



**FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL**

**Tensiones y Deformaciones en Conexiones Viga – Columna
con Perfiles Tubulares Rectangulares sin Relleno de
Concreto Mediante Soldadura Directa, Empleando el
Programa de Análisis por Elementos Finitos Ansys R.17**

**TRABAJO ESPECIAL DE GRADO
presentado ante la
UNIVERSIDAD CATÓLICA ANDRÉS BELLO
como parte de los requisitos para optar al título de
INGENIERO CIVIL**

Martin Lorenzo Arnal Avila

Profesor Guía:

Ing. Sigfrido Loges

Fecha:

25 de julio de 2017

FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL

**Tensiones y Deformaciones en Conexiones Viga – Columna
con Perfiles Tubulares Rectangulares sin Relleno de
Concreto Mediante Soldadura Directa, Empleando el
Programa de Análisis por Elementos Finitos Ansys R.17**

Este Jurado; una vez realizado el examen del presente trabajo ha evaluado su contenido
con el resultado: _____

JURADO EXAMINADOR

Nombre: José M. Velázquez

Nombre: Sigfrido Loges

Nombre: Freddy González

Firma: _____

Firma: _____

Firma: _____

Realizado por:

Martin Lorenzo Arnal Avila

Profesor Guía:

Ing. Sigfrido Loges

Fecha:

25 de julio de 2017

DEDICATORIA

**A mis padres, porque la dirección
de todo mi esfuerzo es convertirme
en las personas que ustedes son.**

AGRADECIMIENTOS

En primer lugar, agradezco a mi familia, en especial a mis padres, por enseñarme que la excelencia es el objetivo primordial de cualquier actividad trascendente en la vida.

A la Universidad Católica Andrés Bello, por haber permitido formarme en una institución donde el éxito implica la perseverancia y el desarrollo incesante del conocimiento.

Al Ing. Sigfrido Loges, por compartir la iniciativa de desarrollar esta investigación, y por su entusiasmo en compartir sus conocimientos.

A mis compañeros de estudio, por haber conformado un grupo excepcional, siempre incansables en conseguir la excelencia.

Por último, agradezco especialmente al Ing. Martin Arnal, mi padre, no solo por su ayuda invaluable en el desarrollo de este trabajo, sino por ser el ejemplo que motiva mi vocación por esta carrera.

RESUMEN

Durante los últimos años, en Venezuela se ha generalizado el uso de perfiles tubulares para la construcción de edificaciones de acero, debido a su mayor disponibilidad en el mercado sobre otros perfiles convencionales, tales como aquellos en forma de I y H. A pesar de que los perfiles tubulares pueden ser utilizados con éxito en edificaciones sismorresistentes, muchas veces se emplean conexiones viga–columna mediante la soldadura directa de los miembros, lo cual puede comprometer la ductilidad de las estructuras. En la presente investigación se desarrolló un estudio acerca del comportamiento, las tensiones y deformaciones generadas en este tipo de conexiones ante acciones cíclicas incrementales, con el propósito de determinar si son adecuadas para ser utilizadas en edificaciones de pórticos no arriostrados a momento, ubicados en zonas sísmicas.

Para realizar el estudio, se elaboró un modelo computacional de la conexión, el cual fue analizado utilizando el método de los elementos finitos, empleando el programa de simulación mecánica ANSYS R.17. Se analizó el comportamiento de la conexión ante acciones dinámicas reversibles, mediante la aplicación de los protocolos de carga indicados en la especificación AISC 341-16 *Seismic Provisions for Structural Steel Buildings*. A partir de los resultados obtenidos se realizó una evaluación de las tensiones y deformaciones generadas en la conexión y se desarrollaron sus diagramas de histéresis para las relaciones Fuerza – Desplazamiento y Momento – Rotación.

La evaluación de los resultados del análisis de la conexión permitió determinar que esta no fue capaz de garantizar que la disipación de energía inelástica ocurriera en la viga, al evidenciarse que la rótula plástica se generó en la columna. Adicionalmente, se determinó que la conexión de estudio no cumplió con los requerimientos de la especificación AISC 341-16, para conexiones entre miembros utilizados en pórticos no arriostrados a momento con un nivel de diseño ND2 o ND3 (*intermediate moment frames* y *special moment frames*). Por lo tanto, se demostró que el comportamiento presentado por la conexión de estudio no es adecuado para que esta sea utilizada en edificaciones ubicadas en zonas de mediana y alta sismicidad.

Índice de Contenido

	Pág.
DEDICATORIA	iii
AGRADECIMIENTOS	iv
RESUMEN	v
Índice de Tablas	x
Capítulo 1 - El Problema de Investigación	1
1.1 Planteamiento del Problema	1
1.2 Justificación de la Investigación	3
1.3 Objetivos de la Investigación	4
1.4 Limitaciones y Delimitaciones.....	5
Capítulo 2 - Marco Teórico	7
2.1 El Acero Estructural.....	7
2.1.1 Procesos de Producción del Acero Estructural.....	8
2.1.2 Propiedades del Acero.....	10
2.1.2.1 Ensayo a Tracción ASTM A370	10
2.1.2.2 Resistencia.....	15
2.1.2.3 Rigidez	16
2.1.2.4 Ductilidad	17
2.1.2.5 Relación de Poisson.....	18
2.1.2.6 Acero ASTM A1011 y ASTM A1018	19
2.2 Perfiles Tubulares de Acero Estructural.....	21
2.2.1 Proceso de Fabricación de los Perfiles	22
2.2.2 Tensiones Residuales.....	24
2.2.2.1 Tensiones Residuales Generadas por Deformaciones Plásticas	24
2.2.2.2 Tensiones Residuales Generadas por Diferencias de Temperatura	26
2.2.2.3 Influencia de las Tensiones Residuales en el Comportamiento de Miembros Estructurales.....	27
2.2.2.4 Influencia de las Tensiones Residuales en la Capacidad de Miembros a Compresión	29

2.2.3 Ductilidad de los Perfiles Tubulares	30
2.2.4 Comportamiento a Tracción	33
2.2.5 Comportamiento a Compresión	34
2.2.6 Comportamiento a Flexión	35
2.2.7 Comportamiento a Corte.....	37
2.2.8 Comportamiento a Torsión	37
2.3 Soldaduras Utilizadas en Conexiones entre Perfiles Tubulares.....	38
2.3.1 Generalidades de las Soldaduras.....	39
2.3.2 Diseño de Soldaduras	43
2.3.2.1 Electrodos Recomendados.....	43
2.3.2.2 Juntas de Soldadura	44
2.3.2.3 Tipos de Soldadura	45
2.3.2.3.1 Soldadura de Ranura	45
2.3.2.3.2 Soldadura de Filete.....	47
2.3.2.4 Resistencia de la Unión Soldada.....	50
2.3.2.5 Soldaduras de Demanda Crítica	50
2.4 Conexiones entre Perfiles Tubulares	52
2.4.1 Criterios para Determinar la Capacidad de las Conexiones	52
2.4.2 Clasificación de las Conexiones	54
2.4.2.1 Clasificación Según Rigidez.....	55
2.4.2.2 Clasificación Según Resistencia	56
2.4.2.3 Clasificación Según Ductilidad.....	56
2.4.3 Diseño de Conexiones entre Perfiles de Sección Rectangular (RHS)	57
2.4.3.1 Conexiones de Corte	58
2.4.3.2 Conexiones Semirrígidas	59
2.4.3.3 Conexiones Rígidas.....	62
2.4.3.3.1 Capacidad de Conexión Rígida con Diafragmas Externos	64
2.5 Criterios de Cedencia y Fractura para Metales.....	66
2.5.1 Criterio de Cedencia de Von Mises.....	66
2.6. Método de Análisis por Elementos Finitos	69
2.6.1 Descripción de la Metodología de Análisis.....	70
2.6.2 Atributos de los Elementos.....	71

2.6.3 Programas de Análisis por Elementos Finitos	72
2.7. Antecedentes de la Investigación	73
2.7.1. Evaluación de Uniones Viga – Columna Soldadas en Estructuras Tubulares Metálicas Aporticadas	73
2.7.2. HSS –to –HSS Seismic Moment Connection Performance and Design	75
2.7.3. Comportamiento de Conexión a Momento Empernada (Viga–Columna) Entre Perfiles Tubulares de Acero Conformados en Frío	78
Capítulo 3 - Metodología de la Investigación	81
3.1 Selección de Perfiles.....	82
3.1.1 Criterios de Selección.....	84
3.2 Protocolo de Cargas	84
3.3 Propiedades Mecánicas del Material de los Perfiles	86
3.4 Diseño de la Conexión.....	87
3.4.1 Criterios de Diseño.....	88
3.4.2 Procedimiento de Diseño	89
3.4.3 Verificación del Tamaño de Soldadura	90
3.5 Elaboración del Modelo de Elementos Finitos	91
3.5.1 Geometría del Modelo.....	91
3.5.1.1 Dimensiones del Modelo.....	92
3.5.1.2 Geometría Definida para el Modelo de Análisis.	93
3.5.2 Asignación de las Propiedades Mecánicas Del Material	94
3.5.3 Mallado del Modelo.....	95
3.5.3.1 Procedimiento de Mallado.....	96
3.5.3.2 Mallado Obtenido	97
3.5.3.3 Clasificación de los Elementos Utilizados.....	98
3.5.4 Aplicación de Cargas	99
3.5.5 Condiciones de Apoyo.	101
3.6. Calibración del Modelo	101
3.6.1 Condiciones de Apoyo	102
3.6.2 Superficies de Unión	103
3.6.3 Incorporación de la Soldadura en el Modelo.....	104
3.6.4 Calibración del Mallado	106
3.6.4.1 Procedimiento de Calibración de Mallado.....	106

Capítulo 4 - Análisis de Resultados	110
4.1 Cargas y Desplazamientos.....	110
4.2 Comportamiento de Momento vs. Rotación	113
4.2.1 Comportamiento de Histéresis.....	113
4.2.2 Rigidez de la Conexión	114
4.2.3 Análisis Comparativo con los Requerimientos de las Normas	115
4.2.4 Resumen de los Resultados	117
4.3 Tensiones y Deformaciones	119
4.3.1 Distribución de Tensiones en la Cara de la Columna.....	123
4.3.2 Deformaciones Unitarias en la Cara de la Columna	125
4.3.3 Deformaciones Totales en la Cara de la Columna	126
4.3.4 Análisis Cualitativo del Comportamiento de las Conexiones.....	127
Capítulo 5 - Conclusiones y Recomendaciones	130
5.1 Conclusiones	130
5.2 Recomendaciones	133
REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	136

Índice de Tablas

	Pág.
Tabla 2-1 – Componentes químicos en las especificaciones de acero ASTM A1011 HSLAS Gr50 y ASTM A1018 HSLAS Gr50	20
Tabla 2-2 – Propiedades mecánicas de los aceros de especificación ASTM A1011 HSLAS Gr50 y ASTM A1018 HSLAS Gr50	20
Tabla 2-3 – Valores límite para relación de esbeltez local	31
Tabla 2-4 – Clasificación según ductilidad de los Perfiles ECO – HSS de sección rectangular	32
Tabla 2-5 – Clasificación según ductilidad de los Perfiles ECO – HSS de sección cuadrada	32
Tabla 2-6 – Clasificación según ductilidad de la línea de Perfiles ECO – HSS de sección cuadrada para uso en aplicaciones sismorresistentes	33
Tabla 2-7– Garganta efectiva de soldaduras de penetración parcial. – Norma AISC 360 – 10, Tabla J2.1	46
Tabla 2-8 – Garganta efectiva de soldaduras de ranura abocinada en bisel. – Norma AISC 360 –10, Tabla J2.2	47
Tabla 2-9 – Espesores mínimos de garganta efectiva para soldaduras de ranura. – Norma AISC 360 –10, Tabla J2.3	47
Tabla 2-10 – Tamaño mínimo de soldaduras de filete. – Norma AISC 360 –10, Tabla J2.4	49
Tabla 2-11 – Recomendaciones para el diseño de conexiones RHS–RHS con soldadura Directa – [Tabla 6.5 (CIDECT, 2005)].....	61
Tabla 2-12 – Ecuaciones de resistencia última para conexiones con diafragmas externos – [Tabla 8.3 (CIDECT, 2005)]	65
Tabla 3-1 – Propiedades mecánicas de los Perfiles ECO-HSS – [Cuadro III.11 (González, 2016)].....	87
Tabla 3-2 – Tamaño de soldadura según tensión de corte en la conexión	91
Tabla 3-3 – Tamaño de soldadura según tensiones por flexión en la conexión.....	91
Tabla 3-4 – Curva de tensión vs. deformación para el modelo de análisis por elementos finitos	95
Tabla 4-1 – Resumen de resultados y valores comparativos	118

Índice de Figuras

	Pág.
Figura 2-1 – Diagrama de Tensión vs Deformación [Figura 2.6.1, (Vinnakota, 2006)].....	12
Figura 2-2 – Diagrama de Tensión vs Deformación. Detalle del Rango Elástico y Plástico [Figura 2.6.2, (Vinnakota, 2006)]	12
Figura 2-3 – Tensiones Residuales en la Torsión – [Figura 14 –6 (Pytel & Singer, 2012)]....	25
Figura 2-4 – Propiedades Mecánicas del Material en Diferentes Zonas de los Perfiles – [Figure 3.3 (e) HSS 8x8x1/4 stress-strain (Fadden, 2013)]	26
Figura 2-5 – Comportamiento Real de Miembros Comprimidos en Curva de Tensión vs Deformación. (Velásquez, J.M.)	28
Figura 2-6 – Comportamiento Real de Miembros Comprimidos en la Curva de Resistencia a Compresión Axial (Velásquez, J.M.).....	29
Figura 2-7 – Juntas de Soldadura (González & Safina, 2011)	44
Figura 2-8 – Geometrías y Símbolos para Soldaduras de Ranura.	45
Figura 2-9 – Sección Transversal de Soldaduras de Filete para procesos SMAW y SAW. [Figura 6.16.1 (Vinnakota, 2006)]	49
Figura 2-10 – Condiciones de Apoyo y Capacidad de la Viga [Figura 4.1 (CIDECT, 2005)] ...	54
Figura 2-11 – Rangos de Rigidez de las Conexiones [Figura 4.2 (CIDECT, 2005)]	56
Figura 2-12 – Conexiones de Corte RHS–RHS (CIDECT, 2005)	58
Figura 2-13 – Conexión entre Perfiles Tubulares Rectangulares con Soldadura Directa	59
Figura 2-14 – Tipos de Diafragma (Quin et al, 2014)	64
Figura 2-15 – Estado de Tensión Hidrostático – (University of Cambridge).....	67
Figura 2-16 – Superficie de Tensión de Von Mises – (University of Cambridge)	68
Figura 2-17 – Elementos de Discretos Típicos – [Figure 6.3 (Felippa, 2004)].....	71
Figura 3-1 – Secciones en la Conexión de Estudio.....	83
Figura 3-2 – Modelo Digital de la Conexión.....	93
Figura 3-3 – Dimensiones de los Miembros de la Conexión.....	93
Figura 3-4 – Curva de Tensión vs. Deformación para el Modelo de Análisis por Elementos Finitos.....	94
Figura 3-5 – Mallado Definitivo del Modelo por Elementos Finitos.....	98
Figura 3-6 – Geometría de los Elementos Utilizados en el Modelo – (SHARCNET).....	99
Figura 3-7 – Desplazamiento Aplicado al Modelo para Obtener las Cargas de Ensayo	100
Figura 3-8 – Protocolo de Carga Definido para el Modelo de Análisis	101
Figura 3-9 – Detalle de la Zona de Unión entre la Viga y la Columna	105
Figura 3-10 – Alternativas de mallado inicial con elementos en la zona conectada de 10x10 mm (a) y 5x5 mm (b).....	107
Figura 3-11 – Alternativas de Mallado del Modelo Seleccionado.....	108
Figura 4-1 – Diagrama de Histéresis de Carga vs Desplazamiento en el Extremo de la Viga	111
Figura 4-2 – Curvas de Carga vs. Desplazamiento en el Extremo de la Viga	112
Figura 4-3 – Diagrama de Histéresis Momento vs. Rotación	113

Figura 4-4 – Envolvente de Momento vs. Rotación.....	115
Figura 4-5 – Comparación del Comportamiento Momento vs. Rotación	118
Figura 4-6 – Distribución de Tensiones Equivalentes (Von-Mises).....	119
Figura 4-7 – Deformaciones Unitarias Equivalentes (Von-Mises)	121
Figura 4-8 – Secuencia de Tensiones Equivalentes (Von-Mises) en Cara de Columna	123
Figura 4-9 – Secuencia de Deformaciones Unitarias Equivalentes de Von-Mises en Cara de Columna	125
Figura 4-10 – Deformaciones Totales en la Cara de la Columna	126

Capítulo 1 - El Problema de Investigación

1.1 Planteamiento del Problema

Las conexiones viga–columna en edificaciones aporticadas, realizadas con perfiles tubulares mediante soldadura directa pudieran no tener el comportamiento esperado para ser consideradas conexiones rígidas, las cuales implican que la viga tenga una condición de empotramiento adecuado en su unión con la columna. Por el contrario, en este tipo de conexiones ocurren rotaciones con magnitudes correspondientes a las de una conexión semirrígida. Estudios previos demuestran que se pueden producir fallas frágiles en la conexión, las cuales dificultan que se generen deformaciones inelásticas en las vigas mediante la formación de rótulas plásticas. Este comportamiento resulta inadecuado ya que la formación de rótulas plásticas en las vigas, antes que se produzca una falla en la conexión, es indispensable para que la estructura alcance un nivel de ductilidad adecuado y pueda ser considerada sismorresistente. Sin embargo, en los últimos años se ha observado con preocupación cómo se ha generalizado el uso de estas conexiones en estructuras construidas en Venezuela. Por esta razón, se considera necesario realizar investigaciones que estudien el comportamiento de este tipo de conexiones permitiendo evaluar su desempeño ante solicitaciones sísmicas.

En las conexiones entre perfiles tubulares con soldadura directa la transferencia de tensiones entre la viga y la columna pudiera resultar inadecuada. Esto se debe a que las tensiones principales de la viga son transferidas directamente a la cara de la columna, la cual presenta muy baja rigidez en dirección normal a su plano. Por esta razón, se generan deformaciones elevadas en la cara de la columna, evitando que se distribuyan las tensiones provenientes de la viga, de forma uniforme en todos los elementos de su sección. Resulta evidente que la distribución de tensiones ocasionada en la conexión es compleja, por lo que no es posible predecir su comportamiento con precisión utilizando

procedimientos teóricos. Por esta razón, para evaluar el comportamiento de estas conexiones es necesario realizar un estudio mediante un procedimiento experimental o analítico, tal como el método de análisis por elementos finitos.

Existen varias investigaciones en las que se han desarrollado estudios del comportamiento de este tipo de conexiones. Entre ellas se hace referencia los trabajos de Fernández, I. y Castañeda, J.; Fadden, M., McCormick, J (2014b); y González, F. (2016). En las investigaciones mencionadas se demuestra que las conexiones entre perfiles tubulares con soldadura directa presentan un rendimiento inferior al esperado para conexiones rígidas. Adicionalmente, tanto en la investigación de Fadden como en la de González se demostró la posibilidad de determinar el comportamiento real de este tipo de conexiones empleando un modelo de elementos finitos. En estas investigaciones y en otros trabajos relacionados al estudio de diversos componentes estructurales, se ha demostrado una fuerte correlación entre los resultados experimentales y los resultados obtenidos mediante el análisis con elementos finitos. Basándose en estas experiencias, se decidió emplear este método para el desarrollo del presente trabajo.

Para realizar la evaluación de las conexiones estudiadas se modeló una conexión de estudio conformada por la combinación de dos perfiles representativos de los más utilizados en Venezuela para construir edificaciones aporticadas con estos miembros estructurales. Los criterios del modelo fueron definidos a partir de una investigación desarrollada con el objetivo de determinar las características constructivas más comunes de las conexiones directas entre perfiles tubulares construidas en el país. Posteriormente se desarrolló el modelo matemático de análisis en dos etapas. En primer lugar, se generó un modelo geométrico en el programa de diseño mecánico Autodesk Inventor, el cual fue exportado al programa de análisis por elementos finitos Ansys Workbench R.17. Finalmente, se llevó a cabo una metodología de modelado en el programa de análisis con el objetivo de desarrollar un modelo matemático confiable a partir del cual se obtuvieron los resultados requeridos para evaluar el comportamiento de la conexión.

1.2 Justificación de la Investigación

Durante los últimos años, en Venezuela se ha generalizado el uso de perfiles tubulares para la construcción de edificaciones de acero, debido a su mayor disponibilidad en el mercado sobre otros perfiles convencionales en forma de I, H, entre otros. A pesar de que estos perfiles pueden ser utilizados con éxito en edificaciones sismorresistentes, muchas veces se emplean conexiones viga–columna mediante la soldadura directa de los miembros, sin utilizar diafragmas ni otros elementos de transferencia de tensiones. Esta práctica puede resultar riesgosa ya que se ha demostrado que estas conexiones pudieran presentar un comportamiento inadecuado en comparación con el esperado para una conexión rígida, en especial ante acciones sísmicas. Por esta razón, resulta esencial determinar el comportamiento real de este tipo de conexiones, para poder demostrar que, si no se utilizan elementos intermedios de transferencia de tensiones, las conexiones son propensas a que se produzcan fallas frágiles, indeseables en una estructura sismorresistente.

Se han desarrollado muchas investigaciones donde se evidencia que las conexiones directas entre perfiles tubulares no son adecuadas para su uso en estructuras ubicadas en zonas de importante sismicidad. En dichas investigaciones se concluye que las conexiones directas entre perfiles tubulares no son capaces de desarrollar la capacidad a momento, rotaciones y rigidez necesarias para ser consideradas como conexiones rígidas. Por lo tanto, estas conexiones pueden resultar inadecuadas para ser utilizadas en pórticos diseñados para Nivel de diseño ND2 o 3. Sin embargo, considerando la persistencia en la construcción de edificaciones que emplean este tipo de conexiones, a pesar de las investigaciones ya desarrolladas, se tomó la iniciativa de realizar el presente estudio haciendo énfasis en que la conexión evaluada fuera común y representativa de las que se realizan en el país.

Se desarrolló la evaluación de la conexión mediante el análisis por elementos finitos, ya que esta metodología permite realizar el estudio sin necesidad de incurrir en los costos elevados y dificultades operativas asociadas al desarrollo de ensayos experimentales.

Adicionalmente, el método utilizado presenta diversas ventajas para evaluar la conexión, entre las que se destaca la posibilidad de obtener valores de tensión en cualquier sector del modelo generado. Adicionalmente, el análisis por elementos finitos ha sido utilizado en muchas investigaciones precedentes a ésta, comprobándose una excelente correlación entre los resultados obtenidos y resultados de ensayos experimentales. Sin embargo, no se descarta la necesidad de validar a futuro el modelo de elementos finitos estudiado, con ensayos experimentales que verifiquen los resultados obtenidos en la presente investigación.

1.3 Objetivos de la Investigación

Objetivo General

Determinar las tensiones y deformaciones en conexiones viga–columna con perfiles tubulares rectangulares sin relleno de concreto mediante soldadura directa, empleando el programa de análisis por elementos finitos Ansys R.17.

Objetivos Específicos

- Determinar los tipos de perfiles, características mecánicas de los materiales y métodos de soldadura comúnmente empleados en Venezuela para la construcción de conexiones entre perfiles tubulares.
- Modelar mediante el programa Ansys R.17, una conexión viga–columna con perfiles tubulares rectangulares sin relleno de concreto utilizando soldadura directa, representativa de las conexiones más utilizadas en la construcción de edificaciones aporticadas en Venezuela.
- Determinar las tensiones y deformaciones generadas en los elementos de la conexión analizada, empleando el programa de análisis por elementos finitos Ansys R.17.

- Generar los diagramas de Histéresis Fuerza – Desplazamiento y Momento – Rotación de la conexión analizada, para determinar su comportamiento ante acciones dinámicas reversibles, de acuerdo con los protocolos de carga indicados en la especificación AISC 341-16 *Seismic Provisions for Structural Steel Buildings*.

1.4 Limitaciones y Delimitaciones.

En lo referente a su Temática, el presente trabajo está delimitado, exclusivamente, por el análisis de las tensiones y deformaciones en conexiones viga–columna con perfiles tubulares rectangulares sin relleno de concreto mediante soldadura directa, empleando el programa de análisis por elementos finitos Ansys R.17

El trabajo fue abordado analizando únicamente una conexión entre perfiles tubulares mediante soldadura directa, conformada por una combinación de perfiles de uso común en la construcción de edificaciones aporricadas en Venezuela. A partir de su evaluación, se obtuvieron conclusiones que indican si resulta conveniente utilizar conexiones viga–columna con perfiles tubulares rectangulares empleando soldadura directa en zonas de elevada sismicidad.

Se desarrolló esta investigación en un período de cinco meses, comprendido entre los meses de febrero y julio de 2017, dentro del cual se realizaron todas las consultas bibliográficas y evaluaciones necesarias, para alcanzar las conclusiones y recomendaciones finales de la investigación.

La metodología empleada para desarrollar esta investigación presento las siguientes limitaciones:

- No se realizó la validación y calibración de los modelos de análisis mediante la comparación de los resultados obtenidos con respecto a resultados de un ensayo experimental.

- Se evaluaron las conexiones en un solo plano, únicamente entre una viga y una columna.
- El material asignado al modelo de análisis se consideró como elasto-perfectamente plástico, por lo que no se tomó en cuenta el endurecimiento por deformación del material
- No se consideraron diferencias entre las propiedades mecánicas del material de las esquinas y las paredes de los perfiles.
- En el modelo de análisis se asignó a la soldadura el mismo material definido para los perfiles.
- No se evaluaron las tensiones, deformaciones ni mecanismos de falla de asociados a la soldadura.
- No se consideraron las zonas afectadas térmicamente por la soldadura en el material de los perfiles.
- No se contempló un análisis de fracturas en el modelo, por lo que no se evaluaron fallas relacionadas a la rotura del material.

Capítulo 2 - Marco Teórico

2.1 El Acero Estructural

El acero es un material conformado por una aleación entre hierro, carbono y otros elementos en baja proporción tales como fósforo, sulfuro y manganeso, incorporados a la mezcla para mejorar sus propiedades. Las propiedades de este material, como por ejemplo su resistencia, son afectadas principalmente por su composición química, pero también pueden ser alteradas por tratamientos inducidos, tales como cambios de temperatura y deformaciones mecánicas. Por esta razón, es importante entender los procesos de producción del acero, su composición química y los tratamientos a los cuales es sometido, para poder conocer las propiedades del material, las cuales son esenciales para determinar el comportamiento de los miembros estructurales de acero que se desean estudiar.

El acero estructural es un tipo de acero cuya composición química se establece en función de que sus propiedades sean consonas con las exigencias que implican las aplicaciones estructurales. Con este objetivo se puede describir, en forma general, la composición química del acero estructural como una aleación con un contenido del 99% en peso de hierro, entre el 0.15 y el 0.5% en peso de carbono, y otros elementos en menor proporción (Vinnakota, 2006). En términos generales, el acero estructural tiene bajo contenido de carbono con respecto a otros aceros destinados a diferentes aplicaciones.

Los aceros estructurales son clasificados principalmente como aceros al carbono, aceros de alta resistencia y baja aleación (HSLA), aceros HSLA resistentes a la corrosión, aceros de baja aleación enfriados y templados, y aceros de aleación en frío y templados (Vinnakota, 2006). Los estándares de composición química y propiedades fisicoquímicas de cada tipo de acero son establecidos por diferentes organizaciones en el mercado global, sin

embargo, los más comunes son desarrollados por la American Society for Testing and Materials (ASTM) publicados cada año en el Annual Book of ASTM Standards. Siguiendo la referencia de dichos estándares, los fabricantes de acero pueden vender sus productos de acuerdo con garantías de calidad que facilitan relacionar cada producto con su aplicación. Por esta razón, resulta importante conocer de forma general el proceso de fabricación del acero, para entender cómo las variaciones en dicho proceso pueden afectar sus propiedades y por ende el uso al cual esté destinado.

2.1.1 Procesos de Producción del Acero Estructural

Para la producción del acero se utiliza como materia prima el hierro en forma de magnetita (FeO_4) y hematita (FeO_3), minerales que contienen la presentación más común de este elemento en la naturaleza. Estos minerales contienen aproximadamente 50% o más de hierro puro (American Iron and Steel Institute, 2017), por lo que es necesario someterlos a un proceso de fundición para extraer el hierro. Dicho proceso se lleva a cabo en un Alto Horno, formado por una torre cilíndrica forrada de acero y revestida con ladrillo refractario en su interior. Este es alimentado por los minerales de hierro, coque y piedra caliza, los cuales son calentados a temperaturas alrededor de $1800\text{ }^\circ\text{C}$ (Kerrod, 1997). Una vez calentados los materiales, la piedra caliza en forma de cal se mezcla con el coque y las impurezas del mineral de hierro para formar una mezcla denominada escoria. La escoria, al ser de menor densidad que el hierro fundido flota en su superficie, permitiendo entonces obtener del fondo del alto horno hierro de primera fusión, un material con alto contenido de hierro, entre 4% y 5% de carbono y entre 0.1% y 0.5% de fósforo (Vinnakota, 2006). El material obtenido puede ser vaciado en lingotes o transportado de forma líquida para aplicaciones subsiguientes.

El hierro de esta fusión, obtenido de la reducción llevada a cabo en el alto horno, tiene un contenido de carbono más elevado que el establecido en las especificaciones del acero. Por esta razón, resulta necesario someterlo a un segundo proceso de refinamiento, donde se establece la composición química para producir el acero deseado. Para aceros estructurales, generalmente se emplea un Horno de Arco Eléctrico, el cual posee

electrodos de carbono en su parte superior que hacen contacto con el metal en la parte baja del horno (Vinnakota, 2006). A través de los electrodos y el metal se hacen fluir tres fases de corriente alterna, formando un arco eléctrico y produciendo altas temperaturas.

El horno es alimentado con hierro de primera fusión, chatarra y pequeñas cantidades de cal (American Iron and Steel Institute, 2017). La preparación de las proporciones de carga del horno se desarrolla de acuerdo con el grado de acero que se desea obtener. Al igual que en el alto horno, una vez calentados los materiales, el acero fundido con la composición química deseada se ubica en el fondo del horno mientras que las impurezas flotan sobre este. Finalmente, el acero es vaciado en ollas donde se añaden elementos tales como manganeso, silicón y aluminio para mejorar sus propiedades de acuerdo con la calidad de acero que se desee obtener.

Luego del proceso de refinamiento, el acero fundido ya con las propiedades deseadas es vertido en un molde para formar lingotes, los cuales son sometidos a un proceso de laminado para obtener acero en presentaciones comercializables. Para llevar a cabo el proceso de laminado, el acero en lingotes es almacenado en un horno de recalentamiento hasta que estos alcancen una temperatura uniforme entre 1100 y 1350 °C (Vinnakota, 2006). Posteriormente los lingotes son sometidos a una serie de rodillos que modifican su geometría hasta formar los productos deseados los cuales se denominan productos semiterminados. Los productos semiterminados de acero, típicos en el mercado, son las barras, barras intermedias y las planchas. Estos productos posteriormente serán sometidos a otros procesos de laminado para obtener los productos finales de acero estructural, tales como tubos, perfiles en forma de I, barras, etc.

Es importante mencionar que en la actualidad la industria metalúrgica ha desarrollado un proceso más eficiente para la formación de los productos finales de acero denominado Proceso de Vaciado Continuo. En este proceso, el acero fundido es vaciado a un molde transitorio en el cual es enfriado hasta la temperatura de laminación y directamente sometido a los rodillos que modificarán su geometría hasta formar los productos semiterminados. El proceso de vaciado continuo tiene la ventaja que se obtienen los

productos semiterminados en una sola operación, sin necesidad de formar lingotes que deben ser recalentados para su laminación. Adicionalmente, los lingotes presentan la desventaja que durante su enfriamiento se produce una concentración de impurezas segregadas en su superficie, lo que requiere un proceso adicional en el que se corta la superficie para ser fundida nuevamente.

Los perfiles tubulares son fabricados utilizando acero estructural en forma de planchas. Generalmente, las planchas de acero se comercializan con un espesor mínimo de 1 ½ plg, un ancho mínimo de dos veces su espesor y un área de sección mayor a 16 plg (Vinnakota, 2006). En Venezuela, los perfiles tubulares se producen utilizando planchas de acero de especificación ASTM A1011 y ASTM A1018. Su composición química, así como sus propiedades físico – químicas serán detalladas en la sección 2.1.2.6.

2.1.2 Propiedades del Acero

Para estudiar el comportamiento de las estructuras de acero, resulta indispensable conocer algunas propiedades mecánicas del material las cuales permiten a los ingenieros predecir cómo se comportarán los miembros estructurales ante acciones determinadas. Por lo tanto, se debe conocer también como dichas propiedades pueden ser alteradas con variaciones en la composición química del material, en su proceso de producción y posibles tratamientos térmicos particulares del acero estructural. Para determinar las principales propiedades del acero se utilizan ensayos experimentales sobre probetas normalizadas tales como el ensayo a tracción a partir del cual se pueden cuantificar valores de resistencia, rigidez, ductilidad y tenacidad. A continuación, se realiza una breve descripción de dichos ensayos, y el comportamiento del material ante las acciones a las que este sometido.

2.1.2.1 Ensayo a Tracción ASTM A370

Este ensayo consiste en colocar una probeta normalizada en una prensa hidráulica, sujeta por dos mordazas en sus extremos. La probeta se somete a tracción inicialmente

hasta que se observa una reducción en su sección transversal en la zona donde se producirá la falla. A partir de la zona de falla identificada se marcan dos puntos separados a una distancia de 2 u 8 pulgadas la cual se denomina longitud calibrada. Posteriormente, la probeta se somete a tracción hasta llegar a la rotura, mientras se registran datos de fuerza de tracción aplicada y deformación de la probeta. A partir de los datos obtenidos, se realiza una curva de tensión vs. deformación de la cual se obtendrán valores de las propiedades del material tales como resistencia, rigidez, ductilidad y tenacidad. Para propósitos de este ensayo se define tensión y deformación como:

Tensión:

$$\sigma = \frac{T}{A_o} \quad (2.1)$$

- σ : Tensión
- T : Carga de tracción axial
- A_o : Área de sección transversal original de la probeta

Deformación:

Alargamiento de la probeta tomado sobre la longitud calibrada. Se define mediante la siguiente ecuación:

$$\epsilon = \frac{L - L_o}{L_o} \quad (2.2)$$

- ϵ : Deformación Unitaria
- L : Distancia entre puntos de longitud calibrada
- L_o : Distancia de longitud calibrada

A continuación, se presenta una curva típica de tensión vs. deformación obtenida del ensayo a tracción. A partir de esta curva se pueden identificar varias propiedades del acero ensayado, así como el comportamiento del material al ser sometido a una carga. Es importante resaltar que el acero es un material isotrópico, lo que significa que sus propiedades físicas y mecánicas son iguales en todas las direcciones. Esto se debe a que la estructura molecular del acero es policristalina, en la cual, redes de cristales de diferentes formas constituyen granos del material con orientaciones aleatorias, impidiendo que exista un orden molecular en una dirección determinada. Al ser un material isotrópico, las

propiedades mecánicas determinadas en una dirección serán iguales para tensiones en cualquier dirección.

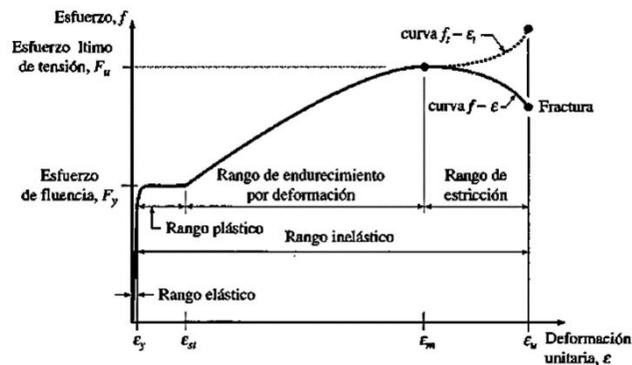


Figura 2-1 – Diagrama de Tensión vs Deformación [Figura 2.6.1, (Vinnakota, 2006)]

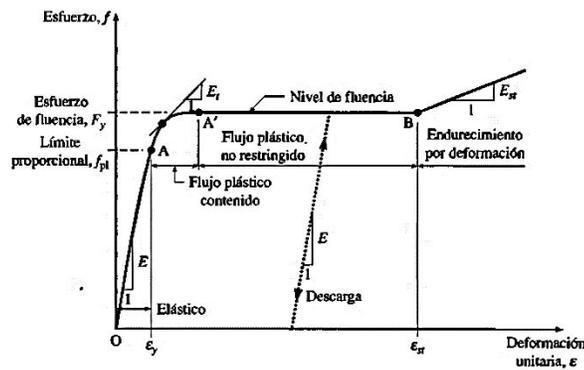


Figura 2-2 – Diagrama de Tensión vs Deformación. Detalle del Rango Elástico y Plástico [Figura 2.6.2, (Vinnakota, 2006)]

En la figura 2-1 se presenta un diagrama de tensión vs. Deformación para aceros dulces (contenido de carbono entre 0.15% y 0.29%), los cuales corresponden a la mayoría de los aceros estructurales. A partir de este diagrama se puede conocer el comportamiento del material cuando es sometido a una carga. En él, se observan diferentes comportamientos de deformación para diferentes valores de tensión en el material, los cuales son descritos a continuación.

1. Rango Elástico:

Cuando el material comienza a generar tensiones internas debido a la carga impuesta, se producen deformaciones de pequeña magnitud con relación lineal a las tensiones generadas. Este comportamiento se mantiene hasta un valor de tensión conocido como

límite de proporcionalidad, a partir del cual la relación entre tensión y deformación deja de ser lineal y se comienza a observar un incremento progresivo en la deformación a medida que aumentan las tensiones.

El rango de deformaciones comprendido hasta el límite de proporcionalidad es conocido como rango elástico, y tiene la particularidad que las deformaciones ocurridas no son permanentes. Si se retira la carga antes de que el material alcance la tensión correspondiente al límite de proporcionalidad, la probeta recuperaría su longitud inicial al revertir completamente toda la deformación ocurrida. El comportamiento elástico del material se debe a la capacidad de las fuerzas intermoleculares de atracción de recuperar su estado de equilibrio original una vez que se eliminan las tensiones internas debido a la carga impuesta.

