



Universidad Católica Andrés Bello

Vicerrectorado Académico

Dirección General de los Estudios de Postgrado

Área: Ingeniería

Programa: Ingeniería Estructural

Trabajo Especial de Grado como requisito parcial para optar al Título
ESPECIALISTA EN INGENIERÍA ESTRUCTURAL

**TENSIONES Y DEFORMACIONES DE UNA CONEXIÓN PLANCHA
EXTREMA (END PLATE) MODELADA CON EL PROGRAMA ANSYS
V.18.2 CON BASE EN LA NORMA AISC 358-16**

Autor:

Luis Sequera

Asesor:

Ing. Sigfrido Loges

Enero de 2019



UNIVERSIDAD CATÓLICA ANDRÉS BELLO

www.ucab.edu.ve

Telf.: (0212) 407-56-24 Fax 407-43-52

Estudios de Postgrado

Rif. J-00012255-5

ACTA DE EVALUACIÓN DE TRABAJO ESPECIAL DE GRADO ESPECIALIZACIÓN EN INGENIERÍA ESTRUCTURAL

Nosotros, Profesores SIGFRIDO LOGES FARAGE (Asesor) y GUILLERMO BONILLA, designados por el Consejo de Postgrado de la Facultad de Ingeniería a los treinta días del mes de enero del año dos mil diecinueve, para conocer y evaluar en nuestra condición de jurado del Trabajo Especial de Grado " TENSIONES Y DEFORMACIONES DE UNA CONEXIÓN PLANCHA EXTREMA (END PLATE) MODELADA CON EL PROGRAMA ANSYS V.18.2 CON BASE EN LA NORMA AISC 358-16 ", presentado por el ciudadano Sequera Moreno, Luis Rafael, C.I. N°. 17594577, para optar al grado de Especialista en Ingeniería Estructural.

Declaramos que:

Hemos leído el ejemplar del Trabajo Especial de Grado que nos fue entregado con anterioridad por la Dirección del Programa.

Reunidos a los siete días del mes de febrero del año dos mil diecinueve, en la sede de los Estudios de Postgrado de la Universidad Católica Andrés Bello, previa lectura y estudio del mencionado trabajo, hemos decidido convocar al estudiante con el fin de responder las preguntas que le formule el jurado. Hechas por nuestra parte las preguntas y aclaratorias correspondientes, se consideró formalizar el siguiente dictamen:

APROBADO

Hemos acordado calificar el Trabajo Especial de Grado con _____ () puntos.

(Observaciones o declaratoria de recomendación)

En fe de lo cual, nosotros los miembros del jurado designado, firmamos la presente acta en Caracas, a los siete días del mes de febrero del año dos mil diecinueve.

Sigfrido Loges Farage

C.I.: Mayra G. Mayorga

por

Guillermo Bonilla

C.I.: [Firma]



Caracas, 21 de Enero de 2019

Señores
Director y demás integrantes
Consejo de Área de Ingeniería
Universidad Católica Andrés Bello (UCAB)
Presente.-

Aceptación de Asesor

Estimados Señores:

Por medio de la presente hago constar que he leído y revisado el borrador final del Trabajo Especial de Grado titulado: **TENSIONES Y DEFORMACIONES DE UNA CONEXIÓN PLANCHA EXTREMA (END PLATE) MODELADA CON EL PROGRAMA ANSYS V.18.2 CON BASE EN LA NORMA AISC 358-16.** Desarrollado por el Ing. Luis Sequera, titular de la cédula de identidad número 17.594.577, como requisito parcial para optar al Título de **Especialista en Ingeniería Estructural.**

A partir de dicha lectura y revisión considero que el mencionado Trabajo Especial de Grado cumple con los requisitos y reúne los méritos suficientes para su evaluación por parte del distinguido Jurado que tengan a bien designar.

Atentamente,

Ing. Sigfrido Loges

A mis padres,
por enseñarme la
importancia del trabajo duro.

RESUMEN

Las conexiones precalificadas son ampliamente utilizadas en estructuras de acero construidas en zonas de alta sismicidad. Los sismos de Northridge (1994) y Kobe (1995) evidenciaron ciertas limitaciones en los procedimientos de análisis y diseño existentes, no compatibles con la realidad observada en cuanto al comportamiento real que mostraron algunas conexiones precalificadas respecto a su comportamiento esperado. A raíz de estos sismos se publicaron una serie de códigos que actualizaron aspectos referentes a su análisis y diseño, demostrando asimismo, el especial cuidado que debe prestarse a su detallado e inspección durante la etapa de su fabricación y construcción. El procedimiento de análisis de una conexión precalificada, antes de ser publicado, pasa por un laborioso proceso de ensayos de laboratorio para validar su precisión, que pudiera ser menos costoso si se utilizan programas de computación especializados en análisis por elementos finitos, que permitan reducir el número de muestras a ensayar.

En la presente investigación se desarrolló un estudio 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 con pórticos no arriostrados a momento, ubicados en zonas de mediana y alta sismicidad. Se elaboró un modelo computacional de una conexión Plancha Extrema (*End Plate*) tipo cuatro pernos rigidizada, el cual fue analizado utilizando el método de los elementos finitos con el programa de simulación mecánica ANSYS V18.2. 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 curvas de histéresis para las relaciones momento-rotación.

La evaluación de los resultados permitió determinar que la conexión de estudio fue capaz de garantizar que la disipación de energía inelástica ocurriera en la viga, al evidenciarse que la rótula plástica se generó allí. Adicionalmente, se determinó que la conexión cumplió con los requerimientos de la especificación AISC 341-16 *Seismic Provisions for Structural Steel Buildings*, para pórticos no arriostrados a momento con un nivel de diseño ND2 (*Intermediate Moment Frames*), mas no así para pórticos no arriostrados a momento con un nivel de diseño ND3 (*Special Moment Frames*). Por lo tanto, se demostró que el comportamiento presentado por la conexión de estudio es adecuado para edificaciones ubicadas en zonas de mediana sismicidad, sin embargo la conexión resultó inadecuada para edificaciones ubicadas en zonas de alta sismicidad.

ABSTRACT

The prequalified connections are widely used in steel structures built in areas of high seismicity. The earthquakes of Northridge (1994) and Kobe (1995) showed certain limitations in the analysis procedures and existing designs, not compatible with the reality observed in terms of the real behavior shown by some prequalified connections about to their expected behavior. As a result of these earthquakes a series of codes was published that updated aspects referring to their analysis and design, demonstrating also the special care that should be given to their detailed and inspection during the stage of their manufacture and construction. The procedure of analysis of a prequalified connection, before being published, goes through a laborious process of laboratory tests to validate its accuracy, which could be less expensive if specialized finite element analysis software are used, that allow to reduce the number of samples to be tested.

In the present investigation a study of the behavior, the strains and deformations was developed, which are generated in this type of connection to incremental cyclical actions, with the purpose of determining if they are suitable to be used in buildings with moment-resisting frame systems, located in medium to high seismicity regions. A computational model of an End Plate connection type four-bolt stiffened was elaborated, and was analyzed using the finite elements method with the mechanical simulation software ANSYS R18.2. The behavior of the connection for reversible dynamic actions was analyzed, through the application of the loading sequences indicated in the AISC specification 341-16 *Seismic Provisions for Structural Steel Buildings*. Based on the results obtained, an evaluation of the strains and deformations generated in the connection was made and their hysteresis curves were developed for moment-rotation relationships.

The evaluation of the results allowed to determine that the evaluated connection was able to assure that the dissipation of inelastic energy occurred in the beam, when it was evidenced that the plastic hinge was generated there. Additionally, it was determined that the connection met with the requirements of the AISC specification 341-16 *Seismic Provisions for Structural Steel Buildings*, for moment-resisting frame systems with a design level ND2 (*Intermediate Moment Frames*), but not for moment-resisting frame systems with a design level ND3 (*Special Moment Frames*). Therefore, it was shown that the behavior presented by the evaluated connection is adequate for buildings located in areas of medium seismicity, however the connection proved inadequate for buildings located in areas of high seismicity.

ÍNDICE GENERAL

	PÁG.
ACEPTACIÓN DE ASESOR.....	II
DEDICATORIA.....	III
RESUMEN.....	IV
ABSTRACT.....	V
ÍNDICE GENERAL.....	VI
LISTA DE FIGURAS.....	X
LISTA DE TABLAS.....	XVIII
INTRODUCCIÓN.....	1
CAPÍTULO I.....	5
I.1 OBJETIVOS DE LA INVESTIGACIÓN.....	5
I.1.1 Objetivo General.....	5
I.1.2 Objetivos Específicos.....	5
I.2 JUSTIFICACIÓN.....	6
I.3 ALCANCE Y DELIMITACIÓN.....	7
I.4 LIMITACIONES.....	8
CAPÍTULO II.....	10
II MARCO TEÓRICO.....	10
II.1 ANTECEDENTES.....	10
II.2 BASES LEGALES.....	15
II.2.1 Normativa Nacional.....	16
II.2.2 Normativa Internacional.....	16
II.3 BASES TEÓRICAS.....	17
II.3.1 Acero estructural.....	17
II.3.1.1 Módulo Plástico.....	17
II.3.1.2 Tensión Cedente.....	19
II.3.1.3 Ductilidad.....	19
II.3.2 Productos de acero estructural.....	21
II.3.3 Perfiles de acero estructural.....	24
II.3.4 Perfiles para estructuras sismorresistentes.....	31
II.3.5 Conexiones en estructuras de acero.....	38
II.3.6 Conexiones emperradas.....	41
II.3.6.1 Pernos Ordinarios o Comunes.....	42
II.3.6.2 Pernos de alta resistencia.....	43
II.3.6.3 Tipos de Conexiones Emperradas.....	44

II.3.6.4	Formas típicas de falla en uniones empernadas.....	45
II.3.7	Conexiones Soldadas	47
II.3.7.1	Fundamentos de la Soldadura	48
II.3.7.2	Tipos de soldadura	49
II.3.7.3	Electrodos para soldar.....	52
II.3.7.4	Tamaños límites de soldadura	52
II.3.7.5	Ventajas y desventajas de la soldadura respecto al empernado	54
II.3.7.6	Soldadura para estructuras sismorresistentes	55
II.3.8	Comportamiento sísmico de las estructuras de acero	57
II.3.9	Conexiones Precalificadas.....	64
II.3.10	Conexión plancha extrema (End Plate)	64
II.3.10.1	Partes de la conexión	65
II.3.10.2	Limitaciones generales.....	66
II.3.10.3	Limitaciones en cada miembro componente	67
II.3.10.4	Detalles de la conexión.....	70
II.3.10.5	Criterios generales.....	75
II.3.10.6	Parámetros de diseño.....	77
II.3.10.7	Limitaciones para el uso de la conexión Plancha Extrema en el diseño sismorresistente.....	84
II.3.10.8	Estados límites de la conexión Plancha Extrema	85
II.3.11	Curvas Momento-Rotación	90
II.3.12	Curvas de Histéresis	93
II.3.13	Teorías de falla para materiales dúctiles	96
II.3.13.1	Teoría de la Tensión Cortante Máxima (Teoría de Tresca)	97
II.3.13.2	Teoría de la energía de distorsión (Teoría de Von Mises).....	100
II.3.14	Método de análisis por elementos finitos	104
II.3.14.1	Descripción de la metodología de análisis por elementos finitos.....	105
II.3.14.2	Atributos de los elementos finitos	106
II.3.15	Programas de análisis por elementos finitos	108
II.3.16	Programa de computación ANSYS.....	108
II.4	GLOSARIO DE TÉRMINOS.....	111

CAPITULO III..... 116

III MARCO METODOLÓGICO..... 116

III.1	GENERALIDADES.....	116
III.2	GEOMETRÍA Y MATERIALES EMPLEADOS EN LA CONEXIÓN.....	118
III.2.1	Materiales empleados.....	119
III.2.2	Pórtico de estudio	119
III.2.3	Selección de perfiles.....	119
III.2.4	Geometría de la conexión.....	124
III.3	ANÁLISIS MANUAL DE LA CONEXIÓN EN EXCEL.....	125
III.3.1	Notación.....	126
III.3.2	Datos de entrada	131
III.3.3	Cálculo del momento de diseño.....	137

III.3.4	Revisión de las dimensiones	140
III.3.5	Revisión de los estados limites	145
III.3.6	Diseño de las planchas de continuidad	153
III.3.7	Resumen del procedimiento en la hoja de Excel	156
III.3.8	Aplicación de la hoja de Excel	157
III.4	MODELADO DE LA CONEXIÓN EN ANSYS	170
III.4.1	Validación del modelo	171
III.4.2	Detalles geométricos	182
III.4.3	Componentes del modelo de elementos finitos	186
III.4.3.1	Tipos de elementos	187
III.4.3.2	Modelo de pernos	190
III.4.3.3	Elementos de contacto	192
III.4.3.4	Mallado	196
III.4.4	Propiedades mecánicas de los materiales	200
III.4.5	Protocolo de carga y vinculación externa	203
III.4.6	Soldadura en el modelo	209
III.4.7	Calibración del Modelo	210
III.4.7.1	Tipos de elementos	210
III.4.7.2	Contactos	212
III.4.7.3	Mallado	218
III.4.8	Configuración del análisis	228
III.4.9	Obtención del momento de la conexión	229
III.4.10	Comparación de resultados con otros modelos	231
CAPITULO IV	235
IV	ANÁLISIS DE RESULTADOS.....	235
IV.1	COMPORTAMIENTO MOMENTO VS ROTACIÓN	235
IV.1.1	Curva momento-rotación	235
IV.1.2	Curva de histéresis	237
IV.1.2.1	Rigidez y resistencia de la conexión	239
IV.1.2.2	Análisis comparativo con los requerimientos de las Normas	241
IV.1.2.3	Resumen de los resultados	243
IV.2	TENSIONES Y DEFORMACIONES	244
IV.2.1	Tensiones en la conexión	245
IV.2.1.1	Tensiones en la viga, los rigidizadores y la plancha extrema	246
IV.2.1.2	Tensiones en la columna y planchas de continuidad	246
IV.2.1.3	Tensiones en los pernos	247
IV.2.1.4	Evolución de tensiones	248
IV.2.2	Deformaciones en la conexión	253
IV.2.2.1	Deformaciones en la viga, los rigidizadores y la plancha extrema	254
IV.2.2.2	Deformaciones en la columna y planchas de continuidad	254
IV.2.2.3	Deformaciones en los pernos	254
IV.2.2.4	Evolución de deformaciones	256
IV.2.3	Análisis del comportamiento de la conexión	259

CAPITULO V	261
V CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	261
V.1 CONCLUSIONES	261
V.2 RECOMENDACIONES	263
REFERENCIAS CONSULTADAS	266

LISTA DE FIGURAS

	PÁG.
Figura 1: Tensiones en el rango plástico de deformación. Fuente: Guardiola, A. (2016).	18
Figura 2: Curva tensión-deformación típica de aceros dúctiles. Fuente: Vinnakota, S. (2006).	20
Figura 3: Tipos de fractura: a) Fractura dúctil, b) Fractura moderadamente dúctil, c) Fractura frágil sin deformación plástica. Fuente: Argüelles, R. (2001).	21
Figura 4: Representación esquemática del proceso de laminado. Fuente: Vinnakota, S. (2006).	22
Figura 5: Ejemplares de perfiles Americanos estandarizados en el Steel Construction Manual. Fuente: Segui, W. (2000).	26
Figura 6: Modos de pandeo global en perfiles cargados a compresión: a) Pandeo por flexión. b) Pandeo torsional. c) Pandeo flexo-torsional. Fuente: Segui, W. (2000).	28
Figura 7: Pandeo local en perfiles cargados a compresión. Fuente: Crisafulli, F. (2014).	28
Figura 8: Rotula plástica formada por la plastificación del extremo de una viga. Fuente: Crisafulli, F. (2014).	30
Figura 9: Pandeo local del ala de un perfil cargado a flexión. Fuente: Vinnakota, S. (2006).	30
Figura 10: Curva tensión-deformación de tres tipos de acero. Fuente: Crisafulli, F. (2014).	32
Figura 11: Clasificación de secciones de acero en vigas sometidas a flexión. Fuente: Crisafulli, F. (2014).	34
Figura 12: Conexión rígida. Fuente: Soto, H. (2005).	39
Figura 13: Conexión semirrígida. Fuente: Soto, H. (2005).	40
Figura 14: Conexión flexible. Fuente: Soto, H. (2005).	40
Figura 15: Detalle del Perno. Fuente: Gutiérrez, A. et al. (1982).	42
Figura 16: Tipos de Conexiones Empernadas. Fuente: Soto, H. (2005). ..	45
Figura 17: Fallas típicas en uniones apernadas: a) Falla del tornillo por cortante. b) Falla de la plancha por cortante. c) Falla por aplastamiento en el tornillo. d) Falla por aplastamiento en la plancha. e) Falla por sección insuficiente. Fuente: Soto, H. (2005).	46
Figura 18: Fallas típicas en el tornillo: a) Falla por flexión. b) Falla por tracción. Fuente: Soto, H. (2005).	47

Figura 19: Partes de la Soldadura. Fuente: Villegas, L. (2009).	49
Figura 20: Soldadura de Filete. Fuente: EXSA (2010).	50
Figura 21: Soldadura de Ranura. Fuente: EXSA (2010).	51
Figura 22: Fractura en una plancha de base de columna de una estructura de pórtico arriostrado. Fuente: Crisafulli, F. (2014).	59
Figura 23: Fractura de la soldadura de penetración completa en una conexión de pórtico resistente a momento. Fuente: Crisafulli, F. (2014).	60
Figura 24: Fractura de una riostra en X en la sección neta. Fuente: Crisafulli, F. (2014).	61
Figura 25: Fractura en una conexión soldada. Fuente: Crisafulli, F. (2014).	62
Figura 26: Pandeo local en el extremo de una diagonal. Fuente: Crisafulli, F. (2014).	63
Figura 27: Distorsión del primer piso de una estructura aporricada. Fuente: Crisafulli, F. (2014).	63
Figura 28: Conexión Plancha Extrema: a) 4 pernos sin rigidizadores (4E). b) 4 pernos rigidizada (4ES). c) 8 pernos rigidizada (8ES). Fuente: AISC 358-16 (2016).	66
Figura 29: Geometría y nomenclatura, según el AISC 358-16, de una conexión plancha extrema de 4 pernos sin rigidizadores (4E). Fuente: AISC 358-16 (2016).	72
Figura 30: Geometría y nomenclatura, según el AISC 358-16, de una conexión Plancha Extrema de 4 pernos con rigidizadores (4ES). Fuente: AISC 358-16 (2016).	73
Figura 31: Geometría y nomenclatura, según el AISC 358-16, de una conexión Plancha Extrema de 8 pernos con rigidizadores (8ES). Fuente: AISC 358-16 (2016).	74
Figura 32: Conexión Plancha Extrema en el ala y el alma de la columna. Fuente: Salegui, J. y Urdaneta, A. (2011).	78
Figura 33: Localización de las rotulas plásticas. Fuente: Murray, T. y Sumner, E. (2003).	79
Figura 34: Efecto de apalancamiento. Fuente: Murray, T. y Sumner, E. (2003).	80
Figura 35: Grafico de diseño de planchas extremas. Fuente: AISC 358-16 (2016).	81
Figura 36: Detallado de rigidizadores en la plancha extrema. Fuente: AISC 358-16 (2016).	82

Figura 37: Procedimiento de soldadura. Fuente: AISC 358-16 (2016).....	83
Figura 38: Flexión por cedencia de la plancha extrema. Fuente: Girão, A. (2004).....	85
Figura 39: Ruptura por la tracción en los pernos. Fuente: Jayachandran, A. (2009).....	86
Figura 40: Ruptura del ala traccionada de la viga en la zona soldada de la plancha extrema. Fuente: Jayachandran, A. (2009).....	87
Figura 41: Cedencia del alma de la columna. Fuente: Díaz, C. (2010).	88
Figura 42: Pandeo del ala de la viga en la zona comprimida. Fuente: Baei, M. (2012).....	88
Figura 43: Pandeo de las alas de la viga por cargas cíclicas reversibles. Fuente: Sumner, E. (2015).....	89
Figura 44: Cedencia por flexión de las alas de la columna. Fuente: Prinz, G. (2013).....	89
Figura 45: Curvas momento-rotación típicas de algunas conexiones. Fuente: Chávez, D. (2008).....	91
Figura 46: Regiones de la curva momento-rotación según el tipo de conexión. Fuente: Cassano, A. et al. (2008).....	91
Figura 47: Curvas momento-rotación características de conexiones Tipo I, II y III. Fuente: Murray, T. y Lee, W. (2008).....	92
Figura 48: Curva de histéresis para una conexión Plancha Extrema con fractura en los pernos. Fuente: FEMA 355D (2000).	94
Figura 49: Curva de histéresis para una conexión Plancha Extrema con deformación plástica en la plancha extrema. Fuente: FEMA 355D (2000).	94
Figura 50: Curva de histéresis para una conexión Plancha Extrema con deformación plástica en la viga. Fuente: FEMA 355D (2000).....	95
Figura 51: Circulo de Mohr para un elemento bajo la acción de tensiones. Fuente: De Castro, C. (2009).	98
Figura 52: Círculo de Mohr para el ensayo de tensión al momento de la cedencia. Fuente: De Castro, C. (2009).....	98
Figura 53: Representación gráfica de la Teoría de Tresca. Fuente: De Castro, C. (2009).....	99
Figura 54: Tensiones de un elemento como la suma de las tensiones hidrostáticas y desviadoras. Fuente: De Castro, C. (2009)...	100
Figura 55: Representación gráfica de la Teoría de Von Mises. Fuente: De Castro, C. (2009).....	103

