguales a las secciones utilizadas y con cargas de la misma magnitud aplicada en los mismos puntos.

Se observó que para todos los modelos, las rotaciones en los planos “xz” y “yz” fueron prácticamente iguales, siendo un poco mayor las rotaciones en el plano “xz”, debido a la ligera asimetría que las placas por cortante le daban a los modelos. Para lograr una comparación más adecuada entre las rotaciones de los modelos, en los casos en los que el momento resistente de la conexión variaba por los cambios en el parámetro a estudiar se dividió la rotación del nodo entre el momento actuante.

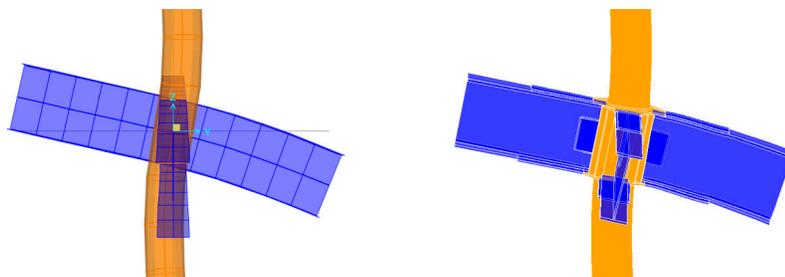


FIGURA 4.1: Comparación de deformaciones entre análisis de barras (izq.) y por el MEF (der.)

## Modelos con placa externa rigidizante

### Parámetro: Ancho de placa externa rigidizante

El ancho de las placas externas rigidizantes no influyó en las rotaciones del nodo, incluso si dichas placas están ausentes no se presentan cambios importantes. Para estos modelos, se registró una rotación de nodo más baja por el MEF que por el método de las rigideces, también se aprecia que la diferencia entre estos dos resultados es más grande cuando el peralte de la viga y el diámetro de la columna son menores.

Modelo	Rotaciones (radianes)		
	MEF		Barras
	Plano xz	Plano yz	
100-5-SP-40646	3.930 E-03	3.926 E-03	
100-5-05-40646	3.874 E-03	3.871 E-03	
100-5-10-40646	3.872 E-03	3.867 E-03	4.309 E-03
100-5-12-40646	3.870 E-03	3.866 E-03	
100-5-15-40646	3.872 E-03	3.866 E-03	
140-4-SP-533101	2.036 E-03	2.033 E-03	
140-4-05-533101	1.994 E-03	1.993 E-03	
140-4-10-533101	1.989 E-03	1.986 E-03	2.103 E-03
140-4-12-533101	1.988 E-03	1.985 E-03	
140-4-15-533101	1.985 E-03	1.980 E-03	

Cuadro 4.1: Rotaciones obtenidas en los modelos con placa rigidizante de ancho variable



FIGURA 4.2: Comparación de rotaciones en modelos con placa rigidizante de ancho variable

### Parámetro: Sección de la viga

Para el caso de los modelos con secciones de viga distintas, los resultados de los análisis muestran que, de acuerdo al MEF, la rotación del nodo disminuye si el peralte de la viga aumenta, mientras que, según el método de las rigideces ocurría lo opuesto, cuanto más grande el peralte de la viga, mayor resultó la rotación (véase fig. 4.3).

Modelo	Rotaciones (radianes)		
	MEF		Barras
	Plano xz	Plano yz	
140-4-10-30579	1.95 E-03	1.95 E-03	1.44 E-03
140-4-10-356110	2.09 E-03	2.09 E-03	1.72 E-03
140-4-10-40683	1.58 E-03	1.58 E-03	1.42 E-03
140-4-10-45789	1.72 E-03	1.72 E-03	1.66 E-03
140-4-10-533101	1.99 E-03	1.99 E-03	2.10 E-03

Cuadro 4.2: Rotaciones obtenidas en los modelos con sección de viga variable

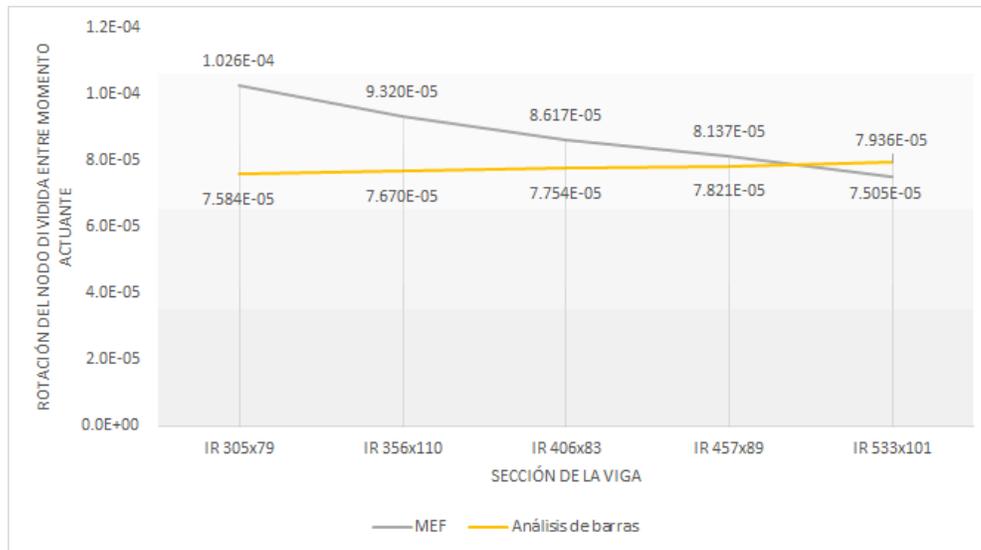


FIGURA 4.3: Comparación de rotaciones en modelos de conexiones con sección de viga variable

**Parámetro: Porcentaje de momento generado por fuerzas cortantes**

Para el caso de los modelos en los que el parámetro a analizar fue el porcentaje de momento que es generado por fuerzas cortantes, las rotaciones obtenidas por el método de rigideces fueron las mismas sin importar la variación de dicho porcentaje, mientras que las rotaciones obtenidas por el MEF muestran que las rotaciones del nodo disminuyen ligeramente si este porcentaje aumenta (véase fig. 4.4).

Modelo	% de momento por cortante	Rotaciones (radianes)		
		MEF		Barras
		Plano xz	Plano yz	
140-4-10-533101	0 %	2.008 E-03	2.010 E-03	2.103 E-03
	25 %	1.989 E-03	1.986 E-03	
	50 %	1.972 E-03	1.964 E-03	
	75 %	1.954 E-03	1.941 E-03	
	100 %	1.936 E-03	1.918 E-03	

Cuadro 4.3: Rotaciones obtenidas en los modelos con variaciones en fuerza cortante

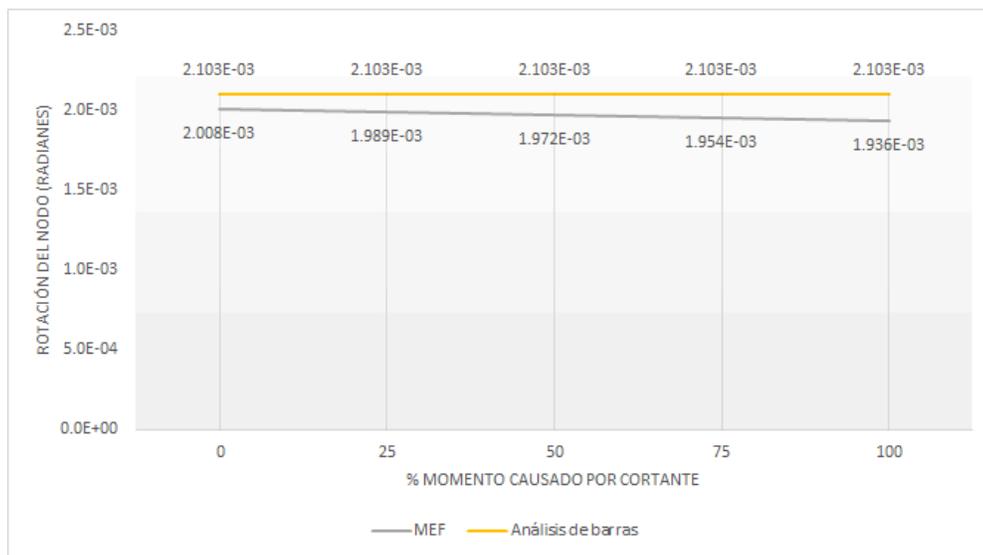


FIGURA 4.4: Comparación de rotaciones en modelos con variación de fuerza cortante

### Parámetro: Diámetro de la columna

Para este parámetro, los resultados de los análisis muestran que en los modelos con diámetros de columna menores, la rotación del nodo por el método de las rigideces es mayor que por el MEF. Conforme el diámetro aumenta, la diferencia entre estos resultados va disminuyendo, hasta el punto en el que el MEF arroja como resultado una rotación mayor a la del método de las rigideces. En ambos resultados se observa la tendencia a que las rotaciones disminuyen si el diámetro es mayor (fig. 4.5).

Modelo	Rotaciones (radianes)		
	MEF		Barras
	Plano xz	Plano yz	
107-4-10-533101	5.09 E-03	5.09 E-03	6.30 E-03
127-4-10-533101	2.70 E-03	2.69 E-03	3.04 E-03
140-4-10-533101	1.99 E-03	1.99 E-03	2.10 E-03
160-4-10-533101	1.34 E-03	1.34 E-03	1.28 E-03
180-4-10-533101	0.99 E-03	0.98 E-03	0.85 E-03
200-4-10-533101	0.77 E-03	0.77 E-03	0.60 E-03

Cuadro 4.4: Rotaciones obtenidas en los modelos con diámetros de columna variables

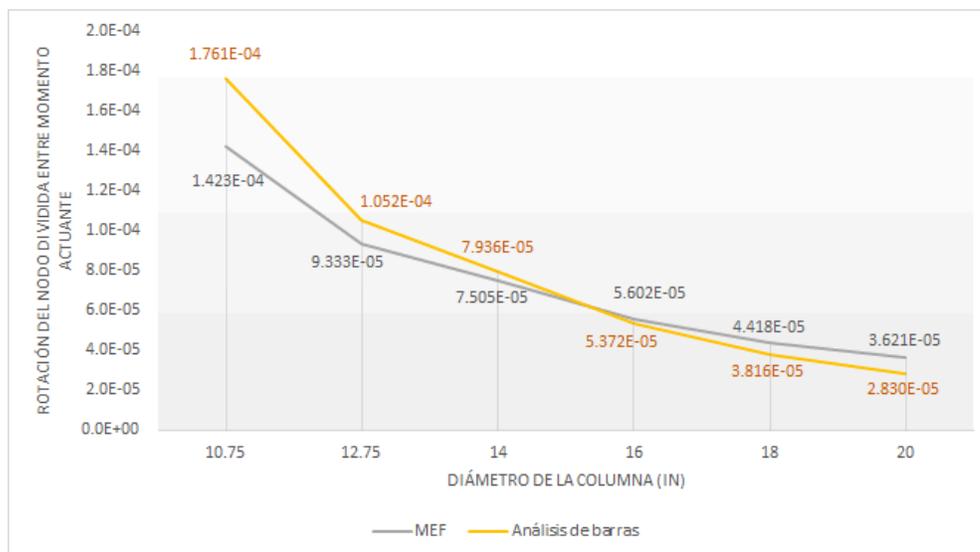


FIGURA 4.5: Comparación de rotaciones en modelos con diámetros de columna variables

**Parámetro: Espesor de la columna**

Las rotaciones del nodo fueron mayores para espesores mayores, pero al momento de dividir este resultado entre la magnitud del momento actuante, se aprecia lo contrario, las rotaciones relativas para espesores más grandes son menores. Además, las rotaciones por el MEF siempre resultaron menores que por el método de las rigideces, con una diferencia casi constante entre estos resultados (fig. 4.6).