2. Rango Plástico:

Una vez superado el límite de proporcionalidad, las deformaciones ocurridas en el material son permanentes. Esto se debe a que ocurre un deslizamiento interno a nivel de los cristales del material (Vinnakota, 2006) el cual no puede ser revertido por las fuerzas intermoleculares. Si se continúa deformando el material, este llega a su punto de cedencia a partir del cual las deformaciones ocurridas son de gran magnitud ante pequeños incrementos de tensión. Posteriormente, el material continúa su *deformación plástica* ante virtualmente ningún incremento de tensión. Dicho comportamiento se evidencia en la zona horizontal del diagrama. Finalmente, el material presenta un fenómeno denominado *endurecimiento por deformación*, donde nuevamente requiere un incremento de tensiones para producir deformaciones adicionales. El rango de deformaciones comprendido entre el límite de proporcionalidad y el punto de endurecimiento por deformación es conocido como *rango plástico*.

Muchas veces resulta difícil distinguir entre el límite de proporcionalidad del material y el punto de cedencia, por lo que se asume que estos ocurren simultáneamente. En

consecuencia, usualmente se considera que el rango elástico está limitado por el punto de cedencia, a partir del cual se inicia el rango plástico.

3. Endurecimiento por Deformación:

Luego del rango plástico, en el que ocurren deformaciones incrementales ante una tensión constante, el material vuelve a modificar su comportamiento al requerir incrementos de tensión para que ocurran deformaciones adicionales. Esto se evidencia luego de la parte horizontal del diagrama, donde este adquiere de nuevo una forma incremental. Este fenómeno es conocido como *endurecimiento por deformación*, y es debido a que los granos del material son dislocados de sus posiciones originales al sufrir deformaciones plásticas (NDT Resource Center). Al ser dislocados, éstos adquieren una nueva estructura en la que se encuentran trabados unos con otros, disminuyendo su movilidad y aportando rigidez al material. Este comportamiento disminuye a medida que la deformación sigue incrementando, por lo que se produce un punto máximo conocido como Tensión Última.

4. Rango de Estricción:

Luego del punto de Tensión Última, el material disminuye su capacidad de resistir tensiones debido a las importantes deformaciones que han modificado su estructura interna. En esta etapa se acentúa la disminución en el área de sección transversal de la zona de falla. Este fenómeno es conocido como *estricción* y se desarrolla rápidamente hasta que el material llega al punto de fractura (Pytel & Singer, 2012).

Es importante mencionar que en el diagrama se puede trazar una curva alterna a partir del punto de Tensión Última en la que se evidencia un incremento de tensión en el material. Esto se debe a que esta curva es trazada considerando la tensión como la carga dividida entre el área de sección transversal real de la probeta durante su estricción. Por lo tanto, al provocarse una disminución del área la tensión cuantificada será de mayor magnitud. Sin embargo, la probeta no es capaz de resistir ninguna fuerza adicional, por lo que dicha curva alterna no tiene utilidad práctica.

2.1.2.2 Resistencia

Se define como las tensiones que un material es capaz de desarrollar antes de que ocurra una falla, como por ejemplo la fractura. Como ya se explicó anteriormente, el acero presenta diferentes comportamientos ante diferentes estados de deformación. Por lo tanto, existirán diferentes valores de resistencia de acuerdo con los criterios de falla que se deseen utilizar para una aplicación en específico. A continuación, se define la resistencia ante los estados de falla con mayor aplicación en la ingeniería:

- Resistencia a la Cedencia (F_y): Tensión que el material es capaz de soportar manteniéndose en el rango elástico.
- Resistencia Última (F_u): Tensión máxima que el material es capaz de soportar.

La resistencia del acero, al ser una propiedad mecánica, se ve afectada por su composición química. En términos generales, mientras mayor sea el contenido de carbono, mayor será la resistencia a la cedencia y la dureza del material. Sin embargo, un aumento del contenido de carbono en el acero suele disminuir su ductilidad, por lo tanto, se debe limitar para obtener un material deseable en aplicaciones estructurales. Otros elementos en el acero tales como el silicio y el manganeso también mejoran su resistencia, pero también disminuyen su ductilidad. Por otra parte, el azufre y el fósforo reducen la resistencia del acero y se intenta mantener su contenido lo más bajo posible en los procesos de fabricación.

Es importante mencionar que avances en la industria metalúrgica han permitido desarrollar aceros de alta resistencia con contenidos de carbono más elevados que los aceros estructurales típicos, sometidos a tratamientos térmicos y a la adición de elementos de aleación tales como el columbio (Massachusetts Institute of Technology, 1999), que mejoran sus propiedades mecánicas. De esta forma se obtiene un aumento de resistencia sin sacrificar ductilidad.

Los tratamientos térmicos comunes en la industria metalúrgica también afectan la resistencia del acero. Un tratamiento común es el templado, en el cual se calienta la pieza

a aproximadamente 900 °C y se enfría rápidamente al sumergir la pieza en agua o aceite (Vinnakota, 2006). El enfriamiento rápido causa que se formen estructuras granulares finas que permiten un aumento de la resistencia y la dureza del material. Sin embargo, el proceso de enfriamiento también ocasiona tensiones residuales importantes haciendo que el material sea vulnerable a la fractura y por ende se reduzca su ductilidad.

2.1.2.3 Rigidez

Se define rigidez como la relación entre las tensiones del material y su deformación. De tal forma, un material rígido será aquel que presente deformaciones moderadas ante grandes incrementos de tensión. A partir del diagrama de tensión vs. deformación se puede cuantificar la rigidez como la pendiente de la curva en cualquier punto. Tomando en cuenta que el acero presenta comportamiento variable, el cual fue descrito en la descripción del diagrama, se pueden obtener diferentes valores de rigidez para el material. Los valores de rigidez con mayor aplicación para propósitos de ingeniería se mencionan a continuación.

- Módulo de Elasticidad (E): Indica la rigidez del material en su rango elástico. Es importante mencionar que es en el rango elástico donde el material presenta mayor rigidez. Se obtiene a partir de la siguiente expresión:

$$E = \frac{\sigma}{\epsilon} \quad (2.3)$$

- **s** = Tensión
- **e** = Deformación

- Módulo de Endurecimiento por Deformación (E_{st}): Indica la rigidez en el rango de endurecimiento por deformación. Es un valor variable, ya que en este rango la relación entre tensión y deformación no es lineal. Usualmente, en promedio, corresponde a 1/50 del Módulo de Elasticidad en aceros estructurales (Vinnakota, S., 2006).
- Módulo de Elasticidad por Cortante (G): Se define como la relación entre la tensión cortante y la deformación unitaria que este produce, dentro del rango elástico del material. Este puede ser obtenido a partir de la siguiente expresión:

$$G = \frac{E}{2(1 + \mu)} \quad (2.4)$$

- μ = Relación de Poisson
- E= Módulo de Elasticidad

Es importante resaltar que la rigidez es una propiedad que no varía en su rango elástico para aceros estructurales. Esto se debe a que usualmente todos estos aceros tienen contenidos alrededor del 99% de hierro, por lo que su comportamiento elástico es similar. Sin embargo, como ya se ha mencionado, la composición del material, así como los tratamientos térmicos inducidos modifican propiedades como la ductilidad y el comportamiento en general del acero. Por esta razón la rigidez fuera del rango elástico puede ser variable entre diferentes aceros, lo cual se evidencia en diferencias en las formas de sus diagramas tensión vs. deformación.

2.1.2.4 Ductilidad

Se define como la capacidad de un material a ser sometido a grandes deformaciones sin que ocurra su rotura (Vinnakota, 2006). La forma más común de cuantificar esta propiedad es a partir del ensayo a tracción mediante la relación entre la elongación de la longitud calibrada y la longitud calibrada, expresada en porcentajes. Para el acero estructural los valores establecidos de ductilidad se encuentran entre el 15% al 20% para una longitud calibrada de 8 plg.

$$\delta = \frac{L - L_0}{L_0} * 100 \quad (2.5)$$

- δ : Porcentaje de Elongación
- L : Distancia entre puntos de longitud calibrada
- L_0 : Distancia de longitud calibrada

Es importante mencionar que el acero es un material que se destaca por su ductilidad, siendo capaz de desarrollar grandes deformaciones en el rango plástico antes de llegar a la rotura. Esto es una característica muy deseable para aplicaciones estructurales, sobre todo en estructuras sismorresistentes, ya que permite que el material desarrolle grandes deformaciones, disipando importantes cantidades de energía y evitando la ocurrencia de fallas repentinas.

Tal como se mencionó al describir la resistencia, la composición química del acero tiene importantes efectos sobre su ductilidad. Generalmente, mientras mayor sea el contenido de carbono, menor será la ductilidad del material. De igual forma ocurre con otros elementos tales como el manganeso, el azufre y el fósforo.

Los tratamientos térmicos también afectan la ductilidad del acero, y dependiendo de cuál se aplique, pueden incrementarla o disminuirla. A continuación, se desarrolla una breve explicación de cómo los tratamientos más comunes afectan esta propiedad

- Templado: Cuando el acero es sometido a este tratamiento, la microestructura del material se reacomoda en estructuras granulares finas, formando Acero Martensítico (Vinnakota, 2006). La forma de estas estructuras disminuye la posibilidad de que se produzcan dislocaciones entre los granos del material, evitando que este desarrolle deformaciones importantes sin fracturarse. Adicionalmente, este proceso de enfriamiento rápido genera tensiones residuales que también contribuyen con la rotura del material.
- Revenido: Este tratamiento consiste en calentar el material y dejar que se enfríe expuesto a la temperatura del ambiente. Este proceso contribuye con la ductilidad del material ya que permite que se descarguen tensiones internas o residuales.
- Recocido: Tratamiento que consiste en calentar el material hasta una temperatura superior a la crítica, mantener dicha temperatura por un periodo de tiempo y someterlo a un proceso de enfriamiento muy lento, generalmente disminuyendo la temperatura del horno en el que se calentó. Este proceso disminuye de forma importante las tensiones residuales generadas durante cualquier tipo de proceso durante la fabricación de piezas de acero, por ejemplo, su laminación en frío (SIDOR, 1982). De esta forma, se mejora la ductilidad del material, pero se puede disminuir la resistencia a la fluencia del acero.

2.1.2.5 Relación de Poisson

Cuando un material es sometido a tensiones en una dirección, por ejemplo, debido a tracción axial, también se producen deformaciones en la dirección transversal a la

dirección de las tensiones (Pytel & Singer, 2012). Para determinar la magnitud de dichas deformaciones, se utiliza la relación de Poisson; un coeficiente determinado experimentalmente a partir de la razón entre la deformación en la dirección de las tensiones y la deformación ocurrida en una dirección perpendicular.

2.1.2.6 Acero ASTM A1011 y ASTM A1018

En Venezuela, actualmente el principal productor de perfiles tubulares es la empresa Industrias UNICON, C.A. cuyo producto comercial son los Perfiles Tubulares Estructurales ECO – HSS. El acero utilizado en la fabricación de estos perfiles corresponde a las especificaciones ASTM A1011 y ASTM A1018. El tipo de acero a utilizar varía de acuerdo al espesor del perfil que se desea fabricar, utilizándose el acero ASTM A1011 para perfiles con un espesor menor a 6mm y el ASTM A1018 para perfiles con espesores iguales o mayores a 6mm. Los aceros utilizados en la fabricación de los perfiles ECO – HSS son de grado 50 y pueden ser tanto de categoría *Structural Steel (SS)* como *High Strength Low Alloy Steel (HSLAS)* para ambas especificaciones de acero. Los aceros de las especificaciones mencionadas cumplen con los requerimientos estipulados en la norma ASTM A500C, en la que se establecen los estándares de fabricación para tubos estructurales de acero al carbono conformados en frío. La clasificación normativa de fabricación (A500C) es la utilizada para obtener las propiedades mecánicas del material para propósitos de diseño de estructuras con perfiles tubulares.

A continuación, se presentan las propiedades mecánicas y la composición química para los aceros utilizados en la fabricación de los perfiles mencionados. Los valores presentados fueron obtenidos a partir del catálogo de productos de la empresa SSAB Swedish Steel Ltd.

Tabla 2-1 – Componentes químicos en las especificaciones de acero ASTM A1011 HSLAS Gr50 y ASTM A1018 HSLAS Gr50

Componentes del Material	ASTM A1011	ASTM A1018
Carbono (C)	0.23%	0.23%
Manganeso (Mn)	1.35%	1.50%
Niquel (Ni)	0.20%	0.40%
Cobre (Cu)	0.20%	0.40%
Cromo (Cr)	0.15%	0.30%
Molibdeno (Mo)	0.06%	0.12%
Azufre (S)	0.04%	0.04%
Fosforo (P)	0.04%	0.04%

Tabla 2-2 – Propiedades mecánicas de los aceros de especificación ASTM A1011 HSLAS Gr50 y ASTM A1018 HSLAS Gr50

Propiedades Mecánicas	ASTM A1011	ASTM A1018
Tension de Agotamiento a Traccion (Fu)	4570 Kg/cm ²	4570 Kg/cm ²
Tension Cedente (Fy)	3515 Kg/cm ²	3515 Kg/cm ²
Deformacion de Rotura**	22%	20%

Anteriormente, la mayoría de los aceros de alta resistencia eran obtenidos utilizando un contenido de carbono más elevado que otros aceros estructurales tales como el ASTM A-36, lo cual estaba asociado a una disminución de la ductilidad del acero. Sin embargo, en la actualidad se ha generalizado el uso de aceros aleados tales como los *High Strength Low Alloy Steel* (HSLAS). El uso de metales de aleación permite hacer modificaciones en la composición química del acero para aumentar su resistencia sin comprometer sus propiedades mecánicas. Es importante mencionar que los perfiles ECO – HSS anteriormente eran fabricados utilizando acero de especificación ASTM A572 Gr50. Los aceros utilizados actualmente para la fabricación de los perfiles obedecen una especificación más vigente, la cual le asigna mejoras en sus propiedades mecánicas, propiedades de soldabilidad y maleabilidad. De esta forma, las especificaciones ASTM A1011 y A1018 tienen una composición química que garantiza que los aceros fabricados sean de alta resistencia sin comprometer sus características de ductilidad.

2.2 Perfiles Tubulares de Acero Estructural

Los perfiles tubulares de acero estructural son miembros de sección transversal cerrada, ampliamente utilizados hoy en día en la construcción de edificaciones. Estos perfiles presentan diversas ventajas que los hacen deseables para ser utilizados en aplicaciones estructurales. Entre ellas se destacan los beneficios arquitectónicos asociados al uso de perfiles tubulares tales como la diversidad de sus formas (circular, cuadrada y rectangular), su apariencia estética y la facilidad para generar cerramientos con paredes. Otra ventaja del uso de estos perfiles en aplicaciones estructurales es su comportamiento ante solicitaciones de torsión y flexión en dos direcciones ya que su sección se caracteriza por tener el material distribuido uniformemente alrededor de su eje axial y alejado de este, lo cual les asigna valores altos de radio de giro y módulo de torsión. Adicionalmente, los perfiles tubulares de sección cuadrada presentan los mismos valores de inercia con respecto los dos ejes principales de su sección. Esto los hace ideales para ser utilizados como columnas, las cuales deben ser diseñadas para solicitaciones a flexo-compresión en ambas direcciones principales.

Adicionalmente, la forma cerrada de estos perfiles sin bordes afilados reduce el área a ser protegida contra la corrosión periódicamente y prolonga la duración de los tratamientos anticorrosivos aplicados al perfil durante su fabricación (Wardenier, Packer, Zhao, van der Vegte, 2010). La forma de estos perfiles también presenta ventajas en la protección de los miembros de acero a las altas temperaturas ocasionadas por incendios. Esto se debe a que las secciones pueden ser rellenas con concreto, siendo capaz de disipar de forma eficiente el calor generado. De esta forma se puede prolongar el tiempo de resistencia de los miembros estructurales ante las elevadas temperaturas ocurridas en caso de incendio.

Sin embargo, los perfiles tubulares también presentan algunas desventajas las cuales deben ser consideradas en el diseño de las estructuras que los utilicen. Una importante desventaja es referente a la ductilidad de los perfiles. Debido a las ventajas en el comportamiento a compresión, torsión y flexión, los perfiles tubulares suelen ser contruidos con paredes de bajo espesor, las cuales pueden presentar problemas de

esbeltez. Por esta razón, en el diseño se debe prestar especial atención al estado límite de *Pandeo Local* de sus elementos.

Otra desventaja de estos perfiles es referente al diseño de sus conexiones. La unión entre secciones tubulares puede ser compleja tanto en aspectos constructivos como en la determinación de las tensiones generadas en la conexión. Sin embargo, los avances en la tecnología de ensayos y análisis han permitido que se desarrollen muchas investigaciones referentes a las conexiones entre estos perfiles, permitiendo la publicación de manuales y guías de diseño donde se presentan recomendaciones para todos los tipos de conexiones más comunes.

2.2.1 Proceso de Fabricación de los Perfiles

Existen dos tipos de perfiles tubulares de acuerdo con su proceso de fabricación: los perfiles soldados y los perfiles sin cordón de soldadura. Los perfiles sin cordón de soldadura son fabricados a partir de una barra de acero la cual es calentada para posteriormente ser perforada longitudinalmente con un mandril. De esta forma se obtiene un tubo circular, al que se puede modificar su forma para obtener cualquier geometría de sección deseada. Este proceso de fabricación presenta varias desventajas, entre las cuales se destacan una pérdida importante de material, así como limitaciones en sus dimensiones. Para aplicaciones estructurales suele ser más común el uso de perfiles soldados, los cuales son formados a partir de planchas de acero dobladas para producir una sección tubular la cual es cerrada mediante un cordón de soldadura (González, & Safina, 2011).

Como ya se mencionó anteriormente, el principal productor de perfiles tubulares para aplicaciones estructurales en Venezuela es la empresa Industrias UNICON, C.A., quienes fabrican la serie comercial denominada Perfiles Tubulares Estructurales ECO – HSS. Estos perfiles son fabricados a partir de planchas de acero de especificación ASTM A1011 y ASTM A1018, cumpliendo con los requerimientos de la especificación ASTM A500C para la fabricación de tubos estructurales de acero establecidos por la norma. El proceso de

fabricación descrito a continuación es referente específicamente al utilizado por dicha empresa en la producción de los perfiles.

Se utiliza como materia prima bobinas de planchas de acero, las cuales son cortadas hasta obtener un ancho de igual dimensión que el perímetro de la sección transversal deseada. Posteriormente las planchas de acero cortadas son moldeadas por una serie de rodillos hasta formar un tubo circular. Para cerrar la sección, se requiere que los bordes de la plancha sean soldados. Para esto se utiliza una Soldadura por Resistencia (EWR) empleando trenes laminadores y equipos soldadores de alta y mediana frecuencia.

La Soldadura EWR consiste en un proceso termo mecánico en el que los extremos del material que se desean soldar son calentados mediante la inducción de corriente eléctrica y sometida a presión para lograr su unión (Amada Miyachi America). Para esto, se utilizan electrodos que sin tocar directamente al material forman un campo magnético a través del cual se transfiere corriente eléctrica a la zona de soldadura. La corriente eléctrica inducida es capaz de generar altas temperaturas, cercanas a la de fusión del metal. Simultáneamente, se ejerce presión entre los extremos que se desean soldar logrando que se forme la unión del material. En el caso de los perfiles tubulares, la plancha de acero moldeada a una sección transversal circular es sometida a presión al pasarla por trenes laminadores. Los trenes laminadores consisten en una serie de rodillos entre los que se pasa el tubo formado, ejerciendo la presión requerida en el proceso de soldadura.

Una vez conformado el tubo de acero, la parte exterior del cordón de soldadura es sometida a un proceso de desbarbado para lograr una superficie externa totalmente lisa. Posteriormente se somete el tubo de acero a otra serie de rodillos los cuales modifican la forma del tubo hasta obtener la geometría de sección transversal deseada. Es importante destacar que todas las deformaciones mecánicas requeridas para la formación de los perfiles son realizadas en frío, por lo que se generan importantes tensiones residuales en el material. De forma análoga, también se generan tensiones residuales debido a las diferencias de temperatura ocurridas durante el proceso de soldadura.

La última etapa en el proceso de fabricación de los perfiles tubulares consiste en someterlos a diferentes tratamientos para mejorar sus propiedades de acuerdo con las aplicaciones a las cuales este destinado su uso. Entre estos procesos se destacan tratamientos térmicos para aliviar las tensiones residuales, galvanizado en caso de que se quiera evitar corrosión y roscado en caso de que sean destinados a formar tuberías. Finalmente, los perfiles son sometidos a ensayos destructivos y no destructivos para garantizar su calidad y validar que cumplan con los estándares establecidos para los tubos estructurales ASTM A500C.

2.2.2 Tensiones Residuales

Las tensiones residuales son tensiones presentes en los materiales las cuales se mantienen aun cuando estos no están sometidos a ninguna carga externa. Dichas tensiones se generan principalmente por diferencias térmicas en distintas zonas del material o por deformaciones plásticas inducidas durante el proceso de fabricación. Sin embargo, estas tensiones deben estar en equilibrio para poder existir cuando el material este en reposo, ocurriendo tensiones de tracción en algunas zonas del material y de compresión en otras zonas. Por esta razón, las tensiones residuales no limitan directamente la capacidad de los miembros, pero si modifican su comportamiento, particularmente a compresión (SIDOR, 1982). En esta sección se mencionan los principales mecanismos de formación de las tensiones residuales, así como su influencia en la capacidad de los miembros que estén sometidos a ellas.

2.2.2.1 Tensiones Residuales Generadas por Deformaciones Plásticas

Cuando un material sufre deformaciones plásticas por una carga impuesta y posteriormente se descarga, esta cumple una relación elástica de Tensión vs. Deformación. Si se graficara dicha descarga, representaría una recta prácticamente paralela al rango elástico del material. Por esta razón, al llegar a tensión de magnitud cero el material presenta una deformación equivalente a la incurrida en el rango plástico.

La descarga del material se puede representar con una carga de igual magnitud a la inicial que sometió el material más allá de la cedencia, pero con signo contrario. Como se mencionó en el párrafo anterior, la descarga del material cumple una relación elástica, por lo que la carga asumida también debe ser elástica (Pytel & Singer, 2012). Si se superponen los diagramas de tensión de la sección, se obtiene una distribución de tensiones internas equivalentes a una carga externa de magnitud cero. Dicha distribución de tensiones representa la magnitud de las tensiones residuales producidas al someter un material a deformaciones plásticas. En la figura 2-4 se muestran las tensiones durante el proceso de descarga, y las tensiones residuales para una barra circular sometida a torsión.

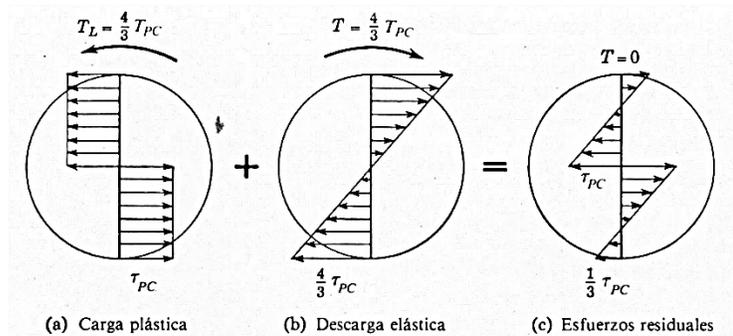


Figura 2-3 – Tensiones Residuales en la Torsión – [Figura 14 –6 (Pytel & Singer, 2012)]

Tal como fue descrito en la sección 2.1, para la fabricación de perfiles tubulares rectangulares se somete el tubo conformado de sección circular a una serie de rodillos para modificar su forma hasta lograr la geometría deseada. Esto implica que los perfiles sufran deformaciones plásticas en las esquinas y por lo tanto se generen las tensiones residuales descritas. En el caso particular de los perfiles tubulares las tensiones residuales generadas en las esquinas son de tracción en su cara externa y de compresión en su cara interna, en dirección perpendicular al eje longitudinal del miembro.

En la investigación realizada por Fadden, M. (2013) se realizó un estudio de la influencia de las tensiones residuales en los perfiles tubulares, evaluando como estas producían variaciones en las propiedades mecánicas del material en diferentes zonas de la sección de los perfiles. Para esto se realizaron ensayos a tracción de 114 cupones extraídos de diferentes zonas de la sección de 11 perfiles evaluados. En la investigación se concluyó

que el material de las esquinas de los perfiles no presente diferencias importantes en la resistencia con respecto a las paredes, pero si vio afectada su ductilidad.

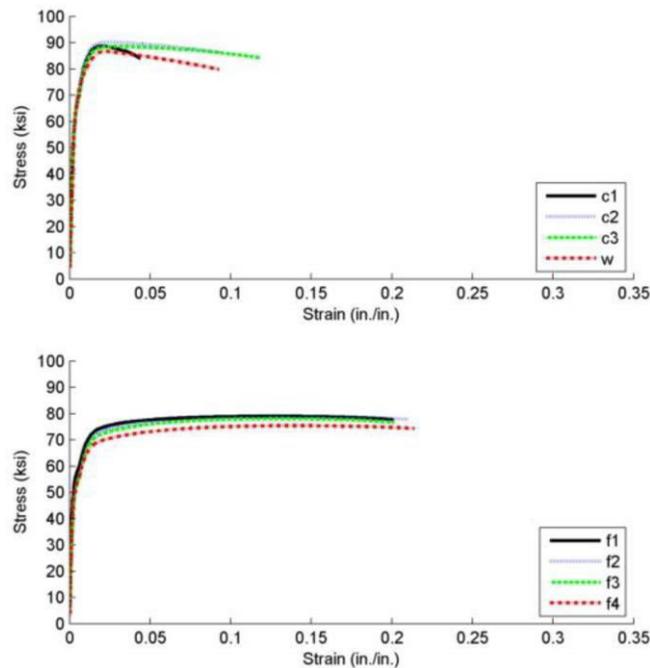


Figura 2-4 – Propiedades Mecánicas del Material en Diferentes Zonas de los Perfiles –
[Figure 3.3 (e) HSS 8x8x1/4 stress-strain (Fadden, 2013)]

En la sección 2.2.2.3 de este trabajo se explica a detalle la influencia de las tensiones residuales sobre la ductilidad de los materiales. En la figura 2-5 se muestran las curvas de tensión vs. deformación para uno de los perfiles evaluados en la investigación citada, donde las curvas identificadas con la letra “C” corresponden al material de las esquinas, las identificadas con la letra “f” corresponden al material de las paredes del perfil y las identificadas con la letra “w” corresponden a la zona de afectación térmica de la soldadura del perfil.

2.2.2.2 Tensiones Residuales Generadas por Diferencias de Temperatura

Cuando los miembros de acero son sometidos a procesos que impliquen cambios de temperatura, puede ocurrir que algunas zonas se enfríen más rápido que otras. Las zonas del material que se enfrían con mayor rapidez se solidificarán primero, adquiriendo rigidez e impidiendo la contracción natural por enfriamiento de las zonas adyacentes. Debido a

dicho impedimento las zonas adyacentes desarrollaran tensiones de tracción remanentes luego de enfriarse ya que no pudieron desarrollar la contracción correspondiente a su gradiente térmico.

Este fenómeno es característico en los procesos de laminación de los perfiles en I. En estos perfiles, las uniones entre el alma y las alas presentan mayor concentración de material con poca superficie expuesta, en comparación con los extremos de las alas o el centro del alma. Por lo tanto, las uniones tardaran más en enfriarse que las zonas adyacentes de la sección. Cuando los perfiles se enfrían luego del proceso de laminación, la unión entre el alma y el ala queda a tracción ya que su contracción por enfriamiento está restringida por las zonas adyacentes previamente solidificadas.

Durante los procesos de soldadura en la fabricación de los perfiles se generan tensiones residuales de forma similar a la descrita anteriormente. Cuando los perfiles son sometidos a tratamientos térmicos, también ocurren fenómenos que obedecen el comportamiento descrito y pueden ser utilizados para aliviar las tensiones residuales en los miembros. En el caso de los perfiles tubulares, estos requieren de un proceso de soldadura para la formación de su sección el cual genera tensiones residuales en el perfil formado. Sin embargo, estas no son de magnitud influyente para ser consideradas en la descripción de su comportamiento (Fadden, 2013).

2.2.2.3 Influencia de las Tensiones Residuales en el Comportamiento de Miembros Estructurales

Tal como se mencionó anteriormente, las tensiones residuales se encuentran en equilibrio, por lo que no modifican directamente la capacidad de los miembros que estén sometidos a ellas. Sin embargo, estas tensiones alteran el comportamiento elastoplástico de los miembros, ya que, si se impone una carga externa de igual signo que la tensión residual en una zona en particular, dicha zona llegara a la cedencia antes de que la tensión externa alcance magnitud F_y . En las zonas donde la tensión residual tenga signo contrario

ocurre el fenómeno inverso, y la tensión externa deberá ser mayor a F_y para que dicha zona llegue a la cedencia.

El comportamiento descrito en el párrafo anterior demuestra que la sección será capaz de desarrollar tensiones externas de igual magnitud que F_y , por lo que la capacidad del miembro no disminuye debido a las tensiones residuales. Sin embargo, debido a que algunas zonas alcanzan la cedencia antes que las tensiones externas sean de magnitud F_y , el miembro no pasara directamente del rango elástico al rango plástico. En cambio, el miembro presentara una disminución tanto del rango elástico como del plástico debido a la cedencia prematura de algunas zonas y a la resistencia adicional de otras zonas.

En la figura 2-6 se presenta una comparación esquemática del diagrama tensión vs. deformación para miembros con tensiones residuales y sin tensiones residuales. Se observa una disminución en el límite de proporcionalidad en miembros sometidos a tensiones residuales, así como una prolongación de la transición entre el rango plástico y el rango elástico del material.

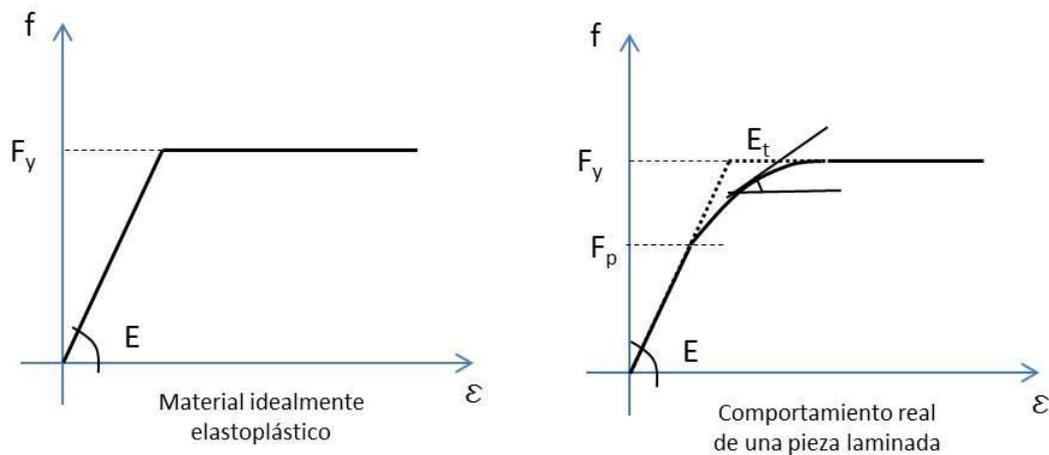


Figura 2-5 – Comportamiento Real de Miembros Comprimidos en Curva de Tensión vs Deformación. (Velásquez, J.M.)

2.2.2.4 Influencia de las Tensiones Residuales en la Capacidad de Miembros a Compresión

La capacidad de miembros sometidos a compresión axial se determina a partir de la carga crítica establecida por la ecuación de Euler, la cual corresponde a la máxima compresión axial para que los miembros no fallen por pandeo en función de su esbeltez. Sin embargo, la ecuación de Euler únicamente es válida para el rango elástico de los miembros y una vez que la tensión crítica determinada supere a F_y , la capacidad del miembro corresponderá a la tensión de cedencia.

Tal como se muestra en la figura 2-7, los miembros que experimentan tensiones residuales presentan un rango elastoplástico y no pasan directamente de comportamiento elástico a comportamiento plástico. Por esta razón, en dicho rango no es aplicable la ecuación de Euler para determinar la carga crítica. En la figura 2-7 (izquierda) se muestra la carga crítica por compresión axial para miembros reales (sometidos a tensiones residuales), donde se evidencia una disminución de la capacidad del miembro en la zona correspondiente al rango de comportamiento elastoplástico. La curva utilizada para determinar la carga crítica en dicho rango es una curva parabólica determinada por F. Bleich obtenida a partir de investigaciones experimentales (Velásquez).

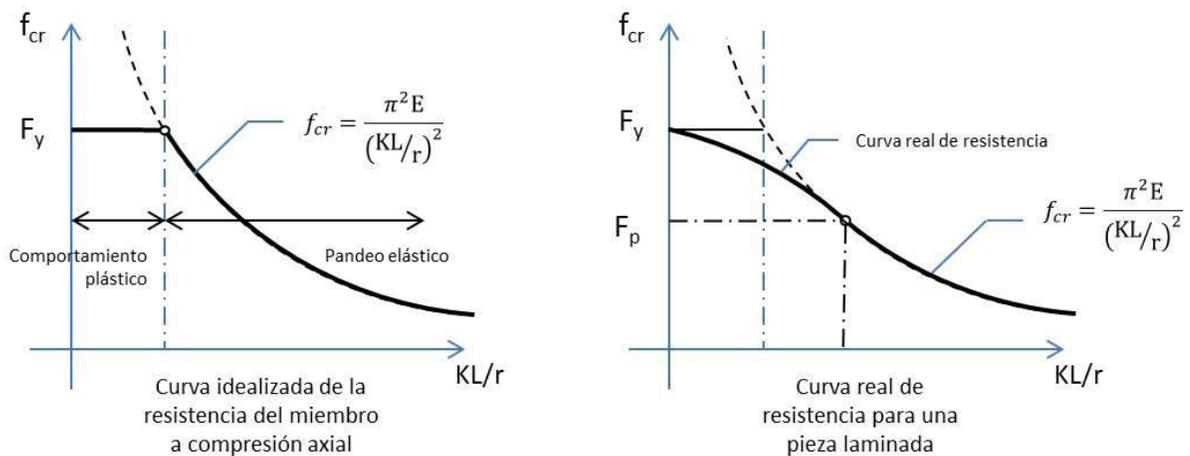


Figura 2-6 – Comportamiento Real de Miembros Comprimidos en la Curva de Resistencia a Compresión Axial (Velásquez, J.M.)

2.2.3 Ductilidad de los Perfiles Tubulares

La Norma AISC 360–10 “*Specification for Structural Steel Buildings*”, clasifica las secciones estructurales de acero de acuerdo con su ductilidad para resistir tensiones de compresión debido a acciones de compresión o de flexión. La ductilidad de la sección está determinada por la capacidad de sus elementos de desarrollar las deformaciones plásticas (y por ende las tensiones asociadas) requeridas para alcanzar la tensión última del material. Este comportamiento ideal de las secciones se puede ver limitado por la esbeltez de sus elementos, los cuales por características geométricas pueden tener una carga crítica menor a la correspondiente a la tensión última o incluso de cedencia de la sección del miembro. Este fenómeno es conocido como Pandeo Local, y es función de la relación ancho espesor (esbeltez) del elemento.

De acuerdo con la esbeltez de los elementos de una sección, el pandeo local puede llegar a ocurrir en cualquier punto del rango plástico o incluso en el rango elástico del elemento, impidiendo que este desarrolle las tensiones y deformaciones esperadas. La consideración de este fenómeno es de gran importancia para el diseño de miembros de acero, ya que puede ocasionar fallas frágiles que impiden que el miembro llegue a la cedencia, disminuyendo su resistencia en forma considerable. Adicionalmente, si no se desarrollan las deformaciones esperadas en el rango plástico, el miembro no será capaz de redistribuir las tensiones a otros miembros de la estructura, debido a la formación de rótulas plásticas. Este efecto es particularmente indeseable en el comportamiento sismorresistentes de las estructuras.

La norma AISC 360 –10 también clasifica las secciones de acuerdo su relación ancho espesor en Esbeltas y No Esbeltas para solicitaciones de compresión y en Compactas, No Compactas y Esbeltas para solicitaciones de Flexión. Adicionalmente, en la Norma AISC 341–16 “*Seismic Provisions for Structural Steel Buildings*” se establece una clasificación adicional de las secciones para propósitos sismorresistentes, clasificándolas como secciones de Alta Ductilidad o Moderada Ductilidad. Esta última clasificación está destinada al diseño de estructuras sismorresistentes, por lo que establece valores

limitantes de esbeltez mucho más rigurosos. En términos generales, las secciones Compactas son capaces de desarrollar rotaciones aproximadamente tres veces mayores que las correspondientes a su deformación por cedencia, mientras que en las Compactas Sísmicas dicho valor es del orden de seis o siete veces (Loges, 2016). Los valores limitantes de esbeltez para secciones de acero son presentados en las tablas B4.1 (a) y B4.1 (b) de la norma AISC 360–10 y en la tabla D1 de la AISC 341 –16.

Es importante mencionar que los Perfiles Tubulares Estructurales ECO–HSS se distinguen por tener paredes de poco espesor. La ductilidad de estos perfiles es limitada por lo que se recomienda que se utilicen como miembros estructurales no pertenecientes al sistema sismorresistente de las estructuras o que se utilicen para formar secciones mixtas rellenas de concreto. A continuación, se presenta una serie de tablas en donde se clasifican las secciones de los Perfiles Tubulares Estructurales ECO–HSS de acuerdo a su ductilidad, siguiendo los criterios normativos de esbeltez de las normas ya mencionadas.

Tabla 2-3 – Valores límite para relación de esbeltez local

Límites de Ductilidad	Alma	Ala
Compresión		
Esbeltas/No Esbeltas (λ_r)	34.22	34.22
Flexo –Compresión		
Esbeltas/No Compactas (λ_r)	139.32	34.22
Compactas (λ_p)	59.15	27.38
Sistema Sismorresistente		
Miembros de Moderada Ductilidad (λ_{md})	25.30	25.30
Miembros de Alta Ductilidad (λ_{hd})	13.93	13.93

*Alma: paredes perpendiculares al eje de rotación de la sección.