Figura 56: Geometrías típicas de elementos discretizados. Fuente: Felippa, C. (2004).	107
Figura 57: Conexión modelada en ANSYS. Fuente: www.resource.ansys.com (2016).	109
Figura 58: Dimensiones en planta del pórtico. Fuente: Propia.	132
Figura 59: Vista de planta de la conexión. Fuente: AISC 358-16 (2016).	133
Figura 60: Vista de alzado de la conexión. Fuente: AISC 358-16 (2016).	134
Figura 61: Vista de perfil de la conexión. Fuente: AISC 358-16 (2016)...	135
Figura 62: Detalle de los rigidizadores. Fuente: AISC 358-16 (2016).....	136
Figura 63: Cargas gravitacionales sobre la viga. Fuente: Propia.	138
Figura 64: Fuerzas actuantes en la conexión. Fuente: Propia.	140
Figura 65: Fuerzas actuantes en los pernos. Fuente: AISC 358-16 (2016).	141
Figura 66: Parámetro del mecanismo de líneas de cedencia en la plancha extrema. Fuente: AISC 358-16 (2016).	142
Figura 67: Detalle del rigidizador. Fuente: AISC 358-16 (2016).....	144
Figura 68: Parámetro del mecanismo de líneas de cedencia en el ala de la columna: a) Sin planchas de continuidad. b) Con planchas de continuidad. Fuente: AISC 358-16 (2016).	149
Figura 69: Fuerzas que intervienen en la cedencia local del alma de la columna. Fuente: Gutiérrez, M. (2011).	151
Figura 70: Fuerzas que intervienen en el pandeo del alma de la columna. Fuente: Gutiérrez, M. (2011).	152
Figura 71: Dimensiones de las planchas de continuidad. Fuente: Propia.....	154
Figura 72: Comparación de curvas momento-rotación entre ensayo y modelo FEM. Fuente: Shi, G. et al. (2008).....	172
Figura 73: Comparación de dos modos de falla entre ensayo y modelo FEM. Fuente: Shi, G. et al. (2008).....	173
Figura 74: Detalles geométricos de conexión 4E estudiada experimentalmente y con modelo FEM. Fuente: Ghassemieh, M. et al. (2014).	175
Figura 75: Comparación de curvas de histéresis entre: a) Modelo FEM. b) Ensayo. Fuente: Ghassemieh, M. et al. (2014).	176
Figura 76: Detalles geométricos de conexión 8ES estudiada experimentalmente y con modelo FEM. Fuente: Morrison, M. et al. (2017).	177

Figura 77: Comparación de curvas de histéresis entre ensayo y modelo FEM. Fuente: Morrison, M. et al. (2017).....	178
Figura 78: Comparación de la deformada entre ensayo y modelo FEM. Fuente: Morrison, M. et al. (2017).....	178
Figura 79: Comparación de curvas momento-rotación entre ensayo y dos modelos FEM. Fuente: Ruiz, D. (2010).	180
Figura 80: Comparación del comportamiento cíclico y monotónico creciente entre: a) Modelo FEM de Ruiz. b) Ensayo experimental de Shi et al. Fuente: Ruiz, D. (2010).....	181
Figura 81: Vistas del modelo: a) Vista 3D. b) Vista de perfil. Fuente: Propia.....	183
Figura 82: Detalles geométricos del modelo: a) Detalle de alzado. b) Detalle de planta. c) Detalle de perfil. Fuente: Propia.	184
Figura 83: Detalles del perno en el modelo: a) 3D. b) Perfil. c) Alzado. Fuente: Propia.....	185
Figura 84: Geometría modelada en Autodesk Inventor 2017. Fuente: Propia.....	186
Figura 85: Tipos de elementos en ANSYS V18.2 para el módulo de análisis Static Structural. Fuente: Lee, H. (2018).	187
Figura 86: Elementos 3-D Structural Solid Hexaédricos en ANSYS V18.2: a) SOLID185. b) SOLID186. Fuente: ANSYS V18.2 (2017).....	188
Figura 87: Elementos 3-D Structural Solid Tetraédricos en ANSYS V18.2: a) SOLID187. b) SOLID285. Fuente: ANSYS V18.2 (2017).....	189
Figura 88: Características del elemento PRETS179 (izquierda) y su aplicación en el perno (derecha). Fuente: Ruiz, D. (2010). ...	191
Figura 89: Perno modelado en ANSYS V18.2. Fuente: Propia.....	192
Figura 90: Par de Superficies que definen el contacto en ANSYS V18.2. Fuente: ANSYS V18.2 (2017).....	194
Figura 91: Elementos de contactos en ANSYS V18.2 aplicables a superficies 3D: a) TARGE170. b) CONTA173. c) CONTA174. Fuente: ANSYS V18.2 (2017).	196
Figura 92: Detalles del atributo de mallado Skewness en ANSYS V18.2: a) Rango de valores y representación en 2D. b) Representación en 3D. c) Representación del ángulo máximo y mínimo en los vértices de una cara. Fuente: PADT (2017).	198

Figura 93: Detalles del atributo de mallado Orthogonal quality en ANSYS V18.2: a) Vectores que definen la Orthogonal quality. b) Rango de valores. Fuente: PADT (2017).	200
Figura 94: Propiedades y curva tensión-deformación del acero usado en el modelo: A36 (izquierda) y A490 (derecha). Fuente: Propia.....	202
Figura 95: Curva Steps (pasos de carga) vs Desplazamiento del extremo libre de la viga. Fuente: Propia.....	206
Figura 96: Vinculación externa del modelo. Fuente: Tartaglia, R. et al. (2018).....	207
Figura 97: Vínculos generados en el modelo. Fuente: Propia.....	208
Figura 98: Elementos SOLID185 (cian) y SOLID186 (purpura) asignados a un modelo. Fuente: Ruiz, D. (2010).	211
Figura 99: Contacto plancha extrema – ala de columna. Fuente: Propia.....	213
Figura 100: Contactos cabeza del perno – ala de columna (izquierda) y cabeza del perno – plancha extrema (derecha). Fuente: Propia.	214
Figura 101: Contactos vástago del perno – ala de columna (izquierda) y vástago del perno – plancha extrema (derecha). Fuente: Propia.....	215
Figura 102: Contacto con formulación Pure Penalty o Augmented Lagrange. Fuente: ANSYS V18.2 (2017).	217
Figura 103: Comparación de modelos con distinto mallado: a) Modelo N° 1 con 83,728 elementos. b) Modelo N° 2 con 73,367 elementos. c) Modelo N° 3 con 43,857 elementos. d) Modelo N° 4 con 20,623 elementos. Fuente: Propia.	219
Figura 104: Comparación de modelos con y sin seccionamiento geométrico: a) Modelo sin seccionamiento geométrico. b) Modelo con seccionamiento geométrico en la columna. Fuente: Propia.	221
Figura 105: Atributos de mallado Skewness (izquierda) y Orthogonal quality (derecha) en el modelo sin seccionamiento geométrico mostrado en la Figura 104a. Fuente: Propia. ...	221
Figura 106: Atributos de mallado Skewness (izquierda) y Orthogonal quality (derecha) en el modelo con seccionamiento geométrico mostrado en la Figura 104b. Fuente: Propia. ...	222
Figura 107: Rectángulos que al extruirse generan el seccionamiento geométrico en la columna. Fuente: Propia.....	223

Figura 108: Parámetros iniciales del mallado. Fuente: Propia.	224
Figura 109: Mallado final del modelo. Fuente: Propia.	227
Figura 110: Parámetros del Analysis Settings. Fuente: Propia.	229
Figura 111: Superficie donde se mide el momento de la conexión. Fuente: Propia.	231
Figura 112: Comparación de curvas momento-rotación: a) Conexiones Beam ES_1. b) Conexiones Beam ES_2. c) Conexiones Beam ES_3. d) Conexión propia. Fuente: Tartaglia, R. et al. (2018) y Propia.	233
Figura 113: Comparación de curvas de histéresis: a) Conexiones Beam ES_1. b) Conexiones Beam ES_2. c) Conexiones Beam ES_3. d) Conexión propia. Fuente: Tartaglia, R. et al. (2018) y Propia.	234
Figura 114: Curva momento-rotación para el desplazamiento monotónico. Fuente: Propia.	236
Figura 115: Curvas momento-rotación de las conexiones modeladas por Tartaglia y D'Aniello: a) Conexión EPC-1. b) Conexión EPC-2. c) Conexión EPC-3. d) Conexión EPC-4. Fuente: Tartaglia, R. y D'Aniello, M. (2017).	237
Figura 116: Curva de histéresis para el desplazamiento cíclico. Fuente: Propia.	238
Figura 117: Envolvente de la curva histérica. Fuente: Propia.	240
Figura 118: Comparación de la curva momento-rotación del desplazamiento monotónico creciente con la envolvente del desplazamiento cíclico. Fuente: Propia.	240
Figura 119: Comparación de la curva de histéresis con el momento nominal (M_n) y el momento plástico (M_p) de la viga. Fuente: Propia.	244
Figura 120: Distribución de tensiones de Von Mises en la conexión: Vista isométrica (izquierda) y Vista de perfil (derecha). Fuente: Propia.	245
Figura 121: Distribución de tensiones de Von Mises: a) En la viga, los rigidizadores y la plancha extrema. b) En la columna. Fuente: Propia.	247
Figura 122: Distribución de tensiones de Von Mises en los pernos. Fuente: Propia.	248
Figura 123: Evolución de tensiones de Von Mises para rotaciones hasta 0.02 rad. Fuente: Propia.	251

Figura 124: Evolución de tensiones de Von Mises para rotaciones mayores a 0.02 rad. Fuente: Propia.....	252
Figura 125: Distribución de deformaciones unitarias de Von Mises en la conexión: Vista isométrica (izquierda) y Vista de perfil (derecha). Fuente: Propia.	253
Figura 126: Distribución de deformaciones unitarias de Von Mises: a) En la viga, los rigidizadores y la plancha extrema. b) En la columna. Fuente: Propia.	255
Figura 127: Distribución de deformaciones unitarias de Von Mises en los pernos. Fuente: Propia.....	256
Figura 128: Evolución de deformaciones unitarias de Von Mises para rotaciones hasta 0.05 rad. Fuente: Propia.....	258
Figura 129: Evolución de deformaciones unitarias de Von Mises para rotaciones mayores a 0.05 rad. Fuente: Propia.	259

LISTA DE TABLAS

	PÁG.
Tabla 1: Aceros laminados en caliente más comunes para uso estructural. Fuente: McCormac, J. (2002).....	23
Tabla 2: Estandarización de algunos de los perfiles más comunes, según la normativa americana y europea. Fuente: Propia.	25
Tabla 3: Razón ancho/espesor para elementos comprimidos de perfiles sometidos a flexión. Fuente: AISC 360-16 (2016).....	33
Tabla 4: Razón ancho/espesor para elementos en perfiles de moderada a alta ductilidad. Fuente: AISC 341-16 (2016).....	35
Tabla 5: Clasificación de los Pernos. Fuente: Fratelli, M. (1991).	43
Tabla 6: Tamaño mínimo para soldadura de ranura de penetración parcial. Fuente: AWS D1.1 (2015).....	53
Tabla 7: Tamaño mínimo para soldaduras de filete. Fuente: AWS D1.1 (2015).	53
Tabla 8: Parámetros límites de precalificación de conexión Plancha Extrema. Fuente: AISC 358-16 (2016).	67
Tabla 9: Mecanismos de cedencia y modos de falla comunes para conexiones Plancha Extrema. Fuente: Chávez, D. (2008).....	96
Tabla 10: Resumen del análisis manual de la conexión realizado en la hoja de Excel, con las referencias al AISC 358-16 y a otras normas. Fuente: Propia.	156
Tabla 11: Detalles geométricos de 8 conexiones estudiadas experimentalmente y con modelos FEM. Fuente: Shi, G. et al. (2008).....	171
Tabla 12: Capacidad de carga en ensayo y modelo FEM. Fuente: Shi, G. et al. (2008).....	174
Tabla 13: Momento y ángulo de deriva de piso en ensayo y modelo FEM. Fuente: Ghassemieh, M. et al. (2014).....	176
Tabla 14: Relación momento máximo, rigidez inicial y disipación de energía entre ensayo y modelo FEM. Fuente: Morrison, M. et al. (2017).....	179
Tabla 15: Momento último en ensayo y dos modelos FEM, sometidos a carga monótona. Fuente: Ruiz, D. (2010).	180
Tabla 16: Relación momento máximo entre los ensayos experimentales y modelos FEM de conexiones plancha extrema bajo carga cíclica. Fuente: Propia.	182

Tabla 17: **Elementos de contacto en ANSYS V18.2.** Fuente: Ruiz, D.
(2010). 195

Tabla 18: **Protocolo de cargas para la conexión.** Fuente: Propia. 205

Tabla 19: **Resumen de resultados y valores comparativos.** Fuente:
Propia. 243

INTRODUCCIÓN

En edificaciones de acero estructural lo referente al detallado y construcción de las conexiones entre los miembros es un aspecto sumamente importante, ya que en general, el comportamiento estructural previsto pudiera verse alterado de cierta manera. Las conexiones en acero estructural deben ser resistentes, de comportamiento predecible, de fabricación y montaje sencillo. Es por estas razones, que institutos como la *Federal Emergency Management Agency* (FEMA), ha desarrollado códigos como el FEMA 350, el cual es un documento donde se dan recomendaciones de diseño sísmico para conexiones de estructuras metálicas. También, el *American Institute of Steel Construction* (AISC) ha desarrollado una serie de procedimientos para el análisis, diseño y detallado de conexiones, algunos de los cuales se recogen en el documento AISC 358-16 (*Prequalified Connections for Special and Intermediate Steel Moment Frames for Seismic Application*), referido a las conexiones precalificadas.

Las construcciones metálicas son el sistema constructivo más utilizado en países como Estado Unidos, Francia e Inglaterra, sobre las de concreto reforzado. Este tipo de estructura es muy utilizado en estos países ya que la construcción con perfiles metálicos es mucho más rápida que la de concreto. Además, el acero permite reducir el peso total de la estructura manteniendo una resistencia similar a la equivalente de concreto reforzado, esto es de gran importancia para el diseño de vigas de grandes luces. Otras de las ventajas del acero respecto al concreto es su elevada ductilidad y tenacidad.

Las estructuras metálicas pueden ser de rápida construcción, pero por ello no deja de ser compleja su ejecución, ya que las conexiones entre miembros pueden variar mucho en cuanto a su tipología, detallado y construcción dependiendo de las exigencias del proyecto. Entre estas conexiones, las que mayor demanda de capacidad pudieran presentar durante

un sismo son las que unen miembros tales como vigas y columnas en estructuras aporticadas. Se observa un ejemplo muy claro de lo ocurrido en la ciudad de San Francisco en los Estados Unidos, donde en 1994 el sismo de Northridge causó daños importantes en las edificaciones de acero y muchas conexiones fallaron o presentaron daños importantes, los cuales no se esperaba que debían ocurrir, ya que el comportamiento supuesto y plasmado en los procedimientos de diseño de la época suponían un adecuado desempeño de las mismas. Un año después del sismo de Northridge ocurre el de Kobe en Japón (1995), suceso que dejó en evidencia las limitaciones de los procedimientos de diseño para las conexiones sismorresistentes entre vigas y columnas. Los procedimientos indicados en los códigos actuales de conexiones sismorresistentes del FEMA y el AISC son en gran medida el resultado de las experiencias obtenidas de estos eventos sísmicos.

Uno de los sistemas estructurales más común en estructuras metálicas es el aporticado, en donde las conexiones viga-columna suelen ser rígidas, aunque pudieran presentarse conexiones semirrígidas o flexibles con ciertos arreglos estructurales adicionales en la edificación para proveer a la misma de mecanismos de disipación de energía adecuados. El sistema aporticado con uniones rígidas se denomina *pórtico resistente a momento* y es ideal para estructuras sismoresistentes porque permite disipar grandes cantidades de energía, gracias a la importante ductilidad esperada y gran hiperestaticidad del sistema. Gran parte de las conexiones desarrolladas por los códigos sismorresistentes, tales como el FEMA y el AISC, son precisamente para este tipo de sistema estructural.

La presente investigación trata del análisis de una conexión Plancha Extrema, realizado en primera instancia siguiendo el procedimiento analítico que establece el documento AISC 358-16 y después mediante la simulación por elementos finitos empleando el programa de computación ANSYS V18.2. El procedimiento de análisis del AISC 358-16 permitió calibrar el modelo

matemático que se analizó posteriormente en ANSYS, con lo cual se indicaron luego recomendaciones especiales para que ambos procedimientos fueran compatibles y arrojarán resultados similares. El programa ANSYS es una herramienta avanzada para el análisis de sistemas mecánicos por la metodología de los elementos finitos, y permite el estudio detallado de dichos sistemas, empleando análisis no lineal y dinámico, facilitando el estudio del mecanismo de falla de la conexión (pérdida de resistencia y rigidez). Es en parte por las razones antes mencionadas que se empleará este programa para el desarrollo del presente trabajo, aparte de poseer una gran reputación a nivel mundial por la confiabilidad de sus resultados.

En el Capítulo I, se desarrolla *El Problema de Investigación*, su planteamiento, objetivo general y específicos, la justificación de la investigación, sus limitaciones y delimitaciones.

En el Capítulo II, llamado *Marco Teórico*, se introducen los antecedentes de la investigación y las bases legales en las cuales se fundamenta la misma. En el basamento teórico se describen los tipos comunes de conexiones metálicas, sus miembros componentes y sus modos de falla. Se le da especial tratamiento a la conexión precalificada Plancha Extrema (*End Plate*), describiendo sus partes e indicando sus limitaciones, tanto las de precalificación como las de cada elemento componente. También se mencionan sus parámetros de diseño y los estados límites para determinar sus posibles modos de falla.

En el Capítulo III, se describe el *Marco Metodológico* de la investigación. Se establece el diseño de la investigación y las fases en las cuales estará dividida la misma. Se realiza el análisis manual de la conexión siguiendo el procedimiento establecido en el AISC 358-16, para luego modelar la conexión en el programa ANSYS, describiendo el proceso de calibración y validación.

En el Capítulo IV se desarrolla el *Análisis de Resultados*. Se estudia en primera instancia el comportamiento momento-rotación de la conexión, para

luego analizar las tensiones y deformaciones.

Finalmente, en el Capítulo V se presentan las *Conclusiones* y *Recomendaciones* del presente trabajo.

CAPÍTULO I

I.1 Objetivos de la Investigación

I.1.1 Objetivo General

Determinar las tensiones y deformaciones de una conexión Plancha Extrema (*End Plate*) modelada con el programa ANSYS V18.2 con base en la Norma AISC 358-16.

I.1.2 Objetivos Específicos

- 1) Establecer las geometrías preliminares y propiedades de los materiales a emplear para los miembros y elementos de la conexión Plancha Extrema a analizar, respetando las limitaciones paramétricas establecidas en el AISC 358-16.
- 2) Realizar el análisis manual de la conexión Plancha Extrema a estudiar, mediante la metodología indicada en el AISC 358-16.
- 3) Realizar el modelado de la conexión Plancha Extrema analizada con el AISC 358-16 mediante el programa de computadora ANSYS V18.2, calibrando todas las condiciones que permitan obtener resultados compatibles con los obtenidos de la aplicación del procedimiento indicado en el AISC 358-16.
- 4) Obtener los diagramas momento-rotación e histéresis, los cuales mostrarán el comportamiento no lineal de la conexión en términos de variación de resistencia y rigidez.

- 5) Estudiar las tensiones y deformaciones obtenidas del análisis de la conexión Plancha Extrema mediante ANSYS V18.2, con lo cual se podrán indicar las conclusiones y recomendaciones finales del estudio.

I.2 Justificación

Gran parte de Venezuela está influenciada por el movimiento horizontal de dos grandes bloques de la corteza terrestre (Placa del Caribe y Placa Sudamericana), debido a esto, el país tiene significativa actividad sísmica. Por esta razón, las edificaciones deben ser analizadas, diseñadas y construidas bajo un criterio sismorresistente. Las estructuras deben tener suficiente capacidad de disipación de la energía proveniente de las acciones sísmicas, de acuerdo a la zonificación sismicidad característica.

Con la utilización de conexiones precalificadas se podrían minimizar los costos de reparación que pueda ocasionar cualquier evento sísmico en las estructura metálicas, ya que estas conexiones han sido debidamente analizadas y experimentadas en laboratorios, sometiéndolas a condiciones que superan la capacidad esperada bajo los efectos de un sismo de diseño de cierta magnitud. Por lo que si se excede la acción sísmica para la cual fueron diseñadas, estas conexiones aun tendrán la capacidad de disipar energía en las zonas establecidas para tal fin. Es por ello que al analizarlas, detallarlas y construirlas adecuadamente se logra que el daño presente en la estructura luego del evento sísmico se concentre en las zonas destinadas para ello (zonas protegidas en vigas), y donde las labores de reparación requeridas no resulten excesivamente costosas.

Con la salida al mercado de programas avanzados de computación que emplean la metodología por elementos finitos para el análisis estructural, se cuenta con herramientas adicionales para cuantificar el comportamiento

sismorresistente no lineal de conexiones precalificadas a momento. Al emplearlos se podrían evaluar aspectos y condiciones adicionales a aquellos obtenidos empleando solo los procedimientos normativos.

Por lo anteriormente mencionado es importante la realización de estudios dedicados a comparar el procedimiento de diseño establecido en el AISC 358-16 con los resultados que se obtienen empleando programas avanzados de análisis por elementos finitos. Cada nuevo sismo aporta una nueva experiencia, y ésta puede llevar a la actualización y mejoramiento de los procedimientos de diseño sismorresistente existentes.