Modelo	Rotaciones (radianes)		
	MEF		Barras
	Plano xz	Plano yz	
140-2-10-533101	0.91 E-03	0.91 E-03	0.97 E-03
140-2.5-10-533101	1.17 E-03	1.17 E-03	1.23 E-03
140-3-10-533101	1.44 E-03	1.43 E-03	1.52 E-03
140-4-10-533101	1.99 E-03	1.99 E-03	2.10 E-03
140-5-10-533101	2.57 E-03	2.56 E-03	2.73 E-03

Cuadro 4.5: Rotaciones obtenidas en los modelos con espesores de columna variables

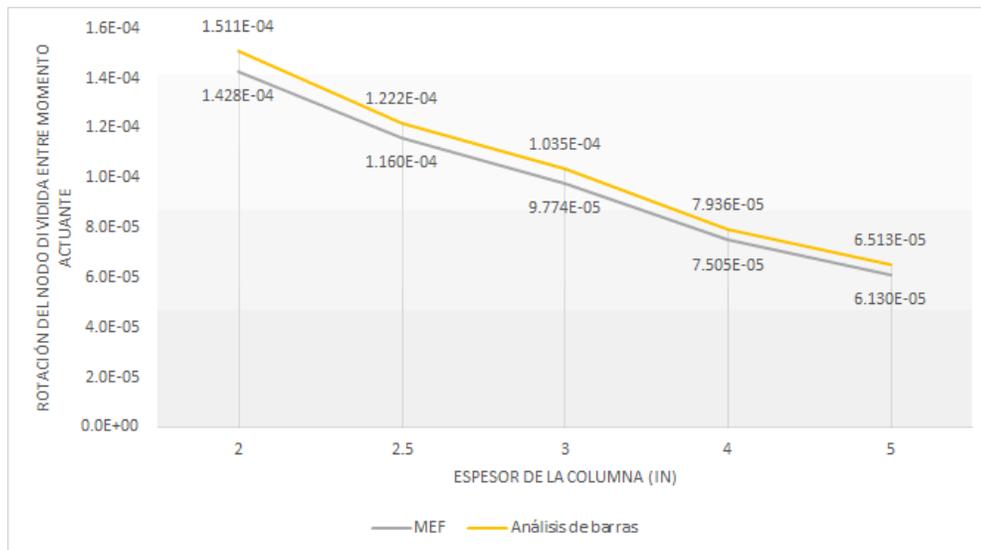


FIGURA 4.6: Comparación de rotaciones en modelos con espesores de columna variables

## Modelos sin placa externa rigidizante

Para los modelos con este tipo de geometrías se compararon los resultados para los que tenían la misma sección de viga y la misma sección de columna. De igual manera, se dividió la rotación del nodo entre el momento actuante en la conexión para lograr una mejor comparación.

### Sección de viga: IR 305x28

Modelo	Rotaciones (radianes)		
	MEF		Barras
	Plano xz	Plano yz	
086-3-SP-30528	2.848 E-03	2.845 E-03	2.916 E-03
086-4-SP-30528	3.822 E-03	3.824 E-03	3.950 E-03
086-5-SP-30528	3.163 E-03	3.164 E-03	3.317 E-03
100-3-SP-30528	1.874 E-03	1.876 E-03	1.756 E-03
100-4-SP-30528	2.515 E-03	2.518 E-03	2.383 E-03
100-5-SP-30528	2.169 E-03	2.167 E-03	2.086 E-03
140-3-SP-30528	0.861 E-03	0.870 E-03	0.584 E-03
140-4-SP-30528	1.142 E-03	1.147 E-03	0.789 E-03
140-5-SP-30528	1.028 E-03	1.037 E-03	0.748 E-03

Cuadro 4.6: Rotaciones obtenidas en los modelos con vigas de sección IR 305x28, sin placas rigidizantes

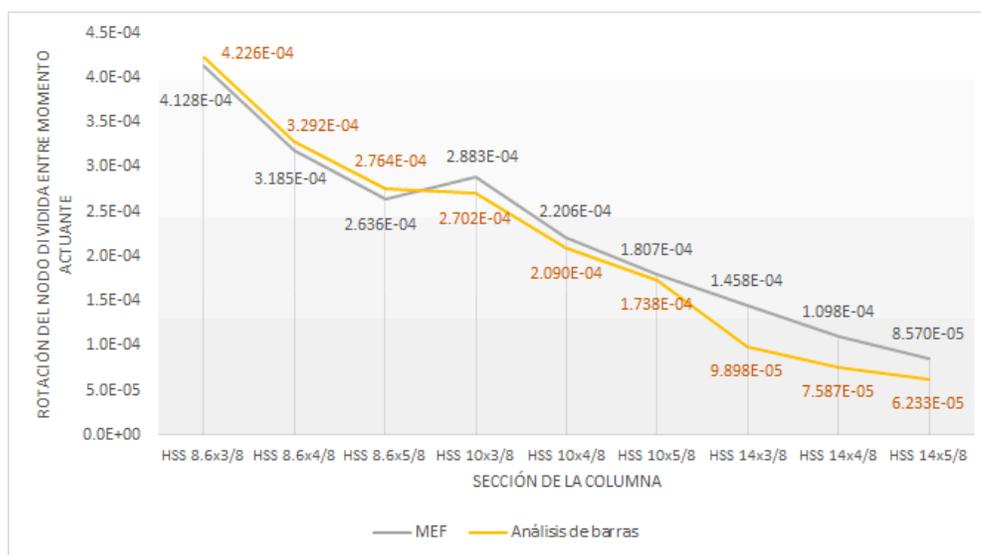


FIGURA 4.7: Comparación de rotaciones en modelos con vigas de sección IR 305x28

#### 4. RESULTADOS DE LOS ANÁLISIS

Utilizando esta sección de viga se comprobó que para diámetros menores, las rotaciones relativas fueron mayores. También se verificó que la rotación del nodo es inversamente proporcional al espesor de la columna y que las diferencias entre los resultados para cada diámetro no variaban significativamente. En diámetros mayores a 8.6 pulgadas, el análisis por el MEF arrojó rotaciones de nodo más grandes que las del método de las rigideces.

#### Sección de viga: IR 406x39

Para esta sección ocurrió algo similar a lo que resultó con la sección anterior; las rotaciones del nodo calculadas por el MEF fueron mayores a las rotaciones por el método de las rigideces para diámetros mayores a 10 pulgadas.

Modelo	Rotaciones (radianes)		
	MEF		Barras
	Plano xz	Plano yz	
100-3-SP-40639	2.575 E-03	2.574 E-03	2.754 E-03
100-4-SP-40639	3.594 E-03	3.591 E-03	3.853 E-03
100-5-SP-40639	3.927 E-03	3.927 E-03	4.270 E-03
140-3-SP-40639	1.032 E-03	1.038 E-03	0.857 E-03
140-4-SP-40639	1.395 E-03	1.399 E-03	1.174 E-03
140-5-SP-40639	1.726 E-03	1.732 E-03	1.491 E-03

Cuadro 4.7: Rotaciones obtenidas en los modelos con vigas de sección IR 406x39, sin placas rigidizantes

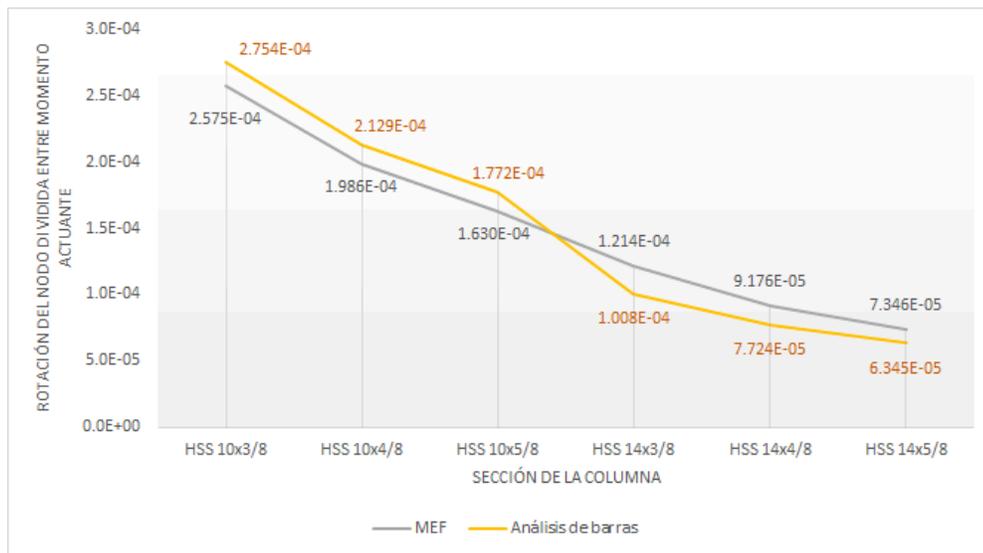


FIGURA 4.8: Comparación de rotaciones en modelos con vigas de sección IR 406x39

### Sección de viga: IR 457x60 e IR 530x66

Los resultados de los modelos con estas secciones mostraron que para peraltes mayores, la diferencia entre las rotaciones por el MEF y el método de las rigideces es menor, lo cual coincide con lo obtenido al momento de estudiar la influencia de la sección de la viga.

Modelo	Rotaciones (radianes)		
	MEF		Barras
	Plano xz	Plano yz	
140-3-SP-45760	1.126 E-03	1.123 E-03	1.019 E-03
140-4-SP-45760	1.514 E-03	1.518 E-03	1.398 E-03
140-5-SP-45760	1.763 E-03	1.764 E-03	1.641 E-03
140-3-SP-53066	1.244 E-03	1.242 E-03	1.250 E-03
140-4-SP-53066	1.686 E-03	1.686 E-03	1.710 E-03
140-5-SP-53066	2.071 E-03	2.067 E-03	2.112 E-03

Cuadro 4.8: Rotaciones obtenidas en los modelos con vigas de sección IR 457x60 e IR 530x66, sin placas rigidizantes

### Secciones HSS de la columna



FIGURA 4.9: Comparación de rotaciones en modelos con columnas de 356mm. de diámetro

Si se grafican las rotaciones de nodo relativas al momento actuante en función de la sección de la viga para cada sección de columna, se pueden apreciar dos cosas. La primera, para secciones de viga con peraltes pequeños, la rotación del nodo por el MEF es mayor que la del método de las rigideces; la diferencia entre estas rotaciones disminuye si el peralte de la sección aumenta. La segunda, para secciones de columna con espesores menores, la rotación relativa es más grande que para los espesores mayores. Ambos efectos coinciden con lo observado anteriormente.

## 4.2. Distorsiones en la pared de la columna

Como se describió en el capítulo anterior, se obtuvo un parámetro de distorsión al dividir el perímetro deformado y el perímetro original de la columna con el fin de determinar en que configuraciones se presentaban deformaciones excesivas y estudiar el efecto de los parámetros en cuestión.<sup>1</sup>

De acuerdo a los resultados, en todos los modelos se presentaron deformaciones mayores en el anillo que se encontraba a compresión (anillo inferior), el perímetro de este anillo disminuía a diferencia del anillo a tensión (anillo superior) el cual aumentaba. Por las mismas razones expresadas en la sección anterior, para algunos parámetros se dividieron los resultados sobre el momento actuante.

### Modelos con placa externa rigidizante

#### Parámetro: Ancho de placa externa rigidizante

Los resultados muestran que la distorsión de la pared de la columna es mayor si el tamaño de las placas rigidizantes disminuye, también se aprecia que la diferencia entre los perímetros de los anillos deformados es menor si el diámetro de la columna y el peralte de la sección de la viga incrementan.

Modelo	Distorsión	
	Anillo Superior	Anillo Inferior
100-5-SP-40646	5.024 ‰	-6.028 ‰
100-5-05-40646	2.841 ‰	-4.209 ‰
100-5-10-40646	1.889 ‰	-3.249 ‰
100-5-12-40646	1.655 ‰	-2.993 ‰
100-5-15-40646	1.388 ‰	-2.693 ‰
140-4-SP-533101	4.752 ‰	-5.025 ‰
140-4-05-533101	2.908 ‰	-3.558 ‰
140-4-10-533101	2.030 ‰	-2.796 ‰
140-4-12-533101	1.855 ‰	-2.597 ‰
140-4-15-533101	1.563 ‰	-2.342 ‰

Cuadro 4.9: Distorsiones obtenidas en los modelos con placa rigidizante de ancho variable

<sup>1</sup>Las razones entre estos perímetros resultaron muy pequeñas, por lo que los resultados se representan en puntos base, que es la centésima parte de un por ciento (‰).