*Ala: paredes paralelas al eje de rotación de la sección.

Tabla 2-4 – Clasificación según ductilidad de los Perfiles ECO – HSS de sección rectangular

Sección	Espesor Nominal (t)	h (mm)	b (mm)	Radio Externo (RE) (mm)	(h-RE)/t	(b-RE)/t	Clasificación de Sección
80x40	2.25	80.00	40.00	6.75	29.56	11.78	Compacta
100x40	2.25	100.00	40.00	6.75	38.44	11.78	Compacta
120x60	2.50	120.00	60.00	7.50	42.00	18.00	Compacta
140x60	3.00	140.00	60.00	9.00	40.67	14.00	Compacta
160x65	3.40	160.00	65.00	10.20	41.06	13.12	Compacta
180x65	4.00	180.00	65.00	12.00	39.00	10.25	Compacta
200x70	4.30	200.00	70.00	12.90	40.51	10.28	Compacta
220x90	4.50	220.00	90.00	13.50	42.89	14.00	Compacta
260x90	5.50	260.00	90.00	16.50	41.27	10.36	Compacta
300x100	5.50	300.00	100.00	16.50	48.55	12.18	Compacta
300x100	7.00	300.00	100.00	21.00	36.86	8.29	Compacta
320x120	7.00	320.00	120.00	21.00	39.71	11.14	Compacta
320x120	9.00	320.00	120.00	27.00	29.56	7.33	Compacta
350x170	9.00	350.00	170.00	27.00	32.89	12.89	Compacta
350x170	11.00	350.00	170.00	33.00	25.82	9.45	Compacta

Tabla 2-5 – Clasificación según ductilidad de los Perfiles ECO – HSS de sección cuadrada

Sección	Espesor Nominal (t)	b=h (mm)	Radio Externo (mm)	Relación Ancho Espesor	Clasificación de Sección
60x60	2.25	60.00	6.75	20.67	Moderada Ductilidad
70x70	2.25	70.00	6.75	25.11	Moderada Ductilidad
90x90	2.50	90.00	7.50	30.00	No Compacta
100x100	3.00	100.00	9.00	27.33	Compacta
110x110	3.40	110.00	10.20	26.35	Compacta
120x120	4.00	120.00	12.00	24.00	Moderada Ductilidad
135x135	4.30	135.00	12.90	25.40	Compacta
155x155	4.50	155.00	13.50	28.44	No Compacta
175x175	5.50	175.00	16.50	25.82	Compacta
200x200	5.50	200.00	16.50	30.36	No Compacta
200x200	7.00	200.00	21.00	22.57	Moderada Ductilidad
220x220	7.00	220.00	21.00	25.43	Compacta
220x220	9.00	220.00	27.00	18.44	Moderada Ductilidad
260x260	9.00	260.00	27.00	22.89	Moderada Ductilidad
260x260	11.00	260.00	33.00	17.64	Moderada Ductilidad

Tabla 2-6 – Clasificación según ductilidad de la línea de Perfiles ECO – HSS de sección cuadrada para uso en aplicaciones sismorresistentes

Sección	Espesor Nominal (t)	b=h (mm)	Radio Externo (mm)	Relación Ancho Espesor	Clasificación
100x100	6.00	100.00	18.00	10.67	Alta Ductilidad
120x120	7.20	120.00	21.60	10.67	Alta Ductilidad
135x135	8.00	135.00	24.00	10.88	Alta Ductilidad
155x155	9.20	155.00	27.60	10.85	Alta Ductilidad
175x175	10.50	175.00	31.50	10.67	Alta Ductilidad
200x200	10.50	200.00	31.50	13.05	Alta Ductilidad

Se puede observar en las tablas anteriores que la mayoría de los perfiles disponibles en el mercado venezolano no cumplen con las exigencias para ser considerados miembros de alta ductilidad según la norma AISC 341–16. Adicionalmente, un gran número de perfiles no cumplen con las exigencias mínimas de la mencionada norma para ser considerados miembros de moderada ductilidad, por lo que se debe prestar especial atención a la selección de las secciones que se deseen emplear en una estructura ubicada en zona sísmica. Sin embargo, en la tabla 2-6 se presentan una serie de secciones que la empresa Industrias UNICON, C.A. diseñó recientemente para ser empleados como parte del sistema sismorresistente de una edificación. Como se puede observar en la tabla, todos estos perfiles cumplen con la exigencia más alta de la norma AISC 341–16, por lo que pudieran ser utilizados en aplicaciones sismorresistentes.

2.2.4 Comportamiento a Tracción

Los perfiles tubulares no presentan ninguna particularidad en cuanto a su comportamiento a tracción. Su capacidad simplemente se determina como la tensión que los miembros son capaces de resistir a tracción, minorando las cargas aceptables según los criterios de diseño empleados. Según la norma AISC 360 –10, la capacidad de los perfiles a tracción se determina con el mayor valor de las siguientes ecuaciones:

$$P_n = F_y * A \quad (2.6) \quad \Phi = 0.90$$

- P_n : Resistencia axial nominal
- A : Área total de sección

$$P_u = F_u * A_e \quad (2.7) \quad \Phi = 0.75$$

- A_e : Área efectiva neta de sección
- Φ : Factor de resistencia

2.2.5 Comportamiento a Compresión

Según la norma AISC 360 –10, se consideran dos estados límites en el diseño de perfiles tubulares sometidos a tensiones de compresión. Dichos estados límites son el Pandeo Flexional del miembro y el Pandeo Local de los elementos de su sección transversal. Estos perfiles presentan algunas ventajas y desventajas con respecto a otras secciones estructurales de acuerdo con su comportamiento ante los estados límites mencionados. En cuanto al pandeo flexional, la sección tubular resulta favorable, ya que la concentración de material alejada de su centro les asigna valores de radio de giro más elevados que otras secciones tales como los perfiles en I. Sin embargo, en cuanto al pandeo local, las secciones tubulares presentan desventajas con respecto a otras secciones estructurales debido a los bajos espesores de sus paredes, limitando su ductilidad.

A continuación, se presentan las ecuaciones propuestas por la norma AISC 360 –10 para determinar la capacidad ante el estado límite de pandeo flexional para miembros de acero con elementos esbeltos. Se utilizan estas ecuaciones tomando en cuenta que los Perfiles Tubulares Estructurales ECO-HSS tienen elementos esbeltos, según lo indicado anteriormente.

$$P_n = F_{cr} * A \quad (2.8)$$

$$\Phi_c = 0.90$$

$$F_{cr} = Q * \left[0.658 \frac{Q * F_y}{F_e} \right] * F_y \quad \text{si} \quad \frac{K * L}{R} \leq 4.71 * \sqrt{\frac{E}{Q * F_y}} \quad \text{Pandeo Inelástico}$$

$$F_{cr} = 0.877 * F_e \quad \text{si} \quad \frac{K * L}{R} > 4.71 * \sqrt{\frac{E}{Q * F_y}} \quad \text{Pandeo Elástico}$$

$$F_e = \frac{\pi^2 * E}{(K * \frac{L}{r})^2}$$

- Fcr: Tensión crítica
- L: Longitud del miembro
- K: Coeficiente dependiente de la condición de apoyo
- r: Radio de giro
- Q: 1 para miembros de sección compacta y no compacta con sus elementos sometidos a compresión uniforme. Para secciones con elementos esbeltos:

$$\frac{b}{t} > 1.40 * \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad \text{o} \quad \frac{h}{t} > 1.40 * \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$Q = \frac{A_{ef}}{A}$$

$$A_{ef} = A - \sum t * (b - b_e) \quad b_e = 1.92 * t * \sqrt{\frac{E}{f}} * \left[1 - \frac{0.38}{\left(\frac{b}{t}\right)} * \sqrt{\frac{E}{F_y}} \right] \leq b \quad f = \frac{P_n}{A_{ef}}$$

- b: ancho del elemento de pared
- t: espesor de 35diseño del elemento de pared

2.2.6 Comportamiento a Flexión

En términos generales, los perfiles tubulares resultan menos económicos que secciones equivalentes tipo I y H ante la flexión con respecto a su eje principal (Wardenier et al., 2010). Sin embargo, estos perfiles presentan valores altos de módulo de torsión debido a la concentración de material alejado de su centro, brindándoles estabilidad y evitando que sean vulnerables a estados límites tales como Pandeo Torsional y Pandeo Flexional Torsional. Adicionalmente, los perfiles tubulares presentan ventajas con respecto a secciones equivalentes en caso de que el miembro este sometido a flexión con respecto a sus dos ejes principales. Dicha ventaja se ve acentuada para perfiles tubulares con sección cuadrada.

Según la norma AISC 360 –10 se consideran dos estados límites en el diseño de perfiles tubulares sometidos a flexión. Dichos estados límites son la cedencia del miembro y el

pandeo local de sus elementos. Como ya se ha indicado anteriormente, los Perfiles Tubulares Estructurales ECO –HSS son particularmente vulnerables al pandeo local debido a los bajos espesores de sus paredes.

A continuación, se presentan las ecuaciones propuestas para determinar la capacidad a flexión de perfiles tubulares de sección rectangular y cuadrada. Es importante mencionar que las ecuaciones denominan las paredes perpendiculares al eje de rotación de la sección como Alas y las paralelas al eje como Almas.

1. Cedencia del Miembro

$$M_n = M_p = F_y * Z \quad (2.9)$$

- M_n : Resistencia Nominal a Flexión
- M_p : Momento de Sección Plástica
- S : Modulo de Sección Elástico
- Z : Modulo de Sección Plástico
- b : Ancho del Ala
- h : Altura del Alma

2. Pandeo Local del Ala

a) Ala no compacta:

$$M_n = M_p - (M_p - F_y * S) \left[3.57 * \left(\frac{b}{t} \right) \sqrt{\frac{F_y}{E}} - 4 \right] \leq M_p \quad 1.12 \sqrt{\frac{E}{F_y}} < \frac{b}{t} \leq 1.40 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad (2.10)$$

b) Ala esbelta:

$$M_n = F_y * S_{ef} \quad (2.11) \quad \frac{b}{t} > 1.40 * \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

S_{ef} : Modulo de Sección determinado con Ancho efectivo b_e

$$b_e = 1.92 * t * \sqrt{\frac{E}{f}} * \left[1 - \frac{0.38}{\left(\frac{b}{t} \right)} * \sqrt{\frac{E}{F_y}} \right] \leq b$$

3) Pandeo Local del Alma: (Solo para secciones no compactas y esbeltas)

$$M_n = M_p - (M_p - F_y * S) * \left[0.305 * \left(\frac{h}{t} \right) * \sqrt{\frac{F_y}{E}} - 0.738 \right] \leq M_p \quad (2.12)$$

2.2.7 Comportamiento a Corte

Los perfiles tubulares presentan ventajas en su resistencia al corte con respecto a secciones tipo I y H ya que poseen dos elementos como almas, lo cual les asigna mayor área para resistir las tensiones de corte. Según la norma AISC 360 –10, para determinar la capacidad de los perfiles tubulares al corte, no se deben considerar los campos de tracciones generados en la resistencia post pandeo del miembro.

A continuación, se presentan las ecuaciones propuestas para determinar la capacidad al corte de perfiles tubulares de sección cuadrada.

$$V_n = 0.6 * F_y * A_w * C_v \quad (2.9)$$

- V_n : Resistencia Nominal de Corte
- A_w : Área del alma
- C_v : Coeficiente de corte del alma, calculado con las siguientes ecuaciones.

$$C_v = 1 \qquad \frac{h}{t} \leq 2.45 * \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$C_v = \frac{2.46}{h/t} * \sqrt{\frac{E}{F_y}} \qquad \frac{2.46}{h/t} * \sqrt{\frac{E}{F_y}} \leq \frac{h}{t} \leq 3.07 * \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$C_v = \frac{7.55 * E}{(\frac{h}{t})^2 * F_y} \qquad \frac{h}{t} > 3.07 * \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

2.2.8 Comportamiento a Torsión

Los perfiles tubulares tienen las secciones más eficientes para resistir momentos de torsión, debido a que el material se encuentra alejado y uniformemente distribuido de su eje polar. Dicha ventaja de estas secciones se cuantifica en su módulo de torsión (momento polar de inercia, J), el cual presenta valores aproximadamente 200 veces mayores que el de otras secciones equivalentes (Wardenier et al.,2010). Por esta razón,

los perfiles tubulares son ideales para ser utilizados como miembros estructurales sometidos a torsión.

Según la norma AISC 360 –10, los estados límites que rigen el diseño de perfiles tubulares a torsión son la Cedencia Torsional y el Pandeo Torsional del miembro. A continuación, se presentan las ecuaciones propuestas para la determinación de la capacidad de estos perfiles a torsión.

$$T_n = F_{cr} * C \quad (2.10) \quad \phi_t = 0.90$$

$$F_{cr} = 0.6 * F_y \quad \frac{h}{t} \leq 2.45 * \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$F_{cr} = 0.6 * F_y * \frac{2.45}{h/t} * \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad \frac{2.46}{h/t} * \sqrt{\frac{E}{F_y}} \leq \frac{h}{t} \leq 3.07 * \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$F_{cr} = \frac{4.52 * E}{\left(\frac{h}{t}\right)^2} \quad 3.07 * \sqrt{\frac{E}{F_y}} < \frac{h}{t} \leq 260$$

• T_n : Resistencia Torsional Nominal • C : Constante Torsional para Secciones Tubulares

2.3 Soldaduras Utilizadas en Conexiones entre Perfiles Tubulares

La soldadura es el procedimiento más económico y eficiente para unir piezas de metal de forma permanente. Este procedimiento es ampliamente utilizado en la construcción de edificaciones debido a que presenta diversas ventajas en comparación a otros métodos de unión de miembros de acero. En primer lugar, las conexiones soldadas requieren de menos elementos adicionales tales como pernos o planchas de unión. Por otro lado, las uniones soldadas generalmente son realizadas en el sitio de obra, siendo más versátiles

ante posibles modificaciones debido a errores menores en el diseño o fabricación de las piezas. Adicionalmente, las conexiones mediante soldadura son de gran rigidez y resistencia, debido a que el material formado en la unión durante el proceso de soldadura es el mismo material original de los miembros, o incluso de mayor resistencia en caso de que se utilice material de aporte para conformar la soldadura.

A pesar de las importantes ventajas que ofrecen las conexiones de miembros de acero con soldadura, se debe tener cuidado en su diseño para lograr el comportamiento deseado. Esto se debe a que la alta resistencia y rigidez de la soldadura, así como la facilidad de su realización puede permitir la formación de uniones en las que no ocurre una transferencia de tensión adecuada, provocando fallas inesperadas en los miembros conectados. Adicionalmente, se debe tener especial cuidado en el control de calidad de las conexiones con soldadura ya que este es un proceso que requiere estrictas tolerancias en su realización y una mano de obra capacitada para ello.

2.3.1 Generalidades de las Soldaduras

En términos generales, se pueden clasificar las soldaduras en dos tipos; soldaduras por fusión y soldaduras en fase sólida. La soldadura por fusión es aquella en la que se logra la unión de las piezas metálicas calentando los bordes que se desean unir hasta su punto de fusión. De esta forma se produce una mezcla entre los metales de ambas piezas formando una unión continua al enfriarse y solidificarse. En cambio, en el proceso de soldadura en fase sólida, se calientan las piezas únicamente hasta alcanzar un estado plástico, sin que el metal llegue a su punto de fusión. Para conformar la unión de las piezas en este tipo de soldadura, se aplica una fuerza normal a los bordes que se desean unir para lograr que se mezcle el material. La soldadura por fusión suele ser la más común en la construcción de estructuras y en la conformación de uniones entre miembros estructurales de acero, por lo que será la única tratada en esta sección.

Existen varios tipos de soldaduras por fusión, los cuales difieren principalmente en las formas en que se logra la fundición del material y si requieren o no material de aporte

para formar el cordón de soldadura. Los procesos más comunes de soldadura por fusión se mencionan a continuación:

Soldadura de Arco Eléctrico:

La fusión del metal se logra induciendo un arco eléctrico entre un electrodo y el metal que se desea soldar. En este proceso se genera la soldadura al producirse una mezcla del metal fundido de las piezas que se desean unir con un material de aporte. El electrodo consiste en una varilla compuesta por dicho material de aporte, el cual se va consumiendo a medida que se funde por el calor del arco eléctrico, formando un cordón de soldadura. Existen dos procesos de Soldadura por Arco Eléctrico, ampliamente utilizados en la industria de la construcción,

a) Soldadura por Arco y Electrodo Recubierto (SMAW):

En este proceso, el electrodo de material de aporte se encuentra recubierto por un material orgánico. Cuando el electrodo se calienta, se produce combustión y descomposición del material orgánico, formando gases que protegen a la soldadura. Dichos gases protegen al material fundido del nitrógeno y oxígeno del aire, evitando la formación de óxidos y nitruros que provocan pérdida de ductilidad y de resistencia en la soldadura. Adicionalmente, otros componentes del material orgánico de recubrimiento tales como alúmina y magnesio forman escoria en la superficie del metal fundido, la cual atrae posibles impurezas que se hayan podido formar en el metal de aporte y además protege a la soldadura del aire durante su enfriamiento (Vinnakota, S., 2006).

La soldadura SMAW es un procedimiento manual que debe ser realizado por un operador. Esto se debe a que el electrodo debe ser sustituido una vez se haya consumido su material. Por esta razón este procedimiento es generalmente utilizado en campo, siendo el proceso de preferencia en la construcción para conformar conexiones soldadas y uniones de piezas metálicas en general.

b) Soldadura por Arco Sumergido (SAW):

En principio, este proceso de soldadura es igual que el SMAW, ya que se utiliza un electrodo con material de aporte, y un material orgánico similar para proteger la soldadura del aire. Sin embargo, la soldadura SAW es un proceso ideado para ser realizado en un taller. En este proceso, el electrodo consiste en un alambre continuo de material de aporte, por lo que el proceso no requiere detenerse hasta que este culminada la soldadura. En este caso, el electrodo no está recubierto por material orgánico. Dicho material es aplicado directamente sobre el cordón de soldadura por un tubo de aplicación, el cual se mueve junto con el electrodo. De esta forma, se sumerge el cordón de soldadura protegiéndolo del aire y los efectos adversos ya mencionados.

Soldadura por Resistencia (ERW): Este proceso consiste en la fusión del material que se desea soldar empleando un electrodo que genera un arco eléctrico para lograr el aumento de temperatura necesario. No se utiliza material de aporte, por lo que el electrodo no se consume. Para conformar la unión de las piezas, se aplica presión mecánica entre ellas, formando la mezcla de material la cual se solidifica al enfriarse. La soldadura por resistencia es el proceso utilizado en la fabricación de los perfiles tubulares, la cual fue descrita con más detalle anteriormente.

Soldadura Oxiacetilénica: La fundición del metal se logra empleando un soplete de oxiacetileno.

Soldadura a Gas y Arco Metálico (MIG/GMAW): Proceso de soldadura continua en el cual se alimenta material de aporte en forma de alambre a la parte interna de una antorcha la cual produce el aumento de temperatura para lograr la fusión de los materiales. Adicionalmente, se suministra un gas inerte a la antorcha para lograr la protección adecuada de la soldadura.

Para estudiar el comportamiento de las soldaduras, es importante definir las zonas básicas de una junta soldada. En primer lugar, se tiene la *zona de fusión* en la cual se mezcla el material de las piezas que se desean unir y el material de aporte. Adyacente a la zona de

fusión, se tiene la *zona afectada térmicamente*, la cual experimenta importantes cambios de temperaturas que pueden afectar las propiedades del material. Luego de la *zona afectada térmicamente*, alejada de la zona de fusión, se tiene el metal base no afectado, el cual no experimenta cambios de temperatura que puedan afectar sus propiedades afectar sus propiedades.

Durante el proceso de soldadura por fusión pueden ocurrir una serie de fenómenos adversos que afectan las propiedades de la soldadura y del metal base. Estos fenómenos deben ser considerados para que los procesos de soldadura se realicen de forma tal que eviten su ocurrencia. Los principales efectos de la soldadura por fusión sobre los materiales soldados se resumen a continuación:

- **Oxidación:** Las elevadas temperaturas alcanzadas durante la ejecución de la soldadura hacen que los metales se oxiden rápidamente. La presencia de óxidos en el metal soldado puede evitar que se logre su unión, o puede ser causante de una unión con características deficientes. Por esta razón, los procesos de soldadura utilizan algún material adicional para aislar a los metales soldados durante el proceso del aire, evitando que estos se oxiden.
- **Fragilidad:** Durante el proceso de soldadura, los metales experimentan cambios importantes en su temperatura. Al ser sometidos a elevadas temperaturas y posteriormente a un enfriamiento brusco, se producen cambios en la estructura cristalina de los metales provocando modificaciones de sus propiedades. Si adicionalmente el metal soldado tiene alto contenido de carbono (mayor a 0.2%) o son aceros de aleación, se pueden producir zonas martensíticas adyacentes a la soldadura (Plymouth University). Estas zonas son sumamente indeseables ya que son propensas a fracturarse, reduciendo considerablemente la ductilidad del material.
- **Distorsión:** Debido a los cambios de temperatura experimentados por la soldadura, también se pueden ocasionar deformaciones permanentes de los miembros soldados. Esto se debe a que los cambios de temperatura pueden

ocurrir de forma no uniforme a lo largo de la soldadura, generando expansiones y contracciones diferentes en diferentes zonas del material.

- **Tensiones Residuales:** Las diferencias de temperatura entre el la zona afectada térmicamente y las zonas alejadas de la soldadura pueden ocasionar tensiones residuales, las cuales son importantes considerar si se desea conocer el comportamiento de los miembros.
- **Posición de Soldadura:** La soldadura por fusión implica que los metales que se desean unir estén en fase líquida, por lo que soldaduras verticales o inclinadas imponen dificultades en la formación de un cordón adecuado. Las soldaduras en posiciones adversas requieren de habilidad del soldador, así como de electrodos especiales.

2.3.2 Diseño de Soldaduras

Los tipos de soldadura más comunes para formar conexiones entre perfiles tubulares son la Soldadura por Arco Sumergido y la Soldadura por Arco y Electrodo Recubierto. Según el catalogo comercial de los Perfiles Tubulares Estructurales ECO de la empresa Industrias UNICON, C.A., estos son los procesos de soldadura recomendados. Adicionalmente, esta empresa, en su manual titulado Diseño de Estructuras de Acero con Perfiles Tubulares, realiza una serie de recomendaciones para la selección de los electrodos, el diseño de las soldaduras y la determinación de su resistencia. Dichas recomendaciones siguen las especificaciones establecidas en el Capítulo J de la norma AISC 360 –10, el cual se basa en la norma *AWS D1.1 Structural Welding Code Steel de la American Welding Society, Part D. Specific Requirements for Tubular Connections*. A continuación, se resumirán las recomendaciones indicadas con el propósito de conocer cuáles son las características adecuadas de las soldaduras para conformar uniones entre perfiles tubulares.

2.3.2.1 Electrodo Recomendados

Los electrodos recomendados en el manual de diseño de UNICON para ser utilizados en la unión de perfiles tubulares empleando soldadura tipo SMAW son los siguientes:

- E7015, E7016, E7018, E7028

La nomenclatura utilizada por la norma AWS para aceros al carbono se define como,

$E - XX - YZ$

- XX: Resistencia última a la tracción del metal depositado, expresada en (ksi)
- Y: Indicador de posición de soldadura, donde
 - 1: Todas
 - 2: Únicamente plana y horizontal
 - 3: Únicamente Horizontal
 - 4: Todas, pero especial para posición vertical descendente
- Z: Indicador del tipo de recubrimiento, tipo de corriente (alterna o directa) y polaridad

2.3.2.2 Juntas de Soldadura

En la unión de perfiles tubulares, principalmente se utilizan juntas de soldadura a tope y en T. En la Figura 2-8 se presentan dichas juntas, así como los parámetros recomendados por el manual de diseño de UNICON para preparar las piezas de unión.

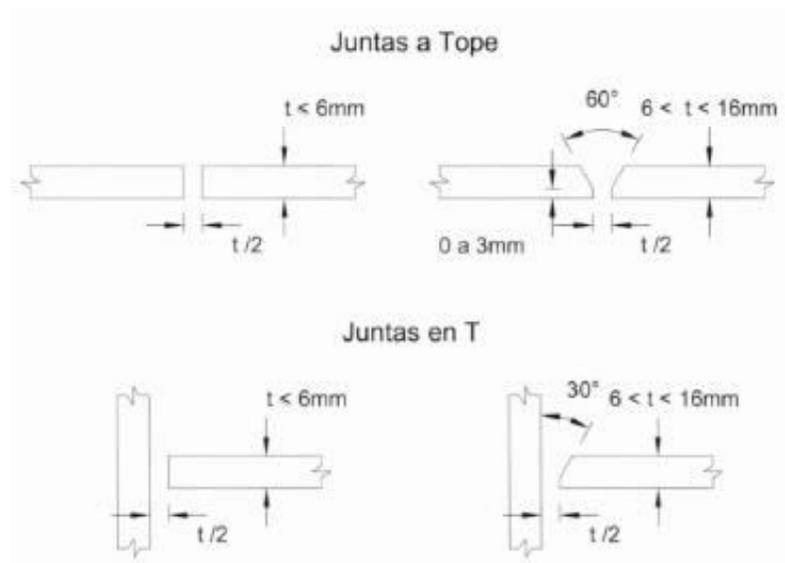


Figura 2-7 – Juntas de Soldadura (González & Safina, 2011)

2.3.2.3 Tipos de Soldadura

Las soldaduras se pueden clasificar según su forma de sección transversal en soldaduras de filete, ranura, tapón y muesca. Para conformar conexiones entre perfiles tubulares con soldadura directa, se desarrolla una junta de soldadura en “T”. Los tipos de soldadura compatibles con dichas juntas son la soldadura de ranura o la soldadura de filete. Estos dos tipos de soldadura son los más utilizados en aplicaciones estructurales en general.

2.3.2.3.1 Soldadura de Ranura

La soldadura de ranura es aquella en la que el cordón de soldadura se deposita en una ranura o separación entre las piezas que se desean unir. Son ideales para lograr la unión en juntas a tope, comúnmente utilizadas para conformar miembros largos al unir los extremos de dos perfiles. En los perfiles tubulares las soldaduras de ranura tienen importantes aplicaciones, ya que permiten utilizar los radios de esquina para depositar el material de aporte (González & Safina, 2011).

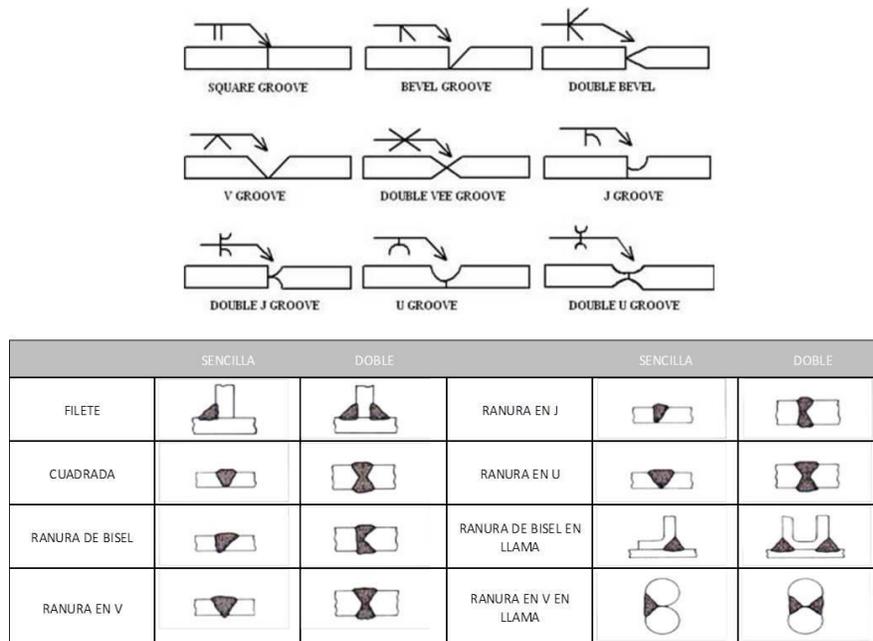


Figura 2-8 – Geometrías y Símbolos para Soldaduras de Ranura.

Las soldaduras de ranura usualmente requieren que se realice una preparación de los bordes que se desean unir. Esta preparación consiste en realizar cortes en los bordes para formar diferentes geometrías de soldadura las cuales permiten una mejor unión entre las

piezas soldadas. Las normas especifican cuales geometrías de soldadura se deben utilizar, en relación con el tipo de junta, espesor de las piezas que se desean unir y al tipo de proceso de soldadura utilizado. En la Figura 2-9 se muestran las diferentes geometrías para soldaduras de ranura.

Las soldaduras de ranura también pueden ser clasificadas como de Penetración Completa (CJP) o de Penetración Parcial (PJP). La soldadura de penetración completa es aquella en la que el cordón de soldadura es de igual espesor que las piezas soldadas, y se logra soldando las piezas por ambos lados, o utilizando una plancha de respaldo en el lado alejado de la soldadura. En comparación, la soldadura de penetración parcial es aquella en que la forma de la junta no permite que la soldadura cubra todo el espesor de la pieza. Este tipo de soldadura se suele utilizar en uniones diseñadas para tensiones inferiores a las de resistencia de las piezas y que además no requieran de una superficie sin separaciones.

Tabla 2-7– Garganta efectiva de soldaduras de penetración parcial. – Norma AISC 360 – 10, Tabla J2.1

TABLA J2.1 Garganta Efectiva de Soldaduras de tope Con Junta de Penetración Parcial			
Proceso de Soldado	Posición de Soldado F (plano), H (horizontal), V (vertical), OH (sobre cabeza)	Tipo de surco (Figura 3.3, AWS D1.1)	Garganta Efectiva
Arco de electrodo revestido (SMAW) Arco metálico y gas (GMAW) Arco con núcleo de fundente (FCAW)	Todos	Bisel J o U 60° V	Profundidad del bisel
Arco Sumergido (SAW)	F	Bisel J o U Bisel 60° o V	
Arco metálico y gas (GMAW) Arco con núcleo de fundente (FCAW)	F, H	Bisel 45°	Profundidad del bisel
Arco de electrodo revestido (SMAW)	Todos	Bisel 45°	Profundidad del bisel menos 3 mm
Arco metálico y gas (GMAW) Arco con núcleo de fundente (FCAW)	V, OH	Bisel 45°	

Parámetros Normativos de las Soldaduras de Ranura:

- **Área Efectiva:** Se considera el área efectiva de la soldadura como el producto de su longitud máxima (ancho total de la parte unida) por su garganta efectiva. Para soldaduras de penetración completa, la garganta efectiva será igual al espesor de

la pieza más delgada. Para soldaduras de penetración parcial, la norma AISC 360 – 10 propone la tabla 3-2, basada en la norma AWS D1.1.

Tabla 2-8 – Garganta efectiva de soldaduras de ranura abocinada en bisel. – Norma AISC 360 –10, Tabla J2.2

TABLA J2.2 Tamaño de Soldadura Efectiva de Soldaduras de Tope Biselada Curva		
Proceso de Soldado	Surco de Bisel Curvo ^[a]	Surco V Curvo
GMAW y FCAW-G	5/8 R	3/4 R
SMAW y FCAW-S	5/16 R	5/8 R
SAW	5/16 R	1/2 R

^[a] Para surcos de bisel curvo con $R < 10$ mm usar solamente soldadura de filete de refuerzo en juntas llenadas a tope.
Nota general: R = radio de la superficie de junta (se puede suponer igual a $2t$ para secciones tubulares), mm.

- **Espesores Minimos de Garganta Efectiva:** Según la norma AISC 360 –10, el espesor mínimo de garganta efectiva para soldaduras de penetración parcial debe ser mayor al requerido para transferir las tensiones calculadas en la conexión, y mayor al espesor mínimo presentado en la tabla 2-9.

Tabla 2-9 – Espesores mínimos de garganta efectiva para soldaduras de ranura. – Norma AISC 360 –10, Tabla J2.3

TABLA J2.3 Espesor Mínimo de Garganta Efectiva	
Espesor de material de parte unida más delgada, mm	Espesor mínimo de garganta efectiva, mm
Hasta 6 inclusive	3
Entre 6 y 13	5
Entre 13 y 19	6
Entre 19 y 38	8
Entre 38 y 57	10
Entre 57 y 150	13
Mayor que 150	16

^[a] Ver Tabla J2.1

2.3.2.3.2 Soldadura de Filete

Las soldaduras de filete son aquellas en las que el cordón de soldadura presenta una sección transversal triangular, debido a que se utilizan para unir superficies que forman un ángulo aproximadamente recto entre ellas, característico de uniones en T o por solape.

Estas soldaduras son económicas y fáciles de realizar, ya que no requieren preparación de los bordes de las piezas que se desean unir, y su forma de cuña entre dichas piezas facilita la operación del electrodo. Por esta razón, las soldaduras de filete son comunes en la construcción de conexiones entre perfiles metálicos, sobre todo cuando la soldadura es desarrollada en el sitio de obra. Adicionalmente, estas soldaduras pueden ser desarrolladas de forma intermitente, permitiendo disminuir la longitud de soldadura en caso de que la resistencia requerida sea menor que la aportada por un cordón continuo del tamaño mínimo permitido (González & Safina, 2011). Las soldaduras de filete también pueden ser utilizadas para reforzar soldaduras de ranura ya conformadas, lo que demuestra su amplio rango de aplicación en la construcción de estructuras metálicas.

Sin embargo, estas soldaduras presentan algunas vulnerabilidades las cuales deben ser consideradas para el diseño adecuado de las conexiones que las empleen. Debido a su sección transversal triangular, la cual posee dos catetos en contacto con la superficie del metal base, estas soldaduras disipan calor de manera abrupta. Como ya se ha mencionado, las variaciones térmicas en el metal ocasionan que este sufra deformaciones por contracción y sea vulnerable a agrietamiento por pérdida de ductilidad. Por esta razón, las soldaduras de filete son vulnerables a la distorsión del metal base y a la fractura de la soldadura. Para que esto no ocurra, se han establecido tamaños mínimos de soldadura, los cuales permiten que haya suficiente material de aporte para que la soldadura no se enfríe de forma abrupta, evitando los efectos adversos asociados a este fenómeno.

Para determinar el área efectiva de la soldadura de filete, se multiplica su longitud efectiva (longitud total menos irregularidades en los extremos) por la garganta teórica de la soldadura. La garganta teórica será la menor distancia entre la raíz (punto de convergencia de las superficies soldadas) y la superficie del cordón de soldadura. Considerando que las soldaduras de filete tienen sección transversal triangular, se puede determinar la garganta conociendo la longitud de los catetos de la sección, los cuales corresponden al espesor nominal de la soldadura. Sin embargo, es importante mencionar

que la ubicación de la raíz depende del proceso de soldadura que se haya empleado. Para soldaduras SMAW, la raíz se ubica en la intersección de las superficies originales de las piezas soldadas. Sin embargo, en soldaduras SAW se modifica la superficie de las piezas, por lo que la raíz ocurre en un punto más interno del metal base. Por consiguiente, la garganta para soldaduras SAW será de mayor magnitud que la de soldaduras SMAW, para tamaños nominales iguales.

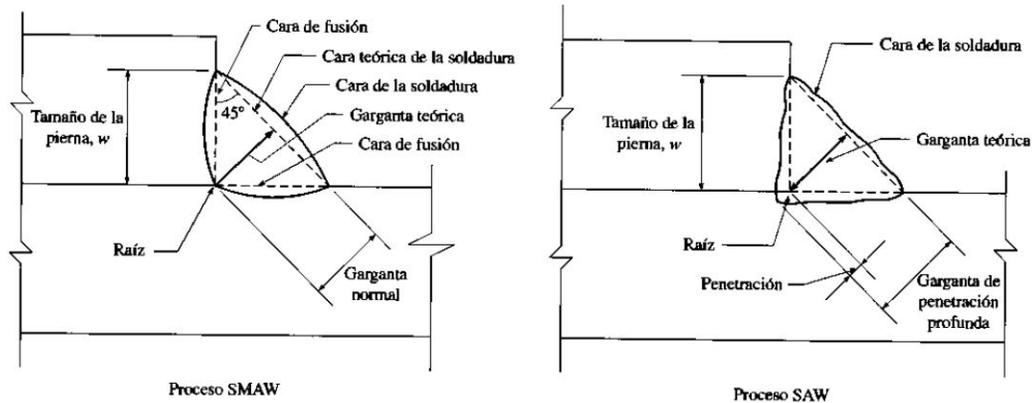


Figura 2-9 – Sección Transversal de Soldaduras de Filete para procesos SMAW y SAW.
[Figura 6.16.1 (Vinnakota, 2006)]

Parámetros Normativos de las Soldaduras de Filete:

- **Tamaño Mínimo:** Se establece el tamaño mínimo de las soldaduras de filete de cómo el mayor valor entre el requerido para transferir las tensiones de diseño y el presentado en la tabla 2-10, extraída de la norma AISC 360 –10.

Tabla 2-10 – Tamaño mínimo de soldaduras de filete. – Norma AISC 360 –10, Tabla J2.4

TABLA J2.4 Tamaño Mínimo de Soldadura de Filete	
Espesor de parte unida más delgada, mm	Tamaño mínimo de soldadura de filete ^[a] , mm
Hasta 6 inclusive	3
Entre 6 y 13	5
Entre 13 y 19	6
Mayor que 19	8

^[a] Dimensión del pie de la soldadura de filete. Se deben utilizar soldaduras de paso simple.
Nota: Ver la Sección J2.2b para el tamaño máximo de soldaduras de filete.