I.3 Alcance y delimitación

Esta investigación se limita al análisis y al modelado de una conexión rígida a momento empleando la Norma Americana AISC 358-16 y el programa de computación ANSYS. La conexión precalificada escogida para el estudio es la Plancha Extrema o *End Plate*, por ser una de las más utilizadas en las edificaciones de acero en Venezuela. La ausencia de códigos nacionales que traten exclusivamente el tema de las conexiones sismorresistentes de acero estructural hace necesaria la consulta y utilización de códigos internacionales. No se realizarán ensayos físicos para el análisis de la conexión precalificada *Plancha Extrema*, sino únicamente modelos matemáticos mediante el programa ANSYS.

La investigación se limita al modelado de una sola conexión, con geometría de elementos y propiedades de materiales previamente definidos, de acuerdo a la práctica existente en el país actualmente. El modelo matemático de la conexión en ANSYS se realiza posterior al análisis manual de la misma, realizado siguiendo los lineamientos establecidos en el AISC 358-16.

La presente investigación no busca validar el procedimiento de diseño establecido en el AISC 358-16, sino comparar y calibrar los resultados entre dicha norma y una herramienta avanzada de análisis por elementos finitos como lo es el ANSYS.

En cuanto al tiempo, esta investigación se llevó a cabo en un lapso de 18 meses, contados a partir del mes de Junio de 2017 hasta el mes de Diciembre de 2018. En lo referente al espacio, la investigación se desarrolló enteramente en la ciudad de Caracas. En cuanto al contenido, este trabajo trata exclusivamente de comparar y calibrar dos metodologías de análisis realizados a una conexión Plancha Extrema, mediante el procedimiento establecido en el AISC 358-16 y su modelado con el programa ANSYS.

I.4 Limitaciones

En todo trabajo de investigación existen obstáculos que de una u otra forma retrasan la culminación del mismo. Esos obstáculos se conocen como Limitaciones de la investigación. Dentro de las limitaciones que se presentaron en el presente trabajo de investigación, se mencionan las siguientes:

- Manejo de los programas de computación que se emplearon en la investigación, tales como ANSYS para el análisis de la conexión Plancha Extrema, Autodesk Inventor y Visual Basic en Excel, como herramientas auxiliares. Los dos primeros fueron necesarios para el modelado de la conexión en un programa de elementos finitos, mientras que el restante se necesita para analizar y facilitar el modelado de la conexión mediante el procedimiento del AISC 358-16.
- Calibración del modelo matemático, necesaria para que los resultados se encuentren dentro de un margen de aceptación en relación con el AISC 358-16. Esto conlleva a realizar numerosos análisis hasta llegar

al modelo adecuado, tomando cada una de esas corridas de calibración un tiempo considerable.

- Modelado de la conexión solo con una viga. Introducir más miembros, en este caso vigas, aumentaría considerablemente el tiempo computacional requerido para la resolución del modelo matemático.

CAPÍTULO II

MARCO TEÓRICO

II.1 Antecedentes

Los estudios para el análisis y diseño de las conexiones rígidas de momento de plancha extrema se iniciaron en los años 1950. Para esa fecha los métodos de diseño estaban fundamentados en la estática e hipótesis simplificadoras concernientes al efecto de apalancamiento. Estos diseños daban como respuesta la utilización de planchas de gran espesor y pernos de dimensiones y diámetros importantes.

En estudios posteriores se utiliza la teoría de líneas de cedencia y el método de los elementos finitos. A partir de 1989 se investigan las conexiones de momento bajo cargas cíclicas. Ghobarah, A. *et al.* (1992) estudió modelos solicitados bajo cargas cíclicas, con carga axial aplicada a la columna. El resultado obtenido fue que la cedencia en el panel de las columnas podía disipar grandes cantidades de energía ayudando de esta manera a las planchas extremas a controlar la deformación inelástica de la zona del panel. La conclusión arrojada fue que la zona de cedencia del panel se utilizara para incrementar la capacidad de disipación de la energía en las conexiones de momento de plancha extrema.

En 1994 ocurre el sismo de Northridge, California, donde se observan numerosas fallas en las conexiones de acero de diferentes edificaciones. A raíz de ello, la *Federal Emergency Management Agency* (FEMA) empieza a realizar investigaciones a través del *Sac Joint Venture*, investigación conocida como *Sac Steel Project* la cual fue dividida en dos fases. La primera de ellas se basó principalmente en la razón por la cual fallaron las conexiones

a momento. La segunda fase se dirigió a la búsqueda de nuevas alternativas de conexiones viga-columna en pórticos resistentes a momento que tuviesen un comportamiento adecuado ante acciones sísmicas. Las conclusiones extraídas del estudio llevado a cabo por esta organización fueron los siguientes:

- Concentración de grandes tensiones en el ala inferior de la viga.
- Pandeo local del ala y el alma de la viga.
- Generación rápida e importante de grietas en el ala y alma de la viga. zona del panel y en la plancha de asiento.
- Comportamiento frágil y con poca disipación de energía.
- No se alcanza el momento plástico en la viga.

Adey, B. *et al.* (1997) estudió diferentes componentes de las conexiones Plancha Extrema, como el efecto del tamaño de la viga, la colocación de los pernos, el espesor de la plancha extrema y los rigidizadores, así como la capacidad para absorber y disipar la energía de la plancha. Se concluyó que la capacidad de la absorción de energía de la plancha extrema disminuye con el incremento del tamaño de la viga y que la plancha extrema extendida la incrementa.

Posteriormente, en los años 1999 y 2000 se demostró que las conexiones Plancha Extrema de cuatro pernos rigidizadas y no rigidizadas y ocho pernos rigidizada podían ser utilizadas en estructuras sismorresistentes.

Como la presente investigación buscó determinar las tensiones y deformaciones de una conexión Plancha Extrema con un programa de elementos finitos (FEM), los antecedentes expuestos a continuación se centran en el análisis de los modelos FEM de ese tipo de conexión precalificada, y sirvieron de base para la presente investigación.

Gutiérrez, A. (2011), *Adecuación de las conexiones sismorresistentes*

precalificadas del American Institute of Steel Construction (AISC) a la práctica de las estructuras de acero en Venezuela, Universidad Católica Andrés Bello. Estudió la evolución de las conexiones a momento y la importancia del comportamiento de las mismas luego de los sismos ocurridos en California (Northridge, 1994) y Japón (Kobe, 1995). Evaluó y comparó los procedimientos de cálculo para conexiones Plancha Extrema propuestos en las Normas FEMA 350 y AISC 358. Sistematizó los procedimientos de diseño de las conexiones Plancha Extrema mediante un programa en lenguaje Excel, el cual desarrolla los pasos de diseño de los tres casos tipificados de conexiones Plancha Extrema. Presentó tablas de diseño para los perfiles más usados en Venezuela y propuso actualizaciones a las normas vigentes venezolanas. Para el presente trabajo, esta investigación brindó información importante acerca de los procedimientos de diseño de las conexiones Plancha Extrema. El procedimiento para programar las hojas de Excel sirvió como base para programar una hoja de Excel propia y analizar así la conexión Plancha Extrema que fue modelada en el programa ANSYS.

Morales, G. (2007), *Análisis y diseño del comportamiento de la conexión a momento de placa extrema ultima*, Universidad Autónoma de Querétaro. Presentó el análisis y comportamiento de una conexión a momento de plancha extrema en base a los criterios establecidos en la guía de diseño *AISC N° 4*, así como a través de un programa de computadora basado en el método de los elementos finitos. La modelación a través del método de los elementos finitos se llevó a cabo generando subrutinas escritas en Fortran (APDL) en ambiente ANSYS. El estudio permitió correlacionar los resultados para identificar el alcance de las Normas FEMA 350 y AISC 358, además de sugerir recomendaciones que condujeron a una mejor interpretación del comportamiento mecánico de la conexión y en particular de los parámetros dimensionales de la plancha extrema. Para el presente trabajo, esta investigación aportó conocimientos importantes acerca de la funcionalidad del programa ANSYS, ya que describe cómo usarlo y establece

un procedimiento para el modelado de una conexión Plancha Extrema. Además interpreta los resultados arrojados por el programa, por lo que ofrece una idea de qué tan preciso es el ANSYS cuando se comparan sus resultados con los obtenidos aplicando la metodología de las Normas FEMA 350 y AISC 358.

Ruiz, D. (2010), *Comportamiento de conexiones tipo placa-tope bajo carga cíclica y monótona mediante análisis de elemento finito*, Universidad Nacional Autónoma de México. Describió a detalle el proceso de realización de un modelo de elemento finito en 3D, como una alternativa confiable para observar el comportamiento de conexiones Plancha Extrema. El modelo se elaboró bajo la tecnología para modelación en elemento finito que ofrece el programa ANSYS. El modelo simula el contacto entre la plancha extrema y el ala de la columna y la pretensión en los pernos, además, incluye el comportamiento inelástico de los materiales. La precisión del modelo se validó mediante el trabajo experimental realizado por Shi, G. *et al.* (2007). Se estudió el comportamiento de ocho especímenes bajo carga monótona y cuatro bajo carga cíclica, los cuales estuvieron basados en las configuraciones propuestas por el AISC. Esto permitió con base en curvas momento-rotación y mediante las distribuciones de tensiones en los modelos fallados, establecer el comportamiento ante los tipos de carga y componentes estudiados, comparando el grado de exactitud de las expresiones que predicen su comportamiento. Además, se generaron recomendaciones para modelos de elemento finito que simulen en particular conexiones tipo Plancha Extrema pero, en general, útiles para cualquier otro tipo de conexión empernada. Para el presente trabajo esta investigación fue ampliamente utilizada, ya que describe los parámetros necesarios para calibrar el modelo de ANSYS. Además, indica las limitaciones que se tienen al modelar una conexión con un programa de elementos finitos. En este trabajo se analizaron las tensiones y deformaciones en las conexiones modeladas, por lo que ofreció una guía para la realización del presente trabajo.

Campo, O. (2015), *Análisis del comportamiento de uniones metálicas viga-soporte mediante modelo de elementos finitos y comparación de resultados con el modelo de nudos y barras*, Universidad Politécnica de Madrid. Comparó el comportamiento de 3 tipos de conexiones, entre ellas la conexión Plancha Extrema, mediante el uso de dos programas de cálculo. El primer programa consistió en el modelo de los nodos y barras y el segundo mediante el método de los elementos finitos. Se determinaron las tensiones y deformaciones de las conexiones en ambos programas. El análisis arrojó que las conexiones modeladas mediante el programa de elementos finitos presentan tensiones y deformaciones mayores a las modeladas en el programa de nodos y barras. En el caso de la conexión Plancha Extrema, las tensiones fueron 2% mayores y las deformaciones 15% mayores en la modelación por elementos finitos respecto a la modelación por nodos y barras. Al comparar estos resultados con los arrojados aplicando las disposiciones del Eurocódigo 3 EN 1993-1-8, la modelación por elementos finitos resultó más precisa que la realizada por el método de los nodos y barras. Para el presente trabajo, esta investigación ofreció la metodología para el modelado de una conexión Plancha Extrema en un programa, que al igual que el ANSYS, trabaja bajo el método de los elementos finitos. Además, la investigación deja de manifiesto que los programas que funcionan bajo la filosofía de los elementos finitos ofrecen resultados más precisos en comparación a los que utilizan otros métodos de cálculo.

Guardiola, A. (2006), *Comportamiento de los nudos semirrígidos en estructuras metálicas de edificación*, Universidad Politécnica de Valencia. Desarrolló una metodología con base en el Eurocódigo 3 EN 1993-1-8 para el diseño de conexiones semirrígidas, con la finalidad de obtener una conexión que permitiera reducir el dimensionado de las vigas respecto a las conexiones articuladas, sin incurrir en los costos de ejecución de las conexiones rígidas. Trabajó con varios tipos de conexiones, entre ellas la plancha extrema. Esta investigación determinó los parámetros geométricos

que deben tener las conexiones para considerarlas semirrígidas. Se calcularon las propiedades de dichas conexiones siguiendo el método de los componentes recogido en el Anexo J del Eurocódigo 3 EN 1993-1-1, clasificándolas en función de su rigidez y modelando su comportamiento a partir de los distintos diagramas momento-rotación propuestos por esta norma. Los resultados obtenidos fueron tabulados. Se definió el concepto de *grado de rigidez*, mediante un coeficiente que permitiera considerar la influencia de la rigidez de las conexiones en el comportamiento de la estructura. Para el presente trabajo, esta investigación brindó un enfoque diferente para el diseño de la conexión Plancha Extrema, ya que no trabaja con las Normas Americanas sino con el Eurocódigo. Además, describe los parámetros geométricos que debe tener la conexión Plancha Extrema para disminuir su rigidez y pasar a tener un comportamiento semirrígido.

II.2 Bases Legales

La normativa vigente en Venezuela no establece un procedimiento detallado para el análisis y diseño de conexiones precalificadas, por lo cual es necesario la utilización de normativas internacionales.

El código estadounidense referente al análisis y diseño de conexiones precalificada es el AISC 358, publicado por primera vez en 2005. La última actualización de esta Norma fue hecha en 2016, para esa fecha este código contenía nueve conexiones precalificadas, siendo la mayoría de estas patentadas. Establece las limitantes paramétricas, el detalle de cada elemento componente y el procedimiento de diseño para cada conexión precalificada.

A continuación, se presentan los códigos que sirvieron de apoyo para la presente investigación.

II.2.1 Normativa Nacional

1. COVENIN 1618:1998 *Estructuras de Acero para Edificaciones. Método de los Estados Límites.*

II.2.2 Normativa Internacional

1. ANSI/AISC 358-16: *Prequalified Connections for Special and Intermediate Steel Moment Frames for Seismic Applications*, Código Nacional de los Estados Unidos.
2. ANSI/AISC 341-16: *Seismic Provisions for Structural Steel Buildings*, Código Nacional de los Estados Unidos.
3. ANSI/AISC 360-16: *Specification for Structural Steel Buildings*, Código Nacional de los Estados Unidos.
4. FEMA-350 / 2000: *Recommended Seismic Design Criteria for New Steel Moment-Frame Buildings*, Estados Unidos.

II.3 Bases Teóricas

II.3.1 Acero estructural

Es el producto de la aleación de hierro, carbono y pequeñas cantidades de otros elementos tales como silicio, fósforo, azufre y oxígeno, que le aportan características específicas. Los aceros estructurales se agrupan generalmente según varias clasificaciones principales de la ASTM: los aceros de propósitos generales (A36), los aceros estructurales de carbono (A529), los aceros estructurales de alta resistencia y baja aleación (A572), los aceros estructurales de alta resistencia, baja aleación y resistentes a la corrosión atmosférica (A242 y A588) y la lámina de acero templada y revenida (A514 y A852). Existe un tipo de acero estructural de producción reciente (A992) que ofrece excelentes características de soldabilidad y ductilidad. Para perfiles estructurales huecos (HSS) se utilizan: A53, A500 y A501 (en Venezuela se emplea también el A572 Gr50).

Para el análisis de conexiones precalificadas, las propiedades más significativas del acero son las siguientes.

II.3.1.1 Módulo Plástico

Una vez que el acero sobrepasa su tensión cedente (F_y), el módulo elástico deja de ser constante, en este punto el material ha pasado al rango plástico de deformación, perdiéndose la linealidad de la ley de Hooke. Para este rango de deformaciones se define el módulo plástico ($Z_{x,y}$), el cual es igual al momento estático de las áreas a compresión y a tracción del miembro de acero, respecto a su eje neutro.

$$Z_{x,y} = \sum A_{t_i} \times Z_{t_i} + \sum A_{c_i} \times Z_{c_i} \quad (\text{Ec. 1})$$

Donde:

A_{t_i} = i-ésima área a tracción del miembro.

Z_{t_i} = Distancia entre el eje neutro y el centroide de la i-ésima área a tracción.

A_{c_i} = i-ésima área a compresión del miembro.

Z_{c_i} = Distancia entre el eje neutro y el centroide de la i-ésima área a compresión.

Para la Figura 1, el módulo plástico es:

$$Z_{x,y} = A_1 Z_1 + A_2 Z_2 \quad (\text{Ec. 2})$$

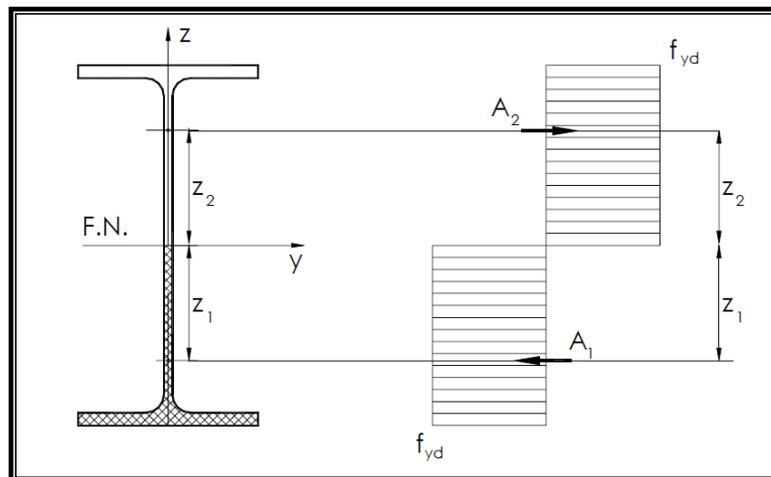


Figura 1: Tensiones en el rango plástico de deformación. Fuente: Guardiola, A. (2016).

Siendo A_1 el área compuesta por el ala a tracción y la mitad a tracción del alma. Por su parte A_2 es el área compuesta por el ala a compresión y la mitad a compresión del alma.

II.3.1.2 Tensión Cedente

La tensión cedente (F_y) es el punto de la curva tensión-deformación donde comienza el fenómeno conocido como cedencia, que consiste en un alargamiento muy rápido sin que varíe la tensión aplicada en un ensayo de tracción. Hasta la tensión cedente el material se comporta elásticamente, siguiendo la ley de Hooke, y por tanto se puede definir el módulo de Young o módulo de Elasticidad Longitudinal. No todos los materiales elásticos tienen un límite de cedencia claro, aunque en general está bien definido en la mayor parte de los metales.

En la Figura 2 se muestra una curva tensión-deformación típica de aceros dúctiles. En dicha curva se puede observar la tensión cedente F_y así como también su deformación correspondiente ϵ_y . Entre los puntos ϵ_y y ϵ_{st} se puede observar la cedencia del material, denominada *Rango Plástico* en la curva.

II.3.1.3 Ductilidad

La ductilidad es una propiedad que presentan algunos materiales, como las aleaciones metálicas, los cuales bajo la acción de una fuerza, pueden deformarse plásticamente de manera sostenible sin romperse. A los materiales que presentan esta propiedad se les denomina dúctiles. Los materiales no dúctiles se califican como frágiles. Aunque los materiales dúctiles también

pueden llegar a romperse bajo las tensiones adecuadas, esta rotura sólo sucede tras producirse grandes deformaciones.

Existen varias formas de medir la ductilidad, una de ellas consiste en dividir la deformación última por la deformación cedente. En la Figura 2 la ductilidad del material sería:

$$Ductilidad = \frac{\epsilon_u}{\epsilon_y} \quad (Ec. 3)$$

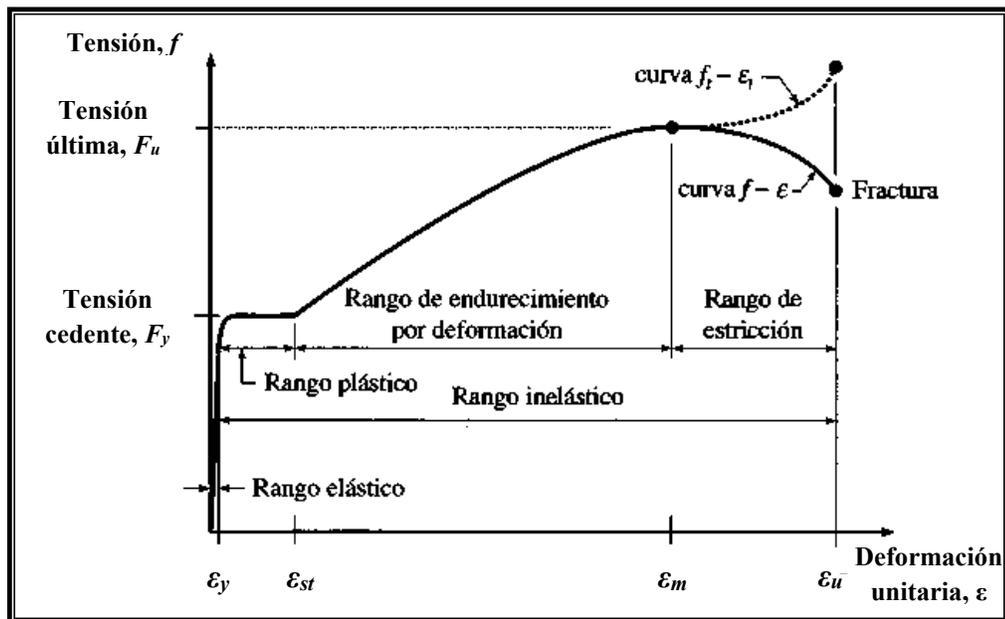


Figura 2: **Curva tensión-deformación típica de aceros dúctiles.** Fuente: Vinnakota, S. (2006).

Según el nivel de ductilidad del acero, su fractura puede ser dúctil, moderadamente dúctil o frágil (Figura 3).

La fractura frágil tiene lugar sin una apreciable deformación y debido a una rápida propagación de una grieta. Normalmente ocurre a lo largo de

planos cristalográficos específicos denominados planos de fractura que son perpendiculares a la tensión aplicada.