#### 4. RESULTADOS DE LOS ANÁLISIS

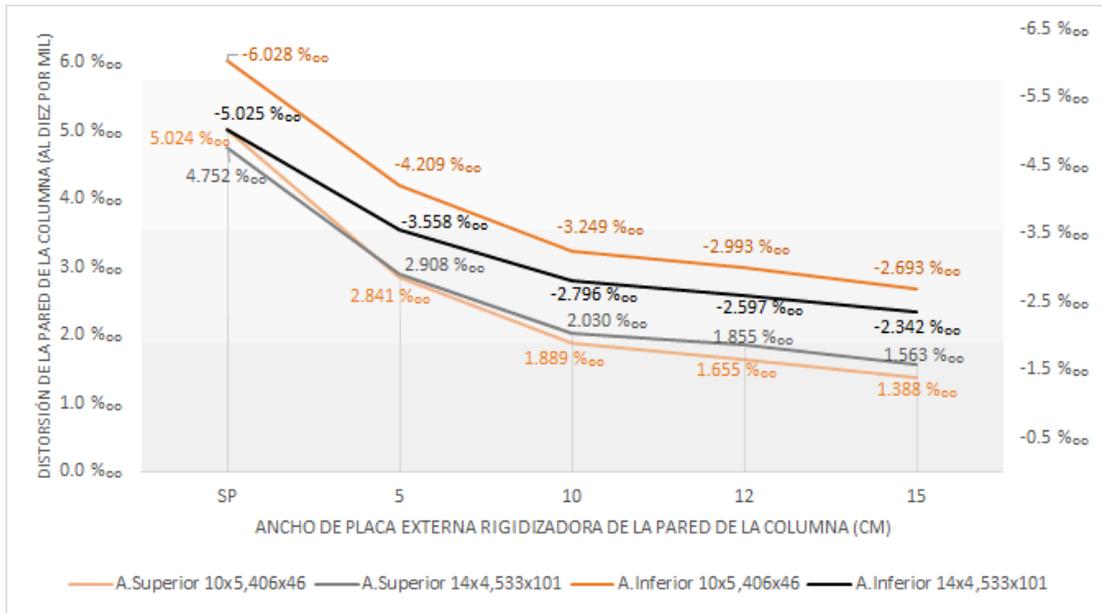
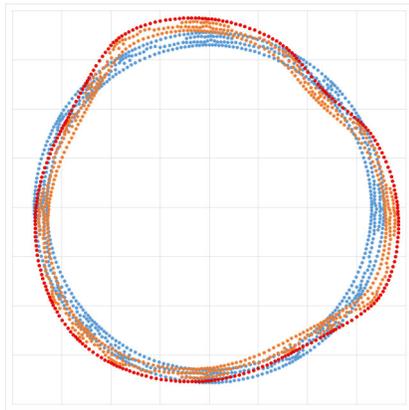
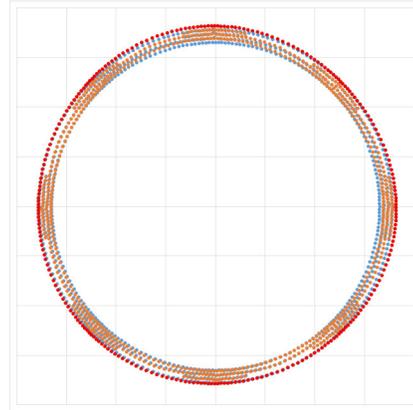


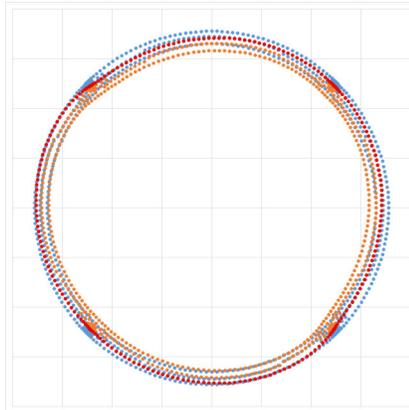
FIGURA 4.10: Distorsiones relativas en la pared de la columna de los modelos con placa rigidizante de ancho variable



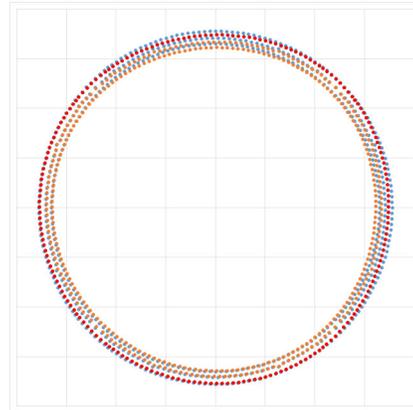
(a) Anillo superior, sin placas externas



(b) Anillo superior, con placa externa de 15 cm



(c) Anillo inferior, sin placas externas



(d) Anillo inferior, con placa externa de 15 cm

FIGURA 4.11: Cambios en las distorsiones de los anillos al usar placas externas rigidizantes utilizando factores de deformación iguales

**Parámetro: Sección de la viga**

Los análisis para este parámetro indican que la distorsión del perímetro de la columna es menor si el peralte de la sección de la viga aumenta. Las diferencias entre los perímetros de los anillos deformados superior e inferior, parece no verse afectada por la variación de este parámetro.

Modelo	Distorsión	
	Anillo Superior	Anillo Inferior
140-4-10-30579	2.837 ‰	-3.409 ‰
140-4-10-356110	2.763 ‰	-3.433 ‰
140-4-10-40683	1.797 ‰	-2.547 ‰
140-4-10-45789	1.889 ‰	-2.636 ‰
140-4-10-533101	2.030 ‰	-2.796 ‰

Cuadro 4.10: Distorsiones obtenidas en los modelos con sección de viga variable



FIGURA 4.12: Distorsiones relativas en la pared de la columna de los modelos de conexiones con sección de viga variable

**Parámetro: Porcentaje de momento generado por fuerzas cortantes**

Con base en los resultados, la pared de la columna sufrirá mayores deformaciones si la aportación de las fuerzas cortantes al momento total actuante en la conexión es menor. En la fig. 4.13 se aprecia que la distorsión es inversamente proporcional al porcentaje del momento generado por fuerzas cortantes y que las diferencias entre los perímetros de los anillos deformados se mantienen casi constantes para cada porcentaje.

Modelo	% de momento por cortante	Distorsión	
		Anillo Superior	Anillo Inferior
140-4-10-533101	0	2.150 ‰	-2.912 ‰
	25	2.030 ‰	-2.796 ‰
	50	1.930 ‰	-2.688 ‰
	75	1.819 ‰	-2.576 ‰
	100	1.709 ‰	-2.464 ‰

Cuadro 4.11: Distorsiones obtenidas en los modelos con variaciones en fuerza cortante

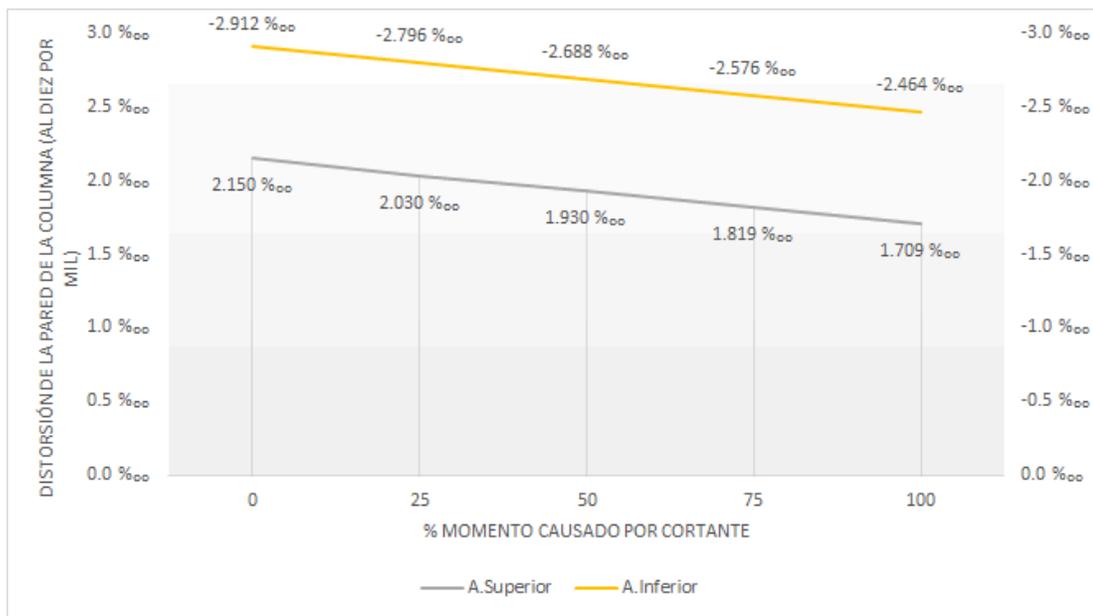


FIGURA 4.13: Distorsiones relativas en la pared de la columna de los modelos con variaciones en fuerza cortante

**Parámetro: Diámetro de la columna**

Para diámetros mayores se presentaron distorsiones menores, así como las diferencias entre las distorsiones de los anillos superior e inferior también disminuyeron ligeramente.

Modelo	Distorsión	
	Anillo Superior	Anillo Inferior
127-4-10-533101	2.315 ‰	-3.160 ‰
140-4-10-533101	2.030 ‰	-2.796 ‰
160-4-10-533101	1.786 ‰	-2.400 ‰
180-4-10-533101	1.622 ‰	-2.109 ‰
200-4-10-533101	1.485 ‰	-1.918 ‰

Cuadro 4.12: Distorsiones obtenidas en los modelos con diámetros de columna variables

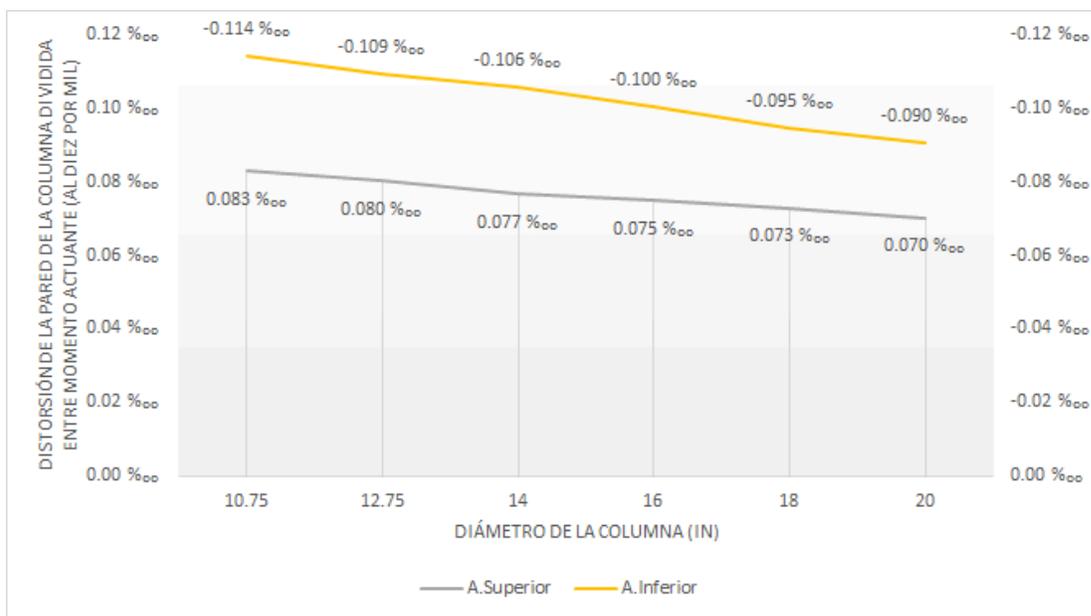


FIGURA 4.14: Distorsiones relativas en la pared de la columna de los modelos con diámetros de columna variables

**Parámetro: Espesor de la columna**

Al analizar este parámetro, se obtuvo que las distorsiones relativas al momento actuante del anillo inferior disminuyeron en mayor medida que las del anillo superior al aumentar el espesor de la columna.