- **Tamaño Máximo:** El tamaño máximo de las soldaduras por filete únicamente está limitado para juntas por solape, las cuales no se tratan en este trabajo.
- **Espesor de Garganta Efectiva:**
 - Soldadura SMAW:
 - $t_s = 0.707 * D$
 - t_s : Tamaño de garganta efectiva; D : Tamaño de soldadura
 - Soldadura SAW:
 - Si $D < 9\text{mm}$, $t_s = D$
 - Si $D > 9\text{mm}$, $t_s = 0.707D + 3\text{mm}$

2.3.2.4 Resistencia de la Unión Soldada

Según la Norma AISC 360 –10, la resistencia de la unión soldada será el menor valor entre la resistencia del metal base determinada para los estados límites de Rotura por Corte y Rotura por Tracción, y la resistencia del metal de soldadura determinada según el estado límite de rotura. La expresión propuesta para calcularla se presenta a continuación.

$$\text{Metal Base:} \quad \Phi * R_n = F_{bm} * A_{bm} \quad (2.11)$$

$$\text{Metal de Aporte:} \quad \Phi * R_n = F_w * A_w \quad (2.12)$$

- R_n : Resistencia nominal
- F_{bm} : Tensión nominal del metal base
- A_{bm} : Área efectiva del metal base
- F_w : Tensión nominal del metal de aporte
- A_w : Área efectiva del metal de aporte

Los valores de los coeficientes definidos anteriormente se presentan en la tabla J2.5 de la norma AISC 360 –10.

2.3.2.5 Soldaduras de Demanda Crítica

En el diseño de los miembros pertenecientes al sistema sismorresistente de las edificaciones ubicadas en zonas sísmicas, se deben cumplir requisitos que garanticen la ductilidad y estabilidad de la estructura (Crisafulli, 2014). Para estructuras de acero, se

definen estos requisitos en la Norma AISC 341 –10. En dicha norma se introducen algunos conceptos tales como las *zonas protegidas* y las *soldaduras de demanda crítica*, con la intención de destacar ciertos componentes estructurales específicos, los cuales deben tener requerimientos de diseño más exigentes que otros elementos estructurales en general.

Se definen las Soldaduras de Demanda Crítica como soldaduras pertenecientes al sistema sismorresistente de la estructura, que pueden ser sometidas a deformaciones de cedencia, por lo que su falla afecta la ductilidad del sistema estructural. Esta es una de las clasificaciones de las soldaduras presentadas en la norma AISC 341 –10, junto con las Soldaduras No –Sísmicas y las soldaduras Sísmicas. De acuerdo con los requerimientos establecidos por esta norma, las soldaduras no sísmicas son aquellas que se diseñan siguiendo las recomendaciones presentadas en la norma AISC 360 –10, mientras que las soldaduras sísmicas y de demanda crítica deben ser diseñadas siguiendo requerimientos adicionales de la norma AISC 341 –10 (Crisafulli, 2014).

Los requerimientos adicionales presentados para el diseño de las soldaduras de demanda crítica consisten principalmente en procedimientos constructivos más rigurosos, así como la especificación de los electrodos que se deben utilizar. En las secciones anteriores se establecieron los requerimientos de diseño para las soldaduras en conexiones entre perfiles tubulares siguiendo los criterios de la norma AISC 360 –10. En caso de que se espere que dichas conexiones experimenten deformaciones de fluencia para acciones generadas por el sismo de diseño, se deben aplicar los criterios adicionales establecidos en la norma AISC 341 en el diseño de las soldaduras, para que estas puedan ser calificadas como soldaduras de demanda crítica.

2.4 Conexiones entre Perfiles Tubulares

El uso de los perfiles tubulares estuvo limitado debido a que sus conexiones son complejas tanto en aspectos constructivos como en la determinación de las tensiones generadas en los miembros conectados. Sin embargo, avances en la tecnología han permitido desarrollar estudios en los que se determinan las tensiones y deformaciones generadas en las conexiones entre perfiles tubulares, permitiendo evaluar de forma detallada su comportamiento. Esto ha impulsado el desarrollo de normas y publicaciones tales como la Guía de Diseño CIDECT No.9: *Conexiones a Columnas de Perfiles Tubulares Estructurales*, donde se presentan recomendaciones para los tipos básicos de conexiones entre perfiles. Por esta razón, el uso de los perfiles tubulares se ha generalizado los últimos años, a medida que se han desarrollado más investigaciones. Esto refleja la importancia de realizar investigaciones futuras que contribuyan al conocimiento de las estructuras con perfiles tubulares.

En este capítulo se discuten varios aspectos relevantes al comportamiento y el diseño de conexiones entre perfiles tubulares. Para el desarrollo de los conceptos y recomendaciones de diseño tratados en esta sección se han consultado las siguientes normas y publicaciones,

- Guía de Diseño CIDECT No.9: *Guía de Diseño para Uniones a Columnas de Perfiles Tubulares Estructurales*
- AISC 360 –10: *Specification for Structural Steel Buildings*
- AISC 341 –16: *Seismic Provisions for Structural Steel Buildings*
- AISC: *Steel Design Guide 24: Hollow Structural Section Connections*

2.4.1 Criterios para Determinar la Capacidad de las Conexiones

Para el estudio y diseño de las conexiones de acero, se deben considerar tres aspectos que permiten determinar su comportamiento y capacidad: la trayectoria de tensiones, la distribución de rigideces de los miembros (la cual permitirá determinar la distribución de tensiones) y las propiedades de los materiales de los miembros conectados (Wardenier, et

al., 2010). De esta forma se podrá determinar las tensiones ocurridas en cada elemento conectado, lo cual permite establecer la capacidad de la conexión.

- Trayectoria de Tensiones: se refiere a los elementos a través de los cuales se transfieren las tensiones de un miembro al otro. Si se analiza la trayectoria de tensiones en la conexión se puede determinar el tipo de tensiones a los que están sometidos los elementos de la conexión (axial, corte o flexión) y posteriormente su capacidad al determinar la magnitud de dichas tensiones
- Distribución de Rigideces: Conociendo la distribución de rigideces de los miembros conectados, se puede determinar la distribución de tensiones por compatibilidad de deformaciones de sus elementos. De esta forma se evidencia cuáles son los elementos del miembro que se encuentran sometidos a mayores tensiones y por consiguiente llegan primero a la cedencia.
- Propiedades del Material: Conociendo las propiedades del material se pueden determinar los valores de tensiones y deformaciones ocurridas en los elementos de los miembros conectados. De esta forma se puede determinar la capacidad de la conexión, la cual corresponderá a la carga que es capaz de soportar sin que el elemento más vulnerable llegue a la falla.

Es muy importante mencionar que la ductilidad del material es de gran influencia en la capacidad de la conexión. Si el material no es capaz de desarrollar deformaciones plásticas, los elementos más rígidos (sometidos a mayores tensiones) fallarán sin permitir que los otros elementos de la conexión desarrollen tensiones cercanas o iguales a F_y , limitando la capacidad de la conexión. Si el material es dúctil, una vez que los elementos más rígidos lleguen a la cedencia desarrollarán deformaciones plásticas importantes ante cargas adicionales. Esto permite que los otros elementos de la conexión desarrollen tensiones importantes y potencialmente lleguen todos a la cedencia sin que se produzca la falla de los elementos más rígidos, resultando en un incremento considerable en la capacidad de la conexión.

2.4.2 Clasificación de las Conexiones

En modelos estructurales idealizados, las condiciones de apoyo, que representan a las conexiones, pueden ser consideradas como articuladas o empotradas. Los apoyos articulados son aquellos que permiten que los miembros conectados roten libremente, y por lo tanto no tienen ninguna capacidad de resistir momento. Por otro lado, los apoyos empotrados son aquellos que no permiten que ocurra rotación entre los miembros, generándose un momento resistente en el apoyo. En la realidad, las conexiones presentan un comportamiento intermedio al descrito anteriormente, ya que estas siempre impondrán cierta restricción a la rotación de los miembros, de mayor o menor magnitud de acuerdo a su rigidez. Esto es particularmente relevante para conexiones de acero, las cuales debido a la gran capacidad de deformación del material pueden presentar rigideces muy variables en su comportamiento.

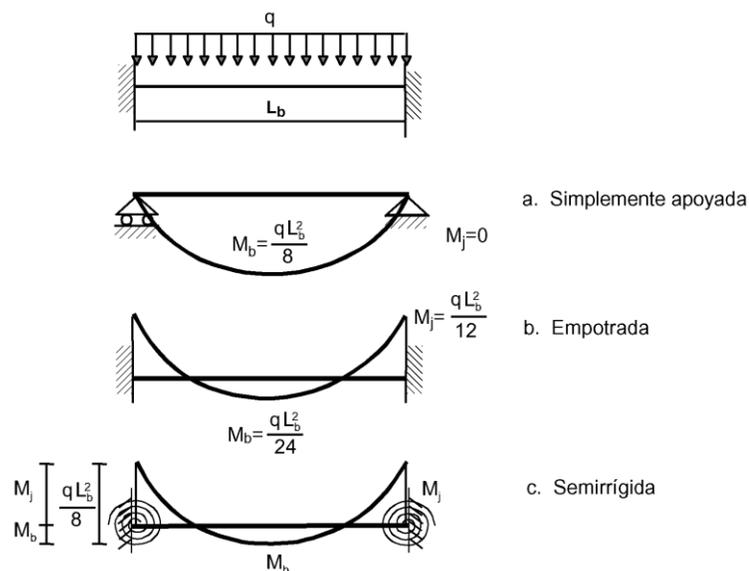


Figura 2-10 – Condiciones de Apoyo y Capacidad de la Viga [Figura 4.1 (CIDECT, 2005)]

Haciendo un análisis elástico de una viga apoyada en sus extremos, se puede demostrar que el diagrama de momento de la viga varía de acuerdo a la condición de sus apoyos. Para vigas articuladas en sus extremos el momento máximo se desarrolla en el centro del tramo. Por el contrario, el momento máximo se desarrolla en los extremos de la viga en caso de que estos se encuentren empotrados. Analizando casos intermedios en los que se

permita cierta rotación de los apoyos se puede observar que mientras mayor sea la rotación permitida, mayor será el momento en el centro de la viga.

Según lo explicado en el párrafo anterior, mientras mayor rigidez tengan los apoyos de una viga, mayor será su capacidad para alcanzar el momento plástico en el centro de su tramo. Por lo tanto, se puede indicar que las conexiones más rígidas resultan más deseables en el diseño de estructuras, ya que permiten que las vigas desarrollen mayor capacidad. Sin embargo, mientras mayor sea la rigidez de la conexión, esta deberá tener mayor resistencia ya que deberá asumir los momentos elevados que se generan al impedir la rotación de los extremos de la viga. Adicionalmente, la conexión deberá tener suficiente resistencia para garantizar que la viga alcance el momento plástico antes que la conexión falle, ya que de lo contrario se comprometería la ductilidad de la estructura. Por esta razón, en el diseño de las conexiones se debe considerar su comportamiento de momento vs. rotación para poder determinar cuáles serán las verdaderas solicitaciones de la conexión y cuál será la verdadera capacidad de las vigas.

Tomando en cuenta los aspectos del comportamiento de las conexiones que se deben considerar para el diseño de estructuras, se han clasificado las conexiones entre miembros de acero de acuerdo a su Rigidez, Resistencia y Ductilidad.

2.4.2.1 Clasificación Según Rigidez

La rigidez de una conexión se puede definir como la magnitud de la rotación que esta experimenta ante incrementos de momento transmitidos por sus miembros. En cuanto a la rigidez, las conexiones se pueden clasificar como Rígidas, Semirrígidas y Articuladas. En la figura 2-12 se presentan dos gráficos extraídos de la Guía de Diseño 9 del CIDECT donde se indica la clasificación de las conexiones de acuerdo a su rigidez (Momento vs Rotación).

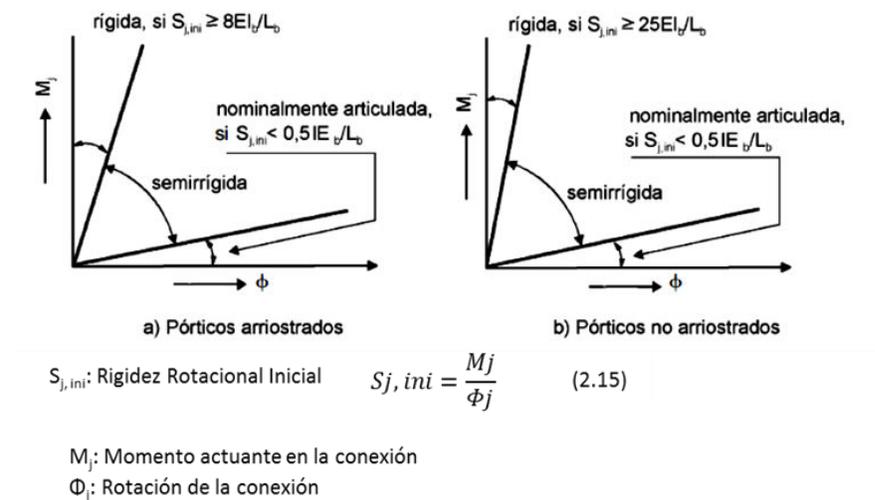


Figura 2-11 – Rangos de Rigidez de las Conexiones [Figura 4.2 (CIDECT, 2005)]

2.4.2.2 Clasificación Según Resistencia

Tomando en cuenta que la rigidez en las conexiones es un comportamiento favorable para aumentar la capacidad de las vigas, resulta indispensable conocer su capacidad a momento ya que mientras más rígidas sean mayor momento deberán resistir. Para determinar la capacidad a momento de la conexión se emplea un procedimiento siguiendo los criterios descritos en la sección 2.4.1. Según la guía número 9 del CIDECT, las clasificaciones son las siguientes,

- Resistencia Total: Son aquellas cuya capacidad de momento de diseño es superior que el requerido para alcanzar momentos plásticos en las vigas conectadas.
- Articulada: son aquellas cuya capacidad de momento es menor al 25% de la capacidad requerida para considerarse de resistencia total.
- Resistencia Parcial: Son aquellas cuya capacidad de momento se encuentra entre los límites de las categorías ya definidas.

2.4.2.3 Clasificación Según Ductilidad

Ya que una medida de la ductilidad consiste en determinar la deformación plástica que puede experimentar un miembro sin llegar a la rotura, la ductilidad de una conexión se

puede definir conociendo su capacidad de rotación antes de llegar a la falla. De esta forma, una conexión rígida y dúctil será aquella que presente rotaciones pequeñas ante grandes incrementos de momento y que además pueda alcanzar su momento plástico, manteniendo este valor para grandes magnitudes de rotación. El comportamiento descrito resulta ideal ya que permitiría que se formen rótulas plásticas en las vigas, que se redistribuyan los momentos adicionales a las conexiones hasta alcanzar un momento plástico y que posteriormente se redistribuyan las tensiones a otros miembros. De esta forma, la estructura presentaría la mayor ductilidad, siendo capaz de disipar altos niveles de energía y presentando un rendimiento sísmico máximo.

Sin embargo, la determinación de la capacidad de rotación de las conexiones no se puede realizar de forma teórica debido a la complejidad de los elementos conectados, su distribución de tensiones y la gran cantidad de conexiones que se pueden diseñar. Por lo tanto, su determinación se debe realizar de forma experimental para las conexiones a diseñar. No obstante, si se toman las previsiones normativas en el diseño de estructuras convencionales, se puede asumir que la ductilidad de las conexiones corresponderá a la requerida por el uso para el cual se esté diseñando.

2.4.3 Diseño de Conexiones entre Perfiles de Sección Rectangular (RHS)

En la guía de diseño 9 del CIDECT se establecen especificaciones de diseño para conexiones entre perfiles tubulares de sección rectangular (RHS) según su clasificación por rigidez. De esta forma, se proponen especificaciones de diseño y fórmulas para el cálculo de la capacidad a momento para conexiones rígidas, semirrígidas y de corte (articuladas), las cuales se resumen en esta sección.

Es importante mencionar, que según la guía del CIDECT, no existen fórmulas para determinar la rigidez inicial de estas conexiones, a excepción de las realizadas entre perfiles de sección circular. Por lo tanto, la única forma de determinar la rigidez de estas conexiones es a partir de diagramas de Momento vs. Rotación, obtenidos experimentalmente para cada conexión particular.

2.4.3.1 Conexiones de Corte

Las conexiones de corte o articuladas son aquellas que deben imponer restricciones despreciables a la rotación de los miembros conectados, para representar de forma adecuada las condiciones de apoyo asumidas en el modelo estructural. Para lograr dicho comportamiento en conexiones entre perfiles tubulares, se deben emplear elementos de unión entre los miembros tales como planchas o perfiles. Esto se debe a que la unión soldando los perfiles directamente tiene un comportamiento semirrígido, el cual no siempre puede ser representado con una condición de apoyo articulada. En la figura 2-13 se presentan las uniones recomendadas para conexiones articuladas, de acuerdo a la relación de dimensiones de sección entre vigas y columnas.

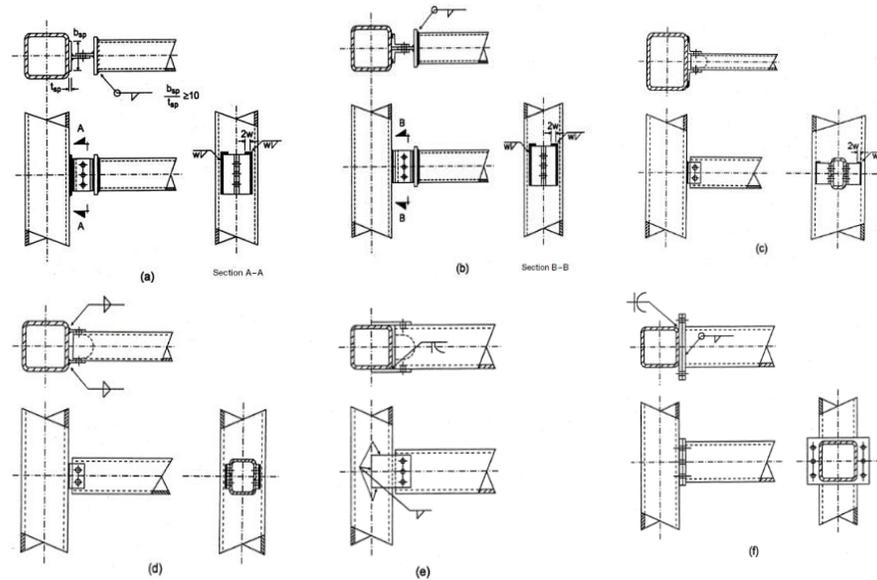


Figura 2-12 – Conexiones de Corte RHS–RHS (CIDECT, 2005)

En el diseño de conexiones se deben considerar todos los estados límites correspondientes a los elementos de unión tales como pernos, soldaduras, planchas, ángulos, etc. Sin embargo, particularmente para el diseño de conexiones de corte con perfiles tubulares se deben tomar en cuenta los estados límites presentados a continuación.

- Resistencia a la cedencia por cortante de la pared del tubo adyacente a una soldadura;
- Punzonamiento de la pared del tubo;
- Plastificación de la pared del tubo utilizando un mecanismo de líneas de cedencia.

2.4.3.2 Conexiones Semirrígidas

Las conexiones semirrígidas son aquellas que tienen una rotación considerable cuando son sometidas a momento. Como ya fue descrito en la sección 2.4.2.1, la rigidez de una conexión semirrígida corresponde al intervalo entre 0.5 y 25 veces la rigidez de la viga (EI/L). Este amplio intervalo exige que se determine la rigidez de la conexión para poder representar adecuadamente la condición de apoyo de las vigas. Por lo tanto, el uso de estas conexiones en pórticos pertenecientes al sistema sismorresistente requiere que se conozca muy bien su rigidez, ya que el desarrollo del momento plástico en las vigas dependerá de las rotaciones generadas en la conexión.

Según la guía de diseño número 9 del CIDECT, las conexiones con soldadura directa entre perfiles tubulares se consideran semirrígidas. Estas conexiones se forman al soldar un perfil de sección tubular, empleado como viga, a la cara de otro perfil de sección tubular utilizado como columna. En la figura 2-14 se presenta una imagen de una conexión típica entre perfiles tubulares soldados directamente.

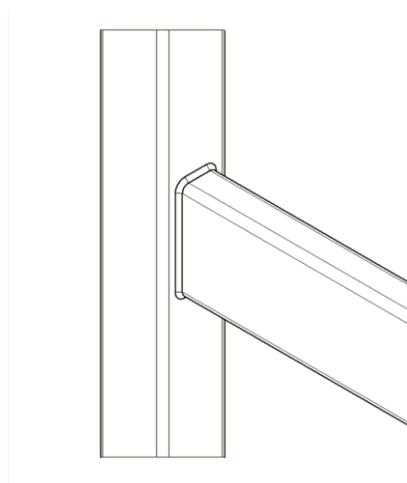


Figura 2-13 – Conexión entre Perfiles Tubulares Rectangulares con Soldadura Directa

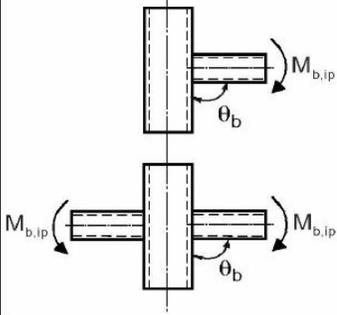
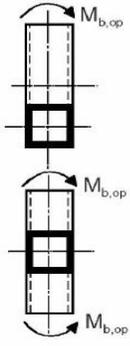
La determinación de la capacidad a momento de estas conexiones corresponde a los estados límites determinados a partir de los modos de falla mencionados a continuación.

- Cedencia de la cara conectada de la columna
- Agrietamiento de la cara conectada de la columna (punzonamiento del cordón)
- Agrietamiento de la viga (ancho efectivo)
- Cedencia o Aplastamiento de las paredes laterales de la columna
- Tensiones cortantes en la columna

Para conexiones con valores β moderados (0.85), la determinación de su capacidad a momento se realiza a partir de un modelo de líneas de cedencia. Tal como se indicó anteriormente, las normas no presentan fórmulas para calcular su rigidez, por lo que esta se debe determinar a partir de diagramas de momento vs. Rotación obtenida de ensayos experimentales de cada conexión en particular.

A continuación, se presenta una tabla extraída de la guía de diseño número 9 del CIDECT, donde se indican las recomendaciones de diseño para estas conexiones. Las ecuaciones presentadas en la tabla corresponden a las especificadas en la norma AISC 360 –10. Tomando en cuenta que dicha norma es utilizada para el diseño de estructuras en general (no necesariamente sismorresistentes), es importante mencionar que esta es la única conexión mencionada para uniones viga–columna con perfiles tubulares.

Tabla 2-11 – Recomendaciones para el diseño de conexiones RHS–RHS con soldadura Directa – [Tabla 6.5 (CIDECT, 2005)]

Tipo de unión	Resistencia mayorada de la unión
Uniones en T y en X solicitadas por momentos flectores en el plano	$\beta \leq 0,85$ base: fluencia de la cara del cordón
	$M_{b,ip}^* = f_{c,y} \cdot t_c^2 \cdot h_b \cdot \left\{ \frac{1}{2 \cdot h_b / b_c} + \frac{2}{\sqrt{1-\beta}} + \frac{h_b / b_c}{(1-\beta)} \right\} \cdot f(n)$
	$0,85 < \beta \leq 1,0$ base: anchura eficaz
	$M_{b,ip}^* = f_{b,y} \cdot \left\{ W_{b,pl} - \left(1 - \frac{b_e}{b_b} \right) \cdot b_b \cdot t_b \cdot (h_b - t_b) \right\}$
	$0,85 < \beta \leq 1,0$ base: fallo de la pared lateral del cordón
	$M_{b,ip}^* = 0,5 \cdot f_k \cdot t_c \cdot (h_b + 5 \cdot t_c)^2$
Uniones en T y en X solicitadas por momentos flectores fuera del plano	$\beta \leq 0,85$ base: fluencia de la cara del cordón
	$M_{b,op}^* = f_{c,y} \cdot t_c^2 \cdot \left\{ \frac{h_b \cdot (1+\beta)}{2 \cdot (1-\beta)} + \sqrt{\frac{2 \cdot b_c \cdot b_b \cdot (1+\beta)}{(1-\beta)}} \right\} \cdot f(n)$
	$0,85 < \beta \leq 1,0$ base: anchura eficaz
	$M_{b,op}^* = f_{b,y} \cdot \left\{ W_{b,pl} - 0,5 \cdot t_b \cdot (b_b - b_e) \right\}^2$
	$0,85 < \beta \leq 1,0$ base: fallo de la pared lateral del cordón
	$M_{b,op}^* = f_k \cdot t_c \cdot (h_b + 5 \cdot t_c) \cdot (b_c - t_c)$
Funciones y parámetros	
$f(n) = 1,0$ para $n \geq 0$ (tracción) $f(n) = 1,3 + \frac{0,4}{\beta} \cdot n$ para $n < 0$ $\beta = \frac{d_b}{d_c}$ pero $f(n) \leq 1,0$ $n = \frac{N_c}{A_c \cdot f_{c,y}} + \frac{M_c}{W_{c,el} \cdot f_{c,y}}$	$b_e = \frac{10}{b_c / t_c} \cdot \frac{f_{c,y} \cdot t_c}{f_{b,y} \cdot t_b} \cdot b_b \leq b_b$ $f_k = f_{c,y}$ para uniones en T $f_k = 0,8 \cdot f_{c,y}$ para uniones en X
Campo de validez	
Riostras: perfiles de clase 2	$\frac{b_c}{t_c}$ y $\frac{h_c}{t_c} \leq 35$ $\theta_b = 90^\circ$

β : Ancho Viga/Columna

h : Ancho de cara de columna no conectada

t : Espesor

Subíndice b: Viga

Subíndice c: Columna

Subíndice pl: Plástico

Subíndice el: Elástico

$M_{b,ip}$: Momento en el plano

$M_{b,op}$: Momento fuera del plano

$f(n)$: Función de reducción de Capacidad por compresión en cara de columna.

Para determinar la capacidad de la conexión en caso de que la viga este sometida a flexo – compresión, la guía del CIDECT propone la siguiente ecuación:

$$\frac{N_n}{N^*_b} + \frac{M_{bip}}{M^*_{bp}} + \frac{M_{bop}}{M^*_{bop}} \leq 1 \quad (2.13)$$

• N : Fuerza axial

*: Capacidad resistente

La guía de diseño No.9 del CIDECT también menciona que las conexiones con soldadura directa entre perfiles tubulares rectangulares de diferente sección transversal ($\beta < 1$) no tienen suficiente rigidez para ser consideradas conexiones a momento. Por esta razón, no se recomienda el uso de estas conexiones en pórticos pertenecientes al sistema sismorresistente. Para pórticos con nivel de diseño ND3 (special moment frames) la norma AISC 341-16 establece que las conexiones deben soportar rotaciones plásticas correspondientes a un nivel de distorsión del piso de 0.04 radianes (Crisafulli, F.,2014) y desarrollar una capacidad a flexión mínima de 0.8 veces el momento plástico de la viga conectada. Por lo tanto, la baja rigidez de las conexiones entre perfiles tubulares rectangulares no permite que estas sean utilizadas en pórticos con nivel de diseño ND3.

2.4.3.3 Conexiones Rígidas

Las conexiones rígidas son las más favorables para aplicaciones sismorresistentes ya que disminuyen el momento actuante en el centro del tramo de la viga, aumentando su capacidad de alcanzar el momento plástico. Sin embargo, mientras más se restringen las rotaciones en los apoyos, mayor será el momento en los extremos de las vigas, por lo que estas conexiones deberán resistir momentos elevados. Adicionalmente, los criterios de diseño sismorresistente requieren que los miembros sean capaces de soportar grandes deformaciones plásticas sin llegar a la rotura para poder redistribuir las tensiones a otros miembros estructurales. Por esta razón, las conexiones empleadas en sistemas sismorresistentes también deben ser capaces de soportar importantes rotaciones en rango plástico sin que ocurran fallas frágiles.

La elevada resistencia, rigidez y ductilidad requerida en conexiones sismorresistentes implica que su diseño sea mucho más exigente que el de otras conexiones. En el caso de los perfiles tubulares, es necesario utilizar elementos de refuerzo en la conexión para lograr dicho comportamiento. La guía del CIDECT recomienda el uso de diafragmas, los cuales consisten en planchas utilizadas como rigidizadores transversales a través de la columna. Los diafragmas, permiten que las tensiones transferidas desde la viga no se concentren en la pared de la columna y se distribuyan a las esquinas y paredes laterales de mayor rigidez. De esta forma, estos elementos aumentan la rigidez de la conexión haciéndola capaz de producir rotaciones limitadas ante elevados momentos actuantes. Adicionalmente, los diafragmas evitan la ocurrencia de tensiones elevadas en las soldaduras y fallas frágiles tales como pandeo local o desgarramiento de la pared conectada de la columna. Por esta razón se emplean en las conexiones rígidas con aplicaciones sismorresistentes, ya que aumentan la capacidad de la conexión, su rigidez y su ductilidad al evitar que los elementos conectados estén sometidos a tensiones concentradas que puedan ocasionar fallas frágiles.

Las conexiones con diafragmas se pueden lograr con varias configuraciones de estos elementos. En la guía de diseño No.9 del CIDECT, se establecen especificaciones de diseño para tres tipos de conexiones con diafragmas; externos, internos y pasantes. Los diafragmas externos son aquellos en que se colocan las planchas rigidizadoras alrededor de la columna, soldando sus bordes para conformar la unión. Los diafragmas pasantes implican que se corte la columna en las partes superior e inferior de la conexión para colocar planchas que atraviesan su sección. Los diafragmas internos son similares a los pasantes, pero únicamente se coloca la plancha en la parte interior de los perfiles, evitando que se deba cortar la columna dos veces. En la figura 2-15 se presentan los diferentes tipos de diafragma.

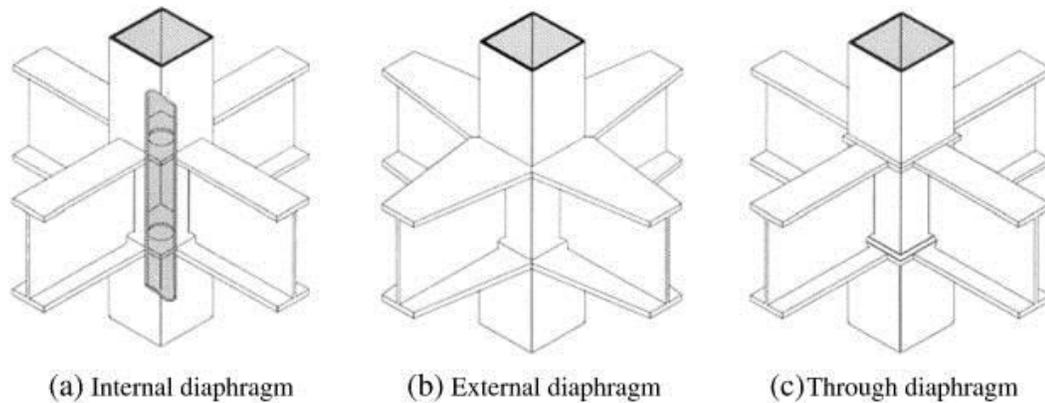


Figura 2-14 – Tipos de Diafragma (Quin et al, 2014)

Los diafragmas internos y pasantes presentan la ventaja que son capaces de distribuir las tensiones transferidas desde la viga a toda la sección de la columna, por lo que son más eficientes que los externos. Sin embargo, sus dificultades constructivas tales como la complejidad de la posición de soldadura, evitan su uso en aplicaciones comunes. Estos diafragmas son utilizados en países como Japón, donde se han incorporado robots para soldadura automatizada en la industria de la construcción (CIDECT,2005).

2.4.3.3.1 Capacidad de Conexión Rígida con Diafragmas Externos

Para determinar la capacidad de estas conexiones, la guía de diseño No.9 del CIDECT establece ecuaciones para obtener su resistencia última. Estas ecuaciones se basan en las desarrolladas por el Architectural Institute of Japan (AIJ) para calcular la resistencia a la cedencia de la conexión utilizando criterios de diseño de tensiones admisibles. Dichas ecuaciones han sido adaptadas para seguir un formato de diseño por estados límites y han sido corregidas de acuerdo a investigaciones más recientes. Siguiendo las recomendaciones del AIJ, basadas en estudios experimentales, se ha tomado una relación F_y/F_u de 0.7.

El método para determinar la resistencia de la conexión se basa en calcular las máximas tensiones axiales que pueden ser transferidas desde las alas de la viga al diafragma. Conociendo dichas tensiones y las dimensiones de la sección se determina el momento

correspondiente. La ecuación para determinar el momento resistente se presenta a continuación.

$$M_{j,cf*} = P_{b,f*} * (h_b - t_{b,f}) \quad (2.14)$$

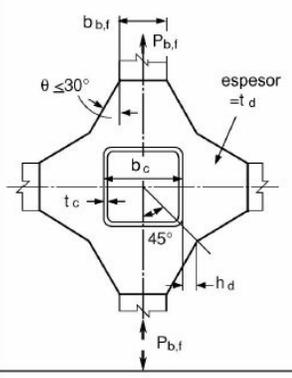
- $M_{j,cf*}$: Momento resistente de la conexión en la cara de la columna
- $P_{b,f*}$: Fuerza axial en ala a compresión o tracción, determinada según Tabla 2-12

La ecuación del momento resistente requerido en la cara de la columna se presenta a continuación.

$$M_{cf} = \frac{L}{L - L_{nervio}} * \alpha * M_{pl} \quad (2.15)$$

- L : Longitud de la viga
- L_{nervio} : Distancia desde la cara de la columna hasta el borde del diafragma
- M_{pl} : Momento plástico de la viga
- α : Factor de sobre-resistencia debido a la capacidad del diafragma a soportar deformaciones plásticas

Tabla 2-12 – Ecuaciones de resistencia última para conexiones con diafragmas externos – [Tabla 8.3 (CIDECT, 2005)]

Forma del diafragma externo	Ecuación de resistencia última
	$P_{b,f*} = 3,17 \left(\frac{t_c}{b_c} \right)^{2/3} \left(\frac{t_d}{b_c} \right)^{2/3} \left(\frac{t_c + h_d}{b_c} \right)^{1/3} b_c^2 f_{d,u} \quad (2)$ <p>en donde</p> $\frac{b_c / 2 + h_d}{t_d} \leq \frac{240}{\sqrt{f_{d,y}}}$ <p>Símbolos:</p> <p>$f_{d,y}$ = límite elástico del material del diafragma</p> <p>$f_{d,u}$ = resistencia última a tracción del material del diafragma</p> <p>$P_{b,f}$ = esfuerzo axial en el ala traccionada o comprimida</p>
Campo de validez	
$17 \leq \frac{b_c}{t_c} \leq 67$ $0,07 \leq \frac{h_d}{b_c} \leq 0,4$ $0,75 \leq \frac{t_d}{t_c} \leq 2,0$ $\theta \leq 30^\circ$	

- Subíndice d: Diafragma
- Subíndice f: Ala de la viga

2.5 Criterios de Cedencia y Fractura para Metales

Como ya se explicó en la sección 2.1.2 de este capítulo, los metales tienen diferentes comportamientos de rigidez de acuerdo con el estado de tensiones y deformaciones al que estén sometidos. Los puntos notables en su cambio de comportamiento son el punto de cedencia, el punto de endurecimiento por deformación y el punto de rotura. Para determinar la tensión y deformación correspondiente a cada uno de estos puntos, usualmente se utiliza el ensayo a tracción ya explicado. Este ensayo representa el comportamiento del material al ser sometido a un estado de tensión uniaxial. Sin embargo, cuando los materiales sometidos a condiciones de carga en aplicaciones reales presentan combinaciones de tensiones complejas y es incorrecto asumir que estos están sometidos a tensión en una sola dirección.

Se han desarrollado diversas hipótesis para definir criterios de cedencia y deformaciones plásticas ocurridas en los materiales ante cualquier combinación de tensiones (University of Cambridge). Entre ellas se destacan la teoría de *Tensión Cortante Máxima* propuesta por Henri Tresca, la teoría de *Máxima Energía de Distorsión* desarrollada por M.T. Huber, R. von Mises y H. Henky y la teoría de *Tensión Normal Máxima* desarrollada por W.M.J. Rankine (Popov, 1999). Estudios experimentales han demostrado que para materiales dúctiles la teoría que mejor describe los valores de tensión cedente y su comportamiento plástico es la de máxima energía de distorsión. Por esta razón es muy utilizada para estudiar el estado de tensión de materiales, y en el presente trabajo se utilizó este criterio para analizar las tensiones y deformaciones que ocurrieron en las conexiones estudiadas.

2.5.1 Criterio de Cedencia de Von Mises

El criterio de cedencia establecido según la teoría de máxima energía de distorsión se basa en dividir la energía elástica total, a la cual es sometido el material, en dos partes; la energía asociada al cambio volumétrico debido a tensiones hidrostáticas y la energía asociada a la distorsión por corte debido a tensiones desviadoras (Popov, 1999). Para determinar el estado de tensiones en el que ocurre la cedencia, se compara la energía de

distorsión en el estado de tensiones al cual esté sometido el material, con la energía de distorsión correspondiente al punto de cedencia cuando el material es sometido a tracción simple (tensión uniaxial).

El criterio de cedencia de Von Mises puede ser explicado al considerar por separado los efectos de las tensiones hidrostáticas y desviatorias que superpuestas representan la combinación de tensiones a la cual este sometido un material. Las tensiones hidrostáticas (de igual magnitud en las tres direcciones principales) no son capaces de producir deformaciones plásticas en los metales, por lo que no ocasionan su cedencia. Son entonces las tensiones desviadoras las que generan deformaciones plásticas por lo que a cierta magnitud ocasionan que el material llegue a la cedencia. Si se grafica la combinación de tensiones hidrostáticas en un sistema de coordenadas cuyos ejes representan las magnitudes de tensión en las direcciones principales, la tensión hidrostática formaría una recta descrita por el vector unitario $[1,1,1,]$ tal como se presenta en la figura 2-16.

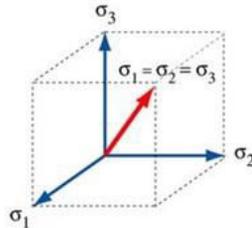


Figura 2-15 – Estado de Tensión Hidrostático – (University of Cambridge)

En cualquier punto de esta recta puede ocurrir una tensión desviatoria que a cierta magnitud ocasione la cedencia del material. Cuando dicha magnitud corresponda a la energía de distorsión que ocurre en el punto de cedencia del material sometido a tracción uniaxial, este alcanzara la cedencia. Dicha tensión desviatoria de cedencia puede ocurrir en cualquier dirección, por lo que se genera una superficie cilíndrica alrededor de la recta asociada a las tensiones hidrostáticas. El cilindro generado representa la magnitud de tensiones correspondiente al criterio de cedencia de Von Mises. Cualquier combinación de tensiones cuya representación espacial sea un punto dentro del cilindro corresponderá al

rango elástico del material, mientras que las combinaciones que se ubiquen fuera del cilindro corresponderán a su rango plástico.