La fractura dúctil ocurre bajo una intensa deformación plástica. La fractura dúctil comienza con la formación de un cuello y la formación de cavidades dentro de la zona de estrangulamiento. Luego las cavidades se fusionan en una grieta en el centro de la muestra y se propaga hacia la superficie en dirección perpendicular a la tensión aplicada.

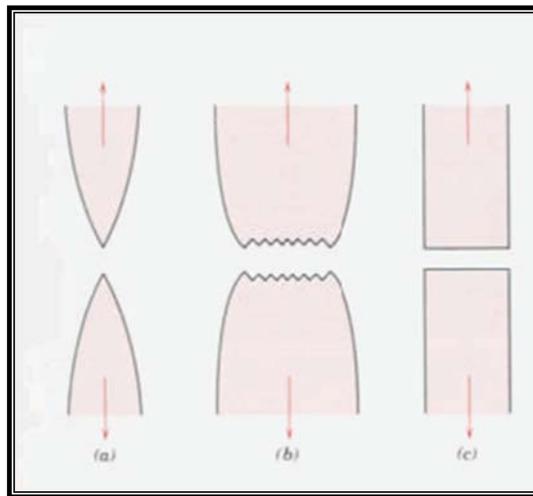


Figura 3: Tipos de fractura: a) Fractura dúctil, b) Fractura moderadamente dúctil, c) Fractura frágil sin deformación plástica.

Fuente: Argüelles, R. (2001).

II.3.2 Productos de acero estructural

Existen dos grandes categorías de productos de acero estructural: los laminados en caliente y los laminados en frío. La categoría más grande de aceros la constituyen los laminados en caliente (Vinnakota S., 2006). En este proceso de manufactura, que tiene lugar en un molino, el acero fundido se

toma del horno y se vierte en un sistema de colada continua donde el acero se solidifica pero nunca se permite que se enfríe por completo. El acero caliente pasa por una serie de rodillos que oprimen el material dándole la forma transversal deseada, como se observa en la Figura 4. El rolado del acero mientras aún está caliente, permite que éste se deforme sin pérdida de ductilidad. El proceso de laminado se realiza a una temperatura mayor que la temperatura de recristalización del metal, comúnmente se manejan temperaturas entre 0.3 a 0.5 veces la temperatura de fusión. Durante el laminado el miembro se incrementa en longitud y se corta a longitudes estándar, tramos que son subsecuentemente cortados (en un taller de fabricación) a las longitudes requeridas para un producto particular. En la Tabla 1 se muestran los aceros laminados en caliente más comunes para el uso estructural.

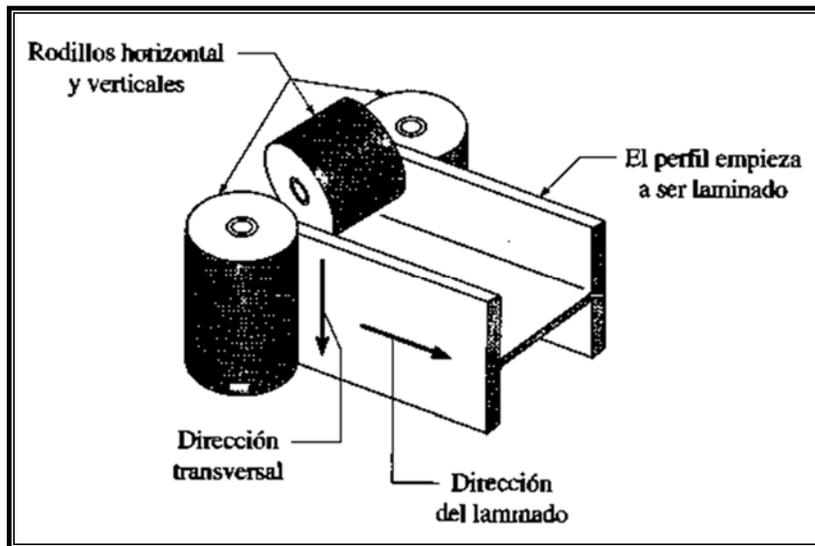


Figura 4: Representación esquemática del proceso de laminado. Fuente: Vinnakota, S. (2006).

Los aceros laminados en frío son esencialmente aceros laminados en caliente que han pasado por más procesamiento. Una vez que el acero laminado en caliente se enfría, se relamina a temperatura ambiente para alcanzar dimensiones más exactas y mejores cualidades de superficie. Como ese relaminado se lleva a cabo por debajo de la temperatura de recristalización, se reduce en algo la ductilidad del material. Esta reducción se compensa con un incremento en la resistencia.

Designación ASTM	Tipo de Acero	Formas	Usos recomendados	Tensión mínima de cedencia F_y (kgf/cm ²)	Tensión mínima de rotura F_u (kgf/cm ²)
A36	Al carbono	Perfiles, barras y laminas	Edificios, puentes y otras estructuras atornilladas o soldadas	2531	4078 - 5625
A529		Perfiles y láminas hasta ½ plg.		2953 - 3515	4218 - 7031
A992	Columbio - vanadio de alta resistencia y baja aleación	Perfiles I estándar y de ala ancha	Construcción soldada o atornillada, que requieren un nivel importante de resistencia y ductilidad	2390 - 3515	3094 - 4570
A572		Perfiles, láminas y barras hasta 6 plg.	Construcción soldada o atornillada. Exceptuando puentes soldados con $F_y \geq 55$ ksi	2953 - 4570	4218 - 5625
A242	De alta resistencia, baja aleación y resistente a la corrosión	Perfiles, láminas y barras hasta 5 plg.	Construcción atornillada, soldada o remachada. Técnica de soldado muy importante	2953 - 3515	4429 - 4921
A588		Láminas y barras hasta 4 plg.	Construcción atornillada	2953 - 3515	4429 - 4921
A852	Aleación templada y revenida	Laminas hasta 4 plg.	Construcción soldada o atornillada, principalmente puentes y edificios soldados. Proceso de soldadura de importancia fundamental	4921	6328 - 7734
A514	Baja aleación templada y revenida	Láminas de 2 ½ a 6 plg.	Estructura soldada con gran atención a la técnica. No se recomienda si la ductilidad es importante.	6328 - 7031	7031 - 9140

Tabla 1: Aceros laminados en caliente más comunes para uso estructural. Fuente: McCormac, J. (2002).

II.3.3 Perfiles de acero estructural

El acero estructural puede laminarse en forma económica en una gran variedad de formas y tamaños sin cambios apreciables en sus propiedades físicas. En el mundo, el proceso de laminado del acero está destinado en su gran mayoría a la producción de perfiles (Bowles J., 1993). Estos se realizan pasando lingotes de acero fundido a través de rodillos que tienen impresa la forma deseada (Figura 4). Los lingotes de acero, de forma generalmente cuadrada, requieren una transformación gradual a través de varios rodillos para alcanzar la sección final. El diseño de la secuencia y la forma de los rodillos se llaman *pases de laminación*, su meta es lograr una deformación uniforme a través de cada reducción.

Las dimensiones y designaciones de los perfiles están estandarizadas en normas. En Estados Unidos los perfiles estándar están definidos en el *Steel Construction Manual* del AISC. En Europa, en cambio, los perfiles estándar están definidos en varias normas. En la Tabla 2 se muestra la estandarización de algunos de los perfiles más comunes, según la normativa americana y europea. En la Figura 5 se muestran algunos de los perfiles americanos estandarizados en el *Steel Construction Manual*.

Las formas típicas de falla en los perfiles de acero estructural son (Segui W., 2000):

1. Tracción: Un perfil a tracción puede fallar al alcanzar uno de estos dos estados límites: deformación excesiva o fractura. Para prevenir una deformación excesiva, iniciada por cedencia, la carga sobre la sección total debe ser suficientemente pequeña para que la tensión sobre la sección total sea menor que la tensión cedente (F_y). Para prevenir la fractura, la tensión sobre la sección neta debe ser menor que la tensión de rotura (F_u).

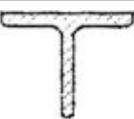
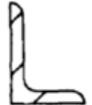
Tipo	Sección transversal	Estandarizado según Norma		Designación		
		USA	Europa	USA	Europa	
Perfil I		Steel Construction Manual	Euronorm 19-57, DIN 1025	Letras S y M, seguidas de la altura nominal en plg y el peso en libras por pie (plf).	Letras IPE (Euronorm 19-57) e IPN (DIN 1025), seguidas de la altura real en mm.	
Perfil H (I de ala ancha)			Euronorm 53-62	Letras W y HP, seguidas de la altura nominal en plg y el peso en libras por pie (plf).	Letras HEA, HEB y HEM, seguidas de la altura nominal en mm.	
Te estructural (T)			DIN 1024	Letras WT, ST y MT, seguidas de la altura nominal en plg y el peso en libras por pie (plf).	Letra T, seguida de la altura real en mm.	
Angulo (L)			DIN 1025	Letra L, seguida por la longitud de sus lados (el lado más grande siempre es el primero) y su espesor. En USA las dimensiones están en plg, mientras que en Europa se expresan en mm.		
Canal (C)			DIN 1026	Letras C y MC, seguidas de la altura real en plg y el peso en libras por pie (plf).	Letras UPE y UPN, seguidas de la altura real en mm.	
Perfil tubular			EN 10210	En USA letras HSS y en Europa letras SHS (sección cuadrada) y RHS (sección rectangular), seguidas de las dimensiones externas nominales (con la dimensión más grande primero) y luego el espesor de la pared. En USA las dimensiones están en plg, mientras que en Europa se expresan en mm.		
Tubo estructural				En USA letra P y en Europa letras CHS, seguidas del diámetro nominal y el espesor de la pared. En USA las dimensiones están en plg, mientras que en Europa se expresan en mm.		

Tabla 2: Estandarización de algunos de los perfiles más comunes, según la normativa americana y europea. Fuente: Propia.

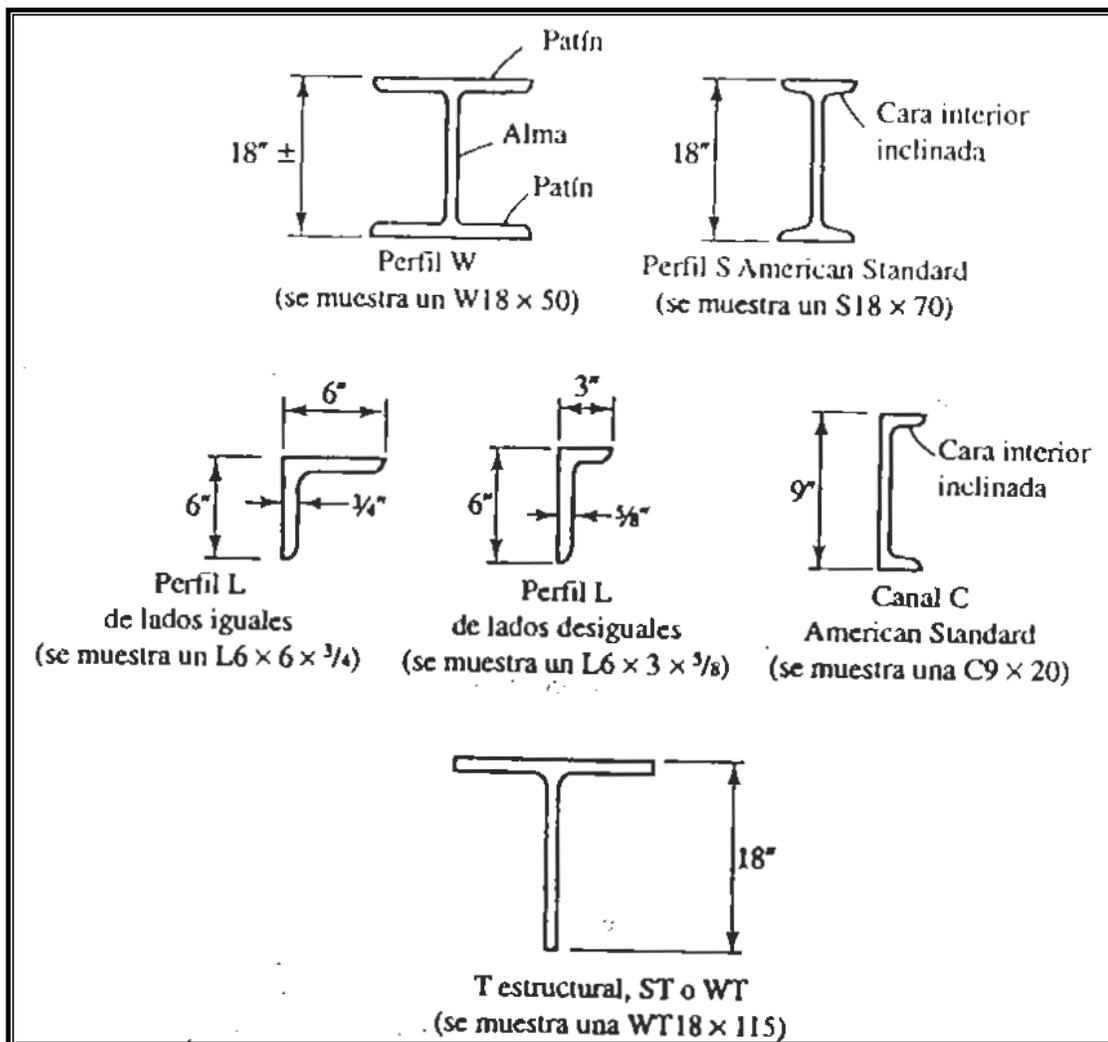


Figura 5: Ejemplares de perfiles americanos estandarizados en el Steel Construction Manual. Fuente: Segui, W. (2000).

2. **Compresión:** Al cargar un perfil a compresión de manera progresiva, se produce una deflexión lateral a lo largo de su longitud, este fenómeno se conoce como pandeo. Existen dos modos generales de pandeo por medio de los cuales se puede alcanzar el estado de falla. Estos son el pandeo del miembro y el pandeo local de sus elementos. El pandeo del miembro se caracteriza porque no existe distorsión de la sección transversal del perfil. Por otro lado, el pandeo local se caracteriza por distorsión de la sección

transversal pero localmente en una longitud generalmente reducida del miembro. El pandeo del miembro puede tomar la forma de pandeo por flexión, pandeo torsional o pandeo flexo-torsional.

- a. Pandeo por flexión: Este modo de falla se trata de una deflexión causada por flexión respecto al eje correspondiente a la relación de esbeltez más grande (Figura 6a). Este es usualmente el eje principal menor, o sea, aquel con menor radio de giro. Los perfiles en compresión con cualquier tipo de sección transversal pueden fallar de esta manera.
- b. Pandeo torsional: Este tipo de falla es causada por torsión alrededor del eje longitudinal del miembro. Ella puede ocurrir solo en perfiles con secciones transversales doblemente simétricas con elementos muy esbeltos en su sección (Figura 6b). Los perfiles estándar laminados en caliente no son susceptibles al pandeo torsional, pero los miembros compuestos a base de láminas delgadas si lo son.
- c. Pandeo flexo-torsional: Este tipo de falla es causada por una combinación de pandeo por flexión y pandeo torsional. El miembro se flexiona y tuerce simultáneamente (Figura 6c). Este tipo de falla puede ocurrir solo en perfiles con secciones transversales asimétricas, tanto aquellas con un eje de simetría (canales, tes estructurales, ángulos de lados iguales) como aquellas sin ningún eje de simetría (ángulos de lados desiguales).
- d. Pandeo local: La resistencia correspondiente a cualquiera de los tres modos anteriores de pandeo no puede desarrollarse si los elementos de la sección transversal son tan delgados que se presenta un pandeo local. Este tipo de inestabilidad es un pandeo localizado o arrugamiento en una localidad aislada (Figura 7). Si se presenta, la sección transversal ya no es totalmente efectiva y el miembro habrá fallado.

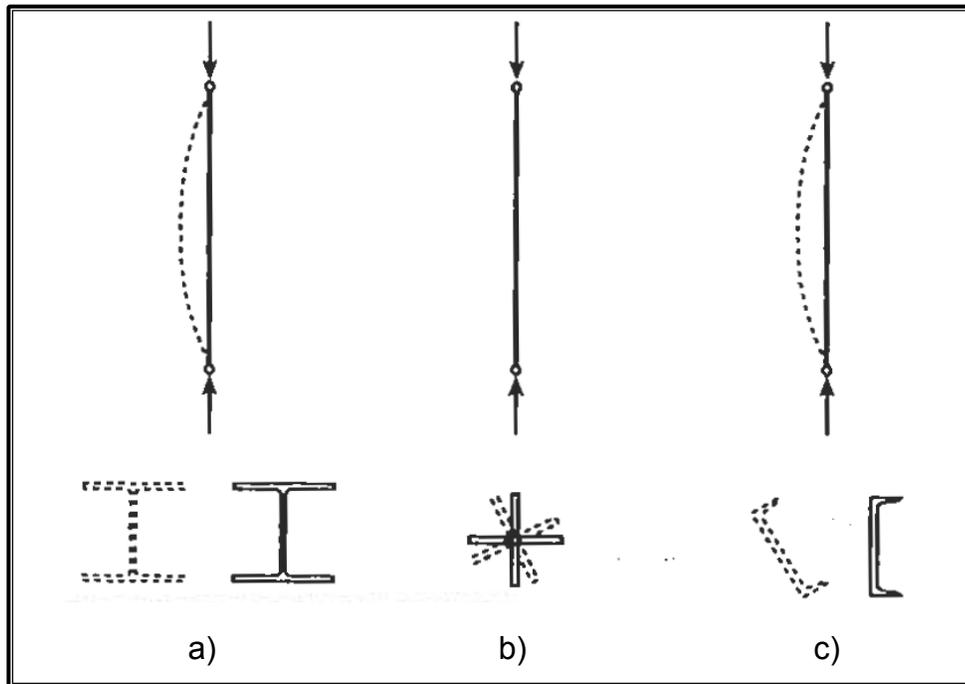


Figura 6: Modos de pandeo global en perfiles cargados a compresión: a) Pandeo por flexión. b) Pandeo torsional. c) Pandeo flexo-torsional.

Fuente: Segui, W. (2000).

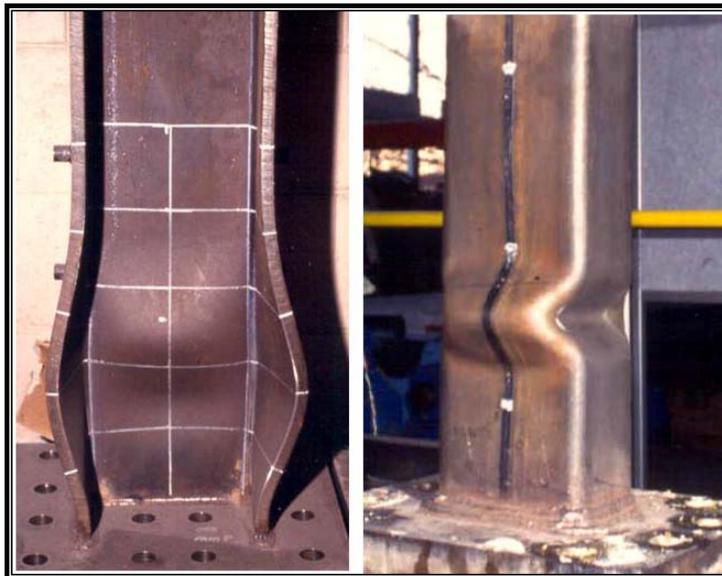


Figura 7: Pandeo local en perfiles cargados a compresión. Fuente:

Crisafulli, F. (2014).

3. Flexión: Un perfil a flexión puede fallar al alcanzar uno de estos tres estados límites: plastificación de la sección, pandeo del miembro o pandeo local de sus elementos. Si puede esperarse que un perfil a flexión permanezca estable hasta la plastificación de la sección, la resistencia nominal por momento puede tomarse como la capacidad por momento plástico (Figura 8), es decir, $M_n = M_p$. Igual que en un miembro a compresión, la inestabilidad puede ser en sentido total o bien local. Cuando un perfil se flexiona, la región en compresión se pandeará si el miembro es suficientemente esbelto. Sin embargo, la porción a compresión de la sección transversal está restringida por la porción en tracción y la deflexión hacia afuera (pandeo por flexión) es acompañada por torsión. Esta forma de inestabilidad se llama pandeo lateral torsional. Que el perfil a flexión pueda soportar un momento suficientemente grande para alcanzar la plastificación de la sección depende también de que la integridad de la sección transversal se mantenga. Esta integridad se perderá si uno de los elementos en compresión de la sección transversal se pandea. Este tipo de pandeo puede ser un pandeo del ala a compresión, llamado pandeo local del ala (Figura 9), o un pandeo de la parte comprimida del alma, llamado pandeo local del alma.
4. Corte: La cedencia del alma por cortante constituye otra forma de falla para los perfiles. Esta se alcanza aproximadamente cuando la tensión cortante en el alma iguala al 60% de la tensión cedente ($f_v = 0.60F_y$). Si el alma es demasiado esbelta, puede pandearse por cortante. En este caso, la resistencia nominal por corte será menor que $0.60F_y$. La relación entre la resistencia por cortante y la esbeltez del alma en el pandeo por corte, es análoga a la que existe entre la resistencia por flexión y la esbeltez de los elementos en el pandeo local por flexión. Este tipo de falla exhibe un comportamiento frágil.



Figura 8: Rotula plástica formada por la plastificación del extremo de una viga. Fuente: Crisafulli, F. (2014).