Modelo	Distorsión	
	Anillo Superior	Anillo Inferior
140-2-10-533101	0.613 ‰	-1.214 ‰
140-2.5-10-533101	0.962 ‰	-1.564 ‰
140-3-10-533101	1.321 ‰	-2.009 ‰
140-4-10-533101	2.030 ‰	-2.796 ‰
140-5-10-533101	2.793 ‰	-3.599 ‰

Cuadro 4.13: Distorsiones obtenidas en los modelos con espesores de columna variables

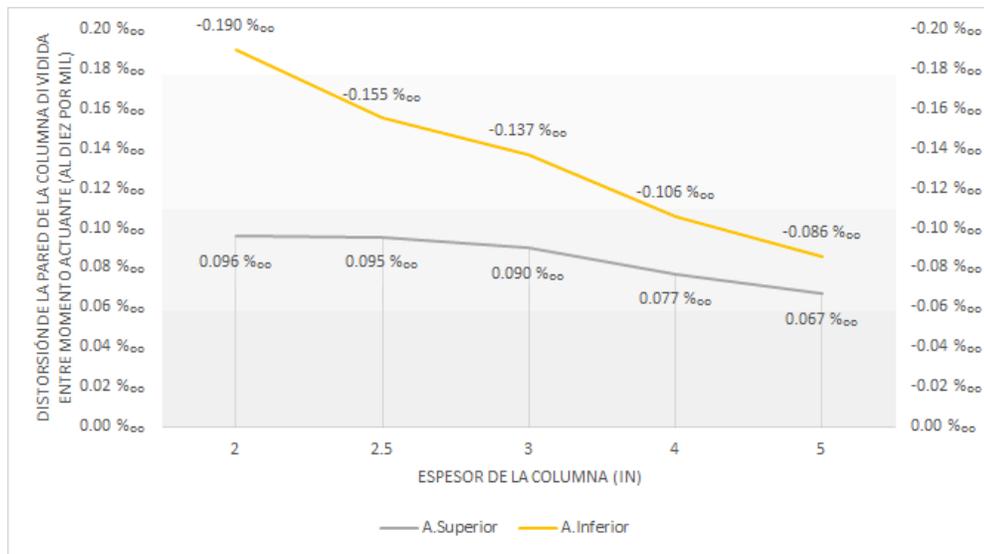


FIGURA 4.15: Distorsiones relativas en la pared de la columna de los modelos con espesores de columna variables

## Modelos sin placa externa rigidizante

### Sección de viga: IR 305x28

Para los modelos con vigas de sección IR 305x28 y con columnas de diámetros y espesores variables se obtuvieron las distorsiones mostradas en el cuadro 4.14. De acuerdo a estos resultados, se puede notar como el incremento del diámetro y espesor de la columna logran que la distorsión relativa, así como las diferencias entre las deformaciones de ambos anillos, disminuyan.

Modelo	Distorsión	
	Anillo Superior	Anillo Inferior
086-3-SP-30528	3.531 ‰	-5.194 ‰
086-4-SP-30528	4.331 ‰	-6.026 ‰
086-5-SP-30528	3.132 ‰	-4.828 ‰
100-3-SP-30528	3.370 ‰	-4.250 ‰
100-4-SP-30528	4.139 ‰	-5.083 ‰
100-5-SP-30528	3.295 ‰	-4.178 ‰
140-3-SP-30528	2.888 ‰	-3.327 ‰
140-4-SP-30528	3.645 ‰	-4.016 ‰
140-5-SP-30528	3.013 ‰	-3.506 ‰

Cuadro 4.14: Distorsiones obtenidas en los modelos con vigas de sección IR 305x28

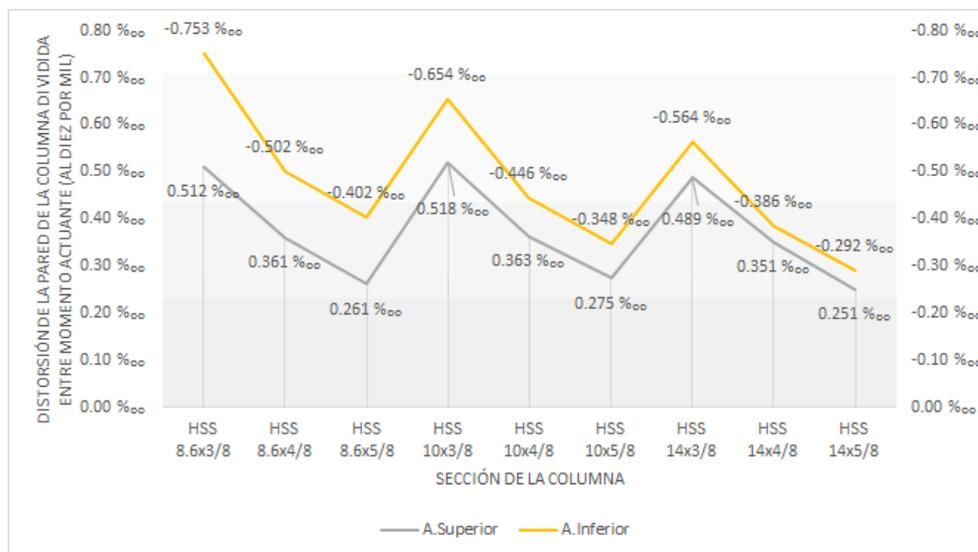


FIGURA 4.16: Distorsiones relativas en la pared de la columna de los modelos con vigas de sección IR 305x28

**Sección de viga: IR 406x39**

Para los modelos con vigas de esta sección, ocurren los mismos efectos que ocurren con los modelos con vigas de sección IR 305x28 al aumentar el diámetro y el espesor de la columna, cómo se muestra en la fig. 4.17.

Modelo	Distorsión	
	Anillo Superior	Anillo Inferior
100-3-SP-40639	3.907 ‰	-4.700 ‰
100-4-SP-40639	5.196 ‰	-6.001 ‰
100-5-SP-40639	5.114 ‰	-6.058 ‰
140-3-SP-40639	3.031 ‰	-3.479 ‰
140-4-SP-40639	3.806 ‰	-4.327 ‰
140-5-SP-40639	4.472 ‰	-4.911 ‰

Cuadro 4.15: Distorsiones obtenidas en los modelos con vigas de sección IR 406x39

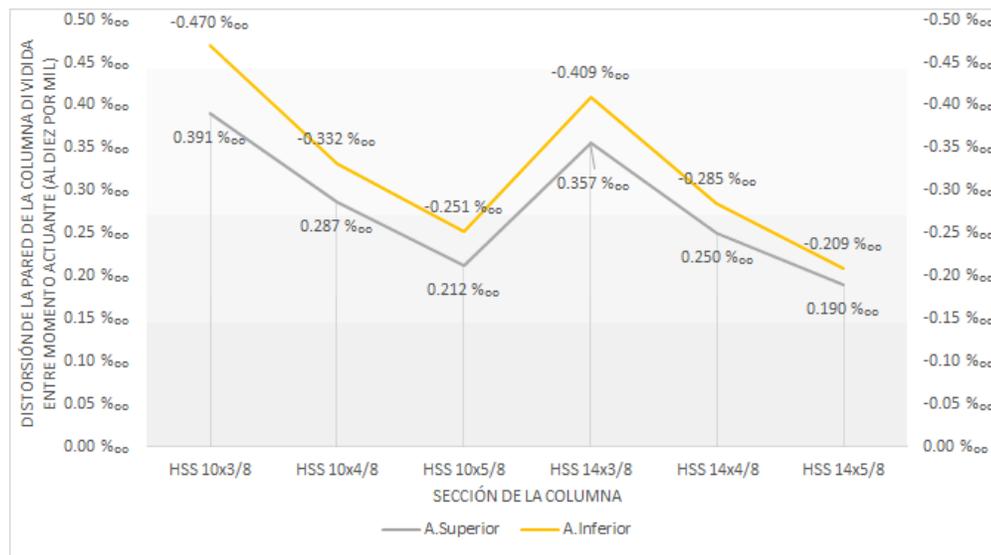


FIGURA 4.17: Distorsiones relativas en la pared de la columna de los modelos con vigas de sección IR 406x39

**Sección de viga: IR 457x60 e IR 530x66**

La variación de diámetros y espesores de columna en los modelos con vigas de estas secciones, generaron el mismo efecto observado para las dos secciones anteriores, menores distorsiones relativas para diámetros y espesores de columna más grandes.

Modelo	Distorsión	
	Anillo Superior	Anillo Inferior
140-3-SP-45760	3.078 ‰	-3.524 ‰
140-4-SP-45760	3.949 ‰	-4.446 ‰
140-5-SP-45760	4.185 ‰	-4.685 ‰
140-3-SP-53066	3.143 ‰	-3.588 ‰
140-4-SP-53066	4.092 ‰	-4.469 ‰
140-5-SP-53066	4.664 ‰	-5.157 ‰

Cuadro 4.16: Distorsiones obtenidas en los modelos con vigas de sección IR 457x60 e IR530x66

### Secciones HSS de la columna

Si se grafican los resultados para los modelos sin placas rigidizantes en función de la sección de la viga para cada espesor por diámetro de columna, se puede verificar que para espesores menores, las distorsiones relativas en la pared de la columna son mayores. También se aprecia que para secciones de viga con peraltes mayores, las distorsiones relativas fueron menores.



FIGURA 4.18: Distorsiones relativas en la pared de la columna de los modelos con columnas de 356mm. de diámetro

### 4.3. Distribución de esfuerzos de Von Mises

#### Modelos con placa externa rigidizante

##### Parámetro: Ancho de placa externa rigidizante

A juzgar por los resultados, y como se esperaba, el parámetro que más influyó en los cambios de la distribución de esfuerzos fue el ancho de las placas rigidizantes. En las figuras 4.19 a 4.23 se puede observar el cambio en las concentraciones de esfuerzos; en el modelo de la conexión sin estas placas, existen grandes concentraciones de esfuerzos en la pared de la columna que pueden dar lugar a fallas en la soldadura que une a las placas de unión a momento y la pared de la columna. Para placas externas de ancho pequeño, se reducen las concentraciones de esfuerzos en la pared de la columna, sin embargo, los esfuerzos pasan a concentrarse en dichas placas. Al aumentar el ancho del diafragma, las concentraciones de esfuerzos en la conexión disminuyen.