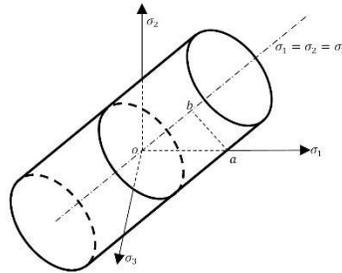


Figura 2-16 – Superficie de Tensión de Von Mises – (University of Cambridge)

El criterio de cedencia explicado en los párrafos anteriores se expresa en las ecuaciones presentadas a continuación:

$$u_d = \frac{1 + \nu}{3E} * \left[\frac{(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2}{2} \right] \quad (2.16)$$

$$u_{d,sim} = \frac{1 + \nu}{3E} * \sigma_y^2 \quad (2.17)$$

- u_d : Energía de distorsión por unidad de volumen
- $u_{d,sim}$: Energía de distorsión a tracción uniaxial por unidad de volumen
- ν : Relación de Poisson
- E : Modulo de Elasticidad

Siguiendo la teoría de máxima energía de distorsión, al igualar la energía de distorsión del material con la energía de distorsión correspondiente al estado de cedencia por tensión uniaxial, se obtiene la siguiente expresión:

$$\left[\frac{(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2}{2} \right]^{1/2} \geq \sigma_y \quad (2.18)$$

La ecuación anterior describe el criterio de cedencia de Von Mises y su término izquierdo permite determinar la tensión equivalente de Von Mises como un valor escalar para cualquier estado de tensión de un material.

2.6. Método de Análisis por Elementos Finitos

El método de análisis por elementos finitos es un procedimiento numérico que permite obtener una solución aproximada de problemas relacionados a fenómenos físicos tales como la determinación de fuerzas internas y deformaciones experimentadas en un medio continuo, como por ejemplo un líquido o un cuerpo sólido. El método consiste en simplificar el problema físico al dividir el continuo en varios elementos de dimensiones finitas permitiendo aproximar la solución del problema utilizando funciones que contengan un número finito de parámetros indeterminados (Fortoul & Lamar, 2007). De esta forma, dichas funciones pueden solucionarse mediante métodos numéricos los cuales permiten obtener soluciones aproximadas a problemas complejos que no pueden ser resueltos de forma analítica.

En el ámbito de la mecánica de materiales, el método de análisis por elementos finitos se utiliza para determinar las tensiones y deformaciones experimentadas por un sólido, el cual puede ser una pieza de un mecanismo, un miembro estructural o simplemente un material cuyo comportamiento se desee evaluar. De esta forma, es común utilizar este método para estudiar miembros estructurales con geometrías y condiciones de apoyo complejas, cuyas tensiones y reacciones en sus puntos de unión con otros miembros de la estructura no son posibles de obtener a partir de procedimientos analíticos.

Las conexiones tratadas en este trabajo son buenos ejemplos para ser estudiadas mediante el análisis por elementos finitos. Los perfiles tubulares tienen diferencias de rigidez en diferentes zonas de su sección, por lo que resulta muy complejo evaluar de forma analítica la distribución de tensiones en los elementos. Adicionalmente, para que el estudio del comportamiento de una conexión sea de utilidad práctica, este debe considerar el comportamiento plástico de los elementos conectados. Por esta razón el estudio que se desarrolla en este trabajo no se puede realizar de forma teórica, siendo el método de análisis por elementos finitos la mejor alternativa a un modelo experimental.

2.6.1 Descripción de la Metodología de Análisis

El método de análisis por elementos finitos es una solución numérica aproximada que consiste en dividir el continuo en muchos elementos discretos de menor tamaño y con forma regular, a los cuales se puedan aplicar relaciones de interacción en sus nodos como, por ejemplo, las ecuaciones de equilibrio. En el caso del análisis mecánico de un sólido, se soluciona el modelo aplicando el método matricial de los desplazamientos. La aplicación de dicho método implica desarrollar las matrices de rigidez de todos los elementos para conformar una matriz de rigidez global del sólido. Posteriormente, desarrollando las matrices de fuerzas y desplazamientos para cada grado de libertad del sistema, y realizando algunas operaciones matriciales se pueden determinar todas las fuerzas y desplazamientos desconocidos. El método descrito puede ser resumido en seis etapas:

1. Discretización de los sólidos que se desean analizar en elementos finitos
2. Determinación de las matrices de rigidez de cada elemento
3. Conformación de la matriz de rigidez global del sistema en estudio
4. Desarrollo de las matrices de carga y desplazamiento en cada grado de libertad de cada uno de los nodos
5. Determinación de las fuerzas y desplazamientos en cada grado de libertad al resolver el sistema de ecuaciones matriciales:

$$[Q] = [K] * [D] \quad (2.19) \quad \text{Q: Matriz de fuerzas en cada grado de libertad}$$

D: Matriz de desplazamientos en cada grado de libertad

K: Matriz de rigidez global del modelo

6. Obtención de las tensiones y deformaciones en los elementos conociendo las fuerzas y desplazamientos en sus nodos.

2.6.2 Atributos de los Elementos

Es importante mencionar que la adecuada división discreta del sistema es un proceso esencial del análisis por elementos finitos, ya que la exactitud de los resultados obtenidos, así como la demanda computacional requerida para la solución numérica depende de que tan representativo sea el modelo discreto del continuo original. Esto es de particular importancia en los programas de análisis utilizados en la actualidad, donde muchos de los parámetros de solución están automatizados, y la discretización del continuo es uno de los principales controles que tiene el operador sobre el modelo realizado. Por esta razón, resulta esencial conocer los atributos de los elementos utilizados en la discretización del modelo. A continuación, se presenta una breve descripción de los principales atributos de los elementos.

- Nodos: Los nodos son un conjunto de puntos notables de los elementos los cuales tienen dos propósitos; definir la geometría del elemento y ubicar sus grados de libertad (Felippa, 2004). Por medio de estos puntos se conectan dos elementos adyacentes, cuya interacción se define mediante ecuaciones aplicadas a cada nodo.
- Geometría: La geometría de los elementos usualmente es lo más simple posible y puede ser unidimensional, bidimensional o tridimensional, dependiendo del modelo que se requiera emplear. Las formas más comunes de elementos bidimensionales son los triángulos y cuadriláteros, mientras que en elementos tridimensionales son los tetraedros, pentaedros y hexaedros.

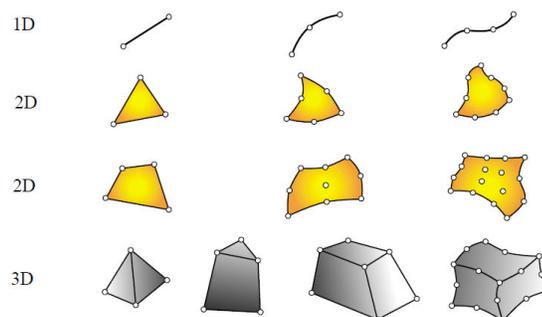


Figura 2-17 – Elementos de Discretos Típicos – [Figure 6.3 (Felippa, 2004)]

- Grados de Libertad: Los grados de libertad en cada nodo definen las componentes direccionales en las que puede ocurrir desplazamientos y en los que se pueden aplicar fuerzas. Dichos grados de libertad son compartidos por los elementos que se encuentren conectados en un mismo nodo.
- Fuerzas Nodales: En cada nodo existe una fuerza correspondiente a cada grado de libertad.
- Propiedades Constitutivas del Elemento: Los elementos tienen propiedades que definen su comportamiento ante los fenómenos físicos que se desean modelar. Por ejemplo, en el ámbito de la mecánica de materiales suele ser suficiente establecer la rigidez del material que conforma al elemento.

2.6.3 Programas de Análisis por Elementos Finitos

En la actualidad el método de análisis por elementos finitos es empleado utilizando programas de simulación mecánica avanzada en los que se pueden desarrollar modelos de estructuras, mecanismos y flujo de líquidos, entre otros. Estos programas permiten obtener soluciones a una gran variedad de problemas físicos complejos sin necesidad de incurrir en modelos experimentales. Algunos programas comunes en el mercado son ANSYS, ABAQUS, NASTRAN y COMSOL. Para el desarrollo de este trabajo se decidió utilizar ANSYS ya que es uno de los más reconocidos en el mercado, contiene un buen sistema de análisis para modelos estructurales estáticos y presenta una interfaz de fácil manejo para su operación.

A continuación, se resume en forma general el esquema de trabajo que se aplica al realizar modelos de simulación mecánica en los programas de análisis por elementos finitos.

1. Realizar un modelo geométrico de los sólidos que se desean estudiar.
2. Definir características de los materiales que los conforman.
3. Definir las condiciones de contacto entre los diferentes sólidos.

4. Discretizar el modelo. Esta etapa es comúnmente conocida como mallado y consiste en aplicar diferentes técnicas de división de la geometría modelada para obtener elementos finitos que describan al modelo de forma adecuada.
5. Definir las acciones que se desean evaluar tales como cargas o desplazamientos inducidos al modelo.
6. Definir ajustes de los parámetros de interés en los métodos de solución numérica del modelo matemático.
7. Realizar un post –procesamiento de los resultados obtenidos.

2.7. Antecedentes de la Investigación

2.7.1. Evaluación de Uniones Viga – Columna Soldadas en Estructuras Tubulares

Metálicas Aporticadas

FERNÁNDEZ, I. y CASTAÑEDA, J. (1999). *Evaluación de Uniones Viga – Columna Soldadas en Estructuras Tubulares Metálicas Aporticadas*. Trabajo Final de Grado para optar al título de Ingeniero Civil en la Universidad Metropolitana. Caracas.

Este trabajo estudia la necesidad de describir el comportamiento real de las conexiones viga–columna entre perfiles tubulares utilizando soldadura directa en un pórtico. Para esto, se propone un método de ensayo experimental cuyos resultados puedan ser comparados con resultados teóricos de su comportamiento y de esta manera determinar el verdadero rendimiento de las conexiones utilizadas. En la investigación se plantean dos objetivos. El primero consiste en la formulación de un procedimiento experimental que permita realizar gran cantidad de ensayos para determinar el comportamiento de un pórtico conformado con perfiles tubulares de acero. El segundo objetivo consiste en comparar el rendimiento teórico de las conexiones con los resultados obtenidos experimentalmente utilizando el procedimiento de ensayo planteado.

El procedimiento de ensayo empleado en la investigación se desarrolló construyendo seis pórticos, cada uno utilizando una combinación de perfiles tubulares con diferentes secciones, permitiendo evaluar el comportamiento de varias conexiones representativas

de las más utilizadas en la industria. Los pórticos fueron ensayados a tracción uniaxial en una prensa hidráulica, aplicando la carga en dos esquinas diagonalmente opuestas. Los datos recopilados en el ensayo consistieron en medir la deformación de la diagonal no traccionada.

Una vez ensayados los pórticos se realizó una caracterización de las fallas observadas en cada muestra, las cuales pueden ser resumidas en cuatro categorías descritas a continuación.

- Deformaciones excesivas de la cara de la columna conectada a la viga, evitando que el perfil alcance su tensión de cedencia. Este efecto se acentúa aún más cuando los perfiles empleados como viga tienen una sección de menores dimensiones que el ancho de la columna. Este mecanismo de falla fue el de mayor ocurrencia, afectando a cuatro de las seis probetas ensayadas.
- Falla por desgarramiento de la pared de la columna, debido a la concentración de tensiones producida alrededor de la viga, impidiendo que actúen las esquinas y paredes laterales del perfil, responsables de gran parte de su resistencia.
- Fallas asociadas a deficiencia en la calidad de las soldaduras.
- Fallas asociadas a la pérdida de resistencia del material debido a las variaciones de temperatura ocurridas durante el proceso de soldadura.

Con las deformaciones obtenidas se procedió a generar curvas de carga vs. deformación, las cuales fueron comparadas con curvas determinadas mediante un procedimiento analítico. Dicho procedimiento consistió en modelar la estructura utilizando los programas Proengineer y Promechanical 2.0 utilizando elementos geométricos tipo concha. En el modelaje se supuso un comportamiento lineal de la estructura ignorando la cedencia local prematura debido a las tensiones residuales, así como la concentración de tensiones (Fernández & Castañeda, 1999). Se observó que todas las probetas presentaron menor rendimiento que el esperado, al obtenerse curvas de mayor deformación para una misma carga en aquellas generadas con datos experimentales con respecto a las obtenidas del procedimiento analítico.

El trabajo desarrollado por Fernández y Castañeda resulta de gran importancia para la presente investigación ya que demuestra que las conexiones en cuestión no presentan el comportamiento esperado para una conexión rígida. Adicionalmente, dicho trabajo aporta una caracterización de las posibles fallas ocurrientes en las conexiones estudiadas, sirviendo como base para desarrollar estudios más específicos de cada una de ellas. Sin embargo, no se determinaron tensiones y deformaciones ocurridas específicamente en las conexiones ni se realizó una evaluación detallada de los mecanismos de falla generados, por lo tanto, no se establecieron las acciones máximas que estas son capaces de resistir.

2.7.2. HSS –to –HSS Seismic Moment Connection Performance and Design

Fadden, M. McCormick, J. (2014b). HSS –to –HSS Seismic Moment Connection Performance and Design. *Journal of Construction Steel Research*, 101.

Este artículo es presentado por dos profesores de la Universidad de Michigan muy reconocidos por sus investigaciones relacionadas al estudio de los perfiles tubulares de acero estructural. En el trabajo se estudia el comportamiento de 39 conexiones entre perfiles tubulares con soldadura directa, 24 conexiones con diafragma externo y 24 con diafragma pasante, empleando el método de análisis por elementos finitos. Las conexiones fueron evaluadas simulando un protocolo de cargas cíclicas con el objetivo de determinar el momento máximo, rotación máxima, rigidez y lugares de ocurrencia de las rotaciones inelásticas. Adicionalmente se evaluó la influencia de los parámetros geométricos de la conexión, tales como la relación de espesor viga–columna, sobre su capacidad a momento y las rotaciones inelásticas ocurridas. Finalmente, a partir de los resultados obtenidos y en conjunto con las especificaciones de diseño para perfiles tubulares, se propuso un método de diseño para conexiones utilizando diafragma externo.

La metodología de la investigación consistió en el análisis por elementos finitos de las conexiones, el cual permitió estudiar una gran combinación de perfiles, así como evaluar la influencia de los parámetros geométricos sobre el comportamiento de la conexión. Los modelos fueron realizados empleando el software ABAQUS FEA, uno de los programas

más reconocidos para análisis con elementos finitos. Para la validación del modelo se realizaron ensayos experimentales de dos de las conexiones estudiadas, sometiéndolas a las condiciones de apoyo y carga simuladas en el modelo analítico. Los resultados demostraron una muy buena correlación entre el método experimental y el método de análisis por elementos finitos, obteniéndose capacidades a momento, rigidez elástica, características de disipación de energía y comportamiento de histéresis similares.

Para representar las propiedades mecánicas de los perfiles en el modelo, se incluyeron dos materiales diferentes; uno para las paredes del perfil y otro para sus esquinas. De esta forma se modeló el efecto de las tensiones residuales producidas en las esquinas durante la conformación en frío de los perfiles. Las propiedades de cada material fueron obtenidas de ensayos experimentales presentados por los mismos autores en otra investigación, (Fadden et al, 2014a). En dichos ensayos se evaluaron probetas extraídas de dos perfiles tubulares; 203x152x9.5 mm y 203x203x6.4mm. Las probetas correspondían a diferentes zonas de la sección transversal de los perfiles, lo que permitió determinar que en las esquinas se presenta un leve aumento de la tensión cedente, pero una disminución de su ductilidad.

Los resultados de los modelos permitieron obtener varias conclusiones en relación con la capacidad de las conexiones, así como su comportamiento inelástico. A continuación, se resumen los resultados que se consideran más relevantes para esta investigación entre los presentados por los autores del trabajo.

Conexiones con Soldadura Directa:

- La mayoría de las conexiones no fueron capaces de alcanzar el momento plástico de la viga. Las capacidades obtenidas se encontraban en un rango entre $0.42M_p^v$ y $1.08M_p^v$.
- Se obtuvo una mayor capacidad a momento mientras mayor fuera el valor de la relación ancho de viga – ancho de columna (β).

- Se obtuvo una mayor capacidad a momento mientras menor fuera el valor de la relación espesor de viga –espesor de columna.
- Los principales modos de falla identificados para la conexión fueron la cedencia de la cara de la columna conectada a la viga y el pandeo de la pared lateral de la columna. Adicionalmente se identifica que otro mecanismo de falla relevante es la generación de fracturas en la soldadura, sin embargo, no se estudió dicho mecanismo en el trabajo.

Conexiones Reforzadas con Diafragmas:

- Todas las conexiones estudiadas presentaron una capacidad a momento mayor al momento plástico de la viga, comprendiendo un rango entre 1.23Mp y 1.48Mp para las conexiones con diafragma externo y 1.20Mp y 1.48Mp para las conexiones con diafragma pasante.
- Se obtuvo un comportamiento de histéresis simétrico, en el que las conexiones presentaron una degradación de momento a partir de rotaciones mayores a 0.04 rad.
- En este caso se obtuvo proporcionalidad inversa entre la capacidad a momento y el valor de la relación β .
- No se obtuvo una tendencia clara entre la relación espesor de viga –espesor de columna (t_b/t_c), debido a que mayores espesores asignaban una mayor capacidad a momento en la viga, pero perjudicaban la relación de rigidez entre la viga y la cara de la columna. Se indicó que las mayores capacidades de la conexión se obtienen para una relación t_b/t_c de 0.6.
- Se observó que la longitud del diafragma no tiene influencia sobre la capacidad de la conexión.

Uno de los aspectos más importantes estudiados en el trabajo de Fadden y McCormick fue la identificación de los elementos de la conexión donde ocurren las rotaciones inelásticas, así como la incidencia de la rotación de cada elemento en la rotación total de la conexión. La importancia de identificar donde ocurren las rotaciones inelásticas y en qué

proporción, radica en que se puede evaluar el desempeño de la conexión con respecto a cuantos elementos contribuyen a la disipación de energía, la capacidad a momento y la falla frágil de la conexión. De esta forma se pueden identificar cuales parámetros son de importancia para el diseño de las conexiones, así como cuales elementos de refuerzo contribuyen a mejorar su comportamiento.

Para las conexiones con soldadura directa se observó que la rotación plástica máxima fue de 0.033 radianes, correspondiente a una rotación total de 0.06 radianes. Se identificó que la rotación en la viga fue prácticamente nula, generándose la mayoría de la rotación en la cara de la columna y zona de panel. Se destaca que este comportamiento resulta indeseable ya que según los criterios de columna fuerte–viga débil para aplicaciones sísmicas es fundamental que la cedencia ocurra en la viga.

En comparación, para las conexiones con diafragmas se observó que la rotación plástica máxima fue de 0.044 radianes para una rotación total de 0.06 radianes. Se identificó que la proporción de rotaciones plásticas ocurridas en las vigas fueron de 95% y 88% para conexiones con diafragma pasante y diafragma externo respectivamente. Dicho comportamiento permite concluir que las conexiones con diafragmas de refuerzo resultan mucho más favorables para aplicaciones sísmicas.

2.7.3. Comportamiento de Conexión a Momento Empernada (Viga–Columna) Entre Perfiles Tubulares de Acero Conformados en Frío

Trabajo especial de grado desarrollado por Freddy D. González ante la Universidad Central de Venezuela, Caracas, como requisito para optar al título de Magister.

En esta investigación se estudia el comportamiento de una conexión a momento entre perfiles tubulares de acero, empernada y con diafragma externo. Los perfiles tubulares evaluados para el diseño de la conexión son los producidos por la empresa Industrias UNICON, C.A. Se desarrolló el estudio con el objetivo de calificar la conexión mencionada utilizando los perfiles evaluados, proponiéndose una conexión válida para ser utilizada en pórticos a momento ubicados en zonas de mediana y alta sismicidad. Para esto se

realizaron varios ensayos experimentales de la conexión propuesta, precedidos por la evaluación analítica de las conexiones mediante el método de análisis por elementos finitos.

En el trabajo de González se presenta una investigación extensiva de los perfiles tubulares, sus métodos de fabricación, tipos de conexiones, métodos de diseño, etc. los cuales no vale la pena resumir en esta sección debido a la cantidad de información desarrollada. Sin embargo, se considera relevante resaltar los aspectos de la investigación citada más utilizados en el desarrollo del presente trabajo.

En primer lugar, la investigación discutida presenta los resultados de ensayos experimentales a tracción realizados a probetas extraídas de 30 perfiles tubulares de diferentes secciones. La data obtenida indica que la resistencia del material, tanto cedente como última, supera los valores mínimos de la especificación ASTM A500C, en promedio, por un factor muy similar a los recomendados por las normas R_y (1.4) y R_t (1.3). Esta información fue de particular interés para el presente trabajo ya que permitió conocer las propiedades mecánicas reales de los perfiles comercializados en Venezuela.

Adicionalmente, en la investigación antecedente se realizó el análisis por elementos finitos de la conexión propuesta, así como una conexión directa entre perfiles tubulares. Se desarrolló dicho análisis con el objetivo de determinar de forma preliminar el comportamiento de los perfiles, así como las zonas de concentración de tensiones, para desarrollar el prototipo de conexión que fue evaluado experimentalmente en escala real. Por lo tanto, el trabajo de González sirvió como referencia para definir algunos parámetros del modelo de análisis desarrollado en el presente trabajo.

En la investigación citada, los resultados obtenidos experimentalmente y mediante el método de análisis por elementos finitos presentaron una muy buena correlación. En consecuencia, el estudio comprobó la validez de utilizar dicho método en la evaluación de las conexiones estudiadas. Considerando que en la investigación se evaluó una conexión directa entre perfiles tubulares, mediante el mismo método de análisis empleado en el

presente trabajo, los resultados obtenidos fueron una excelente referencia para anticipar el comportamiento esperado de la conexión de estudio.

Finalmente, la investigación de González demostró que la conexión propuesta, utilizando diafragmas externos resulto adecuada para ser empleada en pórticos a momento con nivel de diseño dos o tres, según los requerimientos de la norma AISC 341-16 y según la evaluación experimental de los mecanismos de falla de la conexión. Además, se presentó el método de diseño correspondiente a la conexión calificada, proporcionando un procedimiento claro para el diseño de conexiones rígidas entre perfiles tubulares. Este aporte es de gran valor ya que en los libros y normas relacionadas al diseño de estructuras con estos perfiles no se presenta ningún procedimiento claro para el diseño de estas conexiones. Por lo tanto, la investigación sirvió como una importante referencia para conocer una alternativa de conexión adecuada para el uso de perfiles tubulares en edificaciones sismorresistentes.

Capítulo 3 - Metodología de la Investigación

En la presente investigación se estudió el comportamiento de las conexiones entre perfiles tubulares con soldadura directa para determinar la conveniencia de su uso en estructuras aporticadas ubicadas en zonas de mediana a alta sismicidad. Para esto, se realizó la evaluación de las tensiones, deformaciones y capacidad de una conexión típica la cual fue sometida a un protocolo de cargas simulando acciones sísmicas. Dicha evaluación se llevó a cabo aplicando el método de análisis por elementos finitos de una conexión de estudio representativa de las conexiones más comunes construidas en Venezuela con perfiles tubulares. Para esto se desarrolló un modelo digital de la conexión utilizando el programa Autodesk Inventor; un software de diseño de modelos mecánicos en tres dimensiones. Posteriormente, se exportó el modelo generado al programa de simulación mecánica ANSYS Workbench R.17, del cual se obtuvieron los resultados requeridos para la evaluación de la conexión.

Para desarrollar este trabajo, se llevó a cabo una metodología de investigación la cual se puede dividir en cuatro etapas. En primer lugar, se realizó una investigación bibliográfica, presentada en el capítulo anterior, la cual permitió identificar las bases teóricas para la evaluación del objeto de estudio. De esta forma se establecieron los criterios más apropiados para definir el modelo de la conexión de estudio y los resultados más relevantes para la evaluación del comportamiento sismorresistente de la conexión. La segunda etapa de la investigación consistió en establecer las características y las condiciones de análisis, a partir de los criterios establecidos en la sección bibliográfica.

La descripción de las características del modelo, las condiciones de análisis, y los criterios empleados se presentan en las primeras cuatro secciones de este capítulo. De esta forma, se describe cómo se seleccionaron los miembros para conformar la conexión, el protocolo de carga establecido, las propiedades mecánicas de los materiales asignados al modelo y el diseño de los elementos de soldadura.

La tercera etapa consistió en realizar el modelo matemático de análisis utilizando los programas de diseño y simulación mecánica mencionados. Esta etapa se presenta en las secciones cinco y seis de este capítulo, donde se describe la metodología utilizada en el desarrollo del modelo, así como el procedimiento de calibración para garantizar que los resultados obtenidos fueran confiables. Luego de haber realizado un modelo satisfactorio para desarrollar el análisis, se procedió a obtener los resultados los cuales fueron evaluados para llevar a cabo el estudio del comportamiento de la conexión. Por lo tanto, la última etapa en el desarrollo de la investigación consistió en el análisis de los resultados, a partir del cual, se obtuvieron las conclusiones y recomendaciones finales de la investigación.

3.1 Selección de Perfiles

Actualmente en Venezuela es muy común el uso de perfiles tubulares en la construcción de edificaciones, debido a su disponibilidad en el mercado y a la creciente escasez de perfiles I o H los cuales usualmente eran importados desde el exterior. El uso de perfiles tubulares presenta muchas ventajas tales como su excelente comportamiento a torsión y su buena relación peso-resistencia, pero se debe tener cuidado con respecto a su ductilidad y al diseño de sus conexiones, particularmente si se van a utilizar en estructuras sismorresistentes. En edificaciones construidas recientemente se ha notado que no se está prestando atención a los dos aspectos mencionados, pero se observa con especial preocupación como se ha generalizado el uso de conexiones viga-columna mediante soldadura directa entre los perfiles.

Como ya se ha descrito en el capítulo anterior, la conexión directa entre secciones tubulares presenta comportamiento semirrígido y no es capaz de satisfacer las exigencias sísmicas contempladas en las normas de diseño, tal como la AISC 341-16. Por lo tanto, el uso de estas conexiones en edificaciones sismorresistentes no es recomendable, sobre todo si se consideran de comportamiento rígido durante el diseño de la estructura.

Tomando en cuenta que este trabajo tuvo como objetivo demostrar que el uso de las conexiones directas entre perfiles tubulares resulta inadecuado, fue de particular interés seleccionar una combinación de perfiles representativa de las conexiones que se construyen en el país actualmente. Para identificar las secciones con más demanda para la construcción de edificaciones aporricadas, se solicitó asesoría al departamento técnico de la principal empresa distribuidora de perfiles tubulares de acero en Venezuela. A partir de información de ventas y basados en su experiencia profesional, el departamento técnico indicó las secciones de uso más frecuente, las cuales se presentan a continuación (medidas en milímetros).

- 200x200x7 (Columna)
- 175x175x5.5 (Columna)
- 260x90x5.5 (Viga)

En consideración a lo anterior y tomando en cuenta algunos criterios de selección presentados en los siguientes títulos de esta sección, se escogieron las siguientes combinaciones de perfiles para realizar la conexión estudiada:

- Conexión de Estudio: Columna 175x175x5.5 y Viga 260x90x5.5

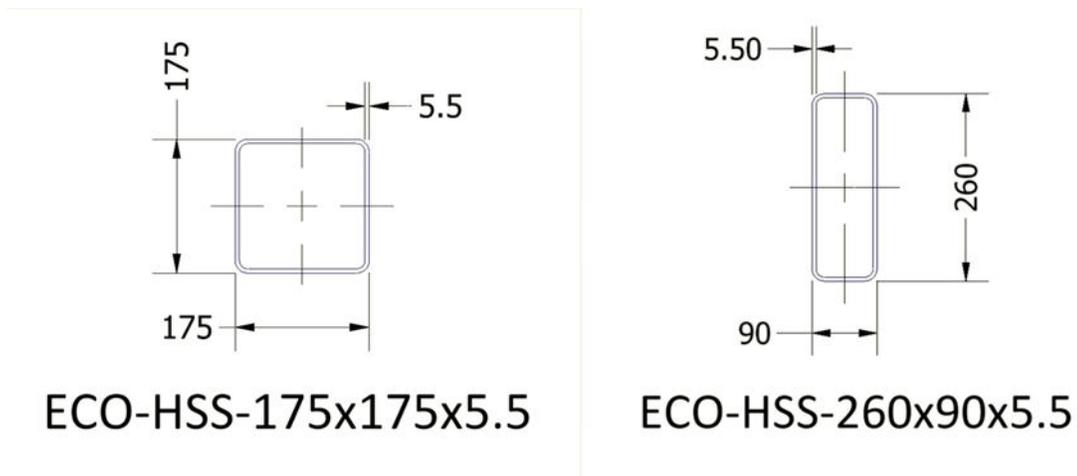


Figura 3-1 – Secciones en la Conexión de Estudio

3.1.1 Criterios de Selección

- **Espesor:**
Se seleccionó una combinación de perfiles que tuvieran el mismo espesor, de forma tal que la relación espesor de viga – espesor de columna (t_b/t_c) no fuera una variable influyente en los resultados. Este criterio permitió descartar la columna de 200x200x7 ya que su espesor es superior al de la viga seleccionada.
- **Relación β :**
Muchas investigaciones, entre ellas (Fadden, 2014b) e incluso las normas de diseño, demuestran que la relación de ancho de viga respecto al ancho de columna es un parámetro muy influyente en la capacidad de las conexiones entre perfiles tubulares. Si se observa la ecuación de capacidad de momento para conexiones directas presentada en la Tabla 2-11 se puede concluir que el valor de β es inversamente proporcional al momento resistente de la conexión.

Al seleccionar la combinación de perfiles se obtiene una relación β de 0.514, cuyo valor es muy bajo y acentúa el efecto adverso de la conexión directa. Resultaba deseable para el estudio tomar un valor de β superior evitando que este tuviera influencia relevante en los resultados. No obstante, ya que el objetivo del estudio es analizar el comportamiento de una conexión representativa de la práctica constructiva en el país, no se siguió este criterio de selección.

3.2 Protocolo de Cargas

Para evaluar el comportamiento de la conexión estudiada en este trabajo, se definió un protocolo de carga siguiendo las especificaciones establecidas en la norma AISC 341-16 para los ensayos de precalificación de conexiones viga-columna en pórticos de nivel de diseño ND3 (Special Moment Frames). El protocolo consiste en asignar ciclos de rotaciones a la conexión, los cuales incrementan su magnitud progresivamente hasta alcanzar un valor de al menos 0.06 radianes. De esta forma se simula el efecto de una

carga sísmica, la cual incrementa su intensidad con el transcurso del tiempo. Este es el procedimiento utilizado en la evaluación de las conexiones precalificadas para comprobar si estas son adecuadas desde un punto de vista sismorresistente. Por lo tanto, se consideró coherente utilizar el protocolo mencionado para la evaluación de la conexión estudiada en la presente investigación.

A continuación, se resumen las características más relevantes del protocolo de carga utilizado. Su especificación se encuentra en la sección K.2 de la norma AISC 341-16, *Cyclic Tests for Qualification of Beam-to-Column and Link-to-Column Connections*.

- La conexión debe ser sometida a una secuencia de cargas cíclicas, las cuales son controladas de acuerdo con una rotación establecida, correspondiente a un ángulo de deriva de entrepiso.
- El ángulo de deriva de entrepiso es determinado a partir de la rotación entre la viga y la columna medida en el punto de intersección de sus ejes longitudinales.
- La secuencia de rotaciones a la que debe ser sometida la conexión se presenta a continuación.
 - a) 6 ciclos a $\Theta = 0.00375\text{rad}$
 - b) 6 ciclos a $\Theta = 0.005\text{rad}$
 - c) 6 ciclos a $\Theta = 0.0075\text{rad}$
 - d) 4 ciclos a $\Theta = 0.01\text{rad}$
 - e) 2 ciclos a $\Theta = 0.015\text{rad}$
 - f) 2 ciclos a $\Theta = 0.02\text{rad}$
 - g) 2 ciclos a $\Theta = 0.03\text{rad}$
 - h) 2 ciclos a $\Theta = 0.04\text{rad}$
 - i) Continuar la carga en incrementos de $\Theta = 0.01\text{rad}$, utilizando dos ciclos en cada incremento.

Nota: Se considera un ciclo de carga como la aplicación de la carga en una dirección, la descarga, la aplicación de la misma carga en la dirección contraria y su descarga.

3.3 Propiedades Mecánicas del Material de los Perfiles

Considerando que la evaluación de la conexión estudiada en este trabajo se realiza empleando un programa de análisis por elementos finitos, es necesario definir adecuadamente las propiedades mecánicas del material de los perfiles para ser utilizadas como datos de entrada del modelo. Como ya se ha indicado en el marco teórico de este trabajo, los perfiles tubulares utilizados en Venezuela son los de la línea comercial Perfiles Tubulares Estructurales ECO-HSS, fabricada por industrias UNICON. Estos perfiles son fabricados siguiendo la especificación para tubos estructurales conformados en frío, ASTM A500C. Sin embargo, es común que los fabricantes obtengan propiedades mecánicas que excedan los valores mínimos de la especificación normativa, por lo que resulta más exacto obtener valores experimentales de las propiedades del material que utilizar los valores normativos para realizar el estudio de los perfiles.

Tomando en cuenta que en este trabajo se desea que las conexiones estudiadas sean representativas de la práctica constructiva en Venezuela, se consideró adecuado utilizar valores de las propiedades mecánicas obtenidos a partir de ensayos experimentales a los perfiles fabricados en el país. Las propiedades del material fueron tomadas de los resultados de ensayos presentados en la investigación desarrollada por González, F. (2016) en la Universidad Central de Venezuela. En dicha investigación se presentan los resultados de ensayos a tracción realizados a probetas extraídas de 30 perfiles tubulares de diferentes secciones. La data obtenida indica que la resistencia del material, tanto cedente como última, supera los valores mínimos de la especificación ASTM, en promedio, por un factor muy similar a los recomendados por las normas R_y (1.4) y R_t (1.3).

Para la selección de los valores de resistencia utilizados en este trabajo, se tomaron los valores promedios de todos los ensayos presentados en la investigación de González, F. (2016). Se tomaron dichos valores ya que no se disponía de resultados experimentales para la sección de la columna (175x175mm). Adicionalmente, se quería utilizar únicamente un material para los dos perfiles y se consideró que el valor de resistencia promedio era el más representativo para esto.

En la tabla 3-1 se presentan los valores de resistencia promedio de los perfiles tubulares obtenidos de los ensayos de referencia.

Tabla 3-1 – Propiedades mecánicas de los Perfiles ECO-HSS – [Cuadro III.11 (González, 2016)]

Valores mínimos especificados Cuadrado y rectangular		Promedio		Desviación estándar		Valores máximos y mínimos			
F_y	F_u	F_y	F_u	σ_y	σ_u	$F_{y\ min}$	$F_{y\ max}$	$F_{u\ min}$	$F_{u\ max}$
(Kg f/cm^2)	(Kg f/cm^2)	(Kg f/cm^2)	(Kg f/cm^2)	(Kg f/cm^2)	(Kg f/cm^2)	(Kg f/cm^2)	(Kg f/cm^2)	(Kg f/cm^2)	(Kg f/cm^2)
3.515	4.360	4.687	5.350	371	251	3.603	5.271	4.609	5.972
R_y	R_t	R_y	R_t	σ_y	σ_t	$R_{y\ min}$	$R_{y\ max}$	$R_{t\ min}$	$R_{t\ max}$
1,40	1,30	1,332	1,226	0,105	0,057	1,025	1,500	1,057	1,370

3.4 Diseño de la Conexión

El diseño de las conexiones directas entre perfiles tubulares es un procedimiento muy sencillo en el cual se seleccionan dos perfiles cuya conexión sea capaz de soportar las solicitaciones actuantes, y posteriormente, se determina el tamaño de soldadura requerido para resistir las tensiones transferidas de la viga a la columna. Para seleccionar los perfiles se debe llevar a cabo la verificación de varias combinaciones hasta obtener dos miembros cuyo momento nominal de diseño sea superior al momento requerido por las solicitaciones de la estructura. Conociendo las dimensiones de los perfiles seleccionados se determina un tamaño de soldadura que garantice que la falla de la conexión, al llegar a tensiones superiores a la de diseño, ocurra en los perfiles y no en la soldadura, evitando una potencial falla frágil.

A pesar de que en este trabajo se realiza un estudio del comportamiento de una conexión típica y no es necesario diseñarla para resistir unas solicitaciones establecidas, es importante garantizar que la soldadura sea capaz de resistir las cargas establecidas en el protocolo. Tomando en cuenta que un criterio de diseño indispensable para cualquier conexión soldada es garantizar que la soldadura no sea el elemento donde se inicie la

falla, en esta investigación únicamente se evalúan los fenómenos ocurridos en los perfiles conectados, suponiendo que la soldadura no es capaz de presentar fallas prematuras que afecten el comportamiento de los perfiles. Por esta razón, se excluye el análisis del comportamiento de la soldadura y el efecto de su ejecución sobre las propiedades de los perfiles, tales como las tensiones residuales ocasionadas en las zonas afectadas térmicamente.

3.4.1 Criterios de Diseño

A continuación, se presentan los criterios de diseño empleados para la determinación del tamaño de soldadura a utilizar en el modelo de análisis.

- Se utilizó una soldadura de filete. Se seleccionó este tipo de soldadura tomando en cuenta que se desea representar la práctica constructiva más común en Venezuela para conexiones entre perfiles tubulares. Es importante mencionar que para este tipo de conexiones es recomendable utilizar una soldadura de penetración completa. Sin embargo, el espesor de los perfiles ($e = 5.5\text{mm}$) es inferior al espesor mínimo requerido para soldaduras de penetración.
- Siguiendo recomendaciones prácticas obtenidas a partir de experiencias de campo en edificaciones construidas con perfiles tubulares, se limitó el tamaño de la soldadura (D) a ser 3mm mayor que el espesor del elemento soldado más delgado.
- Se siguieron las recomendaciones de diseño de la norma AISC 360-10 presentadas en el capítulo K, tomando las ecuaciones de la tabla K4.1.
- Considerando que la conexión estudiada suele ser utilizada en pórticos con nivel de diseño ND3 (SMF), es importante mencionar que esta se encuentra dentro de la zona protegida y debería ser diseñada como una soldadura de demanda crítica según la norma AISC 341-16. Sin embargo, las soldaduras de filete no son consideradas soldaduras de demanda crítica, lo cual indica que las conexiones que emplean dicho sistema constructivo no deberían ser utilizadas en sistemas sismorresistentes.