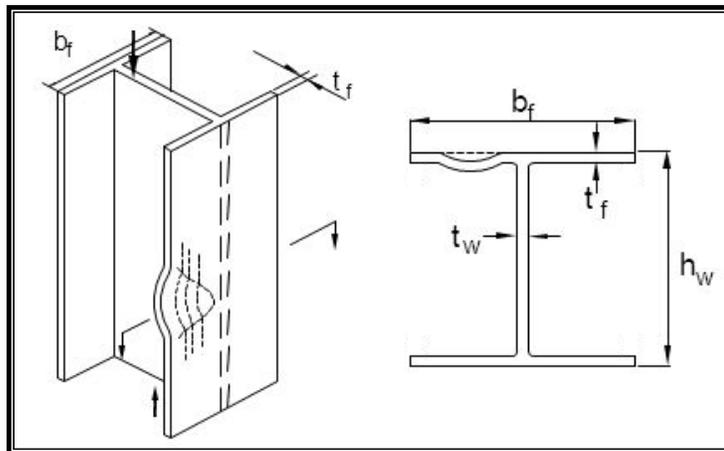


Figura 9: Pandeo local del ala de un perfil cargado a flexión. Fuente: Vinnakota, S. (2006).

II.3.4 Perfiles para estructuras sismorresistentes

En la Tabla 1 se observa la tensión cedente (F_y) para cada tipo de acero, este valor guarda estrecha relación con la ductilidad, ya que mientras más alta es F_y menos dúctil es el material, esto se ilustra en la Figura 10. En esta figura se muestran las curvas tensión-deformación de tres tipos de acero: el A36 (que posee el F_y más bajo de la Tabla 1), el A514 (que posee el F_y más alto de la Tabla 1) y el A572 (que posee un F_y intermedio). En dicha figura se observa que la deformación cedente es cercana a 0.0012 para el A36 y 0.0032 para el A514, mientras que la deformación última se aproxima a 0.35 para el A36 y 0.18 para el A514.

Al obtener la ductilidad según el método expuesto en la sección II.3.1.3 se tienen los siguientes valores:

$$Ductilidad\ A36 = \frac{0.35}{0.0012} = 292$$

$$Ductilidad\ A514 = \frac{0.18}{0.0032} = 56$$

Se destaca que mientras el F_y del acero A36 es 0.4 veces el valor del A514, La ductilidad del A36 es 5 veces mayor que la arrojada para el A514. Es por ello que aceros como el A514 no se recomiendan para estructuras sismorresistentes, ya que estas se diseñan para responder en el rango inelástico, de modo que la ductilidad permita disipar energía durante el terremoto.

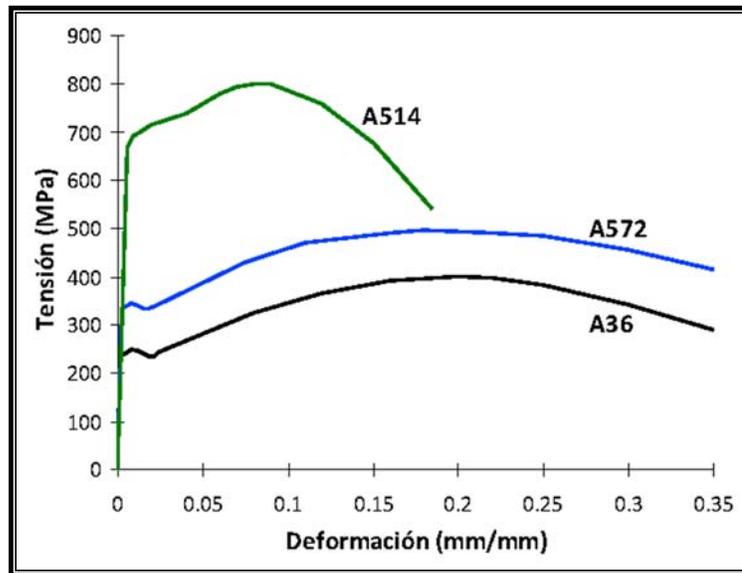


Figura 10: Curva tensión-deformación de tres tipos de acero. Fuente: Crisafulli, F. (2014).

En los perfiles el comportamiento dúctil depende de otra variable adicional al F_y , es decir, la geometría de la sección transversal. Un perfil tendrá un comportamiento dúctil si la razón ancho/espesor de sus elementos componentes es menor o igual al siguiente límite.

$$b/t \leq K \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad (\text{Ec. 4})$$

Donde:

b/t = Razón ancho/espesor de un elemento del perfil.

K = Variable que depende de la geometría de la sección transversal.

E = Modulo de elasticidad del acero ($2.1 \times 10^6 \text{ kgf/cm}^2$)

F_y = Tensión cedente del acero.

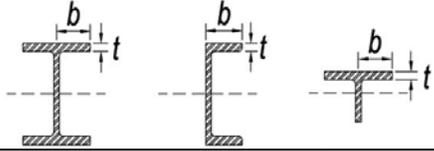
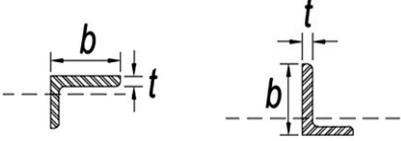
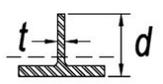
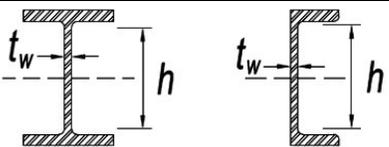
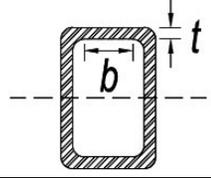
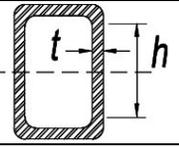
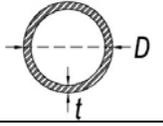
Descripción del elemento	Razón ancho/ espesor	Razones ancho/espesor límite		Ejemplos
		λ_p	λ_r	
Alas de perfiles I laminados, canales y tes	b/t	$0.38 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$1.0 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
Alas de ángulos simples	b/t	$0.54 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$0.91 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
Almas de tes	d/t	$0.84 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$1.52 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
Almas de perfiles I laminados y canales	h/t _w	$3.76 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$5.70 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
Alas de secciones tubulares y secciones cajón de espesor uniforme	b/t	$1.12 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$1.40 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
Alma de tubos rectangulares y secciones cajón	h/t	$2.42 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$5.70 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
Tubos redondos	D/t	$0.07 \frac{E}{F_y}$	$0.31 \frac{E}{F_y}$	

Tabla 3: Razón ancho/espesor para elementos comprimidos de perfiles sometidos a flexión. Fuente: AISC 360-16 (2016).

Para un mismo tipo de acero (F_y constante) el comportamiento dúctil del perfil depende únicamente de la geometría de la sección transversal (variable K). El factor más determinante en la variable K es el atiesamiento de los

elementos que componen el perfil. Un elemento no atiesado tendrá un valor de K menor al de un elemento atiesado. En la Tabla 3 se muestran las razones ancho/espesor límites para elementos comprimidos de perfiles sometidos a flexión. En dicha tabla se observa que el valor de K para las alas (elementos no atiesados) de perfiles I, canales y tes es inferior al valor de K correspondiente a las almas (elementos atiesados) de los referidos perfiles I, canales y tes.

En la Tabla 3 se observan dos razones ancho/espesor límite (λ_p y λ_r). Cuando $b/t \leq \lambda_p$ la sección del perfil es compacta y logra plastificarse, teniendo un comportamiento dúctil, en este caso el momento nominal es igual al momento plástico ($M_n = M_p$). Cuando $\lambda_p < b/t \leq \lambda_r$ la sección es no compacta y el pandeo local inelástico ocurre antes de la plastificación de la sección, en este caso el momento nominal es menor al momento plástico ($M_n < M_p$). Por último, cuando $b/t > \lambda_r$ la sección es esbelta y el pandeo local elástico ocurre antes que el pandeo local inelástico, en este caso el momento nominal es mucho menor al momento plástico ($M_n < M_p$). La Figura 11 expone estos tres casos.

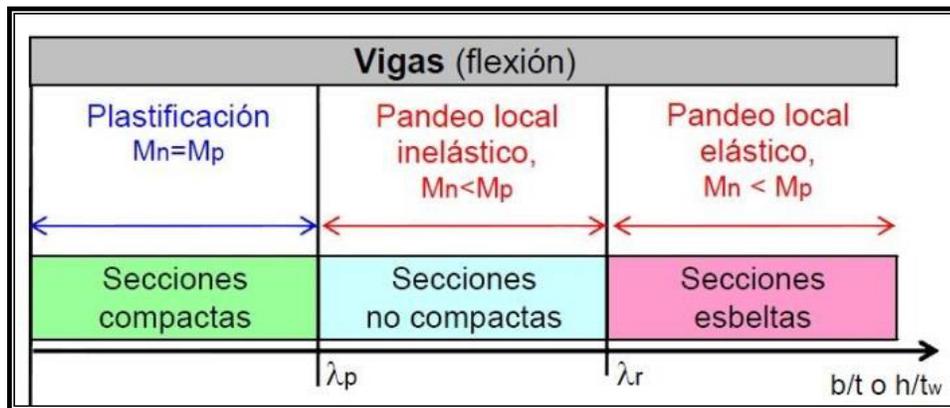


Figura 11: Clasificación de secciones de acero en vigas sometidas a flexión. Fuente: Crisafulli, F. (2014).

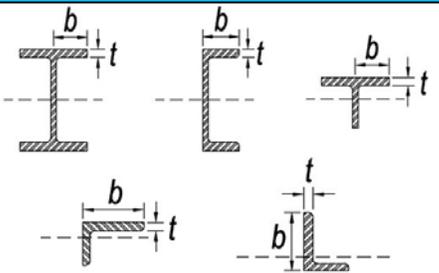
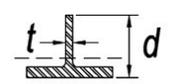
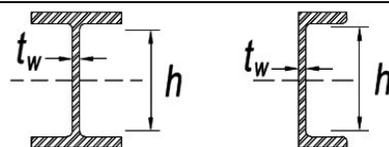
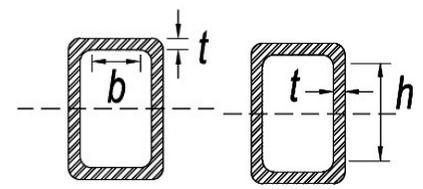
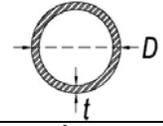
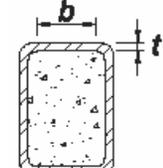
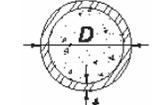
Descripción del elemento	Razón ancho/ espesor	Razones ancho/espesor límite		Ejemplos
		λ_{hd}	λ_{md}	
Alas de perfiles I laminados, canales, tes y ángulos	b/t	$0.32 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$	$0.40 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$	
Almas de tes	d/t	$0.32 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$	$0.40 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$	
Almas de perfiles I laminados y canales, usados como diagonales	h/t _w	$1.57 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$	$1.57 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$	
Paredes de secciones tubulares, usadas como vigas o columnas	b/t	$0.65 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$	$1.18 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$	
Paredes de secciones tubulares, usadas como diagonales	h/t	$0.65 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$	$0.76 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$	
Tubos redondos	D/t	$0.053 \frac{E}{R_y F_y}$	$0.062 \frac{E}{R_y F_y}$	
Paredes de secciones tubulares rellenos de concreto	b/t	$1.48 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$	$2.37 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$	
Paredes de tubos redondos rellenos de concreto	D/t	$0.085 \frac{E}{R_y F_y}$	$0.17 \frac{E}{R_y F_y}$	

Tabla 4: Razón ancho/espesor para elementos en perfiles de moderada a alta ductilidad. Fuente: AISC 341-16 (2016).

Como las estructuras sismorresistentes se diseñan para responder en el rango inelástico, es esencial que los perfiles desarrollen comportamiento dúctil, esto permite descartar los perfiles con $b/t > \lambda_p$ (secciones no compactas y esbeltas). Adicionalmente, el comportamiento dúctil debe estar entre moderado y alto (AISC 341-16), por lo tanto, no basta con garantizar que $b/t \leq \lambda_p$ (secciones compactas). Es necesario que los perfiles posean una razón ancho/espesor límite por debajo de λ_p . La Tabla 4 muestra las razones ancho/espesor límite para que un perfil desarrolle ductilidad de moderada (λ_{md}) a alta (λ_{hd}). Este requisito es esencial para que un perfil sea usado en conexiones precalificadas.

Como ejemplo, se calculan los parámetros λ_p (perfil compacto), λ_{md} (perfil de moderada ductilidad) y λ_{hd} (perfil de alta ductilidad) para perfiles I laminados de acero A36.

$$\lambda_p = 0.38 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 0.38 \sqrt{\frac{2.1 \times 10^6 \text{ kgf/cm}^2}{2530 \text{ kgf/cm}^2}} = 10.95$$

$$\lambda_{md} = 0.40 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}} = 0.40 \sqrt{\frac{2.1 \times 10^6 \text{ kgf/cm}^2}{1.5 \times 2530 \text{ kgf/cm}^2}} = 9.41$$

$$\lambda_{hd} = 0.32 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}} = 0.32 \sqrt{\frac{2.1 \times 10^6 \text{ kgf/cm}^2}{1.5 \times 2530 \text{ kgf/cm}^2}} = 7.53$$

Ahora, si se comparan los valores anteriores con la razón ancho/espesor (b/t) de un perfil HEA 320, se tiene lo siguiente:

$$b/t = \frac{150 \text{ mm}}{15.5 \text{ mm}} = 9.68$$

$$\lambda_{md} < b/t < \lambda_p$$

El perfil HEA 320 es compacto, sin embargo, no es un perfil de moderada a alta ductilidad. Por lo tanto, no puede ser usado en conexiones precalificadas. Ahora bien, si esta vez se realiza la comparación con un perfil HEA 360 resulta lo siguiente.

$$b/t = \frac{150 \text{ mm}}{17.5 \text{ mm}} = 8.57$$

$$\lambda_{hd} < b/t < \lambda_{md}$$

El perfil HEA 360 es compacto y de moderada ductilidad, sin embargo, no alcanza a ser de alta ductilidad. Esta clase de perfil puede usarse para ciertos tipos de conexiones precalificadas, como por ejemplo, aquellas requeridas para un sistema estructural intermedio (*Intermediate Moment Frames*, IMF). Por último, si se realiza la comparación con un perfil HEA 450 ocurre lo siguiente:

$$b/t = \frac{150 \text{ mm}}{21 \text{ mm}} = 7.14$$

$$b/t < \lambda_{hd}$$

Esta vez, el perfil HEA 450 es compacto y de alta ductilidad. Esta clase de perfil puede usarse para conexiones precalificadas sin la limitante del tipo de sistema estructural. Por ejemplo, puede usarse para *Intermediate Moment Frames* (IMF) e incluso para *Special Moment Frames* (SMF), siendo este

último un sistema estructural requerido para zonas de elevado peligro sísmico (ASCE 7-16).

II.3.5 Conexiones en estructuras de acero

Una estructura de acero se forma del ensamblaje de los miembros estructurales que constituyen su armazón. Se requieren conexiones en los lugares donde los diversos miembros se deben unir por sus extremos a otros miembros de manera que permitan que la carga siga su flujo ordenado y continuo hasta llegar a la fundación. Como la conexión sirve para pasar la carga de o a los miembros adyacentes, se debe diseñar de manera adecuada. El diseño de las conexiones implica la producción de una junta que sea segura, económica en el uso de los materiales, y que se pueda construir (ha de ser práctica).

Cuando se va a realizar una conexión es de suma importancia el tipo de unión que se va a utilizar ya que de ello depende en gran parte el buen funcionamiento de la misma. La selección del tipo de unión que debe usarse para una estructura específica, implica la consideración de muchos factores entre los cuales cabe mencionar: requisitos de normas vigentes de construcción, economía relativa, preferencias del proyectista, disponibilidad de buenos soldadores, condiciones de carga (estática o de fatiga), preferencias del fabricante y equipo disponible.

Las conexiones se pueden clasificar según Bowles, J. (1993):

1. El método de sujeción, como son los remaches (casi nunca), pernos o soldadura. Las conexiones que usan pernos se clasifican además como conexiones del tipo de aplastamiento o del tipo de fricción.
2. La rigidez de la conexión, que puede ser flexible, rígida (según se obtiene por un análisis estructural indeterminado), o semirrígida. El AISC, clasifica

las juntas basadas en la rigidez de la conexión como:

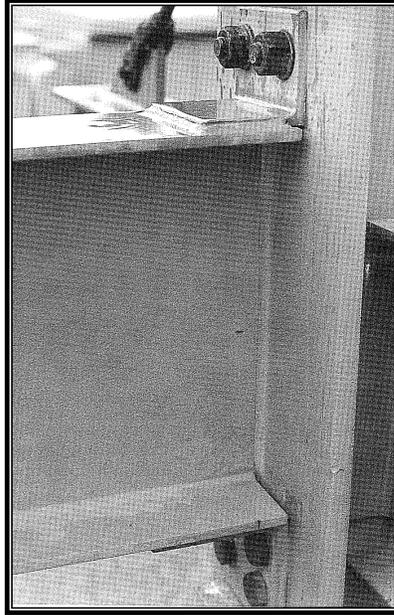
- a. Conexiones rígidas: conexiones que desarrollan prácticamente la capacidad total de momento de los miembros que se conectan y que mantienen un ángulo relativo constante entre las partes conectadas, bajo cualquier rotación de la junta (Figura 12).



*Figura 12: **Conexión rígida.** Fuente: Soto, H. (2005).*

- b. Conexiones semirrígidas: conexiones donde se transfiere menos de la capacidad total de momento de los miembros conectados (Figura 13). El diseño de estas conexiones requiere la suposición (con justificación adecuada) de una cantidad arbitraria de capacidad de momento (por ejemplo, 20, 30, ó 75 por ciento de la capacidad del miembro).
- c. Conexiones flexibles: estructuración simple sin transferencia de momentos entre las partes conectadas (Figura 14). En realidad, se desarrollará una pequeña cantidad de momento, pero no se le toma

en cuenta en el diseño.



*Figura 13: **Conexión semirrígida.** Fuente: Soto, H. (2005).*



*Figura 14: **Conexión flexible.** Fuente: Soto, H. (2005).*

3. El tipo de fuerzas transferidas a través de la conexión estructural:
 - a. Fuerzas cortantes: corrientes para vigas de piso y vigas secundarias.
 - b. Momento: ya sea a flexión o torsión.
 - c. Cortante y momento: como en las conexiones del tipo rígidas o semirrígidas.
 - d. Tensión o compresión: como para los empalmes de columnas y para miembros articulados de las armaduras.
 - e. Tensión o compresión con cortante: como para los arriostramientos diagonales.
4. La geometría de la conexión:
 - a. Conectores a base de angulares que se usan para unir las correas y los largueros a las vigas y columnas.
 - b. Conexiones soldadas que usan planchas y angulares.
 - c. Planchas terminales en vigas y correas.
 - d. Planchas o angulares usados a un lado de una correa o viga.
 - e. Angulares de asiento con o sin atiesadores.
5. El sitio donde se fabrican:
 - a. Conexiones de taller: hechas en el taller de fabricación.
 - b. Conexiones de campo: las partes de la junta se fabrican en el taller, pero se arman en el sitio de la obra.

II.3.6 Conexiones empernadas

Son el tipo de uniones en estructuras de acero que se realizan mediante el uso de pernos de alta resistencia. Se designan pernos los dispositivos

mecánicos de conexión, con cabeza cuadrada o hexagonal, formados por un vástago cilíndrico con roscado exterior en su extremo libre, que se insertan a través de agujeros pasantes en planchas o piezas a unir, y se ajustan con tuercas y arandelas de apriete en su extremo sobresaliente de rosca (Figura 15).

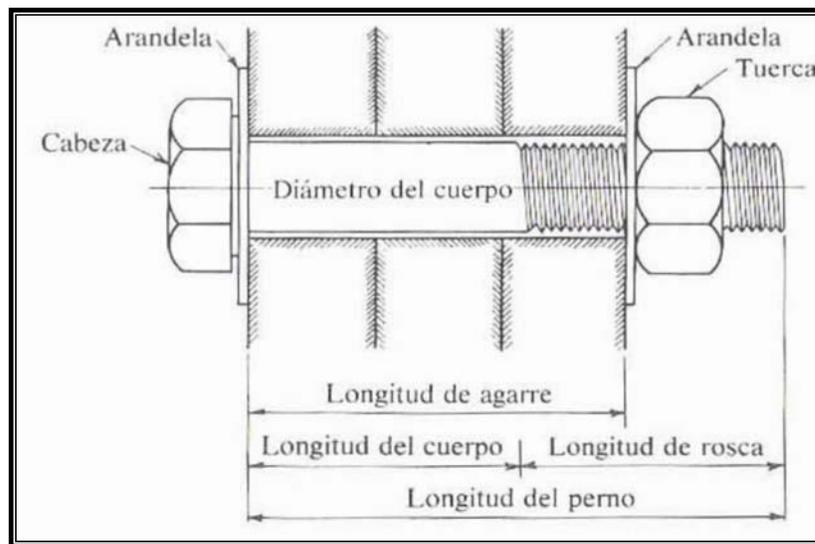


Figura 15: **Detalle del Perno.** Fuente: Gutiérrez, A. et al. (1982).

II.3.6.1 Pernos Ordinarios o Comunes

Estos pernos los designa la ASTM como A307 y se fabrican con aceros al carbono con características similares al acero A36. En el mercado se pueden encontrar en diámetros desde 5/8 hasta 1 ½ plg en incrementos de 1/8 plg. Los pernos A307 se fabrican generalmente con cabezas y tuercas cuadradas para reducir costos, pero las cabezas hexagonales se usan a veces por apariencia más atractiva, facilidad de manipulación con la herramienta y requieren menos espacio para girarlas. Tienen relativamente grandes tolerancias en el vástago, pero su resistencia de diseño es menor que los

pernos de alta resistencia. Se usan generalmente en estructuras ligeras sujetas a cargas estáticas como: correas, plataformas y armaduras pequeñas.