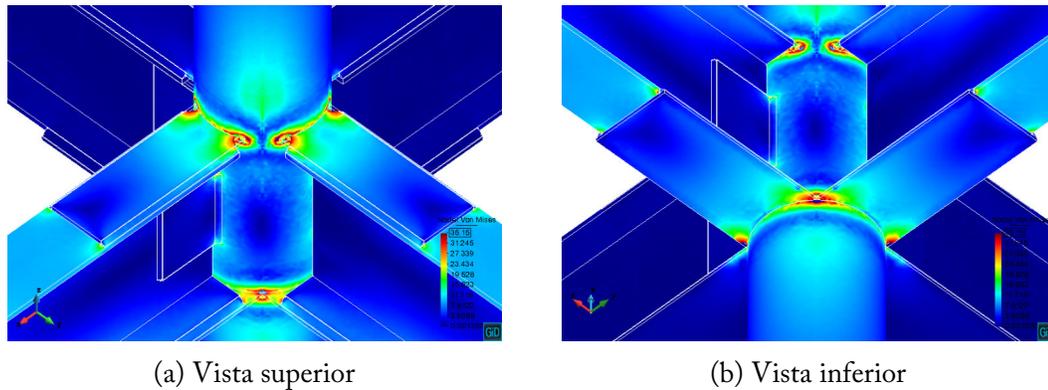


FIGURA 4.19: Distribución de esfuerzos de Von Mises en el modelo con vigas de sección IR 533x101 sin placas externas rigidizantes

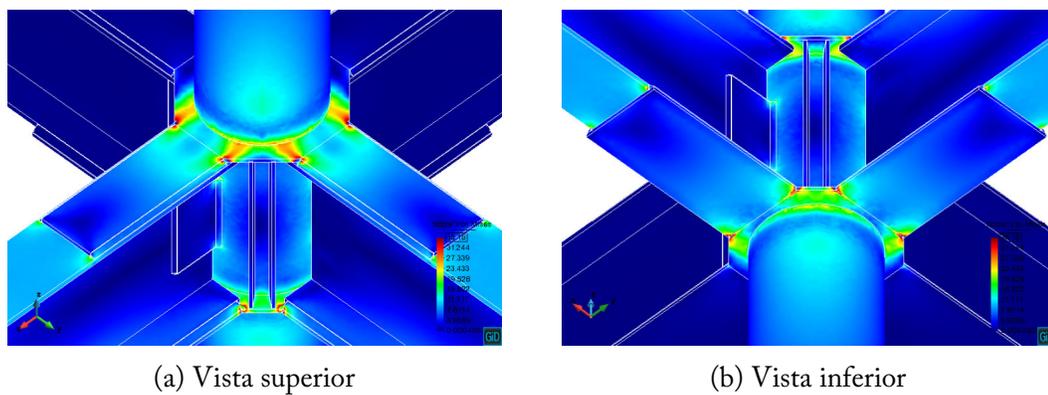
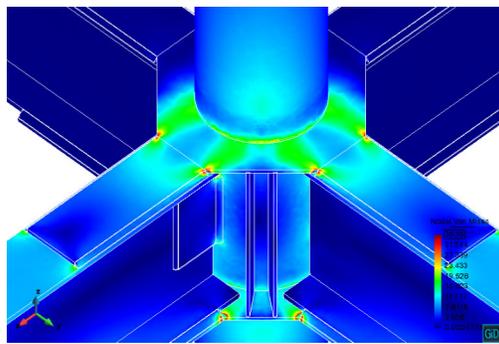
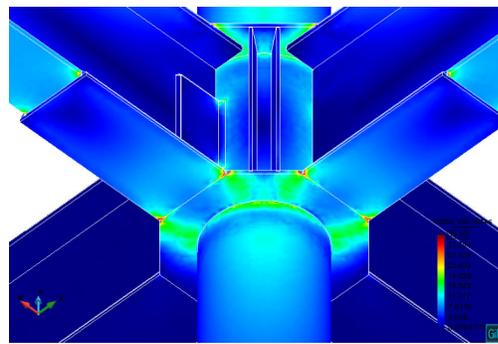


FIGURA 4.20: Distribución de esfuerzos de Von Mises en el modelo con vigas de sección IR 533x101 con placas externas rigidizantes de 5 cm. de ancho

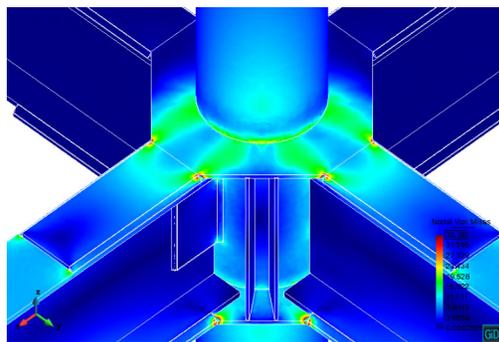


(a) Vista superior

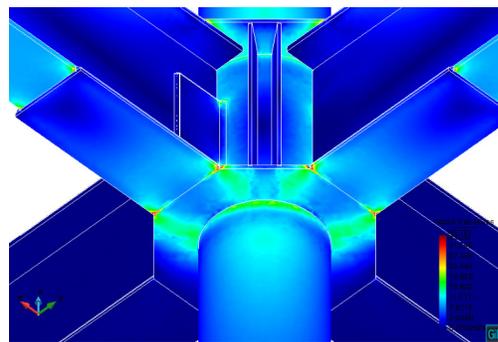


(b) Vista inferior

FIGURA 4.21: Distribución de esfuerzos de Von Mises en el modelo con vigas de sección IR 533x101 con placas externas rigidizantes de 10 cm. de ancho

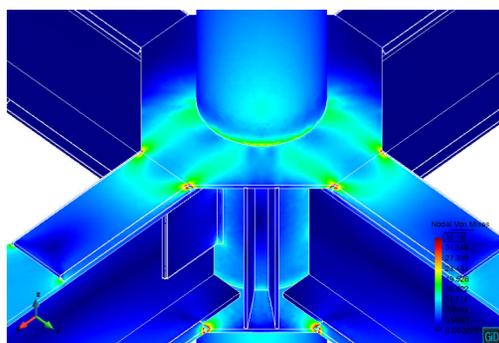


(a) Vista superior

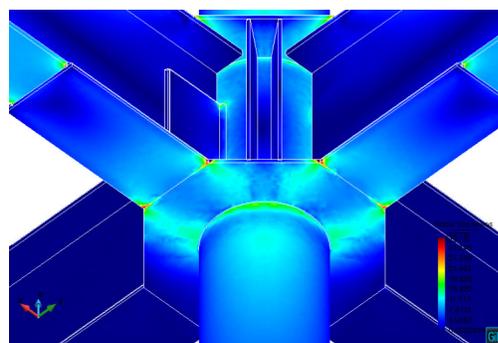


(b) Vista inferior

FIGURA 4.22: Distribución de esfuerzos de Von Mises en el modelo con vigas de sección IR 533x101 con placas externas rigidizantes de 12 cm. de ancho



(a) Vista superior



(b) Vista inferior

FIGURA 4.23: Distribución de esfuerzos de Von Mises en el modelo con vigas de sección IR 533x101 con placas externas rigidizantes de 15 cm. de ancho

**Parámetro: Porcentaje de momento generado por fuerzas cortantes**

Los modelos utilizados para analizar este parámetro estuvieron sometidos bajo el mismo momento actuante, con la diferencia de que en un modelo, el momento actuante fue generado sólo por momentos flexionantes en la viga, mientras que para el otro, fue generado sólo por las fuerzas cortantes de la viga. Como se muestra en las siguientes dos figuras, no se aprecian cambios significativos en las concentraciones de esfuerzos. Cabe destacar que en el modelo sometido a momento puro, las placas externas sufren mayores esfuerzos en comparación con el otro modelo. En el modelo sometido a fuerzas cortantes, se genera un leve incremento de esfuerzos en algunas zonas de la columna, tales como el tramo inmediato superior e inferior a la conexión y en donde la placa a cortante y la pared de la columna se unen.

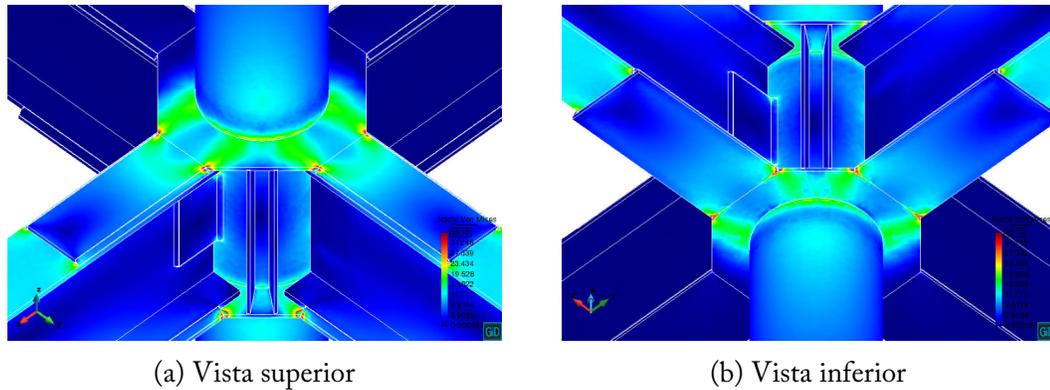


FIGURA 4.24: Distribución de esfuerzos de Von Mises en ausencia de fuerzas cortantes

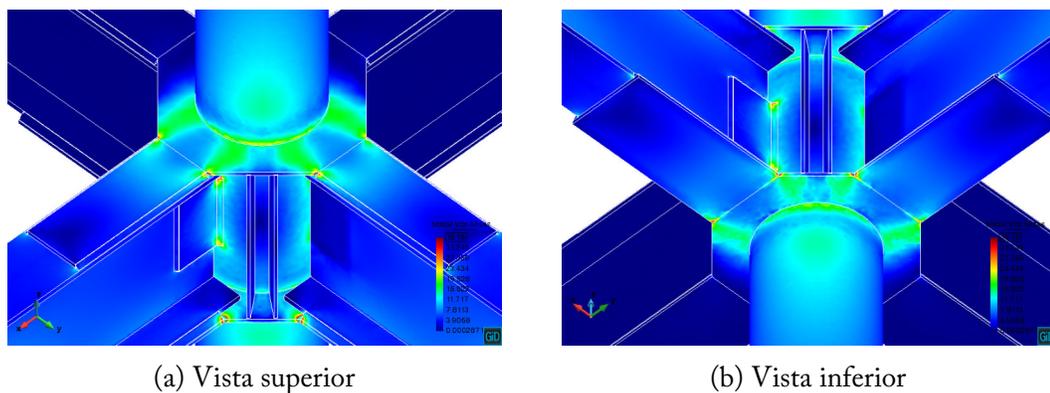


FIGURA 4.25: Distribución de esfuerzos de Von Mises si el momento actuante es generado por fuerzas cortantes

### Otros parámetros

En parámetros tales como la sección de la viga, el diámetro y espesor de la columna, los modelos respectivos estuvieron sometidos a distintos momentos debido a que la resistencia de la conexión cambiaba en función de la variación de estos parámetros. Por lo anterior, la comparación en distribución de esfuerzos no se puede lograr adecuadamente; para estos casos hubiera sido más conveniente analizar dichos modelos con cargas iguales para cada parámetro. Sin embargo, se pueden resaltar algunas observaciones sobre estos modelos.

#### Diámetro de la columna

Para este parámetro, el estado límite que determinó el momento actuante en la conexión fue la fluencia local en el PTE. De acuerdo a la ec. 3.1, si la relación entre el ancho de la placa y el diámetro de la columna es mayor la resistencia será menor y viceversa, debido a esto y a que ambos modelos tenían el mismo ancho de placa, el momento actuante en los modelos con columnas de diámetros mayores fue menor.

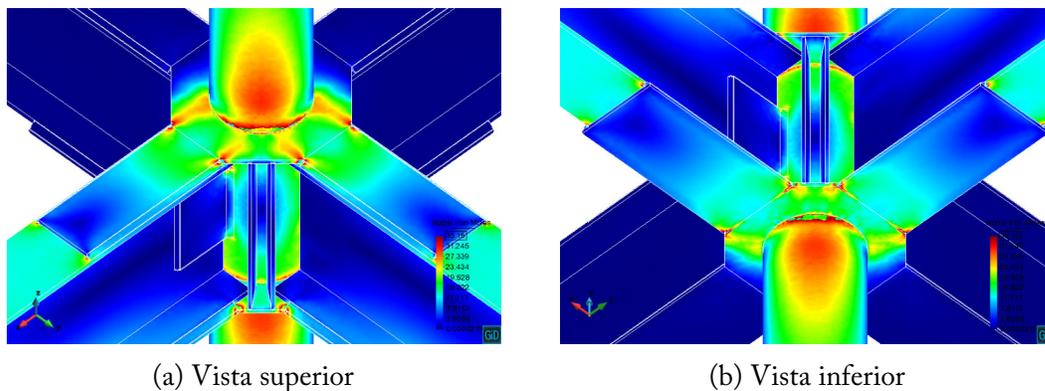


FIGURA 4.26: Distribución de esfuerzos de Von Mises en el modelo con columna de 10.7" de diámetro

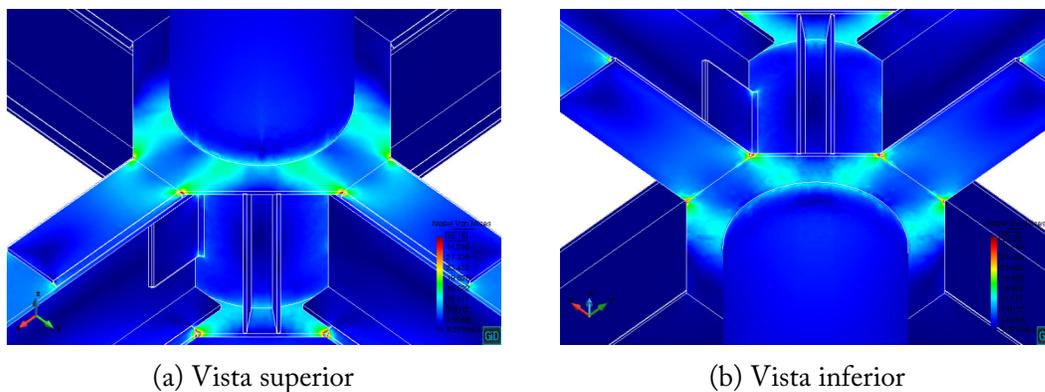


FIGURA 4.27: Distribución de esfuerzos de Von Mises en el modelo con columna de 20" de diámetro

### Espesor de la columna

Debido a que al aumentar el espesor de la columna se aumenta en gran medida la resistencia de la columna a cargas perpendiculares a sus paredes, los modelos con espesores de columna más grandes se sometieron a momentos mayores por lo que los esfuerzos presentes fueron más elevados.