3.4.2 Procedimiento de Diseño

Considerando que, para propósitos de este trabajo, la soldadura fue diseñada únicamente para garantizar que se resistan las cargas de ensayo, su procedimiento de diseño consistió simplemente en seleccionar un tamaño de soldadura tres milímetros mayor que el espesor del perfil más delgado y verificar que esta presentara la resistencia requerida. Para determinar la resistencia requerida, se utilizaron valores de momento y carga máxima alcanzados por modelos preliminares de la conexión en los que no se incluían los elementos de soldadura, conformando la unión mediante el contacto directo entre los perfiles. El desarrollo de estos modelos preliminares se describe a detalle en la sección 3.6.3.

Es muy importante mencionar que la inclusión de los elementos de soldadura en el modelo de análisis se llevó a cabo con el objetivo de representar la geometría correcta de transferencia de tensiones entre la viga y la columna. Como ya se ha indicado, no se deseaba estudiar el comportamiento ni las tensiones generadas en los elementos de soldadura. Adicionalmente, para simplificar el modelo se utilizó el mismo material definido para los perfiles en los elementos de soldadura, considerando la suposición que esta no presentaría fallas prematuras a los perfiles debido al ser diseñada para soportar las cargas de ensayo. Los criterios presentados en este párrafo se describen a detalle en las secciones 3.5.1.2 y 3.5.2.

Para determinar la resistencia de la soldadura se siguieron las recomendaciones de diseño de la norma AISC-360-10. Sin embargo, conforme a lo indicado en el párrafo anterior en vez de utilizar los valores de tensión nominal del metal de soldadura, especificados para un electrodo particular, se utilizó la tensión cedente del material de los perfiles. Considerando que la conexión fue modelada en un programa análisis en el que el usuario define las características exactas de los materiales, no se utilizaron los factores de minoración correspondientes a las tensiones nominales del metal de soldadura.

La norma AISC 360-10 presenta dos ecuaciones de resistencia nominal a partir de las cuales se determina el tamaño de la soldadura conociendo las acciones que esta debe resistir. Las ecuaciones mencionadas se presentan a continuación.

$$P_n = F_w * t_w * l_e \quad (3.1)$$

$$M_n = F_w * S_w \quad (3.2)$$

- P_n : Fuerza vertical nominal de la soldadura
- M_n : Momento nominal de la soldadura
- F_w : Tensión nominal del metal de soldadura (0.6 F_{EXX})
- T_w : Garganta efectiva de la soldadura
- L_e : Longitud efectiva de la soldadura
- S_w : Modulo efectivo de sección elástico de la soldadura

Las variables de longitud efectiva y módulo de sección se obtienen a partir de las siguientes ecuaciones,

$$l_e = 2h_b + 2b_{eoi} \quad (3.3)$$

- h_b : Altura de la viga
- t_v : Espesor de la viga

$$S_w = \frac{t_w}{3} * (2h_b)^2 + t_w * b_{eoi} * (2h_b) \quad (3.4)$$

$$b_{eoi} = 4t_v \quad (3.5)$$

3.4.3 Verificación del Tamaño de Soldadura

Considerando que el perfil más delgado presenta un espesor de 5.5mm, se asignó un tamaño de soldadura de 9mm siguiendo la recomendación de ejecución mencionada anteriormente. Para el tamaño de soldadura seleccionado, se obtienen resistencias nominales muy superiores a las resistencias máximas requeridas, obtenidas a partir del análisis de los modelos preliminares. Previendo que en los modelos definitivos podían ocurrir cargas de mayor magnitud que las determinadas en los modelos preliminares, se consideró adecuado el tamaño de soldadura seleccionado.

Tabla 3-2 – Tamaño de soldadura según tensión de corte en la conexión

Conexión	D (mm)	t_w (cm)	F_w (kg/cm ²)	L_e (cm)	P_n (kg)	P_{max} (kg)
175x175x5.5 260x90x5.5	9.0000	0.6364	4687.0000	56.4000	168229.2734	1422.4000

Tabla 3-3 – Tamaño de soldadura según tensiones por flexión en la conexión

Conexión	D (mm)	t_w (cm)	F_w (kg/cm ²)	S_w (cm ³)	M_n (kg*m)	M_{max} (Kg*m)
175x175x5.5 260x90x5.5	9.0000	0.6364	4687.0000	179.8031	8427.3719	2258.0000

3.5 Elaboración del Modelo de Elementos Finitos

Para evaluar el comportamiento de la conexión analizada en este trabajo, se realizó un modelo de elementos finitos en el programa ANSYS Workbench R.17 a partir del cual se obtuvieron los resultados requeridos. El método de análisis por elementos finitos se debe desarrollar realizando una serie de actividades en forma organizada para garantizar que los resultados sean una representación correcta del fenómeno que se está estudiando, particularmente si se emplea un programa de simulación mecánica. La metodología y los criterios empleados para realizar las actividades requeridas y obtener el modelo de análisis son descritas a continuación. El modelo fue desarrollado basándose en los perfiles seleccionados, la soldadura diseñada, el protocolo de carga establecido y las propiedades mecánicas definidas para el material.

3.5.1 Geometría del Modelo

La primera actividad requerida para realizar el estudio de la conexión mediante el análisis por elementos finitos fue definir la geometría del modelo de análisis. Para esto, se utilizó el programa Autodesk Inventor Professional 2017; un programa de diseño mecánico en el que se pueden desarrollar modelos digitales de prototipos en tres dimensiones. Se utilizó

este programa ya que permitió realizar de forma muy sencilla el modelo tridimensional de la conexión. Adicionalmente, este programa permitió trabajar de forma asociativa con ANSYS, haciendo muy fácil la alteración geométrica del modelo ante modificaciones necesarias que se presentaron durante el proceso de análisis y calibración de resultados.

El esquema de trabajo consistió en generar individualmente todos los componentes de la conexión de forma paramétrica, permitiendo alterar sus dimensiones cuando era necesario hacer cambios en el modelo. Luego, los componentes generados fueron asociados como un ensamblaje mecánico, obteniéndose un modelo final compuesto de varias partes. De esta forma, cualquier modificación geométrica necesaria se realizaba sobre los componentes de la conexión y se modificaba automáticamente el ensamblaje, sin necesidad de hacer alteraciones sobre la geometría del modelo final.

3.5.1.1 Dimensiones del Modelo.

Una vez seleccionados los componentes del modelo de análisis, fue necesario definir la longitud de la viga y la columna. Para esto se siguieron los siguientes criterios:

- Los apoyos del modelo fueron simulados como condiciones de borde, y se debían ubicar suficientemente alejados de la zona de unión para no alterar los resultados de tensiones y deformaciones en dicha zona.
- El modelo debía tener dimensiones representativas de un pórtico donde es común el uso de la conexión de estudio. Es importante recordar que en el presente trabajo se intentó representar las uniones más comunes construidas en Venezuela con perfiles tubulares.

Siguiendo los dos criterios expuestos y luego de realizar algunas pruebas para la comparación de resultados con el programa de análisis, se definieron las dimensiones del modelo con una longitud de 1.50 m para la viga y 2.40 m para la columna, tomando en consideración alturas de entrepiso y luces entre columnas típicas en edificaciones que utilizan los perfiles estudiados.

3.5.1.2 Geometría Definida para el Modelo de Análisis.

En la figura 3-2 se muestra una vista en perspectiva del modelo tridimensional importado a ANSYS, luego de haber sido desarrollado en el programa Autodesk Inventor Professional 2017. La figura 3-3 se muestra las dimensiones de los miembros conectados.

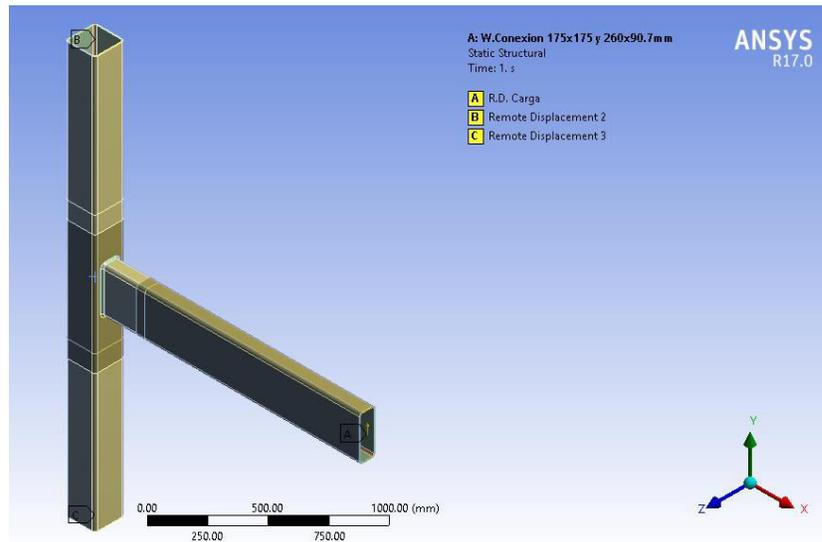


Figura 3-2 – Modelo Digital de la Conexión

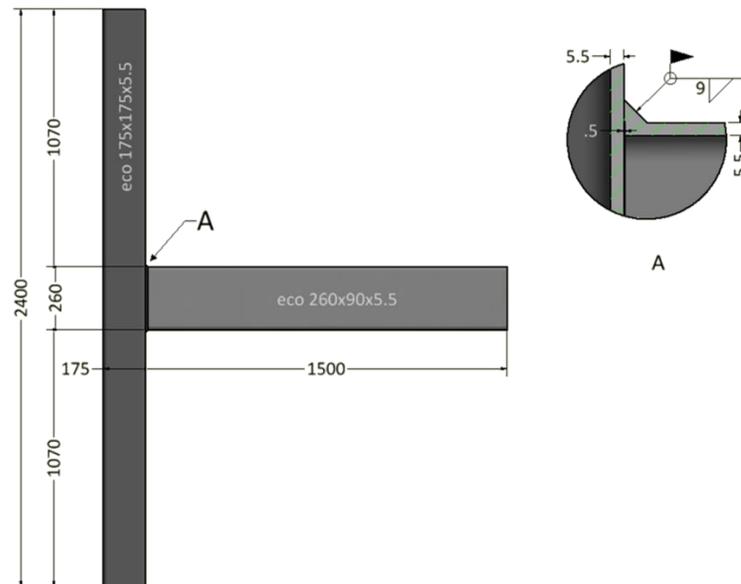


Figura 3-3 – Dimensiones de los Miembros de la Conexión

3.5.2 Asignación de las Propiedades Mecánicas Del Material

Una vez conocidas las propiedades mecánicas del material de los perfiles, se procedió a incorporarlas en el modelo de análisis. Para esto se realizaron ciertas simplificaciones, utilizando un modelo bilineal con módulo tangente nulo para describir un comportamiento elasto-perfectamente plástico. El comportamiento del material se definió de esta manera ya que a partir de la data experimental utilizada no se tuvo acceso a todos los datos de la curva de tensión vs deformación. Por esta razón no fue posible describir el comportamiento del material incluyendo el endurecimiento por deformación que este desarrolla en su rango plástico.

Es importante mencionar que los perfiles tubulares presentan diferencias entre las propiedades mecánicas del material en las paredes y en las esquinas. Esto se debe a las deformaciones plásticas ocurridas durante el proceso de conformado en frío, generándose tensiones residuales que pueden llegar a tener una magnitud cercana a $1.3 F_y$ (Fadden, 2013). Sin embargo, no fue posible incluir un material distinto para las esquinas en el modelo, ya que no se tuvo acceso a ensayos experimentales que indicaran las propiedades exactas del material en estas zonas de los perfiles estudiados.

A continuación, se presentan las propiedades mecánicas del material de los perfiles utilizadas en el modelo de análisis.

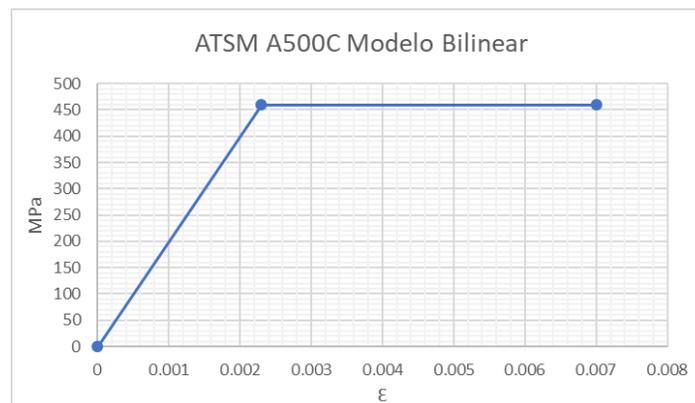


Figura 3-4 – Curva de Tensión vs. Deformación para el Modelo de Análisis por Elementos Finitos

Tabla 3-4 – Curva de tensión vs. deformación para el modelo de análisis por elementos finitos

	kgf/cm ²	MPa
Tensión Cedente (F _y)	4687.00	459.64
Tensión Última (F _u)	5350.00	524.66
Módulo de Elasticidad E	2.10E+06	2.06E+05
Relación de Poisson**	0.30	0.30
Módulo de Corte	807615	79200

3.5.3 Mallado del Modelo

Luego de obtener el modelo geométrico de la conexión y haberle asignado las propiedades mecánicas del material, se procedió a realizar la división del modelo en elementos finitos, la cual se denomina procedimiento de mallado. Esta es una de las etapas más importantes del método de análisis por elementos finitos, ya que el mallado realmente representa la discretización del modelo matemático. Mientras más elementos se utilicen en la discretización del modelo, la precisión de los resultados aumenta, ya que los elementos describen el material continuo de análisis de forma más exacta. Sin embargo, a medida que se densifica el mallado utilizando más elementos, se incrementa el tiempo computacional requerido para la resolución de las ecuaciones del modelo matemático. Por consiguiente, el modelo definitivo debe tener una discretización óptima, la cual permita obtener resultados con la precisión requerida utilizando un tiempo computacional manejable. Los criterios generales utilizados para desarrollar el mallado en este trabajo fueron los siguientes,

- Todos los nodos de los elementos en contacto debían coincidir.
- La forma de los elementos debía ser aproximadamente ortogonal y su forma primitiva no debía estar muy distorsionada.

- Se intentó que el mallado presentara la menor cantidad de elementos posible sin comprometer la exactitud de los resultados, ya que el tiempo computacional aumenta considerablemente mientras más elementos se utilicen.
- Se realizó la discretización manteniendo una densidad de mallado más elevada en la zona del modelo que se deseaba estudiar. Para elementos alejados de la zona de estudio se utilizó un mallado de menor densidad, optimizando el tiempo computacional. Adicionalmente se verificó que se utilizara un número adecuado de elementos en geometrías complejas del modelo, tales como las esquinas de los perfiles.

3.5.3.1 Procedimiento de Mallado.

El programa ANSYS Workbench R.17 realiza un mallado automatizado obedeciendo ciertos parámetros establecidos por el operador. Dichos parámetros son referentes a la forma, tamaño y distribución de los elementos. Sin embargo, es conveniente dividir el modelo en varios sectores a los cuales se define su propio conjunto de parámetros, permitiendo obtener diferentes mallados en diferentes zonas. De esta forma se puede obtener un mallado más denso en zonas de mayor importancia, aumentando la exactitud del modelo sin comprometer su eficiencia en tiempo computacional. En base al método planteado y siguiendo los criterios ya indicados, se realizó el mallado presentado en la figura 3-5, cuyas características se resumen a continuación:

- La viga y la columna fueron divididos en tres sectores longitudinalmente, permitiendo tener un mallado de alta densidad en el sector de la zona conectada, un mallado de pocos elementos en el sector alejado de la zona conectada y un mallado de transición en el sector intermedio.
- Adicionalmente, las secciones de la viga y la columna se dividieron en ocho sectores, un sector correspondiente a cada uno de los arcos que forman las esquinas y un sector a cada pared plana del perfil.
- En las paredes planas de los sectores cercanos a la conexión, se utilizaron elementos con forma de hexaedros de 20 nodos, los cuales presentan un mallado

más ordenado y fácil de controlar, y en términos generales son muy eficientes en tiempo computacional. Los elementos utilizados en esta zona tienen dimensiones de 7mm.

- Las esquinas de los sectores cercanos a la conexión se dividieron en 6 elementos con forma de hexaedros para representar su geometría de forma adecuada.
- En las paredes planas de la zona de transición se utilizaron elementos con forma de pirámides y tetraedros para poder lograr el cambio de tamaño entre los elementos de las zonas aledañas, manteniendo la coincidencia de los nodos.
- En las zonas alejadas a la conexión se utilizaron hexaedros con dimensiones entre 20 y 50mm, ya que en esta zona las tensiones resultantes fueron muy bajas por lo que se quería utilizar la menor cantidad de elementos posibles. Sin embargo, no fue posible utilizar elementos de mayor tamaño ya que esto implicaba que sus dimensiones fueran desproporcionadas debido al bajo espesor de los perfiles.
- En la soldadura se utilizaron elementos con forma de hexaedro, con dimensiones similares a los elementos en las zonas de la viga y la columna cercanas a la conexión.

3.5.3.2 Mallado Obtenido

Siguiendo el procedimiento y los criterios planteados en esta sección se obtuvo el mallado del modelo de estudio. Sin embargo, es importante mencionar que la obtención de un mallado final requiere de muchas correcciones y de un estudio de convergencia de los resultados. De esta forma se garantiza que los resultados del análisis sean aceptables y obtenidos en un tiempo computacional manejable por un computador de uso personal. Esto es particularmente importante para la aplicación del protocolo de carga cíclico seleccionado.

Estadísticas del Mallado:

- Número de Nodos: 205 244
- Número de Elementos: 37 745

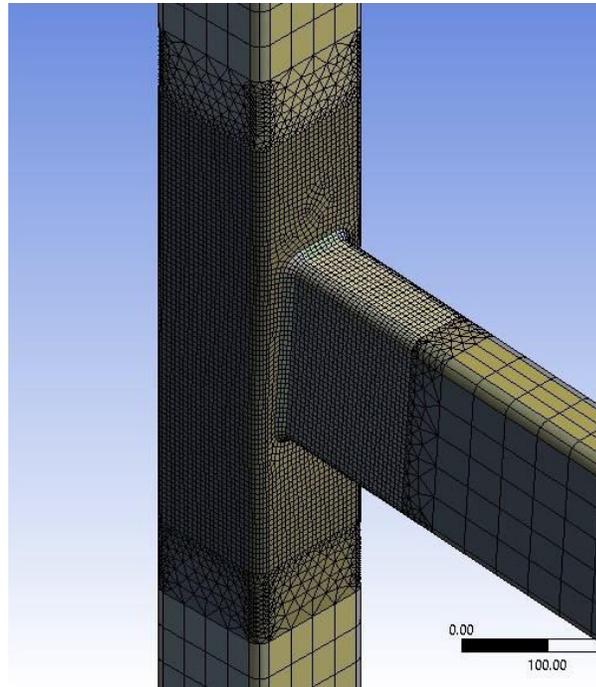


Figura 3-5 – Mallado Definitivo del Modelo por Elementos Finitos

3.5.3.3 Clasificación de los Elementos Utilizados.

En ANSYS Workbench R.17, el tipo de elementos utilizados en la discretización del modelo generalmente es asignado por el programa. Sin embargo, el operador puede elegir la forma de los elementos que desea incorporar en el mallado. Los tipos de elementos obtenidos en el modelo y sus descripciones se presentan a continuación.

- ANSYS SOLID186: Elemento tridimensional de veinte nodos con tres grados de libertad por nodo; traslaciones en X, Y y Z. Es capaz de describir deformaciones plásticas del material y ser sometido a grandes deformaciones. Esta clasificación corresponde a los elementos con forma de hexaedro, prisma y pirámide utilizados en el modelo.
- ANSYS SOLID187: Elemento tridimensional de 10 nodos con tres grados de libertad por nodo; traslaciones en X, Y y Z. Es capaz de describir deformaciones plásticas del material y ser sometido a grandes deformaciones. Únicamente

presenta forma de tetraedro y es ideal para describir geometrías irregulares. Esta clasificación corresponde a los elementos con forma de tetraedro utilizados en el modelo.

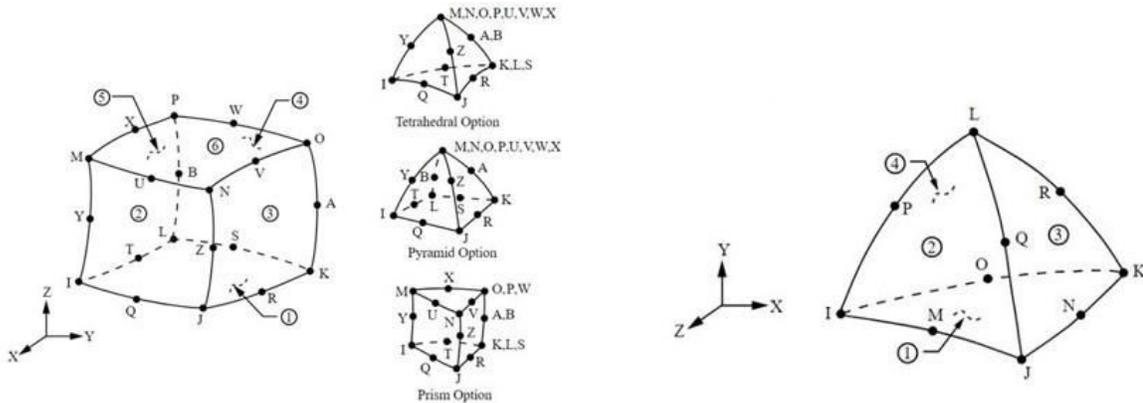


Figura 3-6 – Geometría de los Elementos Utilizados en el Modelo – (SHARCNET)

3.5.4 Aplicación de Cargas

El protocolo de carga seleccionado para este estudio consiste en la aplicación de varios ciclos de rotaciones entre la viga y la columna, tal como se mencionó en la sección 3.2. Según la norma AISC 341-16, dicha rotación se mide en la intersección de los ejes longitudinales de la viga y la columna (centro de la zona de panel). Por lo tanto, se puede obtener la rotación deseada al aplicar un desplazamiento vertical en el centroide de la sección transversal en el extremo de la viga. La magnitud del desplazamiento vertical, correspondiente a cada ángulo de rotación, se obtuvo a partir de la siguiente ecuación.

$$\delta = \text{ARCTAN}(\Theta) * \left(L_v + \frac{h_c}{2} \right) \quad (3.6)$$

- δ : Desplazamiento vertical del centroide de la sección extrema de la viga
- Θ : Ángulo de rotación entre viga y columna
- L_v : Longitud de la viga
- h_c : Altura de la sección de la columna

Para simular la aplicación del desplazamiento determinado (δ), se utilizó un tipo de apoyo en el programa (condición de borde) denominado *Remote Displacement*. Dicha condición

permite establecer un desplazamiento a un punto en el espacio, al cual se asocia una geometría seleccionada del modelo. Así, se asignó un desplazamiento en la dirección global del eje Y al centroide de la sección transversal extrema de la viga. Al desplazamiento de dicho punto se asoció la superficie de sección extrema del perfil. En la figura 3-7 se muestra el vector de desplazamiento asignado como aplicación de carga al modelo.

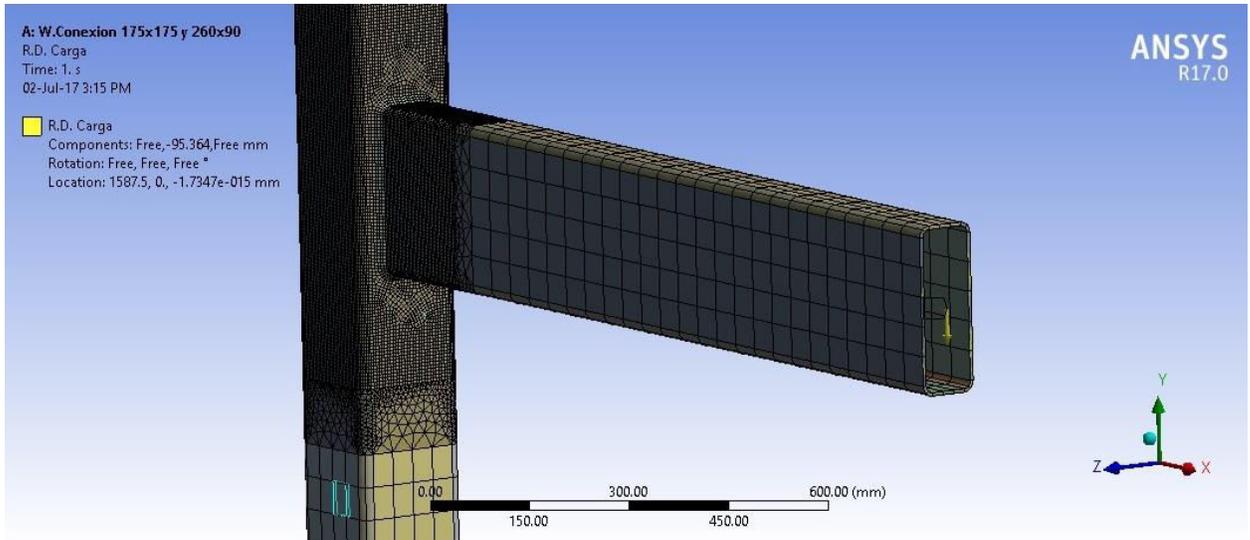


Figura 3-7 – Desplazamiento Aplicado al Modelo para Obtener las Cargas de Ensayo

Para obtener los desplazamientos cíclicos establecidos en el protocolo, se utilizó una configuración de análisis en que la aplicación de los desplazamientos se realiza por pasos. El programa permite al usuario asignar un número de pasos (Steps) en los que aplica una condición de borde al modelo. De esta forma, se definió la cantidad de pasos en que se debía aplicar la carga en función al número de ciclos establecidos en el protocolo. El protocolo de carga consiste en 34 ciclos, donde cada ciclo corresponde a la obtención de una rotación positiva y otra negativa. Por lo tanto, se definieron 68 pasos de análisis, asignando a cada uno la magnitud del desplazamiento correspondiente al protocolo. En la figura 3-8 se presenta un gráfico que representa los pasos de aplicación de carga definidos al programa y la magnitud del desplazamiento correspondiente para simular el protocolo de carga en el modelo.

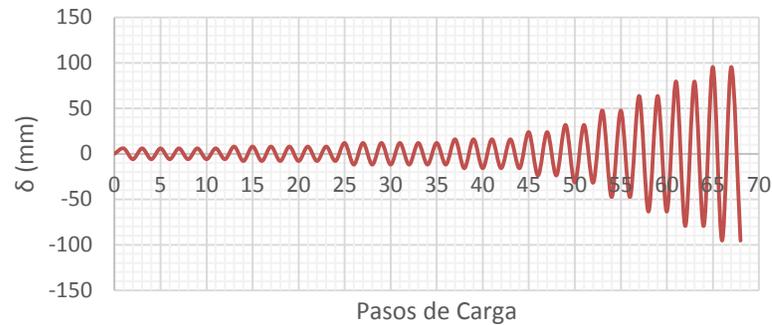


Figura 3-8 – Protocolo de Carga Definido para el Modelo de Análisis

3.5.5 Condiciones de Apoyo.

Para definir las condiciones de apoyo del modelo se simularon los extremos de la columna como articulaciones. Se realizó de esta forma ya que se consideró que estos apoyos son los que mejor representan las restricciones que tendría la conexión durante un evento sísmico, en el cual los puntos de inflexión de momento en la columna ocurrirían en el centro del tramo. Sin embargo, por razones de integridad computacional del modelo se restringieron las rotaciones al rededor los ejes donde no se esperaba que ocurriera rotación (X y Y), obteniéndose un apoyo el cual simula una articulación únicamente en la dirección de rotación ocasionada por el vector de carga.

Las restricciones en los extremos de la columna también fueron simuladas utilizando la condición de borde Remote Displacement. En este caso, se seleccionaron los centroides de las secciones transversales extremas de la columna como puntos de aplicación, y se asociaron las caras que conforman la sección para asignar las restricciones y simular los apoyos.

3.6. Calibración del Modelo

En el método de análisis por elementos finitos se deben realizar una serie de evaluaciones a los modelos generados con el objetivo de comprobar si estos realmente representan la realidad física que se desea simular. Dicha evaluación es conocida como calibración, y consiste en realizar pruebas comparativas a varias configuraciones del modelo utilizadas.

Las configuraciones de modelo consideradas fueron referentes a la forma de simular las condiciones de apoyo, las superficies de unión, la incorporación de los elementos de soldadura y el mallado realizado. Las posibilidades de configuración de cada componente del modelo fueron evaluadas al comparar diferentes alternativas y determinar su efecto sobre los resultados obtenidos. De esta forma, mediante el procedimiento de calibración se puede asegurar que el modelo final está conformado de forma correcta y genera resultados confiables.

Como ya se ha explicado en secciones anteriores, el modelo de la conexión fue sometido a un protocolo de varios ciclos de carga para describir su comportamiento. Es importante mencionar que, debido al gran número de ciclos de carga establecidos en el protocolo, la solución del modelo requería de mucho tiempo computacional. Por esta razón, se realizaron las pruebas de calibración a los componentes mencionados con el objetivo de obtener un modelo final con resultados confiables y tiempo de solución eficiente. Los modelos utilizados en el procedimiento de calibración fueron sometidos a una carga monótonica equivalente a la carga máxima establecida en el protocolo, ya que no se justificaba aplicar todos los ciclos de carga para simplemente realizar comparaciones entre los modelos.

3.6.1 Condiciones de Apoyo

Tal como se mencionó en la sección 3.5.5 de este capítulo, se deseaban simular articulaciones en los extremos de la viga como condiciones de apoyo. Entre las diversas condiciones de apoyo disponibles en ANSYS Workbench R.17, se eligió la condición Remote Displacement ya que permitía definir restricciones a los desplazamientos y rotaciones en las tres direcciones principales a las secciones extremas de la columna. Inicialmente, se deseaba restringir únicamente los desplazamientos de los apoyos, a excepción del desplazamiento vertical (Y) de un extremo de la columna. Sin embargo, luego de realizar varias pruebas asignando diferentes restricciones se determinó que los modelos requerían de menor tiempo computacional cuando se restringían tanto los desplazamientos como las rotaciones. Al asignar restricciones adicionales, no se

observaban variaciones relevantes en las tensiones generadas ni en la capacidad de la conexión. En consecuencia, se decidió restringir todos los desplazamientos y rotaciones en los apoyos, a excepción de la rotación en la dirección Z, la cual corresponde a la dirección del momento aplicado a la conexión.

3.6.2 Superficies de Unión

Para definir la unión entre los miembros de la conexión simulada se utilizaron dos configuraciones del modelo. El programa ANSYS Workbench R.17 permite asignar a las superficies tangentes del modelo, formulaciones numéricas denominadas Contactos, las cuales simulan la interacción entre dichas superficies. Para el modelo de la conexión se utilizaron contactos tipo Bonded, los cuales impiden el deslizamiento y la separación entre las superficies unidas. Los contactos tienen varias opciones de configuración que pueden ser definidas por el usuario, entre ellas, se destaca la selección del algoritmo numérico utilizado. En el desarrollo del modelo, inicialmente se utilizó un algoritmo denominado Multipoint Constraint, el cual es recomendado para ser utilizado en contactos tipo Bonded de superficies simples. Para evaluar el comportamiento de los contactos también se realizó un modelo de referencia en el que se permitió que todas las configuraciones, incluyendo el algoritmo numérico, fueran definidas automáticamente por el programa. Al comparar los resultados no se observaron diferencias considerables entre las configuraciones de contacto utilizadas, por lo que se prefirió utilizar la configuración automática del programa.

La segunda configuración para simular las uniones consistió en agrupar a todos los sólidos que conformaban al modelo como una sola parte compuesta de varios cuerpos, denominada *Multy-Body Part*. Esto permitió asignar un control denominado *Shared Topology* (topología compartida) el cual considera al *Multy-Body Part* definido como un sólido. De esta manera se desarrolló un mallado continuo en la viga y la columna, eliminando la superficie de unión y evitando tener que definir configuraciones de contacto.

Al comparar los resultados obtenidos de los modelos con las dos configuraciones de unión, no se observaron diferencias importantes en los resultados. La única diferencia apreciable fue el tiempo computacional, el cual resultaba un poco menor para el caso de modelos con Contactos. La evaluación de las alternativas de unión permitió definir la configuración adecuada que se debía usar para los modelos de prueba desarrollados posteriormente. Adicionalmente, la evaluación de las configuraciones de unión sirvió como primer indicador de que los resultados eran aceptables, debido a su similitud, ya que estaban siendo obtenidos por dos métodos de modelado bastante diferentes. En términos generales debido a las observaciones descritas, se prefirió utilizar la configuración de unión mediante contactos, sin embargo, se realizaron modelos de prueba utilizando ambas configuraciones.

3.6.3 Incorporación de la Soldadura en el Modelo

Como ya se ha indicado anteriormente, la metodología seguida para obtener el modelo definitivo de análisis consistió en el desarrollo de muchos modelos de prueba. En el procedimiento de análisis por elementos finitos es común realizar simplificaciones a los modelos para mejorar su funcionalidad, sin que estas modifiquen de forma relevante a los resultados que se desean obtener. Por esta razón, los modelos iniciales realizados en este trabajo no incluían los elementos de soldadura, asumiendo que en la conexión simulada dichos elementos tenían la resistencia adecuada para resistir las cargas de ensayo. La conexión de los perfiles se lograba modelando la zona de unión como el contacto directo entre las caras de la sección extrema de la viga y la pared conectada de la columna. Sin embargo, se observó que podía haber diferencias importantes en la transferencia de tensiones si se asumía la geometría de unión mediante el contacto directo de las caras y no a través del cordón de soldadura.

Se decidió entonces incorporar al proceso de calibración, el desarrollo de modelos de prueba que sí incluyeran los elementos de la soldadura. De esta forma, se realizó una comparación entre las alternativas de unión, permitiendo determinar la influencia de incluir los elementos de soldadura y evaluar su validez a partir de los modelos

simplificados. Al comparar los modelos se observó que las distribuciones de tensiones eran similares en las paredes laterales de la columna y en los elementos de la viga, pero presentaban algunas variaciones en la pared conectada de la columna. Adicionalmente, se observó que el momento resistido por los modelos de las conexiones que incorporaban los elementos de soldadura eran aproximadamente 20% superiores. Tomando en cuenta que sí se observaron diferencias entre los resultados obtenidos, se decidió incluir los elementos de soldadura en el modelo definitivo.

El modelo de la conexión incluyendo los elementos de soldadura contiene varias superficies de unión alrededor del perímetro de la viga y en la pared conectada de la columna. Por esta razón se prefirió utilizar la alternativa de contacto Shared Topology, obteniendo un mallado uniforme en todo el modelo y evitando incorporar superficies de contacto complejas. Sin embargo, fue necesario disminuir la longitud de la viga para evitar que su extremo transfiriera tensiones a la columna al estar conectado a ella. En la figura 3-9 se muestra la separación generada entre los miembros conectados al disminuir la longitud de la viga 0.05mm en el extremo de unión. La figura muestra únicamente el detalle de unión entre la pared conectada de la columna y el ala superior de la viga.

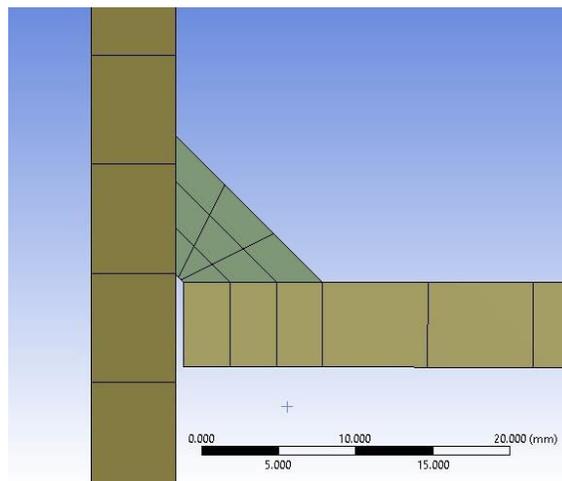


Figura 3-9 – Detalle de la Zona de Unión entre la Viga y la Columna

3.6.4 Calibración del Mallado

Tal como se explicó en la sección 3.5.3 de este capítulo, el procedimiento de discretización de la geometría es el principal control que tiene el operador sobre el modelo matemático. Por esta razón, para obtener un mallado satisfactorio, se debe realizar un proceso de calibración en el cual se desarrollan muchas pruebas y comparaciones entre diferentes discretizaciones del modelo, para poder asegurar la validez de los resultados obtenidos. La metodología utilizada para el proceso de calibración de mallado en este trabajo consistió básicamente en el desarrollo de un estudio básico de convergencia de los modelos, la disminución de singularidades en los resultados (por ejemplo, zonas con concentración de tensiones elevadas) y la optimización del tiempo computacional requerido.

En el método de análisis por elementos finitos, un estudio de convergencia se refiere a evaluar cómo varían los resultados del modelo a medida que se aumenta la precisión del mallado utilizado, generalmente aplicando una mayor discretización. Para desarrollar el estudio se realizan varios modelos con diferentes densidades de mallado y se evalúan los resultados. Si la variación entre los resultados disminuye a medida que el mallado se hace más refinado, se puede concluir que estos tienden a un valor de convergencia. De esta forma, el comportamiento de convergencia en los resultados del modelo es buen indicador de que el procedimiento de mallado empleado es correcto. En el estudio de convergencia también se puede identificar que, a partir de cierta densidad de mallado del modelo, la variación de los resultados es muy pequeña. Por ende, se puede seleccionar la densidad de mallado identificada para obtener un modelo óptimo cuyos resultados tengan suficiente precisión y sean solucionados en el menor tiempo computacional posible.