PERNOS	CARACTERÍSTICAS	USO
A307	Conector normal sin torneado, elaborados con acero de bajo contenido de carbono.	Se usan en aplicaciones industriales con cargas estáticas de pequeña magnitud. No son aptos para soportar cargas de impacto, fatiga o vibratorias.
A325	Son elaborados con acero de medio carbono, aleados, templados y revenidos.	Son pernos de alta resistencia. Tienen uso específico estructural, con campo de aplicación en juntas de pórticos de edificios, puentes, armaduras de techo y galpones. Se emplean en estructuras sujetas a acciones sísmicas.
A490	Son elaborados con acero de medio carbono, aleados, templados y revenidos.	Son pernos de alta resistencia. Tienen uso específico estructural, con campo de aplicación en juntas de pórticos de edificios, puentes, armaduras de techo y galpones. Se emplean en estructuras sujetas a acciones sísmicas.

Tabla 5: Clasificación de los Pernos. Fuente: Fratelli, M. (1991).

II.3.6.2 Pernos de alta resistencia

Existen dos tipos básicos, el A325 (hecho con acero al carbono tratado térmicamente) y el A490 de mayor resistencia (hecho con acero aleado tratado térmicamente), su resistencia a la tensión es de dos o más veces que los pernos comunes. Los pernos de alta resistencia se usan en todo tipo de estructuras, desde pequeños edificios hasta rascacielos, también en puentes de todo tipo. Estos pernos fueron desarrollados para superar la debilidad de los remaches, especialmente la insuficiente tensión en el vástago una vez enfriado. Las tensiones resultantes en los remaches no son suficientemente grandes como para mantenerlos en posición durante la aplicación de cargas por impacto o vibratorias, a causa de esto, los remaches se aflojan, vibran y

deben ser reemplazados. Los pernos de alta resistencia pueden apretarse hasta alcanzar estados muy altos de tensión, de forma que las partes conectadas quedan fuertemente afianzadas entre la tuerca del perno y su cabeza, lo que permite que las cargas se transfieran principalmente por fricción.

II.3.6.3 Tipos de Conexiones Empernadas

➤ Conexiones Tipo Fricción

Cuando en una conexión empernada, se ajustan las tuercas con elevadas fuerzas de apriete, no se produce ningún desplazamiento entre las planchas. Al aplicar fuerzas de tracción en los miembros así conectados, la transmisión de las cargas se efectúa únicamente por la fricción producida entre las planchas. Este tipo de conexión no exige de los pernos ningún trabajo a corte. Únicamente exige un buen apriete de las tuercas, con eficiente acción de agarre, que origine elevadas tensiones de tracción en el vástago. La resistencia de una conexión a fricción depende de la magnitud de apriete de los pernos, de la condición de la superficie de contacto y es independiente de las tensiones de diseño en los miembros conectados. En la Figura 16 se muestra una conexión tipo fricción.

➤ Conexiones Tipo Aplastamiento

Cuando los pernos no transmiten una ajustada acción de apriete entre las planchas, o cuando la fuerza aplicada supera la resistencia a fricción de la unión, las planchas comienzan a deslizarse entre sí y los vástagos de los conectores toman contacto con las paredes de las perforaciones de los miembros solicitados. En general, la falla por aplastamiento consiste en la deformación del agujero del conector, en forma gradual y progresiva, es

decir, falla la plancha de la unión antes que el perno. Esto se debe a dos razones, el acero del conector es por lo general de calidad superior al de las planchas y el vástago del conector está confinado por las paredes de la perforación, lo cual aumenta su ductilidad, evitando una falla por corte, que es súbita y frágil. En la Figura 16 se muestra una conexión tipo aplastamiento.

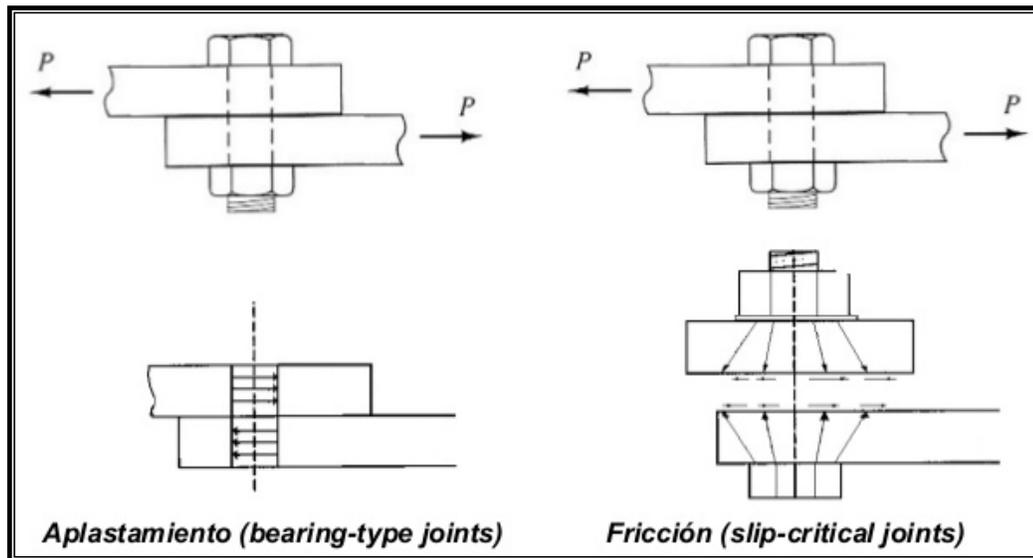


Figura 16: **Tipos de Conexiones Emperradas.** Fuente: Soto, H. (2005).

II.3.6.4 Formas típicas de falla en uniones emperradas

Las formas típicas de falla en uniones aperradas son (Bowles J., 1993):

1. Cortante: Esta falla se produce cuando el desplazamiento entre las planchas origina elevadas tensiones por corte en uno o más planos del conector (Figura 17a).
2. Desgarramiento: Este tipo de falla ocurre cuando la distancia de la perforación al borde cargado es insuficiente (Figura 17b). Para evitar esta

falla deben respetarse las distancias mínimas para los bordes cizallados.

3. Aplastamiento: Se produce del resultado de la compresión del vástago del conector contra las paredes de la perforación. Debido al desplazamiento de las planchas, comienza gradualmente a aumentar el tamaño del agujero, aumentando su diámetro en la dirección de la fuerza aplicada (Figura 17d). Esta falla es usual en miembros en estado de agotamiento resistente.

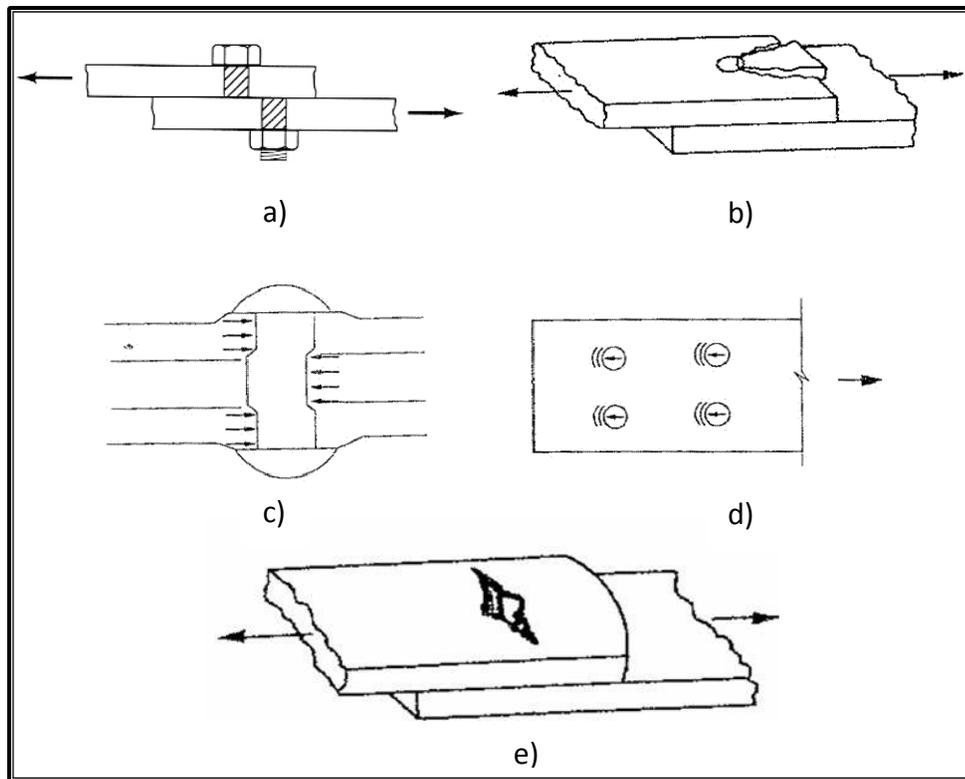


Figura 17: Fallas típicas en uniones apernadas: a) Falla del tornillo por cortante. b) Falla de la plancha por cortante. c) Falla por aplastamiento en el tornillo. d) Falla por aplastamiento en la plancha. e) Falla por sección insuficiente. Fuente: Soto, H. (2005).

4. Sección insuficiente: En la sección de un miembro traccionado aumentan

las tensiones por la presencia de una perforación, aun cuando en ella se haya colocado un conector ajustado (Figura 17e). Esto se debe a la relación del área sobre la cual se debe distribuir la carga.

También, el perno puede fallar por:

1. Flexión: Este tipo de falla tiene solo una posibilidad de ocurrencia, debido a que el acero de los pernos es de calidad superior al de las planchas que conectan y el confinamiento dentro de las perforaciones incrementa su ductilidad (Figura 18a).
2. Tracción: El apriete de los pernos origina fuerzas de pre-tracción en los medios de unión. Si a las cargas exteriores de tracción sobre los conectores se suman las fuerzas iniciales y se supera la resistencia al agotamiento a tracción, se origina la falla por tracción en el conector (Figura 18b).

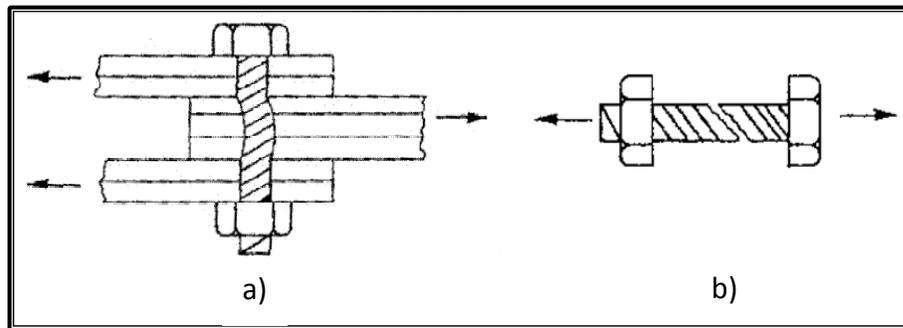


Figura 18: Fallas típicas en el tornillo: a) Falla por flexión. b) Falla por tracción. Fuente: Soto, H. (2005).

II.3.7 Conexiones Soldadas

Son un tipo de uniones en estructuras de acero. La soldadura es un

proceso mediante el cual se unen elementos metálicos calentándolos hasta el estado de fluido o casi fluido y aplicando o no presión entre ellos.

Las primeras aplicaciones se hicieron en taller bajo estricto control y luego se generalizó su uso en el campo con iguales resultados exitosos. En la actualidad, se construyen edificios elevados soldados en su totalidad, en los cuales la correcta elección de las secciones de aceros y del material de aporte de las soldaduras, conjuntamente con una mano de obra de calidad, permite asegurar conexiones seguras y confiables.

II.3.7.1 Fundamentos de la Soldadura

Existe un fenómeno relacionado con este proceso de fundición y tratamiento térmico, que tiene lugar en toda soldadura: la dilución. El material de aporte o los electrodos, rara vez poseen la misma composición química que el metal base, y en la soldadura cada uno de los dos metales ha diluido a la otra aleación. Desde el punto de vista de diseño se debe escoger un electrodo con una resistencia similar a la del material base, ya que esto repercute en las propiedades del cordón de soldadura.

Todo proceso de soldadura se basa en tres grandes rasgos: electrodos, bien sea consumible o no, arco eléctrico y un plasma, donde el arco de soldadura consiste en una descarga eléctrica relativamente grande entre ambos polos de un circuito, mantenida a través de una columna gaseosa térmicamente ionizada, llamada plasma (Figura 19).

El calor generado por el arco eléctrico puede ser concentrado efectivamente y controlado como para lograr, en primer término, la destrucción de la película de óxido de las intercaras metálicas siempre presentes en sus rugosidades superficiales y luego, por fusión de los bordes de la pieza a soldar en contacto con el baño líquido, obtener una solución de continuidad mecánica

y química lo más perfecta posible.

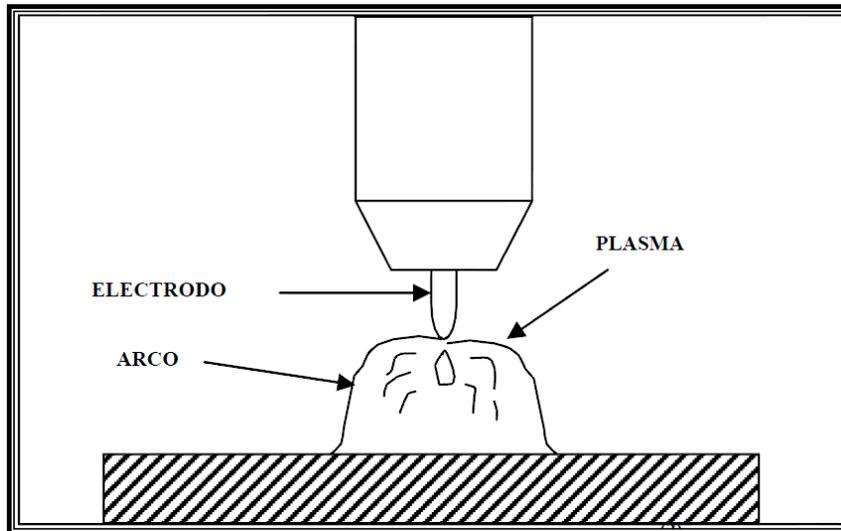


Figura 19: **Partes de la Soldadura**. Fuente: Villegas, L. (2009).

En una soldadura, la polaridad puede variar, según se ubique el polo positivo o negativo, en el electrodo o en el material base. Hacia dónde van los electrones (polo positivo) es donde se concentra la mayor cantidad de calor. Se puede utilizar corriente alterna o corriente continua. Con la corriente continua la polaridad puede variar según esté ubicado el polo positivo y negativo. En corriente alterna los electrones varían de dirección (lo que origina un cambio de polaridad). El uso de una u otra polaridad y/o de corriente alterna, incide directamente en la profundidad y ancho de cordón de soldadura.

II.3.7.2 Tipos de soldadura

Las soldaduras utilizadas para el acero estructural se clasifican de acuerdo con la forma de su sección transversal, como filete, ranura, tapón y

muesca. De acuerdo a investigaciones previas el tipo de soldadura más utilizado en las conexiones de acero en estructura es la soldadura a filete (Bakhos A. y Bitonti G., 2012).

➤ **Soldaduras de Filete**

Las soldaduras de filete en teoría tienen una sección transversal triangular y unen dos superficies aproximadamente en ángulos rectos, formados por el traslape o intersección de partes de miembros estructurales (Figura 20). La soldadura de filete es la utilizada con mayor frecuencia, en particular para cargas ligeras, además es la más económica, debido a que se requiere de poca preparación del material de la plancha. Asimismo, para las soldaduras de filete no es necesario el mismo nivel de habilidad del operador que para las soldaduras de ranura.

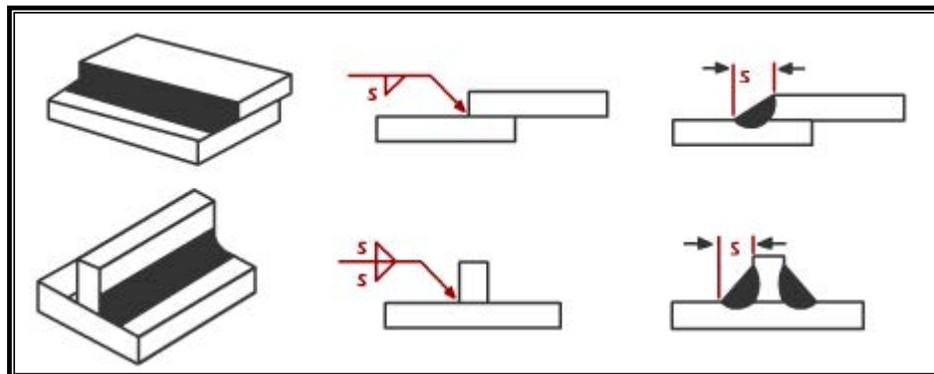


Figura 20: **Soldadura de Filete.** Fuente: EXSA (2010).

➤ **Soldaduras de Ranura**

Las soldaduras de ranura o de penetración son soldaduras que se depositan en una ranura o separación entre extremos, bordes o superficies adyacentes de dos partes a unir (Figura 21). Se utilizan para unir dos

planchas que descansan sobre el mismo plano (conexión a tope), así como también para conexiones en te o en esquina. Las soldaduras de ranura requieren de una preparación especial del borde. Los bordes de una o ambas planchas se preparan mediante el corte con flama, corte del borde, cepillado del borde o ranura con un arco de aire. La resistencia de una soldadura de ranura no depende del tipo de preparación del borde, siempre y cuando la preparación requerida se ejecute bien. Las soldaduras de ranura requieren menos metal de aporte que las soldaduras de filete de la misma resistencia.

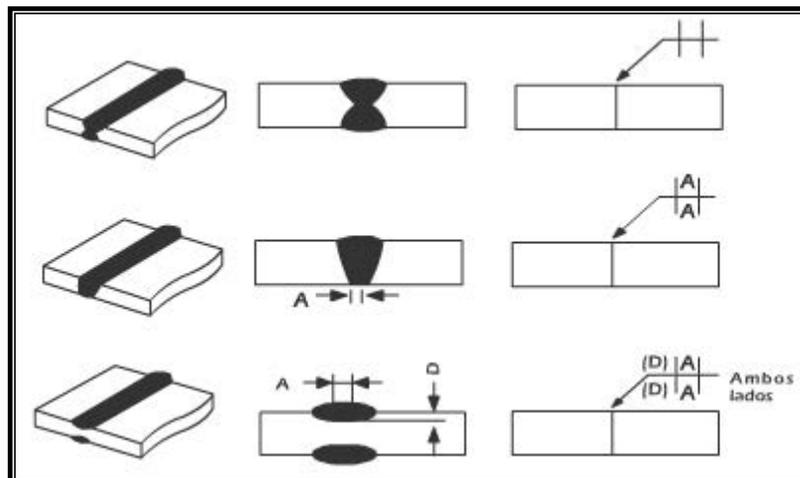


Figura 21: **Soldadura de Ranura.** Fuente: EXSA (2010).

Por lo general, las soldaduras de ranura son más costosas que las de filete debido al costo de preparación de los bordes aunque para cargas pesadas en la mayoría de los casos son las más económicas, ya que se puede alcanzar con facilidad la resistencia total del material base. En conexiones sujetas a cargas dinámicas, son preferibles las soldaduras de ranura a las de filete.

II.3.7.3 Electrodo para soldar

Los electrodos son una mezcla de distintos elementos metálicos y no metálicos (cromo, fósforo, molibdeno, hidrógeno, níquel silicio, manganeso, hierro, etc.) que dan características especiales a la aleación. Existen dos tipos de electrodos, los consumibles y los no consumibles, los primeros se funden sirviendo como material de aporte y al mismo tiempo producen el arco. Los otros sólo establecen el arco pero no se funden, usándose tanto en la soldadura de fusión como en la de relleno. El electrodo recubierto es de tipo consumible y es el más usado en la actualidad. Bajo este principio funciona la soldadura por arco.

II.3.7.4 Tamaños límites de soldadura

Las soldaduras deben tener un tamaño mínimo, basado en el espesor del metal base. Esto se hace para asegurar un calentamiento y enfriamiento adecuado del área de soldadura, de manera que la soldadura y el metal base no se cristalicen y tiendan a agrietarse o reventarse debido a la insuficiente fusión de la soldadura con el metal base. Se usan como guía los valores del código D1.1 de la AWS:

➤ *Soldadura de Ranura*

El tamaño efectivo de una soldadura de ranura de penetración completa deberá ser del espesor más delgado de la parte unida. El tamaño mínimo de una soldadura de ranura de penetración parcial se indica en la Tabla 6.

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

Tabla 6: Tamaño mínimo para soldadura de ranura de penetración parcial. Fuente: AWS D1.1 (2015).

➤ **Soldadura de Filete**

La longitud mínima de la soldadura de filete deberá ser de cuatro veces el tamaño nominal. La longitud mínima de una soldadura de filete intermitente deberá ser de 1½ plg (38 mm). El tamaño mínimo de las soldaduras de filete se indica en la Tabla 7.

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

Tabla 7: Tamaño mínimo para soldaduras de filete. Fuente: AWS D1.1 (2015).

El tamaño máximo de las soldaduras de filete es igual al espesor de la parte conectada cuando el espesor de dicha parte sea menor a 1/4 plg. Para partes más gruesas, el tamaño máximo es $t - \frac{1}{16}plg$, donde t es el espesor de la parte conectada.