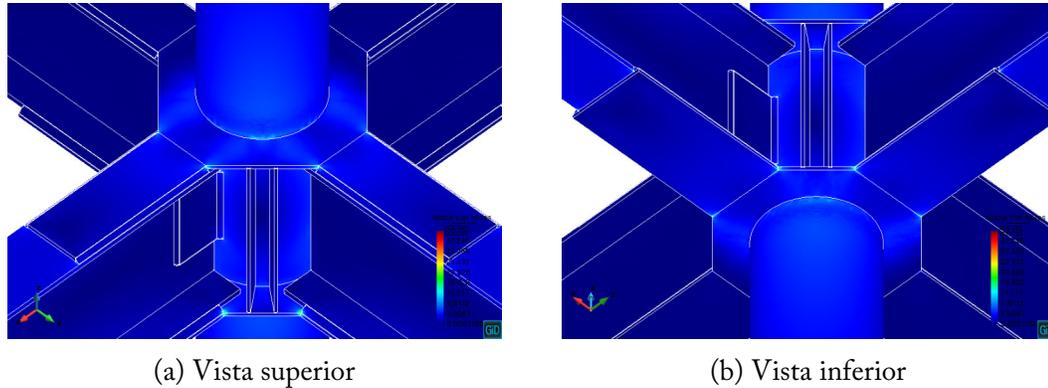


FIGURA 4.28: Distribución de esfuerzos de Von Mises en el modelo con columna de  $\frac{1}{4}$  de espesor

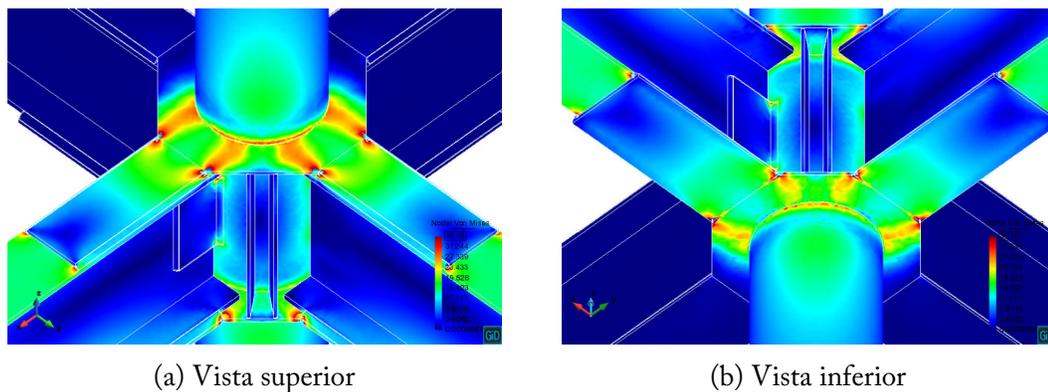


FIGURA 4.29: Distribución de esfuerzos de Von Mises en el modelo con columna de  $\frac{5}{8}$  de espesor

### Sección de la viga

En el caso de este parámetro se observaron menos variaciones, principalmente debido a que la dimensión que influía en el cálculo de la resistencia del PTE, que fue el ancho del patín de la viga, no cambió mucho en los modelos empleados.

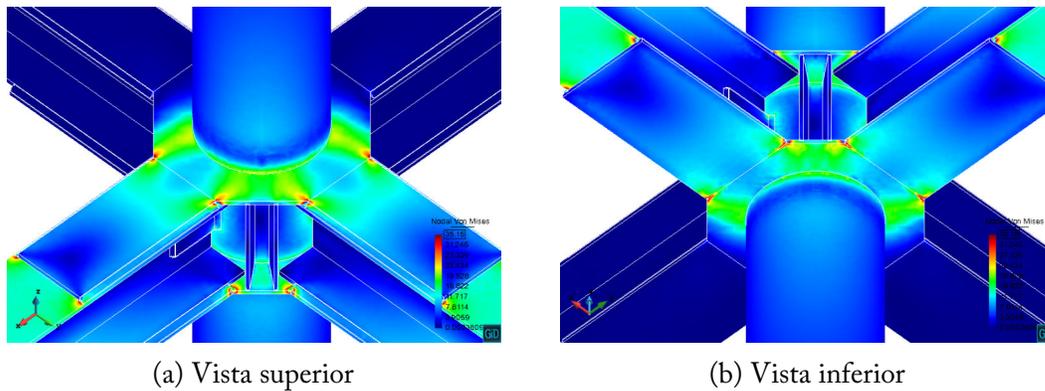


FIGURA 4.30: Distribución de esfuerzos de Von Mises en el modelo con vigas de sección IR 305x79

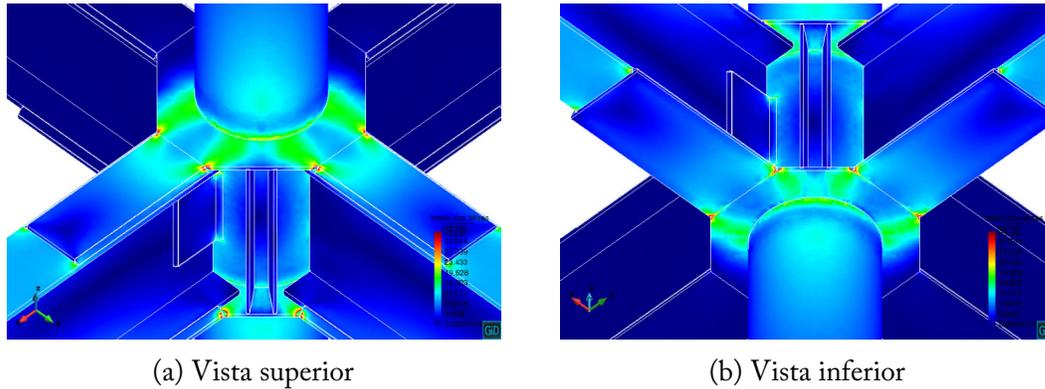


FIGURA 4.31: Distribución de esfuerzos de Von Mises en el modelo con vigas de sección IR 533x101

### Modelos sin placa externa rigidizante

En los modelos de este tipo de geometría, los estados límites que rigieron fueron la fluencia local del PTE y la fluencia por tensión de la sección total de la placa de momento. Es por esto que en algunos casos, el momento actuante en la conexión no cambió en gran medida al cambiar el espesor de la columna ya que la placa de momento limitaba la resistencia de la conexión (ver cuadro 3.8).

Estos resultados revelan que si las conexiones son directamente soldadas al HSS, sin ningún tipo de rigidizantes a la pared de la columna, se presentarán concentraciones de esfuerzos muy grandes en las soldaduras de las placas de momento a la columna.