3.6.4.1 Procedimiento de Calibración de Mallado.

En este trabajo se desarrolló el procedimiento de calibración de mallado en tres etapas las cuales se describen a continuación.

1. Inicialmente se desarrollaron modelos con mallados sencillos únicamente compuestos por hexaedros, como se muestra en la figura 3-10. Sin embargo, cuando se intentó desarrollar el estudio de convergencia de los modelos, se observó que el tiempo computacional aumentaba de forma exagerada a medida que se aumentaban el número de elementos. Esto se atribuye a que al utilizar únicamente hexaedros no se podía modificar el número de divisiones transversales en los miembros conectados. Por esta razón, se obtenía un número exagerado de elementos en los extremos de los miembros, los cuales adicionalmente presentaban formas alargadas que no son deseables en la discretización. Por lo tanto, se decidió modificar el mallado de los elementos, obteniéndose la configuración de mallado descrita en la sección 3.5.3.1 de este capítulo.

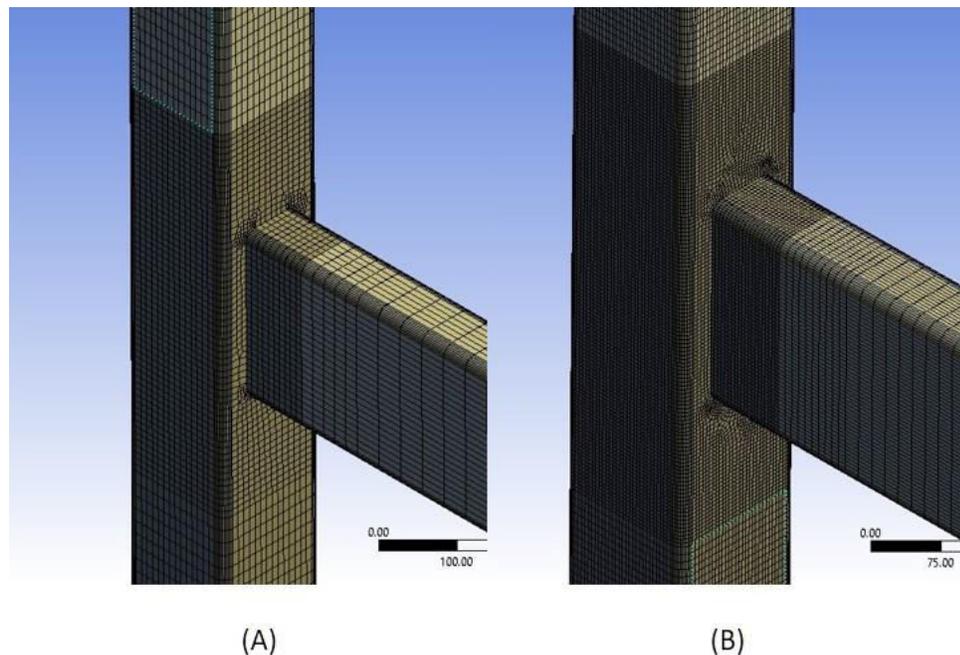


Figura 3-10 – Alternativas de mallado inicial con elementos en la zona conectada de 10x10 mm (a) y 5x5 mm (b)

2. Una vez obtenida la segunda configuración de mallado, se compararon los resultados de los nuevos modelos con los resultados del mallado inicial y se verificó que los valores y la distribución de tensiones fueran similares. Posteriormente, se desarrolló un estudio simple de convergencia planteando tres

alternativas de mallado, las cuales se presentan en la figura 3-11. La alternativa (A) de la figura, presentaba un mallado con elementos de 7x7 mm en la zona cercana a la conexión y una división de dos elementos en la superficie de la soldadura. La alternativa (B) presentaba el mismo mallado que la (A), pero con una división de tres elementos en la superficie de la soldadura. Por último, la alternativa (C) presentaba elementos de 5x5 mm en las zonas cercanas a la conexión y una división de tres elementos en la superficie de la soldadura.

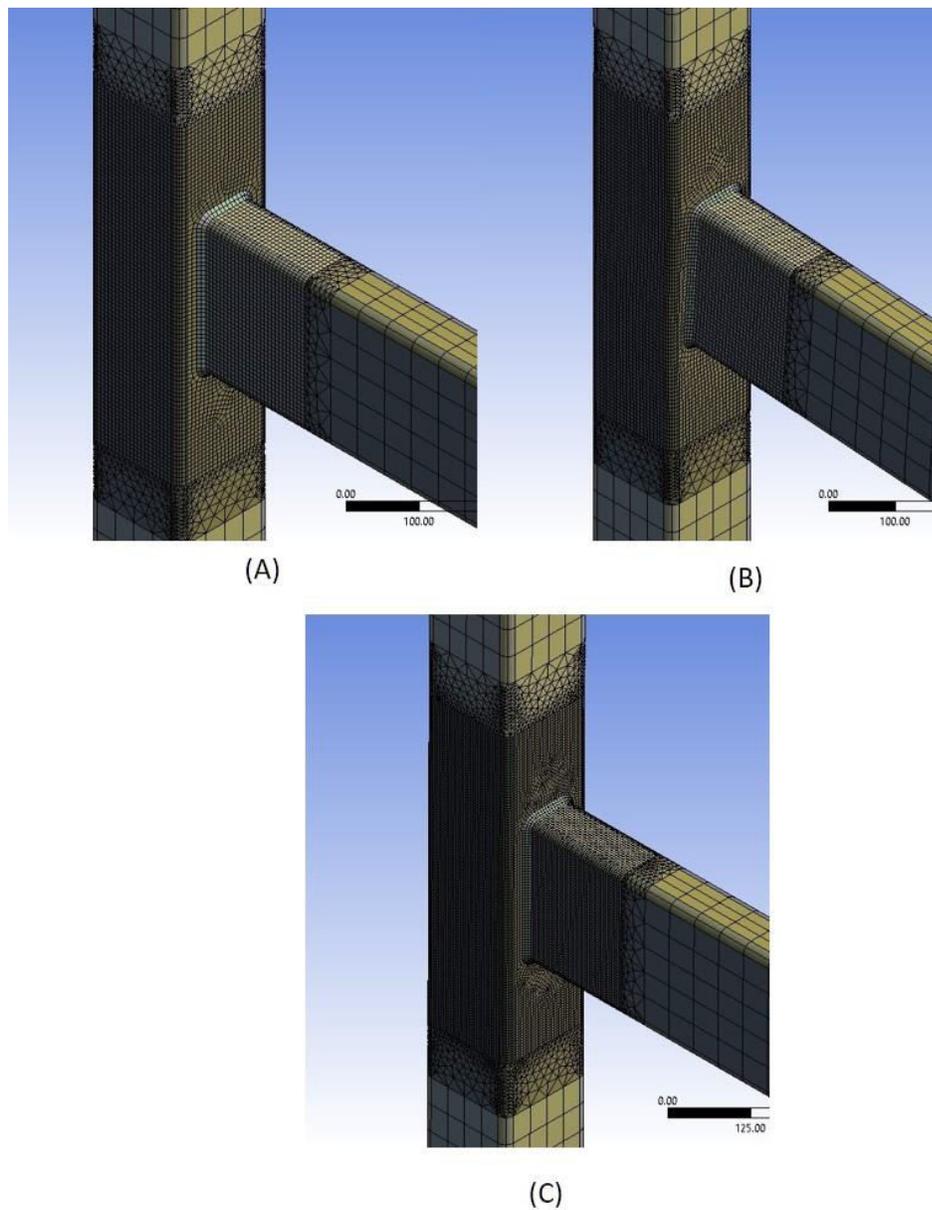


Figura 3-11 – Alternativas de Mallado del Modelo Seleccionado

Al evaluar los resultados de cada modelo se observó que la distribución de tensiones y sus valores eran muy similares para las tres alternativas. Adicionalmente, todos los modelos presentaban singularidades, es decir, zonas aisladas de tensiones elevadas que no corresponden a la distribución de tensiones obtenida. Estas singularidades son comunes en modelos de elementos finitos y se suelen generar en vértices pronunciados tales como las esquinas del triángulo de soldadura. La magnitud y cantidad de singularidades eran mucho mayores en la alternativa (A) que en las otras alternativas, las cuales presentaban singularidades muy similares.

Por último, se evaluaron los resultados de los momentos resistidos por las conexiones modeladas en cada alternativa de mallado. Se observó que la diferencia porcentual entre los momentos resistidos por la alternativa (A) y (B) era de aproximadamente 5% mientras que la diferencia porcentual entre las alternativas (B) y (C) fue nula.

3. Se seleccionó la alternativa de mallado (B) para ser utilizada en el modelo definitivo para el estudio de la conexión. Se realizó esta selección ya que se observó que existía convergencia en los resultados al obtener bajas variaciones entre los momentos resistidos por los modelos (B) y (C) y el (B) utilizaba mucho menos tiempo computacional. Adicionalmente, todos los modelos presentaban una distribución de tensiones muy similar y no se observó mucha diferencia entre las singularidades obtenidas en el modelo (B) con respecto al (C).

Capítulo 4 - Análisis de Resultados

La conexión de estudio fue analizada mediante el método de elementos finitos utilizando el programa ANSYS R.17, con el fin de determinar si su desempeño es adecuado para ser utilizada en estructuras ubicadas en zonas de alta sismicidad. Para lograr este objetivo, fue necesario conocer la resistencia de la conexión, las rotaciones que es capaz de alcanzar y la rigidez asociada a la relación entre momentos y rotaciones. Con dicho propósito se sometió el modelo de la conexión a un protocolo de cargas cíclicas incrementales asociadas a una secuencia de rotaciones para determinar su comportamiento ante acciones dinámicas reversibles. De esta forma, a partir del análisis desarrollado se obtuvieron los resultados necesarios para definir las rotaciones y momentos resistidos por la conexión, permitiendo realizar la evaluación de su desempeño.

En las primeras dos secciones de este capítulo se presentan los resultados necesarios para evaluar el desempeño de la conexión y así poderlos comparar con los requerimientos normativos actuales para conexiones entre vigas y columnas de pórticos no arriostrados a momento ubicados en zonas de mediana a alta sismicidad. De esta forma se realiza un análisis cuantitativo de la conexión, el cual es complementado posteriormente con un análisis cualitativo de las tensiones y deformaciones resultantes del protocolo de cargas asignado. Los resultados cualitativos de la investigación son presentados en la sección 4.3, donde se describen las tensiones y deformaciones observadas durante varias etapas del protocolo de cargas, para explicar los fenómenos físicos que reducen el desempeño de la conexión.

4.1 Cargas y Desplazamientos

Para evaluar el desempeño de la conexión de estudio, es necesario conocer la relación entre los momentos resultantes y las rotaciones asociadas al protocolo de cargas cíclicas establecido. Para simular las rotaciones en la conexión, se determinaron los

desplazamientos correspondientes en el extremo de la viga. Los valores de desplazamiento determinados fueron los datos ingresados en ANSYS R.17 para ejecutar el análisis de la conexión. A partir de los desplazamientos producidos, el programa determino la magnitud de las cargas que debían aplicarse para producir los desplazamientos definidos. Por lo tanto, los resultados directos del análisis fueron las magnitudes de las cargas que debían aplicarse en el extremo de la viga, asociadas a cada uno de los desplazamientos definidos para simular las rotaciones cíclicas incrementales establecidas en el protocolo de cargas.

A partir de los resultados obtenidos, se desarrolló un gráfico de Carga vs. Desplazamiento en el extremo de la viga incluyendo todos los ciclos establecidos en el protocolo de carga. Dicha relación es representada por los ciclos de histéresis de la conexión, los cuales se presentan en el diagrama mostrado en la figura 4-1. Posteriormente, los datos empleados para generar el diagrama fueron procesados para obtener el grafico de histéresis correspondiente a la relación de Momento vs. Rotación requerida en la evaluación de la rigidez de la conexión, de acuerdo con los requerimientos establecidos en la Norma AISC 341-16.

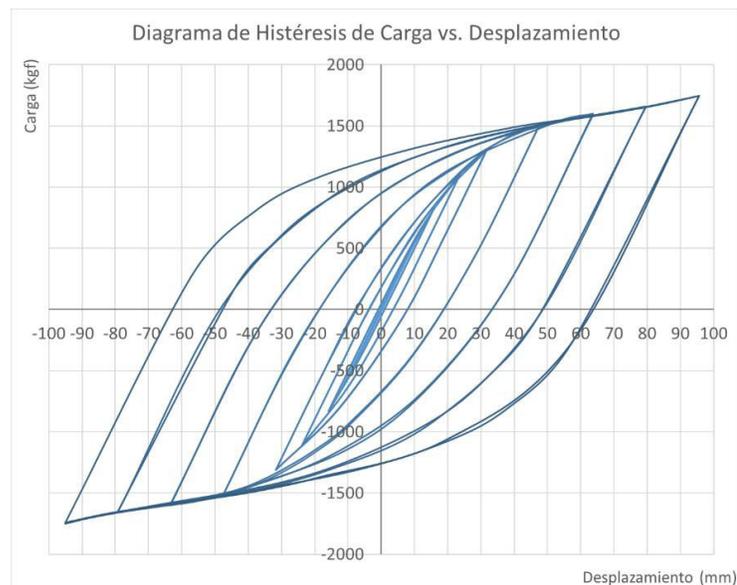


Figura 4-1 – Diagrama de Histéresis de Carga vs Desplazamiento en el Extremo de la Viga

A partir de los valores extremos de cada ciclo del diagrama de histéresis, se desarrolló una curva envolvente con el objetivo de representar la relación de desplazamientos vs. deformación para una condición de carga monotónica creciente. Para esto, se desarrollaron dos curvas envolventes preliminares, una tomando los valores mínimos de carga para los desplazamientos negativos, y otra tomando los valores máximos para los desplazamientos positivos. Posteriormente se obtuvo una curva envolvente promedio de las dos anteriores, tomando los valores absolutos de la curva negativa y positiva. La curva envolvente promedio representa la relación de carga vs. desplazamiento determinada a partir del análisis cíclico de la conexión.

Como referencia, también se desarrolló la curva de Carga vs. Desplazamiento para una condición de carga monotónica, a partir del análisis del mismo modelo de elementos finitos, pero sometido a una condición de carga monotónica creciente. Al comparar esta curva con la envolvente obtenida a partir del diagrama de histéresis, se aprecia que estas presentan prácticamente los mismos valores. Las curvas desarrolladas se presentan en la figura 4-2.

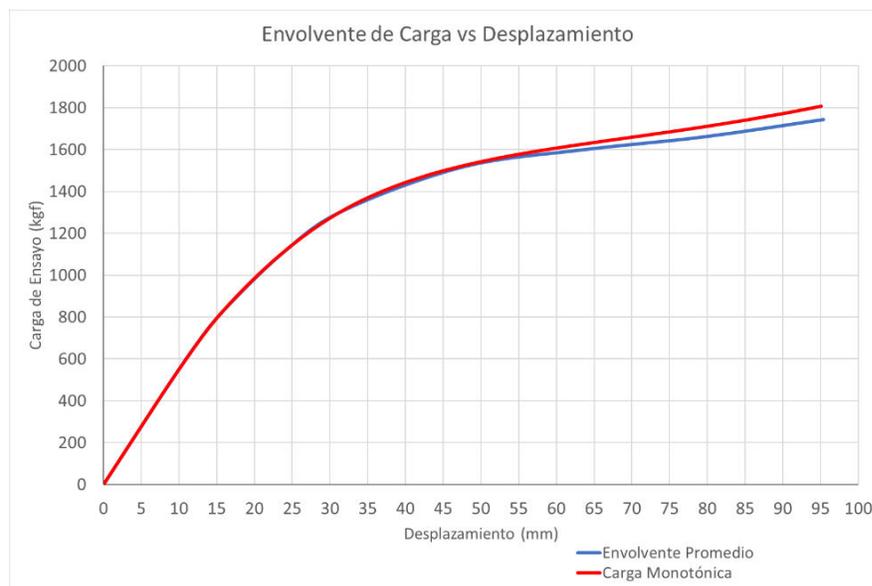


Figura 4-2 – Curvas de Carga vs. Desplazamiento en el Extremo de la Viga

4.2 Comportamiento de Momento vs. Rotación

A partir de los valores de carga extraídos de los resultados del programa de análisis se procedió a calcular el momento para obtener la relación momento vs. rotación de la conexión. Para esto, se multiplicó la carga obtenida por la distancia desde el extremo de la viga hasta la cara conectada de la columna (1.50 m). Con los momentos resistidos por la conexión y los valores de rotación establecidos en el protocolo de cargas, se procedió a desarrollar los gráficos de Momento vs. Rotación de la conexión, con los que se realizó el análisis cuantitativo de su comportamiento. Al igual que para los resultados de carga vs. desplazamiento presentados en la sección anterior, se desarrolló el diagrama de histéresis y la envolvente de Momento vs. Rotación, los cuales son presentados en las figuras 4.3 y 4.4.

4.2.1 Comportamiento de Histéresis

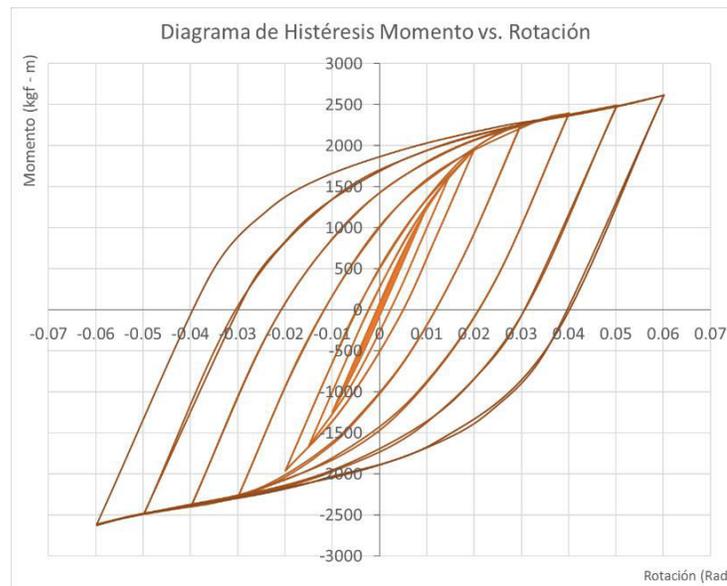


Figura 4-3 – Diagrama de Histéresis Momento vs. Rotación

A partir del diagrama de histéresis presentado en la figura 4-3 se pueden hacer varias observaciones con respecto al comportamiento de la conexión. En primer lugar, el diagrama presenta una forma bastante simétrica, lo que indica que el comportamiento de

la conexión fue similar para rotaciones tanto positivas como negativas. Adicionalmente, no se evidenció una degradación importante del momento resistente a medida que aumentó la rotación de los ciclos sucesivos. En consecuencia, el momento máximo resistido ocurrió en la rotación máxima de 0.06 radianes, con un valor de 2623 kgf-m.

Sin embargo, si se evidencia una degradación de rigidez en la conexión. La degradación de rigidez se aprecia por la reducción de la pendiente de la línea recta que une los puntos extremos máximos de cada ciclo de histéresis (rigidez secante). El comportamiento descrito es esperable ya que a medida que se prosigue el ensayo, los materiales alcanzan el límite plástico, a partir del cual la disipación de energía se logra por deformaciones inelásticas permanentes. Considerando que las deformaciones en rango plástico son de superior magnitud que las deformaciones elásticas, se produce una disminución considerable de la rigidez de la conexión.

En el diagrama también se evidencia una diferencia clara entre los ciclos de carga en los que la conexión presentó comportamiento elástico y comportamiento inelástico. La zona del diagrama que representa el rango elástico de la conexión se caracteriza por describir una línea aproximadamente recta ubicada en el centro del diagrama, la cual indica que las rotaciones son proporcionales al momento aplicado. Una vez que la conexión experimentó rotaciones inelásticas, se evidenció un cambio de pendiente en la figura y el inicio de una separación entre las ramas de carga y descarga en cada ciclo. En el diagrama se determinó que las rotaciones inelásticas iniciaron a partir de una magnitud de aproximadamente 0.01 radianes y un momento de aproximadamente 1246 kgf-m.

4.2.2 Rigidez de la Conexión

En la figura 4-4 se presenta la envolvente de Momento vs. Rotación obtenida a partir de los valores extremos del diagrama de histéresis. La curva envolvente permitió evaluar de forma más directa la rigidez de la conexión. Al igual que en el diagrama de histéresis, se evidenció un comportamiento lineal elástico de la rigidez de la conexión hasta una rotación de aproximadamente 0.01 radianes. Posteriormente, se observó una degradación

progresiva de la rigidez a medida que aumentó la rotación. Esto indica que la conexión inició su comportamiento inelástico a partir de una rotación de apenas 0.01 radianes.

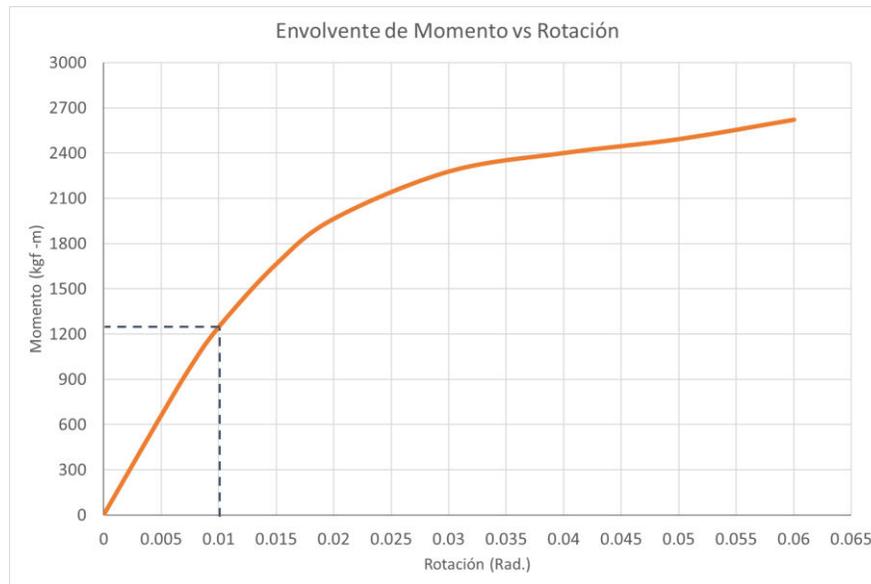


Figura 4-4 – Envolverte de Momento vs. Rotación

4.2.3 Análisis Comparativo con los Requerimientos de las Normas

En esta sección se realiza un análisis comparativo entre el desempeño demostrado a partir de los resultados obtenidos de la conexión de estudio y el comportamiento que debe esperarse según las especificaciones de las principales normas de diseño. De esta forma, se comparan los resultados obtenidos con la capacidad nominal determinada a partir de las recomendaciones de la AISC 360-10 y los requerimientos sísmicos especificados en la norma AISC 341-16.

AISC 360-10:

En esta norma se presenta un capítulo específicamente para el diseño de conexiones directas entre perfiles tubulares. En la tabla K.3.2 de la norma citada, se indican las ecuaciones de momento nominal para el cálculo de la resistencia disponible de estas conexiones. La ecuación planteada para conexiones en T entre perfiles rectangulares es la

misma presentada en la Guía de Diseño CIDECT No.9, y se puede encontrar en la tabla 2-11 de este trabajo. Es interesante comparar los valores de momento nominal determinados siguiendo las recomendaciones normativas con los resultados del análisis de la conexión de estudio. Aplicando la ecuación (K3-6) de la norma AISC 360-10, se obtuvo un momento nominal de 1732 kgf-m, el cual corresponde a una rotación de aproximadamente 0.015 radianes, según la envolvente de momento vs. Rotación obtenida. Estos valores de momento y rotación corresponden al rango de inicio de las rotaciones inelásticas identificado en las secciones anteriores.

AISC 341-16:

En esta norma, se presentan los requerimientos mínimos que deben cumplir las conexiones en pórticos no arriostrados a momento para los tres niveles de diseño. Con el objetivo de determinar si la conexión de estudio es adecuada para ser utilizada en esta tipología estructural ubicada en zonas sísmicas, se realizó una comparación entre el desempeño obtenido y los requerimientos de la norma, los cuales se presentan a continuación:

Nivel de diseño ND2:

- La conexión debe ser capaz de alcanzar una rotación de 0.02 radianes
- La conexión debe ser capaz de mantener una resistencia de al menos el 80% del momento plástico de la viga para una rotación de deriva de piso de 0.02 radianes.

Nivel de diseño ND3:

- La conexión debe ser capaz de alcanzar una rotación de 0.04 radianes
- La conexión debe ser capaz de mantener una resistencia de al menos el 80% del momento plástico de la viga para una rotación de deriva de entrepiso de 0.04 radianes.

La conexión de estudio sí fue capaz de alcanzar las rotaciones mínimas establecidas por las normas, pero su resistencia ante una rotación de 0.04 radianes fue de 2401 kgf-m, la cual solo representa el 26% del momento plástico de la viga, correspondiente a 9327 kgf-m. Por lo tanto, se evidencia que el desempeño de la conexión de estudio es muy inferior a los requerimientos normativos mínimos para sistemas estructurales de pórticos no arriostrados a momento con niveles de diseño dos y tres. Por consiguiente, se puede indicar que la conexión no es adecuada para ser utilizada en el sistema sismorresistente de una estructura ubicada en zonas de mediana y alta sismicidad.

El desempeño limitado de la conexión de estudio con relación a los requerimientos de la norma citada se puede atribuir, entre otras cosas, a dos características geométricas en las que se observa que la conexión es particularmente inadecuada. En primer lugar, el perfil utilizado como columna se clasifica como compacto con respecto a su ductilidad. Esto indica de antemano que su uso en aplicaciones sismorresistentes no es recomendable, debido a la esbeltez de los elementos que lo conforman. El bajo espesor de las paredes de la columna ocasiona que se generen deformaciones elevadas en la cara conectada con la viga y limita de forma importante la capacidad de la conexión.

Por otro lado, la relación entre el ancho de viga y el ancho de columna (β) para la conexión tiene un valor de 0.51, el cual resulta muy desfavorable para la capacidad a momento de la conexión. En el artículo desarrollado por Fadden, M. y McCormick, J. en el 2013, descrito en los antecedentes de esta investigación, se demuestra que la capacidad de las conexiones directas es proporcional con la relación β . Adicionalmente, de las 39 conexiones evaluadas en la investigación mencionada, la conexión más desfavorable presentaba un valor de la relación β de 0.6, el cual es superior al obtenido en la conexión de estudio de la presente investigación.

4.2.4 Resumen de los Resultados

En esta sección se presenta un resumen de los resultados obtenidos a partir del análisis de la conexión. Adicionalmente se presentan los valores comparativos calculados para realizar el análisis cuantitativo de la conexión presentado en las secciones anteriores.

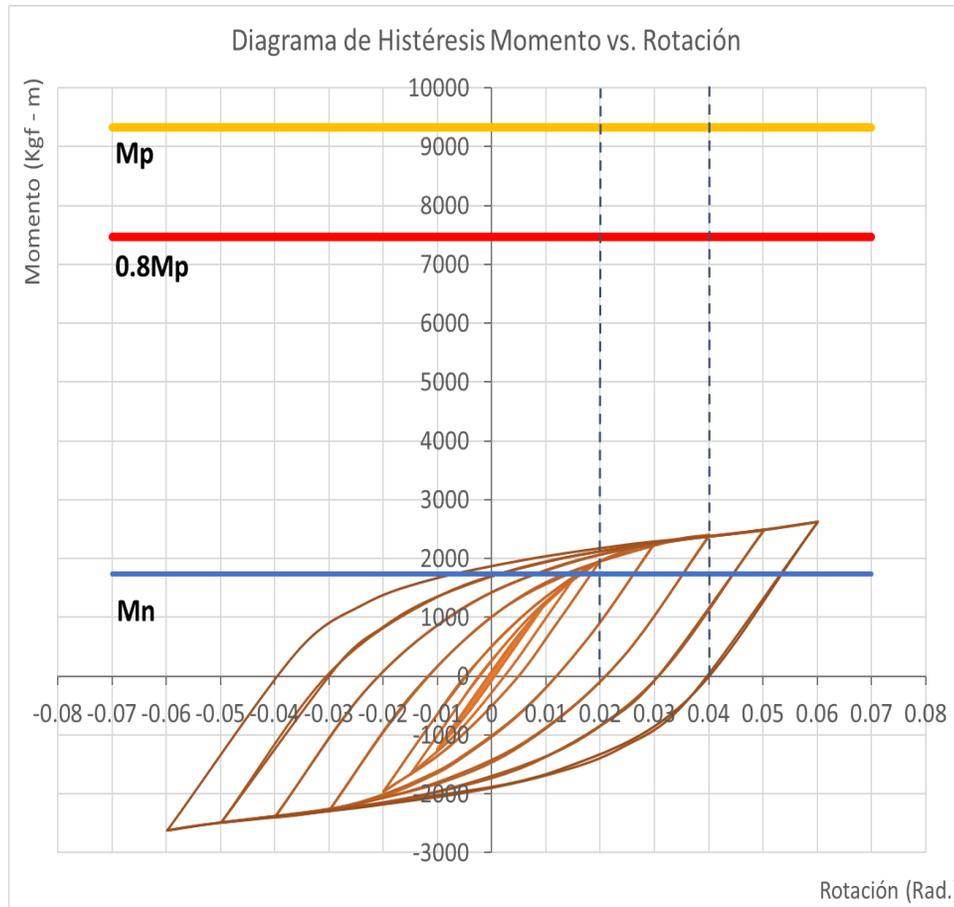


Figura 4-5 – Comparación del Comportamiento Momento vs. Rotación

Tabla 4-1 – Resumen de resultados y valores comparativos

	P_{max}	M_{max}	$M_{0.04rad}$	M_{IN}	$M_{p,v}$	$0.8M_{p,v}$	M_n
kgf ; kgf x m	1748.51	2622.76	2400.67	1245.98	9327.05	7461.68	1732.02
ϕ (rad)	0.06	0.06	0.04	0.01	-	-	-

- P_{max} : Carga máxima de ensayo
- M_{max} : Momento máximo resistido
- $M_{0.04rad}$: Momento asociado a $\phi=0.04rad$

- M_{IN} : Momento al inicio de las rotaciones inelásticas
- $M_{p,v}$: Momento plástico de la viga
- M_n : Momento nominal según AISC 360-10

4.3 Tensiones y Deformaciones

Es indispensable realizar una evaluación de las tensiones y deformaciones generadas en la conexión para entender su comportamiento, así como los resultados de su desempeño, los cuales fueron presentados en las secciones anteriores de este capítulo. Para esto, se evaluaron las tensiones y deformaciones equivalentes de Von-Mises, obtenidas luego del análisis de la conexión. Se utilizaron figuras de contorno, para representar la magnitud de los resultados en rangos de colores sobre la geometría del modelo. De esta forma se pudieron identificar las magnitudes de las tensiones y deformaciones obtenidas en diferentes zonas, permitiendo describir las fallas ocurridas, los elementos más solicitados y realizar una evaluación cualitativa del comportamiento de la conexión. A continuación, se presentan las figuras más representativas del comportamiento de las conexiones, cada una seguida de su descripción correspondiente.

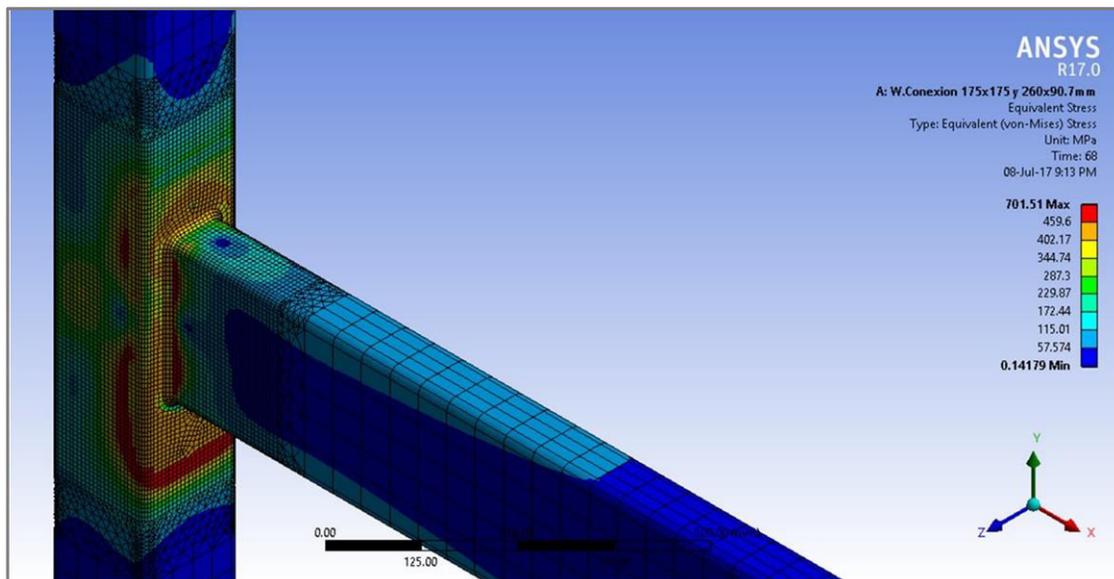


Figura 4-6 – Distribución de Tensiones Equivalentes (Von-Mises)

En la figura 4-6 se muestra una isometría del modelo donde se presentan las magnitudes de tensiones, resultantes del análisis, mediante el gráfico de contorno mencionado. Las tensiones mostradas corresponden al final del último ciclo de carga establecido en el

protocolo, asociado a una rotación de 0.06 rad en sentido horario. Esta vista general de la conexión es muy útil para identificar las diferencias entre las tensiones generadas en cada miembro. En primer lugar, se destaca que las mayores tensiones se ubicaron en la columna, específicamente en la cara¹, en las esquinas y en las zonas de las paredes laterales cercanas a las esquinas. Las zonas de color rojo fueron sometidas a tensiones de magnitud superior a la de cedencia, por lo que se puede indicar que varios elementos de la columna presentaron comportamiento plástico.

A diferencia del comportamiento observado en la columna, la distribución de tensiones en la viga indica que esta no presentó comportamiento plástico para el nivel de rotación de la figura. Se observa que las zonas de color rojo, cuyas tensiones fueron superiores a la cedente, se ubicaron en el extremo de la viga, hasta una distancia de aproximadamente 5cm desde la cara de la columna. El resto de la viga presentó tensiones mucho más bajas, correspondientes al momento flector ocasionado por la carga puntual de ensayo, aplicada en el extremo de la viga. Por lo tanto, se puede señalar que la viga no alcanzó el momento plástico para la máxima rotación del ensayo (0.06 rad.) y que las tensiones elevadas en su extremo fueron debido a efectos locales en las zonas de unión (soldadura y zonas adyacentes a esta).

Adicionalmente, a partir de la figura 4-6 se puede identificar que las tensiones son distribuidas con magnitudes diferentes a los distintos elementos conectados. Es interesante relacionar la distribución de tensiones observada con la trayectoria de tensiones generada en la conexión. En primer lugar, la viga transfirió las tensiones, debidas al momento flector, a la cara de la columna. Estas tensiones tenían dirección axial en los elementos de la viga; dirección en la cual dichos elementos presentan elevada rigidez. En contraste, la cara de la columna recibió las tensiones en dirección normal, en la cual tiene un espesor de únicamente 5.5mm, presentando una rigidez mucho menor que la viga. Por esta razón, la cara de la columna alcanzó la cedencia mucho antes que la viga

¹ Cara de la columna conectada con la viga

alcanzara el momento plástico, presentando deformaciones inelásticas considerables y limitando la capacidad de la conexión.

Debido a la baja rigidez de la cara de la columna, se produjo una redistribución de tensiones a los otros elementos del perfil, involucrando a sus esquinas y paredes laterales. De esta forma se puede indicar que varios elementos en la zona de panel de la conexión presentaron comportamiento plástico para la magnitud de rotación evaluada. El comportamiento descrito es indicativo de que la rótula plástica generada en la conexión ocurrió en la columna y no en la viga. Esto también se evidencia si se evalúan las deformaciones unitarias en la conexión, presentadas en la figura 4-7.

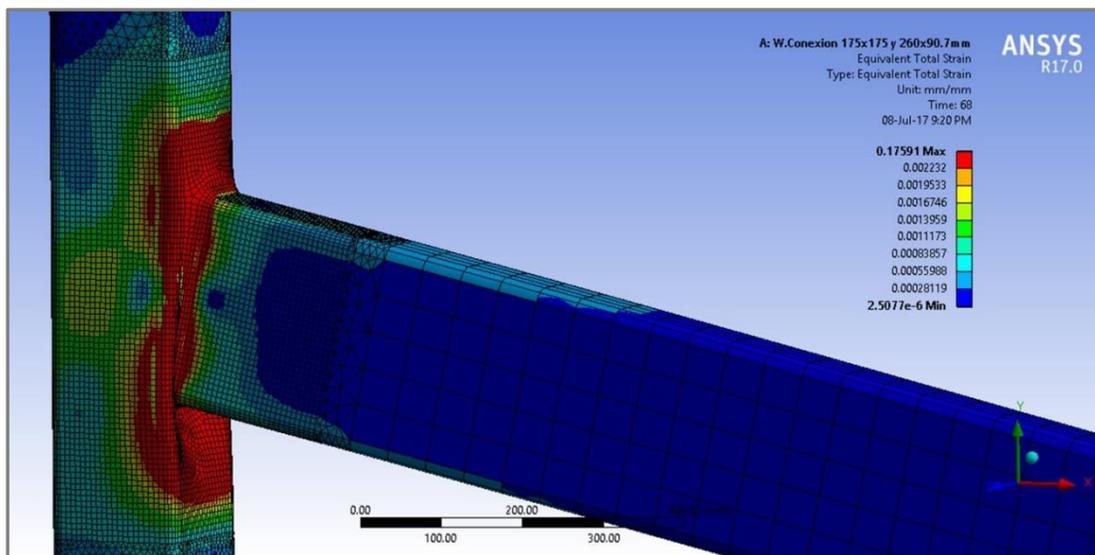


Figura 4-7 – Deformaciones Unitarias Equivalentes (Von-Mises)

La figura 4-7 presenta las deformaciones unitarias en la conexión, donde el intervalo de color rojo representa las deformaciones de magnitud superior a la deformación cedente del material. A partir de las magnitudes de deformación observadas, se puede indicar que la columna fue el principal miembro que presentó comportamiento plástico. De esta forma, se identifica que la cara de la columna, sus esquinas y las zonas de las paredes laterales fueron los elementos con deformaciones unitarias plásticas. En comparación, la viga únicamente presentó deformaciones unitarias superiores a la cedente en su extremo, hasta una distancia de aproximadamente 5cm desde la pared de la columna. A partir de la

distribución de deformaciones superiores a la cedente, se puede señalar que la rótula plástica desarrollada en la conexión ocurrió en la columna y no en la viga, tal como fue evidenciado a partir de la distribución de tensiones.