II.3.7.5 Ventajas y desventajas de la soldadura respecto al empernado

La soldadura ofrece muchas ventajas con respecto al empernado (Salegui J. y Urdaneta A., 2011):

1. Con soldadura, se reducen o eliminan los conectores, tales como planchas de unión, cubre planchas, y lugares de empalme que con frecuencia no son necesarios. Esto representa un ahorro en peso y menos piezas a ser fabricadas manipuladas y montadas.
2. Las conexiones soldadas solicitadas a tensión optimizan el tamaño de los miembros, ya que no es necesario hacer deducciones por agujeros de pernos.
3. Con el uso de soldadura se reducen los costos y el tiempo de fabricación, porque se eliminan funciones como punzonamiento, rebordeado y perforado.
4. Las conexiones soldadas típicas producen conexiones lisas sin obstrucciones las cuales se puede exhibir sin menoscabar la apariencia arquitectónica.
5. Las uniones fundidas obtenidas mediante soldadura producen una estructura más rígida en comparación con conexiones empernadas.
6. La soldadura es el único procedimiento de conexión de planchas que produce uniones que son intrínsecamente herméticas e impermeables.

7. Las estructuras soldadas se pueden montar en relativo silencio, una gran ventaja cuando se construye en cercanía de hospitales, escuelas etc.
8. Mejor comportamiento histerético de las conexiones soldadas por sobre las empernadas, ya que al no haber deslizamiento de los pernos, resulta una mayor resistencia y un mayor número de ciclos de histéresis antes de la falla.

Entre las desventajas de la soldadura respecto al empernado destacan (Piovan M., 2014):

1. La soldadura requiere de trabajadores capacitados.
2. Se requiere de considerable práctica y experiencia para la inspección de la soldadura terminada.
3. Por lo general, la tolerancia de fabricación es más estricta que en las conexiones apernadas.
4. Puede cambiar el tratamiento térmico de las partes a unir. Esto puede producir un debilitamiento del metal por el excesivo calor. Para aceros templados, se puede generar pérdida del temple.
5. Las juntas no se pueden desmontar.
6. Los elementos se pueden alabear.
7. Se pueden producir tensiones residuales.
8. Pocos metales distintos pueden unirse.
9. Puede que no se detecten poros o microfisuras sin el uso de equipo especial (Rayos X).

II.3.7.6 Soldadura para estructuras sismorresistentes

La soldadura es un medio de unión muy utilizado en todo tipo de

conexiones por sus muchas ventajas. Sin embargo, es importante reconocer que presenta limitaciones en el uso sismorresistente, y que el diseño y la construcción de conexiones soldadas requieren de especial cuidado. Al respecto, pueden considerarse tres tipos de soldaduras:

1. Soldaduras no sísmicas: Son aquellas que corresponden a estructuras sin requerimientos sismorresistentes o bien estructuras donde se considera un factor de reducción de respuesta $R = 3$. En este caso, el diseño se realiza de acuerdo con las Normas AISC 360-16 y AWS 1.1 *Structural Welding Code-Steel*.
2. Soldaduras sísmicas: Incluye todas las soldaduras de sistemas sismorresistentes ($R > 3$) y deben ajustarse a las Normas ASIC 341-16 y AWS D1.8 *Structural Welding Code-Seismic Supplement*.
3. Soldaduras de demanda crítica (*demand critical welds*): Son soldaduras en sistemas sismorresistentes que pueden quedar sometidas a niveles de deformación de cedencia, de modo que su falla origina degradación de rigidez y resistencia en el sistema.

Las Normas AISC 341-16 identifican específicamente los casos en que deben considerarse soldaduras de demanda crítica. Las soldaduras entre las alas de vigas y las columnas en pórticos no arriostrados especiales (*Special Moment Frames*) e intermedios (*Intermediate Moment Frames*) y los empalmes soldados en columnas de pórticos arriostrados excéntricamente (*Eccentrically Braced Frames*) son ejemplos de dicho tipo de soldadura. Los electrodos y procedimientos constructivos deben cumplir con criterios adicionales indicados en las Normas AISC 341-16 (Apéndice W) y en AWS D1.8 *Structural Welding Code-Seismic Supplement*. En particular, el metal de relleno de la soldadura debe cumplir con valores límites de energía absorbida, medida a través de ensayos de impacto Charpy (se requiere una resiliencia de 27J a 21°C en el ensayo *Charpy V- Notch*).

II.3.8 Comportamiento sísmico de las estructuras de acero

El acero es el material más dúctil entre aquellos de uso estructural. Sin embargo, es un error grave considerar que esta propiedad inherente al material se traslada automáticamente al sistema estructural. Las investigaciones desarrolladas en los últimos 30 años han demostrado que para asegurar el comportamiento dúctil de las estructuras es necesario suministrar adecuada ductilidad no sólo a nivel del material, sino también a nivel seccional y de los miembros que componen el sistema (columnas, vigas, diagonales, conexiones). Para ello se debe, en primer lugar, identificar y conocer las condiciones que pueden conducir a mecanismos de falla frágil y, luego, adoptar estrategias de diseño para obtener una respuesta estable y con adecuada capacidad de disipación de energía. El diseño y detalle de las conexiones entre los distintos componentes estructurales es un aspecto de fundamental importancia para alcanzar estos objetivos. Antes de 1988, en general, no se disponía de especificaciones reglamentarias para el adecuado detalle de estructuras sismorresistentes de acero (Bruneau M. *et al.*, 1998). Afortunadamente esta situación se ha revertido y en la actualidad se cuenta con especificaciones que se consideran seguras y confiables.

En el caso de estructuras sismorresistentes, el control de los fenómenos de inestabilidad resulta más importante aún que en las estructuras comunes, dado que su ocurrencia degrada la respuesta en términos de resistencia y rigidez, disminuyendo así su capacidad de disipar energía. Las especificaciones de diseño incluyen requerimientos específicos al respecto, particularmente en aquellas zonas donde se espera que se desarrollen deformaciones plásticas (por ejemplos, rótulas plásticas en vigas, zonas de cedencia por tracción o corte, etc).

Los edificios de acero, han sido construidos desde hace muchas décadas, principalmente en países desarrollados económica y

tecnológicamente. Los terremotos de Northridge, USA, ocurrido en 1994 (Mw 6.8) y de Hyogo-ken Nanbu (Kobe), Japón, en 1995 (Mw 7.2) que afectaron zonas de dos países que son considerados líderes en la ingeniería sismorresistente, representaron pruebas severas para las construcciones de acero (Bertero V. *et al.*, 1994; Tremblay R. *et al.*, 1996). En ambos terremotos no se registraron colapsos de edificios de acero y las primeras inspecciones realizadas inmediatamente después del sismo (usualmente desde el exterior del edificio) indicaron un adecuado comportamiento, sin daños observables a simple vista. Esta situación se consideró como un éxito de la ingeniería y de la industria de la construcción en acero. Sin embargo, los estudios más detallados que se realizaron posteriormente revelaron que un número importante de edificios, muchos de los cuales fueron diseñados con reglamentaciones modernas, se encontraban seriamente afectados. Varias semanas después de ocurrido el terremoto, equipos especializados realizaron inspecciones con el objeto de investigar la ocurrencia de desplazamientos laterales residuales de importancia. Para ello, se debieron remover los elementos arquitectónicos y la protección contra fuego que usualmente cubren la estructura de acero.

Los daños afectaron distintos tipos de estructuras de acero, pero los problemas más sorprendentes y serios se registraron en pórticos resistentes a momento (sin arriostramientos), donde se observó un inadecuado comportamiento de las conexiones, particularmente en los nodos viga-columna, con la ocurrencia de distintos tipos de falla por fractura de soldaduras y planchas (Figuras 22 y 23).

Como resultado de los daños observados en el terremoto de Northridge, se implementó en Estados Unidos un programa de investigación analítico-experimental de gran alcance, destinado a analizar las causas de las fallas reveladas y a proponer soluciones aplicables tanto al diseño de nuevas construcciones como a la reparación de las existentes. Este programa,

denominado SAC (siglas que surgen del nombre de las tres organizaciones norteamericanas que forman el consorcio: SEAOC, ATC y CUREE) comprendió tres etapas: (i) El estudio de las prácticas de diseño y constructivas previas al terremoto de Northridge, (ii) el análisis de las fallas y sus causas y (iii) el desarrollo de nuevos criterios de diseño y detalles para las conexiones. El programa SAC permitió obtener importantes resultados analíticos y experimentales, de modo que actualmente se dispone de valiosa información al respecto publicada por *Federal Emergency Management Agency* (FEMA). Esta información ha sido incorporada en las especificaciones sísmicas del AISC (AISC 341 y AISC 358).



Figura 22: Fractura en una plancha de base de columna de una estructura de pórtico arriostrado. Fuente: Crisafulli, F. (2014).

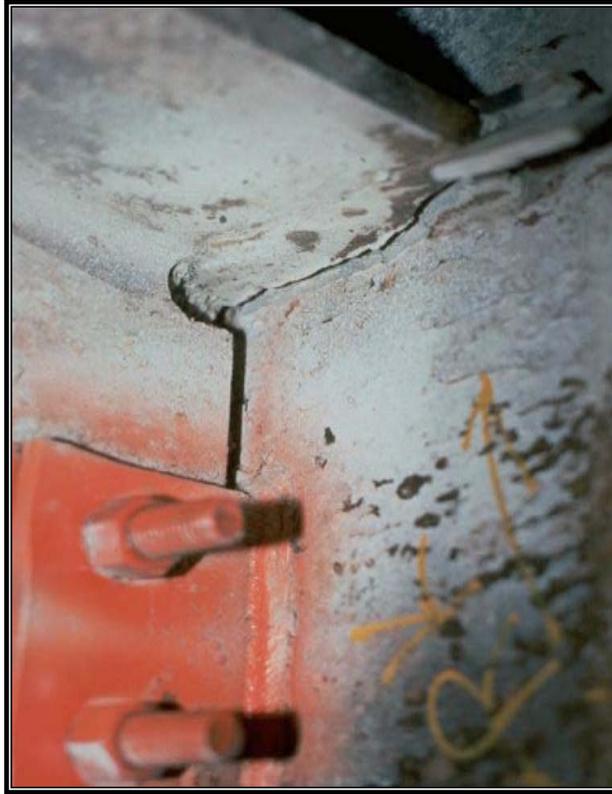


Figura 23: Fractura de la soldadura de penetración completa en una conexión de pórtico resistente a momento. Fuente: Crisafulli, F. (2014).

Los resultados obtenidos del programa SAC indican que las causas que llevaron a la ocurrencia de las fallas observadas son múltiples. Entre las más importantes, pueden mencionarse:

1. El uso de electrodos inadecuados, que no califican para obtener valores de resiliencia requeridos actualmente. Los ensayos realizados sobre probetas obtenidas de edificios con daños por fractura mostraron valores muy reducidos de resiliencia (mediante ensayo de Charpy en probetas con muesca en V).
2. La práctica constructiva de dejar elementos de respaldo (*steel backing*) que, si bien sirven durante el proceso de soldadura de penetración completa, generan problemas en la raíz de la soldadura.

3. La presencia de defectos en la raíz de la soldadura, que no fueron detectados mediante ensayos de ultrasonido.
4. El uso de prácticas constructivas no recomendadas, como el calentamiento excesivo de las piezas a soldar para aumentar la velocidad de deposición del material de soldadura.
5. Otros efectos adversos, tales como deformaciones de corte excesivas en el panel nodal, efectos de velocidad de deformación (*strain rate*), efectos de interacción con losas de hormigón armado, etc.

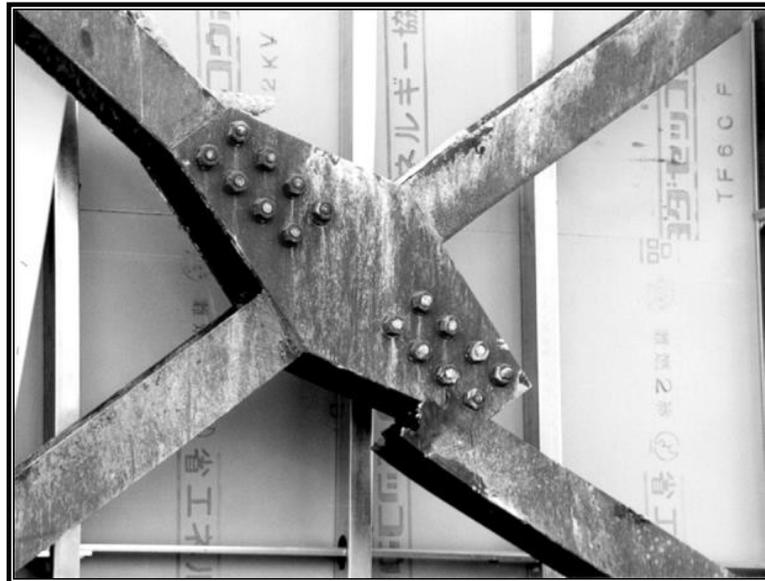


Figura 24: Fractura de una riostra en X en la sección neta. Fuente: Crisafulli, F. (2014).

También se han observado fallas frágiles por fractura y problemas de inestabilidad en pórticos arriostrados concéntricamente, que originan un comportamiento no dúctil de la estructura. En las Figuras 24 y 25 se reproducen fotografías con ejemplos de estos tipos de fallas, observadas durante el terremoto de Kobe.

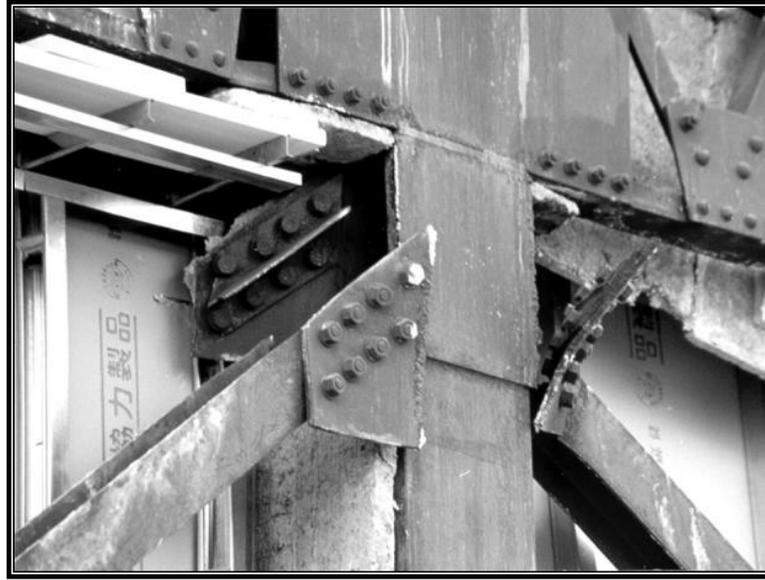


Figura 25: Fractura en una conexión soldada. Fuente: Crisafulli, F. (2014).

El terremoto de Tohoku, Japón, ocurrido el 11 de marzo de 2011 con una magnitud $M_W = 9.0$, produjo daño en construcciones diversas, y particularmente en estructuras de acero. En las Figuras 26 y 27 se muestran algunos ejemplos de estos daños. Sin embargo, en la mayoría de los casos, los problemas observados corresponden a estructuras que fueron diseñadas y construidas hace varias décadas, es decir de acuerdo a reglamentos que no se consideran actualizados y seguros. De modo que estos problemas no deben interpretarse como un fracaso de la ingeniería sísmica, sino por el contrario una demostración de que las estructuras modernas presentan un grado de seguridad adecuado.



Figura 26: Pandeo local en el extremo de una diagonal. Fuente: Crisafulli, F. (2014).

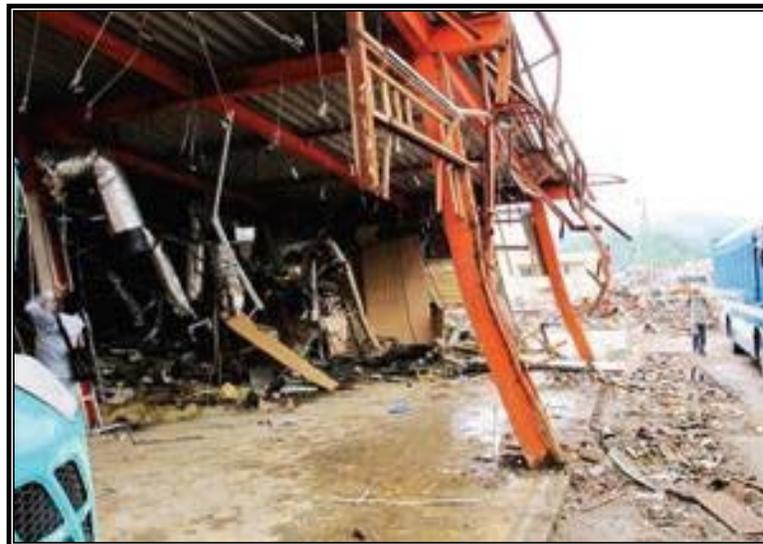


Figura 27: Distorsión del primer piso de una estructura aporricada. Fuente: Crisafulli, F. (2014).

II.3.9 Conexiones Precalificadas

Las Conexiones Precalificadas, son aquellas conexiones que por sus características y detalles son permitidas y recomendadas por el AISC y el FEMA, para su utilización en la construcción de estructuras aporticadas resistentes a momento, en zonas de alta sismicidad. Son calificadas porque vienen de un proceso de evaluación y ensayos controlados, sin embargo, esto no significa que otro tipo de conexión ensayada por entes particulares diversos no pueda ser empleada en la construcción de nuevas edificaciones. Las conexiones precalificadas descritas en el AISC 358-16 son las siguientes:

1. *Reduced beam section.*
2. *End-plate* (plancha extrema).
3. *Flange plate.*
4. *Flange-welded web.*
5. *Kaiser bolted bracket.*
6. *ConXtech ConXL.*
7. *Sideplate.*
8. *Simpson strong-tie.*
9. *Double-tee.*

II.3.10 Conexión plancha extrema (End Plate)

Se distinguen 3 tipos de conexiones plancha extrema (Figura 28):

- a) 4 pernos sin rigidizadores (4E).
- b) 4 pernos rigidizada (4ES).

- c) 8 pernos rigidizada (8ES)

II.3.10.1 Partes de la conexión

Las principales partes que conforman una conexión plancha extrema son:

- a. Plancha extrema: Es la plancha ubicada al final de la viga (pre- ensamblada en taller) la cual se empernará al ala de la columna o a su alma mediante planchas de continuidad, para crear la conexión Plancha Extrema.
- b. Planchas de continuidad: Es la plancha ubicada entre las alas de la columna, contribuye a aumentar la resistencia de la columna, debe ser soldada a la columna con soldadura de penetración completa y su ubicación coincide con la de las alas de la viga que se le conecta.
- c. Pernos: Se colocan para unir la plancha extrema con la columna y su cantidad variará dependiendo de la configuración de la conexión (4E, 4ES y 8ES).
- d. Rigidizadores: Son elementos metálicos con forma triangular, soldados en taller, que se unen a la plancha extrema y al ala de la viga. Estos están incluidos en las conexiones tipo 4ES y 8ES.
- e. Soldadura: Estas conexiones son sumamente importantes y deben ser realizadas únicamente en taller. Las soldaduras recorrerán toda la unión entre la viga y la plancha extrema, y dependiendo del caso, también recorrerá la unión entre el rigidizador, la plancha extrema y la viga.
- f. Vigas: Son los miembros horizontales de una estructura, y van unidas por medio de una soldadura a las planchas extremas.

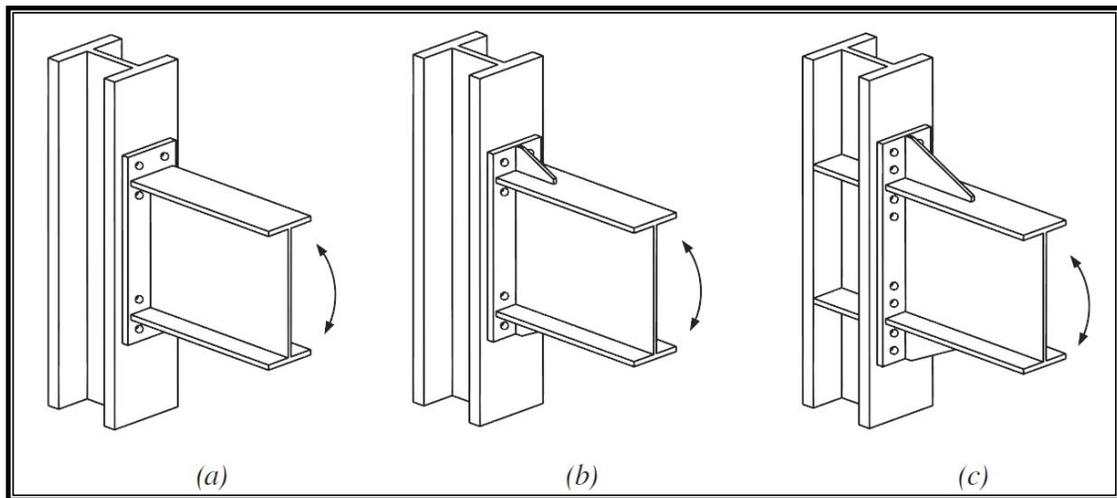


Figura 28: Conexión Plancha Extrema: a) 4 pernos sin rigidizadores (4E). b) 4 pernos rigidizada (4ES). c) 8 pernos rigidizada (8ES). Fuente: AISC 358-16 (2016).