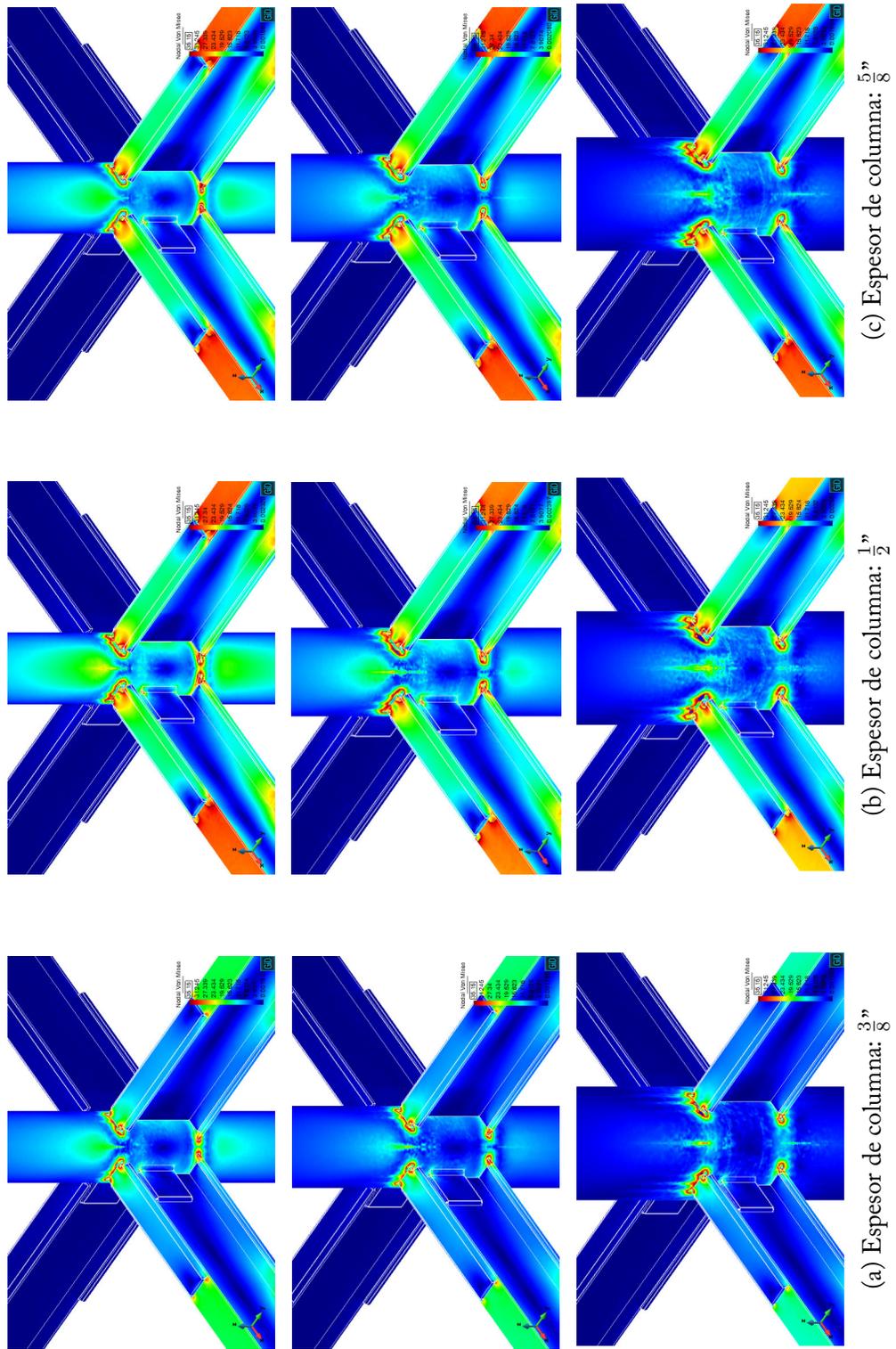


FIGURA 4.3: Distribución de esfuerzos de Von Mises en modelos con viga IR 305x28

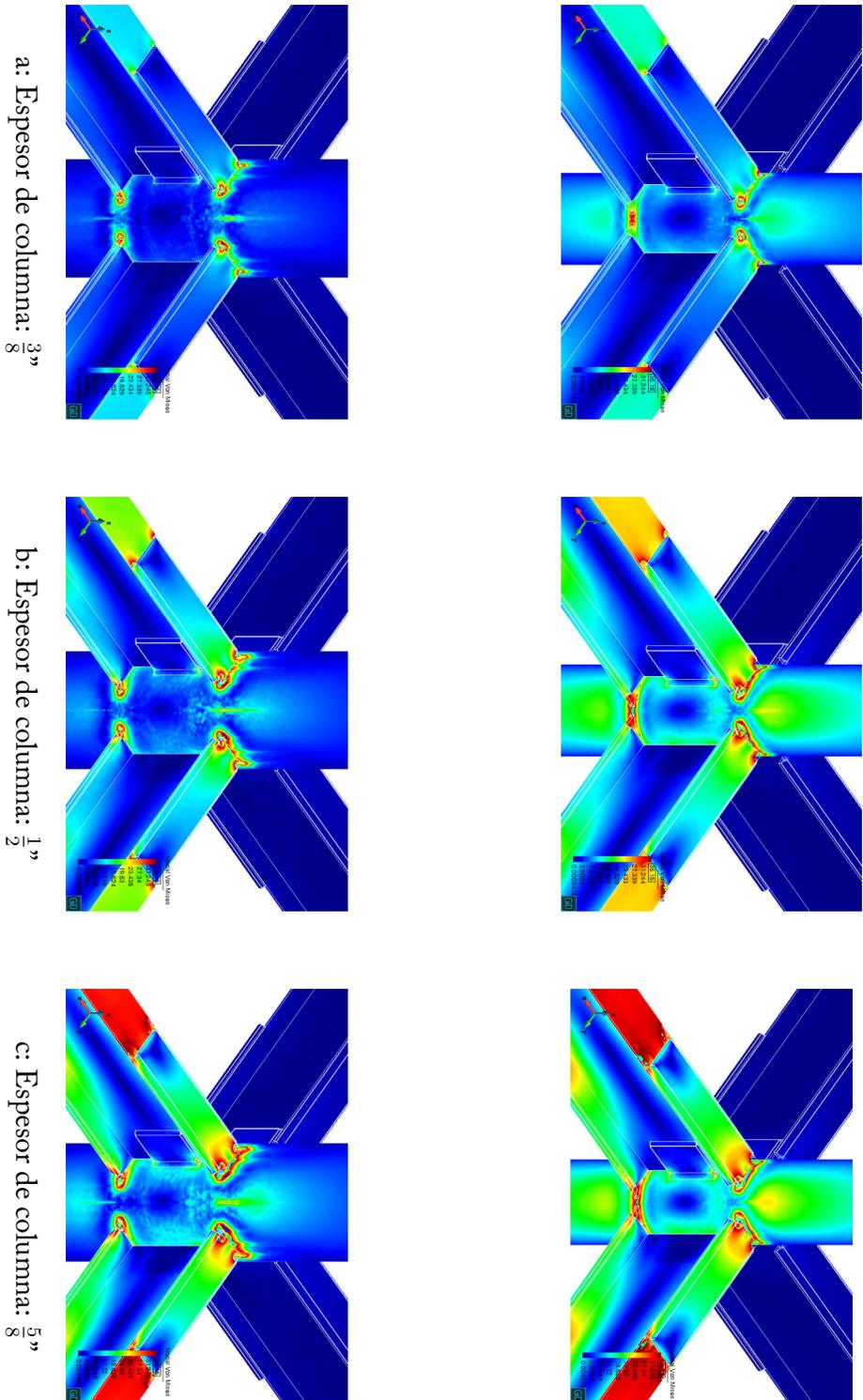


FIGURA 4.33: Distribución de esfuerzos de Von Mises en modelos con viga IR 406x39

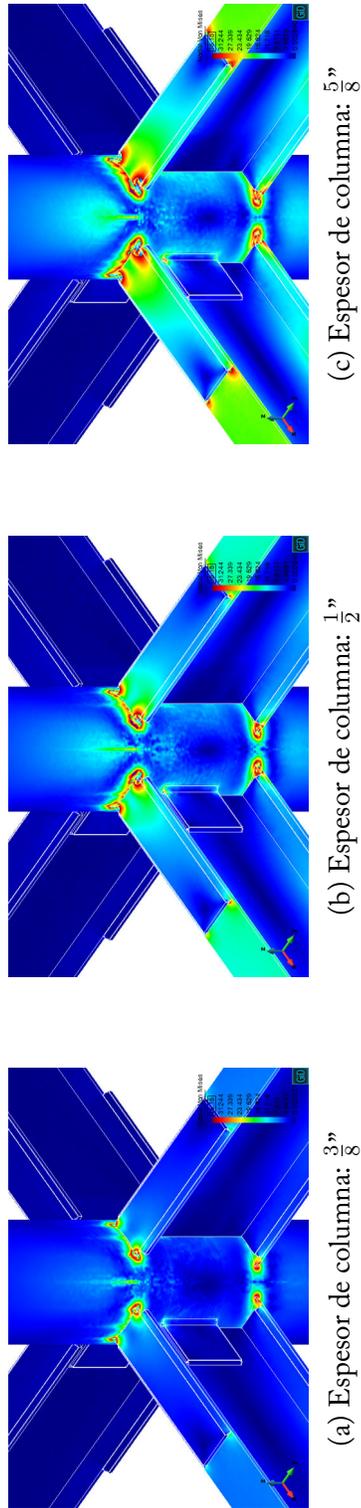


FIGURA 4-34: Distribución de esfuerzos de Von Mises en modelos con viga IR 457x60

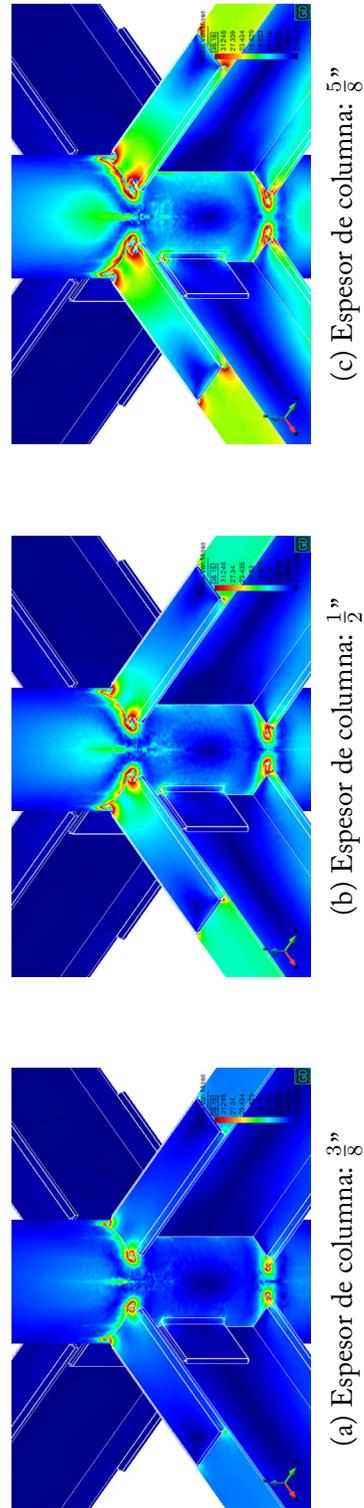


FIGURA 4-35: Distribución de esfuerzos de Von Mises en modelos con viga IR 530x66

*“Conclusión es el lugar donde llegaste cansado de pensar.”*

— Anónimo

Para concluir, se hace un breve resumen de los resultados y se analiza cada parámetro de manera separada para determinar su influencia sobre este tipo de conexiones.

## **Ancho de placa externa rigidizante:**

- La variación de este parámetro no ocasionó cambios en la rotación del nodo.
- El ancho de la placa externa influyó en gran medida a las distorsiones de la pared de la columna. Tanto la distorsión del anillo superior como la del inferior, disminuían en magnitudes similares al aumentar el ancho de la placa rigidizante.
- Este parámetro también fue determinante en la distribución de esfuerzos actuantes en la conexión, ya que al aumentar el ancho de estas placas se disminuían en gran medida las concentraciones de esfuerzos.

## **Sección de la viga:**

- En el caso de vigas con sección pequeña, las rotaciones del nodo obtenidas por el MEF fueron mayores que por el método matricial de rigidez. El aumento en el peralte de la viga ocasionó que la diferencia en los resultados por ambos métodos disminuyera hasta llegar al punto en el que la rotación calculada por el MEF sea menor que la obtenida por el método de las rigideces. Se observa un efecto muy similar en los modelos sin placas externas rigidizantes.

- En lo que respecta a las distorsiones relativas, éstas resultaron menores cuando el peralte de la viga fue mayor.
- Los esfuerzos de Von Mises no pueden reflejar un resultado comparativo en este caso por las razones expuestas en la sección anterior.

### **Porcentaje de momento generado por fuerzas cortantes:**

- La rotación del nodo incrementó de una manera casi imperceptible.
- la distorsión de las paredes disminuyó al aumentar las fuerzas cortantes presentes en la conexión.

### **Diámetro de la columna:**

- El diámetro de la columna fue uno de los parámetros que más influyó en la rotación del nodo. Con ambos métodos de análisis se observa que un aumento en el diámetro de la columna ocasionará una disminución en las rotaciones relativas del nodo, con la diferencia de que mediante el análisis de barras dicha rotación disminuye en mayor medida. Para diámetros pequeños la rotación obtenida por el MEF fue menor, sin embargo en diámetros de columna mayores a 16" (40cm) se observan rotaciones más altas que las obtenidas por el análisis de barras.
- Las distorsiones en la pared de la columna fueron mayores en las conexiones con columnas de diámetros más pequeños.

### **Espesor de la columna:**

- El incremento del espesor de la columna ocasionó que la rotación del nodo se redujera de manera muy similar según los resultados de ambos métodos.
- Las distorsiones de la pared de la columna relativas al momento actuante fueron menores para espesores mayores.
- Respecto a los esfuerzos de Von Mises se aprecian concentraciones mayores en los modelos con espesores más grandes debido a que la carga a la que estuvieron sometidas esas conexiones es mayor que las de espesores delgados, por lo que no se puede realizar una comparación adecuada.

En resumen, se concluye que el comportamiento estructural de estas conexiones es sensible al cambio de los distintos parámetros geométricos que determinan sus dimensiones. Se observa que para conexiones en las que menor sea la relación de peralte de la viga sobre el diámetro de la columna, de acuerdo al MEF, tendrán un peor comportamiento; sin embargo, los resultados de los análisis de barras muestran lo contrario. Por

lo que no es recomendable conectar vigas IR con un peralte muy pequeño en relación al diámetro de la columna de perfil CHS.

También se debe destacar el papel tan importante que juegan las placas externas rigidizantes en el comportamiento estructural de la conexión. Si bien estas placas no aportan mucha rigidez a la rotación del nodo, le otorgan un excelente refuerzo a las paredes de la columna y evitan que los esfuerzos se concentren en zonas críticas de la conexión, como lo son las soldaduras.

### 5.1. Trabajo a futuro

Aún queda trabajo por hacer para poder mejorar este trabajo de investigación. Lo principal y más importante es lograr una automatización del análisis de los resultados, ya que para obtener los resultados de la rotación del nodo y las distorsiones relativas es necesario llevar a cabo un proceso de extracción de información del postproceso para analizarla mediante hojas de cálculo y macros programadas en Microsoft Excel, y es algo que si no se hace con cuidado puede lanzar resultados erróneos. Lo ideal sería que cualquiera pudiera obtener estos resultados inmediatamente después del análisis numérico.

También se da pie a extender esta investigación al estudio de conexiones a columnas de sección RHS para determinar si los efectos observados en conexiones a CHS también aplican a este tipo de perfiles.