Adicionalmente, la imagen presenta la geometría deformada de la conexión, amplificada por un factor de tres, es decir, las deformaciones en la figura se muestran tres veces mayores a las reales. Amplificando las deformaciones se tiene una mejor percepción de los cambios en la forma de los perfiles para la magnitud de rotación estudiada. Se observa que se produjeron importantes efectos de pandeo local (abolladuras) en la cara de la columna. En la zona inferior de la viga, se observó un pandeo pronunciado de la cara de la columna hacia su interior mientras que en la zona superior se observó el efecto opuesto. La viga, en contraste, aun con el factor de amplificación no presentó deformaciones perceptibles, lo cual indica que la mayor parte de la rotación de la conexión es generada por el pandeo y deformación de la cara de la columna.

A partir de lo indicado, se hace énfasis en que las tensiones y deformaciones plásticas de la conexión ocurrieron en la columna y que la viga se encuentra en un estado de tensiones muy inferior al correspondiente a su momento plástico, aun para la condición de carga más desfavorable del ensayo. Por esta razón, se puede señalar que la capacidad de la conexión estuvo limitada principalmente por el comportamiento de la cara de la columna.

Con el objetivo de describir el comportamiento progresivo de la cara de la columna para diferentes estados de carga, se presentan tres series de imágenes correspondientes a las rotaciones máximas de cada secuencia de carga, establecidas en el protocolo. Las imágenes corresponden a las tensiones, deformaciones unitarias y deformaciones totales de la cara de la columna. Es importante mencionar que se compararon los resultados obtenidos para las secuencias sucesivas del protocolo con resultados de la conexión ensayada bajo cargas monotónicas. A partir de la comparación se observó un comportamiento similar, por lo que se puede considerar que las series de imágenes representan de forma adecuada la modificación de las tensiones a medida que se aumenta la rotación en la conexión.

4.3.1 Distribución de Tensiones en la Cara de la Columna

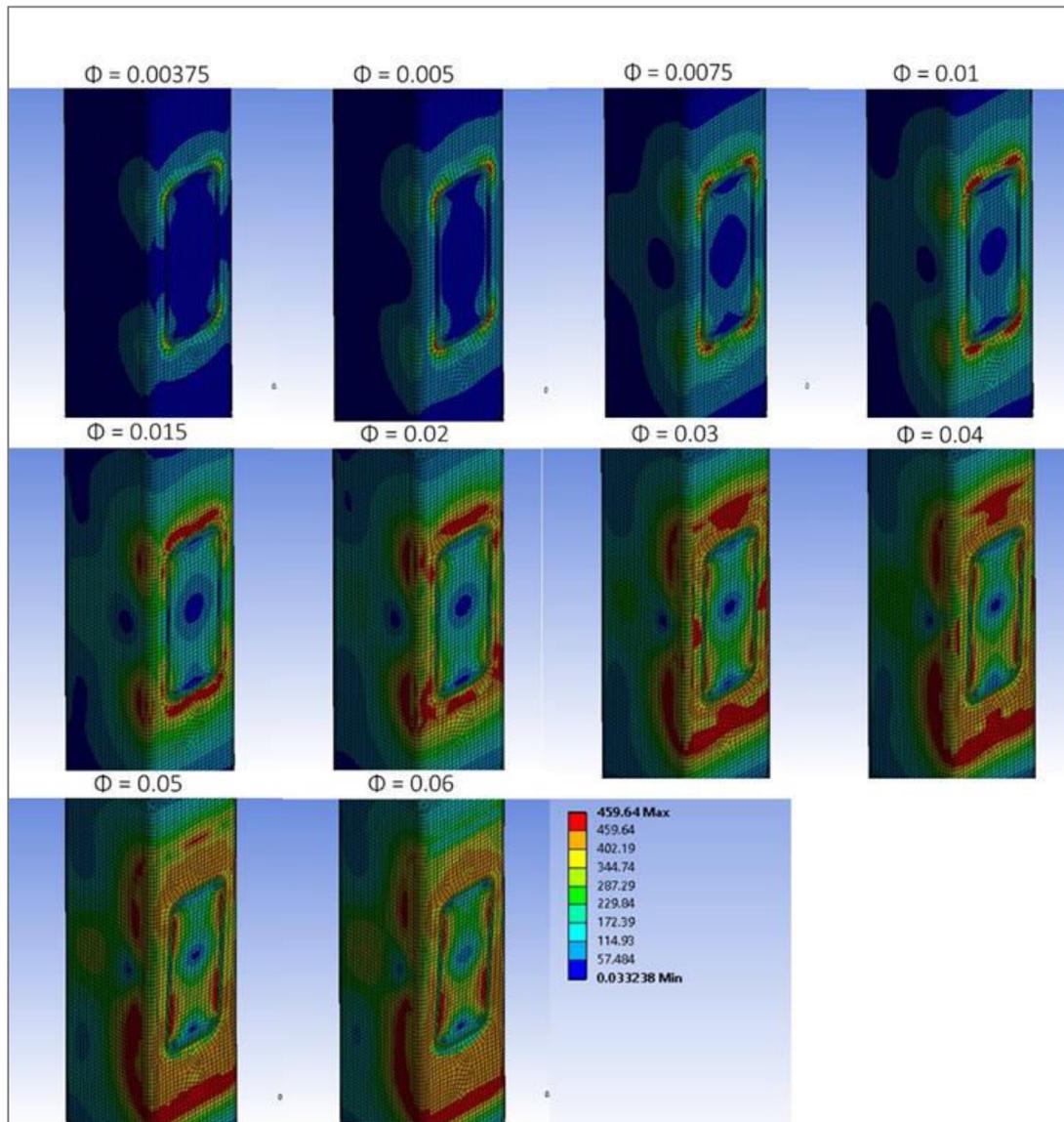


Figura 4-8 – Secuencia de Tensiones Equivalentes (Von-Mises) en Cara de Columna

A partir de la serie de imágenes presentada en la figura 4-8, se puede observar la modificación de las tensiones en la cara de la columna para rotaciones incrementales de la conexión. En las rotaciones iniciales correspondientes a momentos flectores pequeños, se observa cómo se produjo una concentración de tensiones en la zona aledaña a las esquinas de la viga. Esto es de esperarse ya que estas son las zonas de la sección del perfil que presentan mayor rigidez debido a su geometría y adicionalmente, tienen las mayores

tensiones axiales debido al momento flector. A medida que se incrementó la carga se observa cómo estas zonas de tensiones elevadas en la cara de la columna se amplifican y debido a la baja rigidez en dirección normal a su plano, se distribuyen las tensiones hacia las esquinas de la columna.

Para una rotación de 0.01 radianes, que corresponde al inicio de las rotaciones inelásticas de la conexión, identificadas a partir del diagrama de histéresis, se observan magnitudes de tensiones importantes en las esquinas de la columna. En la siguiente imagen, correspondiente a una rotación de 0.015 radianes, las tensiones en las esquinas alcanzaron la cedencia y se aprecian tensiones de magnitudes elevadas en las paredes de la columna. Una vez que las esquinas del perfil alcanzaron el comportamiento plástico, se puede observar cómo al incrementar las rotaciones se redistribuyeron las tensiones hacia la pared lateral de la columna, aumentando el perímetro de las tensiones cedentes progresivamente.

Es importante mencionar que las tensiones en las paredes de la columna obtenidas a partir del análisis pueden ser superiores a las que realmente ocurren en esta conexión. Esto se debe a que no se consideraron las propiedades mecánicas particulares para el material en las esquinas del perfil, entre otras cosas. Como ya se ha indicado, el material presenta un endurecimiento en las esquinas por el proceso de conformado en frío y su tensión cedente puede ser mayor que en las paredes del perfil. Por ello, considerando las propiedades mecánicas del material en las esquinas pudiera generarse una distribución de tensiones ligeramente diferente a la mostrada en la figura.

4.3.2 Deformaciones Unitarias en la Cara de la Columna

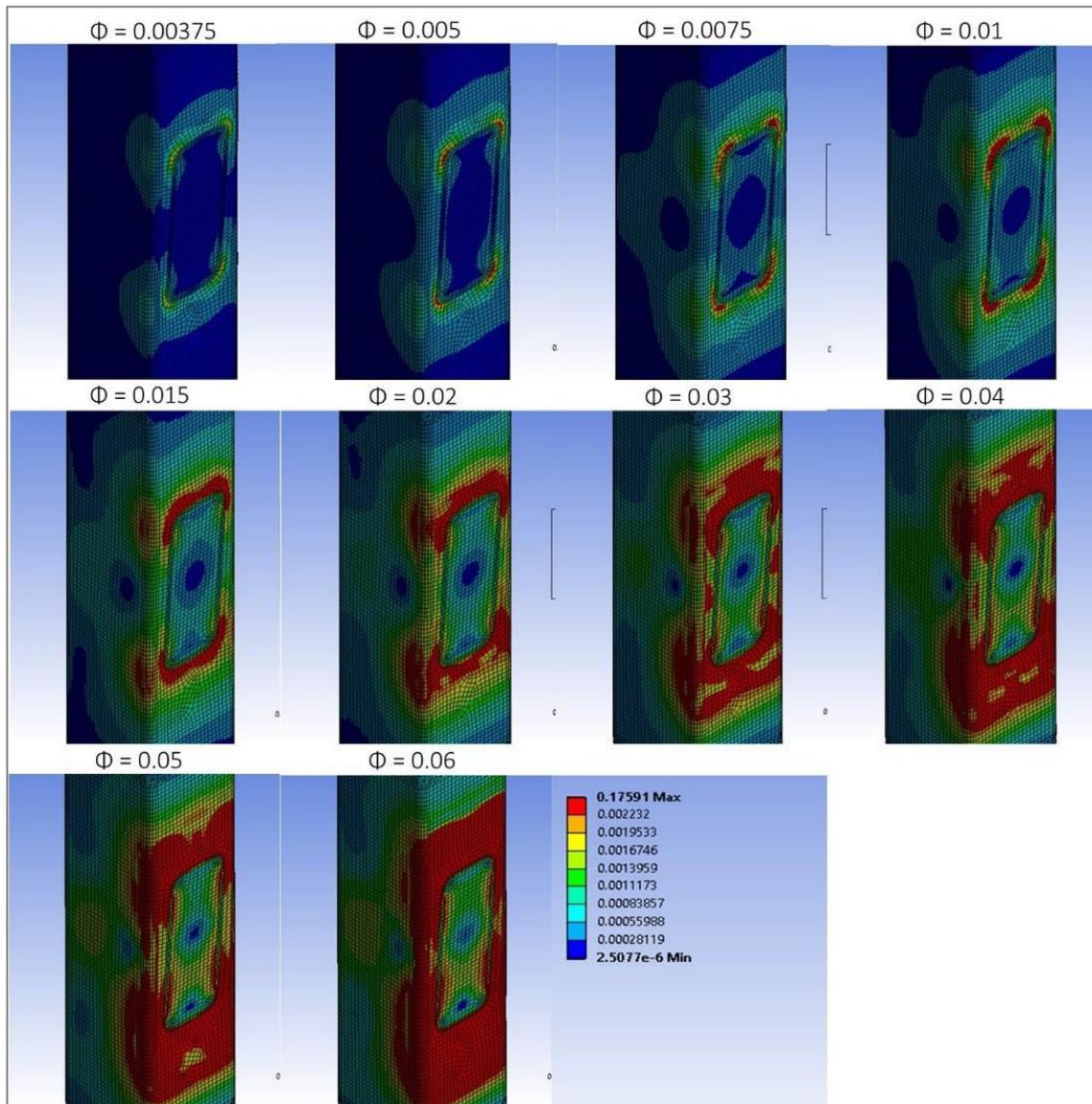


Figura 4-9 – Secuencia de Deformaciones Unitarias Equivalentes de Von-Mises en Cara de Columna

Analizando la secuencia de deformaciones unitarias presentada en la figura 4-9 se describe el mismo fenómeno explicado en la sección 4.3.1. Se observa como inicialmente se generaron deformaciones plásticas en las zonas aledañas a las esquinas del perímetro de la viga las cuales se expandieron progresivamente hacia las esquinas de la columna. Para la rotación de 0.015 radianes se observa como las esquinas presentaron

deformaciones plásticas. Una vez que las esquinas de la columna alcanzaron el rango plástico, se evidencia como se involucraban las paredes del perfil a medida que se aumentaban las rotaciones de la conexión. De esta forma se identifica que, para la rotación máxima, la cara de la columna, las esquinas del perfil y las zonas de las paredes laterales cercanas a las esquinas llegaron a la cedencia.

A partir de la figura 4-9 también se puede identificar que la zona ubicada dentro del perímetro de la viga presentó deformaciones unitarias muy inferiores que su zona externa. Esto también se debe a la baja rigidez de la cara de la columna, la cual redistribuyó las tensiones hacia las esquinas, sin ser capaz de involucrar a las zonas centrales, internas al perímetro de la viga. Por lo tanto, se produjo una diferencia entre las deformaciones dentro del perímetro de la viga y fuera de éste, generando pandeo considerable en la cara de la columna.

4.3.3 Deformaciones Totales en la Cara de la Columna

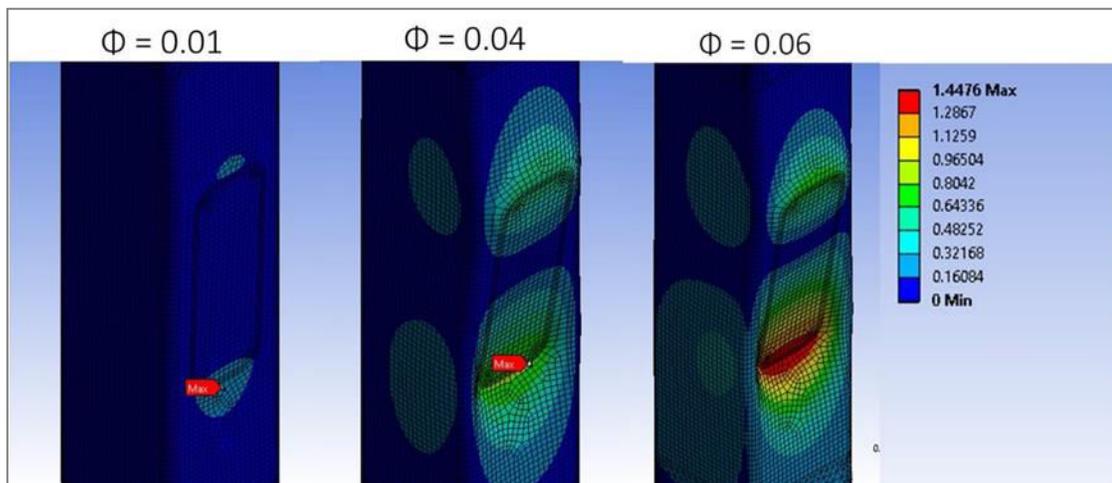


Figura 4-10 – Deformaciones Totales en la Cara de la Columna

En la figura 4-10 se muestran las deformaciones totales correspondientes a las rotaciones inelásticas de la conexión. Gráficamente, la deformación de la geometría se encuentra amplificada por un factor de 4.5. No se incluyeron las secuencias de deformaciones totales en rango elástico ya que estas fueron de muy pequeña magnitud. En las imágenes se

evidencia cómo la cara de la columna sufrió grandes deformaciones, presentando una abolladura importante debajo de la viga y una protuberancia en la superficie superior a ésta.

Adicionalmente, se observa cómo la zona interna al perímetro de la viga presentó deformaciones muy bajas, representándose en la figura como una zona prácticamente plana. Esto acentúa aún más el pandeo generado fuera del perímetro de la viga, evidenciándose dobleces pronunciados en la superficie. Estos dobleces pueden ser zonas donde se generan tensiones elevadas que alcancen la rotura del material, sin embargo, el estudio de dicho mecanismo de falla no está contemplado en el alcance de esta investigación.

4.3.4 Análisis Cualitativo del Comportamiento de las Conexiones

A partir de los resultados presentados en las secciones anteriores, se puede resumir el comportamiento evaluado considerando los siguientes aspectos:

1. El mecanismo de falla observado fue la plastificación de la cara conectada de la columna a la viga. Adicionalmente, para rotaciones mayores a 0.015 radianes, se observa que las esquinas del perfil y las paredes laterales también alcanzaron el comportamiento plástico. En contraste, se puede señalar que la viga no alcanzó su momento plástico, presentando valores de tensiones muy inferiores a la cedente, incluso para la rotación máxima de análisis. Esto se atribuye a la plastificación acentuada de la cara de la columna, la cual no permite que la conexión tenga suficiente capacidad para resistir el momento plástico de la viga. Debido al comportamiento descrito resulta evidente que la rótula plástica se generó en la columna y no en la viga.
2. El comportamiento observado resultó inadecuado para conexiones de pórticos no arriostrados a momento ubicados en zonas sísmicas. Esto se debe principalmente, a que los criterios de diseño para este sistema estructural están basados en mantener una condición columna fuerte-viga débil, en donde la viga debe tener

menor capacidad que la columna a la cual está unida, garantizando que la falla ocurra en la viga antes que en la columna. De esta forma, el diseño está orientado a que las rótulas plásticas se formen en la viga, intentando alejarlas de la conexión lo más posible. Si la rótula plástica se ubica en la conexión, como ocurre en el caso de estudio, se pudiera generar una condición de apoyo articulada en el extremo de la columna, y la edificación aporricada pudiera presentar potenciales mecanismos de colapso.

3. En el comportamiento descrito en la secuencia de tensiones, se evidencio que a medida que las rotaciones incrementaban, participaban más las paredes de la columna en resistir las tensiones generadas. Sin embargo, este fenómeno ocurrió a niveles de rotación elevados debido a la baja rigidez de la cara de la columna, la cual no es capaz de transferir las tensiones de manera uniforme a los demás elementos de la sección. Por lo tanto, se identifica que la conexión estudiada no permitió que los elementos de esquina y pared de la columna contribuyeran de forma eficiente a la rigidez de la conexión.

Una solución muy adecuada para que participe de forma eficiente toda la sección de la columna en la resistencia al momento transferido es utilizando planchas de refuerzo denominadas diafragmas. Los diafragmas se utilizan como elementos intermedios entre la viga y la columna, los cuales permiten transferir las tensiones tanto a la cara como a las paredes laterales de la columna. De esta forma se logra una distribución de tensiones más uniforme en toda la sección, lo cual puede reducir de forma considerable la magnitud elevada de las tensiones y deformaciones con respecto a las observadas en la conexión directa entre los perfiles.

4. Finalmente, los resultados obtenidos también permitieron identificar la posibilidad de ocurrencia de fallas frágiles, no determinadas en esta investigación. El pandeo excesivo que se evidencia en la cara de la columna puede generar tensiones muy

altas en las uniones con la soldadura, lo cual es indicio que la conexión es vulnerable a presentar dos fallas frágiles, mencionadas a continuación:

- Desgarramiento de la cara de la columna: Debido a las diferencias de rigidez y a los dobleces importantes evidenciados en la superficie entre los elementos, se pudieran generar tensiones mayores a la de rotura. Estas no se evidencian en el modelo debido a la asunción de un material elasto-perfectamente plástico, así como al uso del mismo material para los perfiles y la soldadura. Sin embargo, para estudiar de forma adecuada esta falla, habría que considerar la zona afectada térmicamente por la soldadura, así como realizar un análisis considerando la propagación de fracturas en el material.
- Falla de la Soldadura: Considerando que toda la transferencia de tensiones entre la viga y la columna se realiza a través de la soldadura, que además puede estar sometida a tensiones superiores a las presentadas en el modelo, se evidencia que esta es un elemento sumamente vulnerable en la conexión. Por esta razón, su ejecución representa un aspecto crítico que puede comprometer considerablemente el desempeño de la conexión, especialmente cuando se involucran perfiles tubulares de bajos espesores.

Capítulo 5 - Conclusiones y Recomendaciones

En el presente trabajo se realizó un estudio de las conexiones viga-columna con perfiles tubulares rectangulares sin relleno de concreto unidos mediante soldadura directa. El propósito de la investigación fue evaluar si estas conexiones resultan adecuadas para ser utilizadas en sistemas estructurales conformados por pórticos no arriostrados a momento, ubicados en zonas de mediana y alta sismicidad. Las características de la conexión evaluada fueron definidas de forma tal que esta fuera representativa de las conexiones de este tipo, construidas en Venezuela. El estudio de la conexión se realizó utilizando un modelo de análisis por elementos finitos, empleando el programa de simulación mecánica ANSYS R.17. El análisis fue desarrollado aplicando el protocolo de cargas para la calificación de conexiones viga-columna, presentado en la norma AISC 341-16, a partir del cual se obtuvieron los resultados de tensiones, deformaciones, fuerzas, desplazamientos, momentos y rotaciones generados en la conexión.

5.1 Conclusiones

A partir de la evaluación de los resultados obtenidos se presentan las siguientes conclusiones del estudio:

1. Se demostró que la conexión de estudio no es capaz de garantizar que la disipación de energía inelástica ocurra en la viga. Este comportamiento va en contra de los criterios utilizados en la actualidad para el diseño de estructuras sismorresistentes, los cuales establecen que las zonas de disipación de energía inelástica (rótulas plásticas) se deben generar en las vigas, suficientemente alejadas de la conexión para que no se comprometa la ductilidad de la estructura. Por lo tanto, se indica que el comportamiento presentado por la conexión de estudio no es adecuado para que esta sea utilizada en edificaciones ubicadas en zonas de mediana y alta sismicidad.

2. Se observó una concentración de tensiones superiores a la de cedencia en la cara de la columna conectada a la viga, mientras que en la viga las tensiones mantuvieron un valor inferior a la tensión cedente, incluso para las rotaciones más elevadas del análisis. De igual forma, se observó que las deformaciones plásticas ocurrieron principalmente en la cara de la columna, mientras que la viga no presentó deformaciones plásticas. Por lo tanto, se puede concluir que la rótula plástica fue generada en la columna, siendo esta el único miembro de la conexión que presentó comportamiento inelástico.

3. La conexión presentó una degradación considerable de su rigidez a medida que aumentaba la magnitud de las rotaciones a las que fue sometida. La degradación de rigidez de la conexión se atribuye a que las deformaciones plásticas ocurrieron principalmente en la cara de la columna conectada a la viga, la cual es el único elemento de unión entre los miembros. El comportamiento inelástico prematuro de la cara de la columna ocasionó que esta presentara deformaciones excesivas, las cuales producían magnitudes de rotación elevadas en comparación a las cargas aplicadas. Por lo tanto, se puede indicar que el mecanismo de falla que limitó la rigidez de la conexión fue la plastificación de la cara de la columna conectada a la viga.

4. La conexión de estudio no cumplió con los requerimientos de la especificación AISC 341-16 *Seismic Provisions for Structural Steel Buildings*, para conexiones entre miembros en pórticos no arriostrados a momento con un nivel de diseño ND2 o ND3 (*intermediate moment frames* y *special moment frames*). A pesar de que la conexión pudo desarrollar una rotación superior a la mínima requerida, su capacidad a momento para ángulos de deriva de entrepiso de 0.02 radianes y 0.04 radianes fue inferior al ochenta por ciento del momento plástico de la viga ($0.8M_p$).

5. La conexión no presentó degradación de su capacidad a momento para las rotaciones incrementales a las cuales fue sometida. Por lo tanto, el momento máximo desarrollado por la conexión se obtuvo para la rotación máxima evaluada.

6. La conexión presentó un comportamiento característico de una conexión semirrígida, ya que, al ser sometido a las cargas de análisis, desarrolló rotaciones de magnitudes elevadas en comparación al momento resistido. Se determinó que la conexión únicamente fue capaz de resistir un momento correspondiente al 28.12% del momento plástico de la viga para la rotación máxima de 0.06 radianes, lo cual indicó una capacidad de la conexión de estudio muy inferior a la esperada para una conexión rígida.
7. Se establecieron las características de una conexión viga-columna entre perfiles tubulares mediante soldadura directa, representativa de las conexiones de este tipo construidas en Venezuela. Las características establecidas fueron referentes a los perfiles más comunes en el mercado, las propiedades mecánicas de sus materiales y el tipo de soldadura utilizado. A partir de las características determinadas se pueden realizar modelos de análisis para otras investigaciones referentes a las conexiones entre perfiles tubulares de fabricación nacional.
8. Se observaron variaciones relevantes entre los resultados obtenidos con los modelos de análisis que incluían la soldadura y los modelos que representaban la unión de los miembros mediante el contacto directo de sus superficies. Los modelos que incluían la soldadura presentaron valores de capacidad de la conexión hasta 20% superiores que los obtenidos en los modelos simplificados. Por esta razón se concluye que se debe incluir la soldadura en los modelos de análisis, como elemento geométrico de transferencia de tensiones entre los miembros.
9. No se observaron variaciones relevantes entre los resultados obtenidos a partir de los modelos que utilizaban formulaciones de contacto en las superficies de unión y los modelos que utilizaban un mallado continuo entre los miembros, considerándolos un sólido único. Por lo tanto, se concluye que es correcto el uso de cualquiera de las dos metodologías disponibles en ANSYS R.17 para definir el contacto entre los miembros del modelo analizado.

5.2 Recomendaciones

En base a las limitaciones encontradas durante el desarrollo de este trabajo, resulta necesario realizar algunas recomendaciones que permitan ampliar el alcance del estudio, así como validar experimentalmente el modelo de análisis desarrollado. De esta manera, será posible evaluar otros fenómenos relacionados con el comportamiento de las conexiones directas entre perfiles tubulares. Para ello, se plantean las siguientes recomendaciones:

1. Se recomienda utilizar conexiones con diafragmas para conformar la unión entre perfiles tubulares en sistemas estructurales de pórticos no arriostrados a momento, ubicados en zonas de mediana a alta sismicidad. Diversas investigaciones demuestran que estas conexiones si presentan el comportamiento adecuado para ser utilizadas en estructuras sismorresistentes.

A partir de las fuentes de información consultadas en el presente trabajo se recomienda el uso de las conexiones propuestas en las investigaciones de Fadden, M. & McCormick, J. (2014b) y González, F. (2016). Las alternativas propuestas plantean conexiones con diafragmas soldados directamente a los perfiles (Fadden) y utilizando planchas extremas empernadas (González). En ambas investigaciones se demuestra que las conexiones pueden ser utilizadas en pórticos de clasificación IMF y SMF según la norma AISC 341-16, y se propone un procedimiento de diseño detallado, lo cual no es común en investigaciones similares.

2. Se recomienda sustituir el perfil de 175x175x5.5 mm por el perfil de 175x175x10.5 mm cuando este sea destinado a ser utilizado como columna. En la investigación se demostró que el perfil con 5.5 mm de espesor presenta una condición geométrica desfavorable para la capacidad de sus elementos a compresión y además no cumple con los requerimientos de ductilidad establecidos en las normas para estructuras sismorresistentes.

3. Realizar ensayos experimentales de la conexión a escala real, diseñada a partir de las características definidas al modelo desarrollado en la presente investigación, con el objetivo de calibrar con mayor exactitud los resultados obtenidos mediante el análisis por elementos finitos.
4. Desarrollar el mismo análisis por elementos finitos realizado en la presente investigación, asignando al modelo un material con propiedades mecánicas diferentes para las esquinas de los perfiles. De esta forma, se pudiera evaluar la incidencia que tiene el endurecimiento en las esquinas debido al proceso de conformado en frío de los perfiles, sobre la capacidad de la conexión y sus miembros.
5. Desarrollar el análisis por elementos finitos de la conexión definiendo leyes constitutivas de los materiales del modelo que consideren el endurecimiento por deformación del acero en rango plástico, utilizando, por ejemplo, un modelo trilineal. De esta forma, se puede evaluar si existen variaciones relevantes en los resultados obtenidos a partir de un modelo simplificado de comportamiento elasto-perfectamente plástico y un modelo más aproximado al comportamiento plástico real del material.
6. Realizar modelos comparativos con el objetivo de verificar si la asignación del material a la soldadura tiene alguna incidencia en los resultados obtenidos. Para esto, es necesario obtener resultados experimentales que permitan determinar el valor adecuado para su tensión cedente y última, así como la curva ideal que defina su comportamiento elástico y plástico en base a las deformaciones alcanzadas.
7. Partiendo del modelo analizado en la presente investigación, evaluar la posibilidad de determinar fallas por fatiga en la soldadura y fallas por desgarramiento de la cara de la columna conectada a la viga.
8. Evaluar si una discretización más refinada del modelo de análisis permite disminuir o eliminar las singularidades obtenidas en los vértices de la soldadura y la zona de unión entre los miembros. Para esto, es recomendable modificar la geometría del modelo en

esta zona con el propósito de eliminar los vértices pronunciados, y utilizar un mallado con mayor número de elementos. Finalmente, se pudiera evaluar si las singularidades del modelo generan variaciones relevantes sobre los resultados del comportamiento de la conexión.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

AISC (2016). *ANSI/AISC 341-16, Seismic provisions for structural steel buildings*, American Institute of Steel Construction. Chicago, IL, USA.

AISC (2016). *ANSI/AISC 358-16, Prequalified Connections for Special and Intermediate Steel Moment Frames for Seismic Applications*, American Institute of Steel Construction. Chicago, IL, USA.

AISC (2016). *ANSI/AISC 360-10, Specification for Structural Steel Buildings*, American Institute of Steel Construction. Chicago, IL, USA.

AISC (2012). *Seismic design manual*, American Institute of Steel Construction. Chicago, IL, USA.

Amada Miyachi America (s.f.). *Fundamentals of small parts resistance welding*.

Obtenido de:

http://www.amadamiyachi.com/servlet/servlet.FileDownload?retURL=%2Fapex%2Feducationalresources_articles&file=01530000000Jybm

American Iron and Steel Institute (2017). *How a blast furnace works*. Obtenido de:

<http://www.steel.org/making-steel/how-its-made/processes/how-a-blast-furnace-works.aspx>

AWS (1979). *Structural welding code: steel: 3th ed.* (1980). Welding Society:

American Welding Society. Miami, Fla., USA.

Aygül, M. (2012). *Fatigue analysis of welded structures using the finite element method*

(Bachelor's thesis). Gothenburg, Suecia: Chalmers University of Technology.

Bassan, R., & Marohnic, T. (2016). *Constitutive modeling and material behavior*.

Reporte de Avance, Croatian Science Foundation.

- COVENIN 1618:1998 (1998). *Estructuras de acero para edificaciones. Método de los estados límites (1ra Revisión)*. FONDONORMA. Ministerio del Desarrollo Urbano Dirección General Sectorial de Equipamiento Urbano. Caracas, Venezuela.
- Crisafulli, F. J. (2014). *Diseño sismorresistente de construcciones de acero*. Santiago de Chile, Chile: Asociación Latinoamericana del Acero - Alacero.
- Fadden, M. F. (2013). *Cyclic bending behavior of hollow structural sections and their application in seismic moment frame systems* (Doctoral thesis). University of Michigan, Michigan, USA. Obtenido de: <https://deepblue.lib.umich.edu/handle/2027.42/97864>
- Fadden, M., & McCormick, J. (2014a). Finite element model of the cyclic bending behavior of hollow structural sections. *Journal of Constructional Steel Research*, 94, 64-75. doi:10.1016/j.jcsr.2013.10.021
- Fadden, M., & McCormick, J. (2014b). HSS-to-HSS seismic moment connection performance and design. *Journal of Constructional Steel Research*, 101, 373-384. doi:10.1016/j.jcsr.2014.05.022
- Fadden, M., Wei, D., & McCormick, J. (2015). Cyclic testing of welded hss-to-hss moment connections for seismic applications. *Journal of Structural Engineering*, 141(2), 04014109. doi:10.1061/(asce)st.1943-541x.0001049
- Felippa, C. (2004). *Introduction to Finite Element Methods*. Boulder, Colorado, USA: University of Colorado.
- Fernández, I de J., Castañeda, J. L. (1999). *Evaluación de uniones viga-columna soldadas en estructuras tubulares metálicas aperticadas* (Tesis de Grado). Universidad Metropolitana. Caracas, Venezuela.
- Fortoul, C. & Lamar, S. (2007). *Análisis estático de estructuras, formulación matricial*. Caracas: Ediciones CITECI.
- González, F. (2016). *Comportamiento de conexión a momento empernada (viga-columna) entre perfiles tubulares de acero conformados en frío (HSS)* (Tesis de Maestría). Universidad Central de Venezuela. Caracas.

- González, F., & Safina, S. (2011). *Diseño de estructuras de acero con perfiles tubulares*. Caracas, Venezuela, Industrias UNICON, C.A.
- Industrias UNICON, C.A. (2016). *Tubulares y perfiles estructurales* [Catalogo]. Caracas.
- Kuijie, S., Quin, Y., Zhihua, C., Quiangyue, Y., Kuijie, S. (2014). Experimental seismic behavior of through-diaphragm connections to concrete-filled rectangular steel tubular columns. *Journal of Constructional Steel Research*. 1, 32-43. DOI: <https://doi.org/10.1016/j.jcsr.2013.10.020>
- Kulak, G. L., Grondin, G. Y. (2006). *Limit states design in structural steel*. Willowdale, Ont.: Canadian Institute of Steel Construction.
- Kurobane, Y, Packer, J., A., Wardenier, J., Yeomans, N. (2005). *Guía de diseño No. 9 para uniones a columnas de perfiles tubulares estructurales*. CIDECT, Köln.
- Loges, S. (2015). *Aspectos del detallado de conexiones rígidas de acero estructural para la reducción de la vulnerabilidad sísmica de edificios*. Memorias de las XXXIII Jornadas de Investigación del Instituto de Desarrollo Experimental de la Construcción (IDEC), Facultad de Arquitectura y Urbanismo, Universidad Central de Venezuela, Caracas.
- Loges, S. (2016). *Vulnerabilidad sísmica de edificios aporricados de acero estructural contruidos con perfiles tubulares en Venezuela*. Memorias de las XXXIV Jornadas de Investigación del Instituto de Desarrollo Experimental de la Construcción (IDEC), Facultad de Arquitectura y Urbanismo, Universidad Central de Venezuela, Caracas.
- Massachusetts Institute of Technology (1999). *Chemical composition of structural steels*. Obtenido de: <http://web.mit.edu/1.51/www/pdf/chemical.pdf>
- McCormick, J. (2016). Square & rectangular HSS to HSS moment Connections. *Steel Tube Institute*. Obtenido de: <https://steeltubGinstitutG.Org/hss/wp-content/uploads/sites/2/2016/12/SQUARE-RECTANGULAR-HSS-to-HSS-MOMENT-CONNECTIONS-.pdf>

Miller, D. K. (2006). *Steel design guide 21, Welded connections: a primer for engineers*. Chicago, IL, USA: American Institute of Steel Construction. AISC, *Welded Connections—A Primer for Engineers*

NDT Resource Center (s.f). *Strengthening/Hardening Mechanisms*. Obtenido de: <https://www.nde-ed.org/EducationResources/CommunityCollege/Materials/Structure/strengthening.htm>

Núñez, E. (2016). *Estudio de conexiones a momento empleando vigas de alma abierta y columnas tubulares en sistemas estructurales de pórticos a momento en estructuras de acero ante cargas sísmicas* (Tesis Doctoral). Universidad Central de Venezuela. Caracas, Venezuela.

Packer, J. A., & Sun, M. (2015). Design of Fillet Welds to Rectangular HSS. *Steel Tube Institute*. Obtenido de: <https://steeltubeinstitute.org/hss/2015/06/30/hss-enews-june-2015-design-of-fillet-welds-to-rectangular-hss/>

Packer, J. A., Sherman, D., & Lecce, M. (2010). *Steel design guide 24, Hollow structural section connections*. Chicago, IL, USA: American Institute of Steel Construction. AISC, *Welded Connections—A Primer for Engineers*

Parker, J. A., & Mcfadden, M. R. (2012). Welding of Hollow Structural Sections HSS. *Steel Tube Institute*. Obtenido de: <https://steeltubeinstitute.org/hss/2015/06/30/hss-enews-june-2015-design-of-fillet-welds-to-rectangular-hss/>

Plymouth University (s.f.) Welding processes. Obtenido de: <http://www.tech.plym.ac.uk/sme/strc201/weld1.htm>

Popov, E. P. (1990). *Engineering mechanics of solids*. Englewood Cliffs, NJ, USA: Prentice Hall.

Pytel, A., & Singer, F. L. (2012). *Resistencia de materiales*. México: Oxford.

Ruiz, D. (2010). *Comportamiento de conexiones tipo placa-tope bajo carga cíclica y monótona mediante análisis de elemento finito* (Tesis de Maestría). Universidad Autónoma de México. México D.F, México.

SHARCNET (s.f.) Index guides. Obtenido de:

https://www.sharcnet.ca/Software/Ansys/16.2.3/en-us/help/ans_elem/Hlp_E_SOLID186.html

SIDOR (1982). *Manual de proyectos estructuras de acero (Vol. 1)*. Caracas, Venezuela: S.V.G. Siderúrgica del Orinoco, C.A. (SIDOR)

University of Cambridge (s.f.) Yield criteria for metals. Obtenido de:

https://www.doitpoms.ac.uk/tlplib/metal-forming-1/yield_criteria.php

Uribe, M., & Valencia, G.F. (2009). Clasificación de una conexión rígida de una viga I y una columna tubular rellena de concreto bajo la acción de cargas dinámicas. *Revista Ingeniería e Investigación*, 29 (1). 129-142. Obtenido de:

<https://scielo.org.co/pdf/iei/v29n1/v29n1a03.pdf>

Velasquez, J.M. (s.f.). *Miembros Sometidos a Compresión Axial*. Notas de clases no publicadas.

Vinnakota, S. (2006). *Estructuras de acero: comportamiento y LRFD*. México: McGraw-Hill Interamericana.

Wardenier, J., Packer, J.A., Zhao, X. L., van der Vegte, G.J. (2010). *Hollow sections in structural applications*. Geneva, Suiza: CIDECT.