Además, se pretende mejorar el problemtype “Conacero”, quitando algunas restricciones geométricas que no sean necesarias y agregar más parámetros a las conexiones tales como: cantidad de atiesadores, cantidad de vigas, longitud de las placas de unión a momento, permitir al usuario asignar fuerzas cortantes que no dependan de los momentos actuantes, entre otros.



Previo al desarrollo del problemtype “Conacero”, la generación de la geometría de un modelo consistía en un proceso largo y repetitivo. Se generaban planos en 2D mediante un software de dibujo asistido por computadora, para después importarlo “GiD” y extruir dichos planos en volúmenes tridimensionales a los cuales se les agregaban las condiciones y propiedades, que se han descrito en la sección 3, para realizar las simulaciones. Si no se tenía el suficiente cuidado, dichos modelos se generaban con errores, tales como duplicación de nodos y superficies, o una incorrecta asignación de materiales, cargas o apoyos en los distintos elementos que constituían al modelo, lo que llevaba a bastantes horas de trabajo perdidas.

Debido a esto, se decidió desarrollar una rutina de programación, llamada “Conacero”, que generara los modelos a partir de parámetros determinantes en la configuración de la conexión, que son, el ancho de las placas de unión, ancho del diafragma externo, dimensiones de los atiesadores verticales, así como la sección de las vigas y la columna a unir.

El problemtype “Conacero” cuenta con ciertas restricciones a la hora de generar una geometría. Dichas restricciones evitan problemas geométricos, como placas demasiado anchas para el espacio donde serán colocadas, que imposibilitarían la correcta construcción de la conexión. Gracias a la implementación de este problemtype dentro del “MEFI”, al modelo se le pueden agregar todas las propiedades y condiciones de contorno necesarias para el análisis numérico.

A continuación, se describirá la manera en la que dicho problemtype trabaja.

## A.1. Estructuración

El problemtype “MEFI” sirvió de base para realizar las modelaciones, ya que éste cuenta con lo necesario para asignar condiciones de contorno, dar propiedades a los materiales, determinar los datos del problema y crear casos de carga. “Conacero” se implementó al “MEFI” para facilitar la asignación de materiales a los volúmenes que componen el modelo y también para incluir las fuerzas externas en el modelo.

Conacero se compone de dos ficheros. El primero le da estructura al árbol de datos, mediante el cual, el usuario puede ingresar variables con las que GiD puede trabajar, tales como los parámetros geométricos del modelo y la magnitud de las cargas a las que estará sometido.

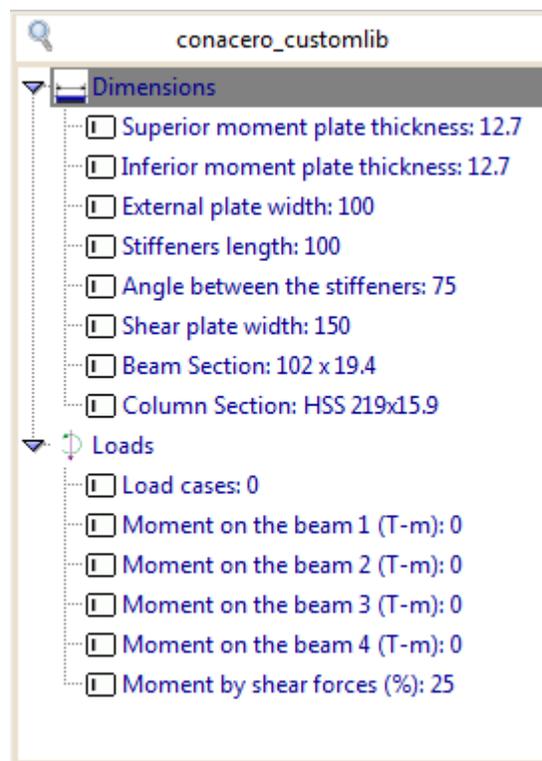
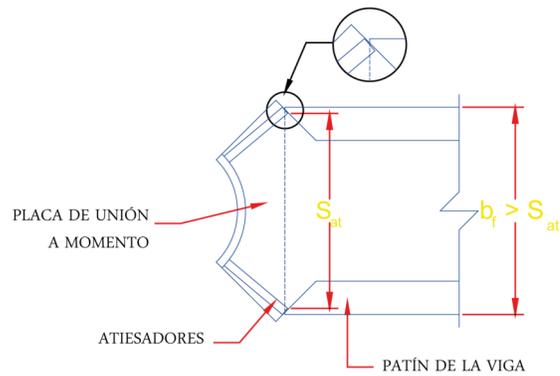
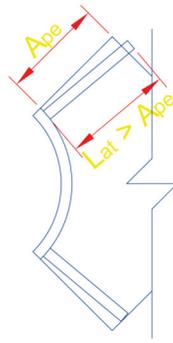


FIGURA A.1: Árbol de datos del problemtype “Conacero”

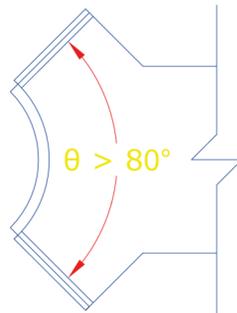
El segundo fichero contiene: todas las instrucciones que GiD debe de seguir para la generación de la geometría del modelo, una función para la asignación de las cargas y la base de datos con las dimensiones de las secciones. Este fichero extrae del primero la información necesaria, tal como la sección de la viga y la columna, y con base en ella crea y modifica paso a paso los elementos que compondrán la geometría final del modelo. Todas estas instrucciones fueron generadas mediante la grabación de macros de GiD. Además, este fichero cuenta con restricciones aplicadas a ciertas dimensiones que podrían impedir que el modelo se construyera de manera adecuada (fig. A.2).



(a) Ancho de patín mayor a la separación entre atiesadores



(b) Atiesadores más largos que el ancho de la placa externa



(c) Ángulo entre atiesadores muy grande

FIGURA A.2: Ejemplos de restricciones geométricas a la hora de crear la geometría de un modelo

Se creó una función que asignara las cargas al modelo. Esta función transforma los momentos actuantes en los extremos de las vigas, introducidos por el usuario, a cargas superficiales actuando en los patines y cargas puntuales actuando en los extremos de la misma que generen el mismo efecto sobre la conexión, que el que ocasionaría el momento antes mencionado.

Para el caso de las cargas superficiales, estas eran determinadas en función de varios parámetros geométricos, tales como el peralte, el ancho y espesor del patín de la viga. La magnitud de las fuerzas cortantes se calculaba de tal manera que dicha fuerza multiplicada por un brazo de palanca generase un porcentaje, determinado por el usuario, del momento total; el brazo de palanca es obtenido a partir del diámetro de la columna, el ancho de las placas externas rigidizantes, el ancho del patín de la viga y el espesor de la placa de unión a momento.

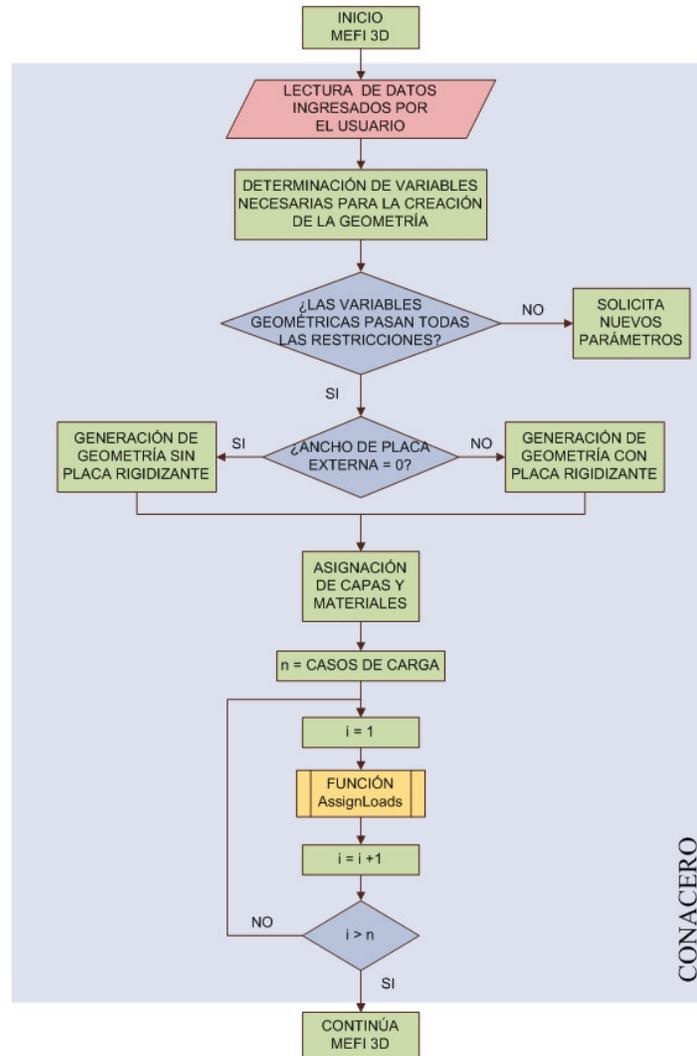


FIGURA A.3: Diagrama de flujo para el algoritmo de “Conacero”

Las geometrías que antes llevaban alrededor de una hora para su generación, se realizaron en cuestión de segundos gracias al problemtype “Conacero”. Sin ayuda de las técnicas de generación paramétrica de geometrías, los modelos analizados hubieran sido muy pocos, con lo cual se tendría información insuficiente para poder dar conclusiones convincentes.

# Bibliografía

- AISC, 2005. *Steel construction manual*. American Institute of Steel Construction, Chicago, Il., EUA, 13a edición, 2005.
- AISC, 2010. *ANSI/AISC 360-10. Specification for structural steel buildings*. American Institute of Steel Construction, Chicago, Il., EUA, 2010.
- AIJ, 1990. *Recommendations for the design and fabrication of tubular structures in steel*. Architectural Institute of Japan, Tokyo, Japón, 1990. En Japonés.
- BMT, 2005. *Manual de uniones de HSS de Bull Moose Tube*. Bull Moose Tube Company, Chesterfield, MO, EUA, 2005.
- Hernández, A. *Aspectos básicos del método de rigideces*. Universidad de Guanajuato, Guanajuato, México, 1a edición, 2015.
- Kaim, P. Buckling of members with rectangular hollow sections. *Proceedings 11th International Symposium on Tubular Structures*, páginas 443–449, 2006.
- Kamba, T. Study on deformation behaviour of beam-to-CHS column connections with external diaphragms. *Kinki Branch of Architectural Institute of Japan*, páginas 201–204, 2001.
- Kassimali, A. *Structural analysis*. Cengage Learning, Stamford, CT, EUA, 4a edición, 2010. ISBN 978-0-495-29565-5.
- Kurobane, Y., Packer, J.A., Wardenier, J., & Yeomans, N. *Guía de diseño para uniones a columnas de perfiles tubulares estructurales*. Comité International pour le Développement et l'Étude de la Construction Tubulaire, Colonia, Alemania, 2005.
- McCormac, J.C. & Csernak, S.F. *Structural steel design*. Pearson Education, Inc., Upper Saddle River, NJ, EUA, 5a edición, 2012. ISBN 978-0-13-607948-4.
- Oñate, E. *Cálculo de estructuras por el método de elementos finitos*. CIMNE, Barcelona, España, 2a edición, 1995.
- Packer, J.A., Sherman, D., & Lecce, M. *Steel design guide 24, Hollow structural sections connections*. AISC, EUA, 1a edición, 2010.
- Segui, W.T. *Steel design*. Cengage Learning, Stamford, CT, EUA, 5a edición, 2013. ISBN 978-1-111-57600-4.

Vinnakota, S. *Estructuras de acero: Comportamiento y LRFD*. McGraw-Hill, 1a edición, 2006. ISBN 970-10-5639-6.

Wardenier, J., Packer, J.A., Zhao, X.-L., & van der Vegte, G.J. *Hollow sections in structural applications*. Bouwen met Staal, Ginebra, Suiza, 1a edición, 2010. ISBN 978-90-72830-86-9.