II.3.10.2 Limitaciones generales

En la Tabla 8 se muestran los parámetros límites de precalificación para las conexiones plancha extrema (AISC 358-16). En dicha tabla:

b_{bf} = anchura del ala de la viga

b_p = anchura de la plancha extrema

d = altura de la viga que se conecta

g = distancia horizontal entre los pernos

p_o = distancia vertical entre la hilera de pernos interna y externa

P_{fi} = Distancia vertical entre la parte interna del ala de la viga y la hilera de pernos más cercana

P_{fo} = Distancia vertical entre la parte externa del ala de la viga y la hilera de pernos más cercana

t_{bf} = Espesor del ala de la viga

t_p = Espesor de la plancha extrema

Parámetro	CONEXIÓN					
	4 pernos sin rigidizadores (4E)		4 pernos con rigidizadores (4 ES)		8 pernos con rigidizadores (8 ES)	
	Máximo (mm)	Mínimo (mm)	Máximo (mm)	Mínimo (mm)	Máximo (mm)	Mínimo (mm)
t_{bf}	19	10	19	10	25	14
b_{bf}	235	152	229	152	311	190
d	1400	349	610	349	914	457
t_p	57	13	38	13	64	19
b_p	273	178	273	178	381	229
g	152	102	152	83	152	127
P_{fi}, P_{fo}	114	38	140	44	51	41
p_b	-	-	-	-	95	89

Tabla 8: Parámetros límites de precalificación de conexión Plancha Extrema. Fuente: AISC 358-16 (2016).

II.3.10.3 Limitaciones en cada miembro componente

Limitaciones en la viga (AISC 358-16):

- Las vigas de ala ancha laminadas en caliente o las compuestas deben cumplir con los requisitos de la sección 2.3 del AISC 358-16. En el extremo de momentos conectados de perfiles compuestos por soldadura, en el rango de al menos la altura del perfil de la viga ó 3 veces el ancho de las alas, cual sea menor, el alma y las alas de la viga deben ser conectadas utilizando soldadura de penetración completa o un par de soldaduras de filete cada una teniendo un tamaño del 75% del ancho del alma de la viga, pero no menos de 6 mm. Para el resto de la viga, el tamaño del alma no debe ser menor que el requerido para cumplir la transferencia de la fuerza

de corte del alma a las alas.

- La altura de la viga (d) está limitada por los valores de la Tabla 8.
- No existe límite de peso por unidad de longitud para las vigas.
- El espesor de las alas de la viga está limitado por los valores de la Tabla 8.
- La relación entre la luz libre entre cara de columnas y la altura de la viga será limitado de la manera siguiente:

Para sistemas SMF, 7 o más

Para sistemas IMF, 5 o más.

- La relación entre el ancho y el espesor de las alas y alma de la viga será en conformidad con los requerimientos del AISC 341-16.
- Soporte lateral de vigas será dado en concordancia con los requerimientos del AISC 341-16.
- La zona protegida será determinada de la manera siguiente:

Para conexiones plancha extrema sin rigidizadores será la porción de la viga entre la cara de la columna y una distancia equivalente a la altura de la viga ó 3 veces el ancho del ala de la viga desde la cara de la columna, la que sea menor.

Para conexiones plancha extrema con rigidizadores será la porción de la viga entre la cara de la columna y donde termina el rigidizador más media altura de la viga ó 3 veces el ancho del ala de la viga, el valor que sea menor.

Limitaciones en la columna (AISC 358-16):

- La plancha extrema debe ser conectada al ala de la columna.
- La altura máxima de los perfiles laminados en caliente será limitada al perfil

W36 (W920).

- La altura de los perfiles compuestos de ala ancha para columnas no deben excederse a los fijados para los perfiles laminados en caliente.
- No existe límite de peso por unidad de longitud para columnas.
- No existen requerimientos especiales para el espesor de las alas.
- La relación entre ancho y espesor para las alas y almas de la columna deben estar en conformidad con los requisitos del AISC 341-16.

Limitaciones en la relación entre viga y columna (AISC 358-16):

- La zona del panel debe cumplir con los requisitos del AISC 341-16.
- La relación de momentos de la columna y viga deben cumplir con los requisitos del AISC 341-16.

Limitaciones en las planchas de continuidad (AISC 358-16):

- La necesidad de utilizar planchas de continuidad debe ser determinada a través de los cálculos necesarios de la conexión.
- En caso de que el uso de planchas de continuidad sea necesario las mismas deben cumplir con los requisitos expuestos en la sección 6.10 del AISC 358-16.
- Las planchas de continuidad deben ser conectadas a la columna por medio de una soldadura en concordancia a lo descrito en el AISC 341-16. Las planchas de continuidad de espesor igual o menor a 10 mm serán permitidas en la conexión al ala de la columna a través de una soldadura de filete por ambas caras. La resistencia requerida en la soldadura no será menor que $F_y \times A_c$, en donde A_c está definido como el área de contacto entre la plancha de continuidad y las alas de la columna que tienen las alas de la viga atada, F_y es el valor especificado como mínimo de cedencia de la plancha de continuidad.

Limitaciones en los pernos (AISC 358-16):

- Los pernos deben ser de alta resistencia al apretado en conformidad con el ASTM A325/A325M, A490/A490M, F1852 ó F2280, al menos que otros sujetadores estén permitidos por conexiones específicas.
- Los requisitos para su instalación deben cumplir con los planteados en el AISC 341-16 y en las especificaciones RCSC (Research Council on Structural Connections).
- El control y aseguramiento de la calidad será regido por el AISC 341-16.

II.3.10.4 Detalles de la conexión.

A continuación se describen los detalles de la conexión plancha extrema (AISC 358-16). Cada uno de estos parámetros se observan en las Figuras 29, 30 y 31.

- Gramil (g): Es la distancia entre los pernos, colocados en el ala de la columna, a cada lado del alma de la viga. La máxima distancia está limitada al ancho del ala de la viga que se está conectando.
- Espaciamiento entre pernos e hileras: La distancia mínima entre pernos tomado desde el centro del perno será el diámetro del pernos más 13 mm para pernos de hasta 25 mm de diámetro, y en caso de tener mayor diámetro será el diámetro del perno más 19 mm. La distancia entre pernos, P_{fi} y P_{fo} , son las distancias desde la cara del ala de la viga hasta la línea central de la hilera de pernos más cercana. La distancia entre pernos, P_{si} y P_{so} , son las distancias de la cara de la plancha de continuidad hasta la línea central de la hilera de pernos más cercana. El espaciado, p_b , es la distancia entre la hilera de pernos interna y externa en una conexión de plancha externa de 8 pernos rigidizada (8ES). El espaciado de las hileras debe ser

por lo menos 2 y 2/3 veces el diámetro del perno.

- Espesor de la plancha extrema: El espesor de la plancha extrema debe ser igual o mayor al espesor del ala de la viga que se conecta. El espesor efectivo de la plancha extrema no debe ser mayor al espesor del ala de la viga que se conecta más 25 mm.
- Rigidizador de la plancha extrema: Los dos rigidizadores conectados a la plancha extrema requieren una soldadura entre el ala de la viga a conectar y la plancha extrema. La longitud mínima del rigidizador será determinada de la siguiente manera:

$$L_{st} = \frac{h_{st}}{\tan 30^{\circ}} \quad (Ec. 5)$$

Dónde:

L_{st} : Será la longitud requerida para el rigidizador.

h_{st} : Será la altura del rigidizador (parte que será adosada al ala de la columna), la cual será igual a la altura de la plancha extrema contada desde el ala de la viga a ser conectada.

Los rigidizadores deben estar entre el ala de la viga y terminar en donde termina la plancha extrema con una longitud de 25 mm. Cuando la viga y los rigidizadores de la plancha extrema tienen la misma resistencia, el espesor de los rigidizadores será mayor o igual al espesor del alma de la viga. En el caso de que la viga y el rigidizador tengan resistencias diferentes, el espesor de los rigidizadores no será menor a la relación de la cedencia del material entre la viga y el rigidizador por el espesor del alma de la viga.

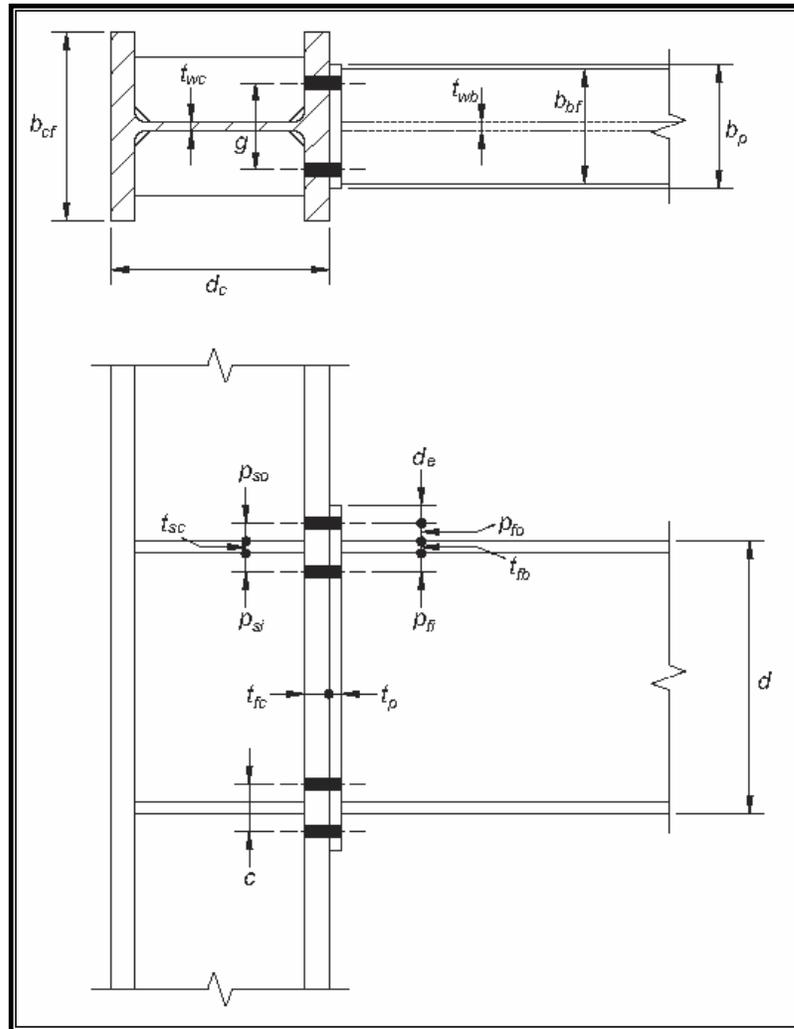


Figura 29: Geometría y nomenclatura, según el AISC 358-16, de una conexión plancha extrema de 4 pernos sin rigidizadores (4E). Fuente: AISC 358-16 (2016).

- Planchas de relleno: La utilización de planchas de relleno en el tope y/o en la parte inferior de la conexión y en uno y dos lados es permitida, sujeta a las limitaciones del *RCSC Specification*.
- Detalles de los compuestos de losas para el sistema SMF: Adicionalmente a las limitaciones de la zona protegida, conectores de corte no deben ser colocados en la parte superior del ala de la viga por una distancia igual a 1

$\frac{1}{2}$ veces la altura de la viga, medido desde la cara de la columna. Material de dilatación de por lo menos 25 mm de espesor debe ser instalado entre la losa y la cara de la columna.

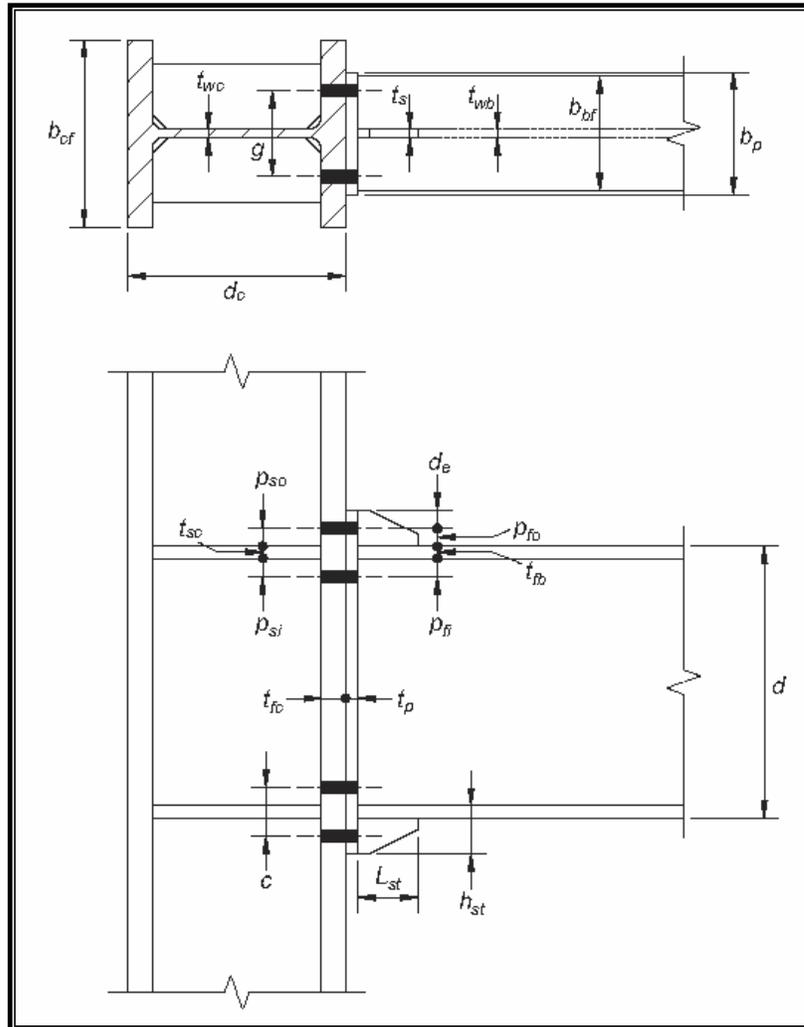


Figura 30: Geometría y nomenclatura, según el AISC 358-16, de una conexión Plancha Extrema de 4 pernos con rigidizadores (4ES). Fuente: AISC 358-16 (2016).

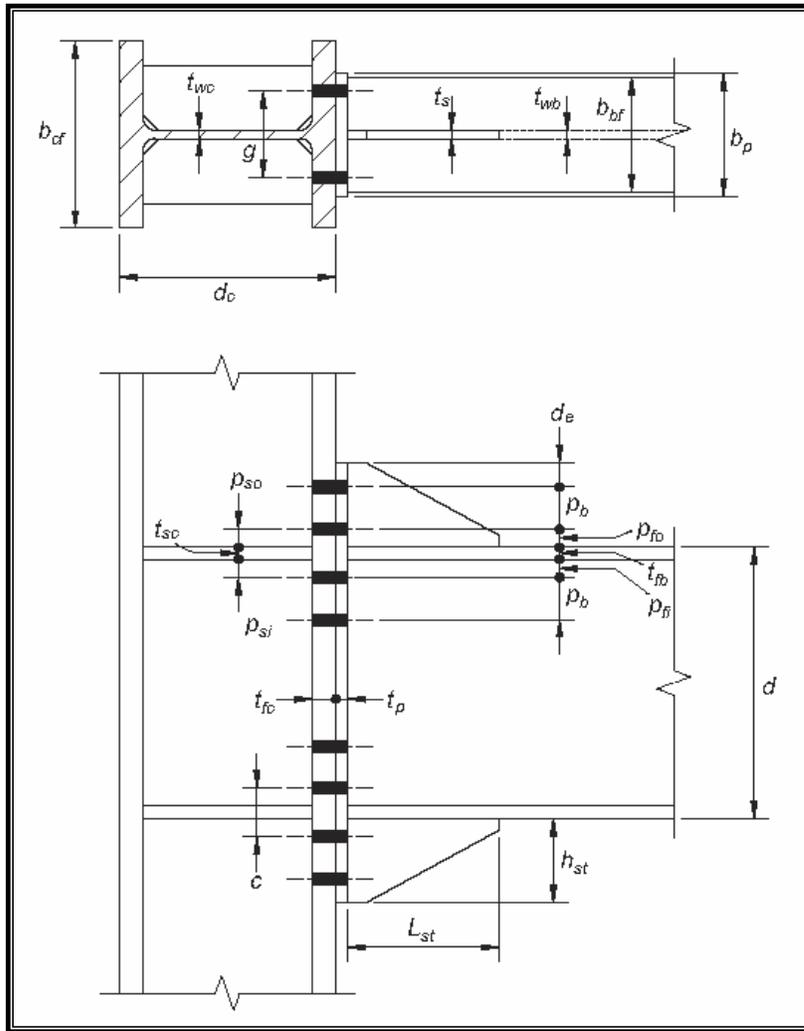


Figura 31: Geometría y nomenclatura, según el AISC 358-16, de una conexión Plancha Extrema de 8 pernos con rigidizadores (8ES). Fuente: AISC 358-16 (2016).

- Detalles de soldadura: La soldadura de la viga con la plancha extrema debe contemplar las siguientes limitaciones:
 - Agujeros de acceso para soldaduras no deben ser utilizados.
 - La conexión entre el ala de la viga y la plancha extrema se debe realizar con soldadura de penetración completa sin respaldo. La

soldadura se debe realizar de tal manera que la raíz de la soldadura este en la parte del alma del ala de la viga. La parte interna del ala debe tener una soldadura de filete de 8 mm. Estas soldaduras deben ser denominada críticas.

- La conexión entre el alma de la viga y la plancha extrema se debe realizar utilizando soldadura de penetración completa o soldadura de filete. Cuando esta última es utilizada se debe asegurar que la longitud utilizada sea la necesaria para desarrollar la resistencia del alma de la viga en tracción desde la cara interna del ala hasta 150 mm pasada la hilera de pernos más alejada del ala de la viga.
- Escariado de la raíz de la soldadura no es necesario en el ala en la parte de arriba y abajo del alma de la viga por una distancia de $1.5k_1$. Es permitido una soldadura de penetración parcial de profundidad completa.
- Cuando se utilicen rigidizadores estos deben ser soldados con penetración completa a las planchas extremas. Cuando el rigidizador tiene un espesor de 10 mm o menos es permitido utilizar soldadura de filete que desarrolle la resistencia del rigidizador.

II.3.10.5 Criterios generales

Los más recientes trabajos teórico-experimentales para el diseño de este tipo de conexiones han permitido establecer los siguientes criterios generales para su análisis y diseño (Gómez E., 2005):

a. Pernos

El procedimiento de diseño es válido para pernos de grado ASTM A325 ó ASTM A490, siempre y cuando se cumplan las condiciones de

instalación y apriete.

b. Geometría de la conexión

Para pernos de hasta 1 plg de diámetro, la distancia mínima entre la fila de pernos adyacente a cada ala de la viga debe ser el diámetro de los pernos más 1/2 plg. Para pernos mayores de 1 plg, será el diámetro de los pernos más 3/4 de plg. Sin embargo, muchos fabricantes prefieren utilizar una distancia estándar de 2 plg ó 2 ½ plg para todos los diámetros de los pernos.

El ancho efectivo de la plancha extrema que resiste el momento aplicado a la viga, no es mayor que el ancho del ala la viga más 1 plg. El paso (distancia horizontal entre las líneas verticales de pernos en tracción) no debe exceder del ancho del ala de la viga traccionada.

c. Soldadura

La soldadura entre el alma de la viga y la plancha extrema debe desarrollar las tensiones de cedencia del alma de la viga, para que así el ala de la viga no desarrolle totalmente su capacidad.

d. Fuerzas cortantes

En cuanto a pernos, se supone que todas las fuerzas de corte de la conexión son resistidas por los pernos en la zona comprimida de la conexión. La conexión plancha extrema no requiere ser diseñada como conexión de deslizamiento crítico, raramente el corte es una variable importante en el diseño de las conexiones de momento de plancha extrema.

En cuanto a la soldadura, el corte entre el alma de la viga y la plancha extrema es resistido por la soldadura dispuesta entre la media altura de la viga y la cara interna del ala comprimida de la viga. Este criterio todavía está en discusión.

e. Planchas de continuidad

Rigidizar el alma y el ala de la columna mediante planchas de continuidad resulta costoso y puede interferir con las conexiones internas de esta. Por eso se recomienda evitarlas en lo posible, usualmente es más económico cambiar el tipo de columna cuando el refuerzo del alma de esta es menor en cuanto a la resistencia o la rigidez, en comparación con la plancha de continuidad. La longitud de la plancha extrema se debe aumentar cuando no cumple la rigidez de la columna con respecto a la plancha de continuidad, de igual manera, al aumentar la longitud de la plancha se debe realizar el arreglo de los pernos, incrementando la resistencia a tracción.

f. Rigidizador de la plancha extrema

El rigidizador de la plancha extrema toma la resistencia adecuada para transferir una porción de la fuerza del ala de la viga a los pernos en la parte extendida de la plancha extrema. La resistencia del rigidizador debe ser la misma que el alma de la viga.

II.3.10.6 Parámetros de diseño

El procedimiento de diseño unificado para las conexiones de momento de plancha extrema, solicitados por cargas cíclicas requiere la consideración de cuatro parámetro de diseño (AISC 358-16): el momento de diseño, la resistencia de la plancha extrema, la resistencia de los pernos y la resistencia de las alas de la columna.



Figura 32: Conexión Plancha Extrema en el ala y el alma de la columna.

Fuente: Salegui, J. y Urdaneta, A. (2011).

a. Momento de diseño de la conexión

Cuando se utilizan las conexiones plancha extrema, las rótulas plásticas se desarrollan por deformaciones inelásticas de flexión en las vigas que conectan y en la zona del panel de la columna. Lo que resulta en una columna fuerte con una conexión fuerte y una viga débil. La localización de la rótula plástica en las vigas depende del tipo de conexión plancha extrema utilizada, porque es diferente para conexiones no rigidizadas y rigidizadas. Para conexiones de momento de plancha extrema no rigidizadas, las rótulas plásticas se forman a una distancia de la cara de la columna aproximadamente igual a la mitad de la altura mínima de la viga o tres veces el ancho de su ala. Para las conexiones rigidizadas de momento de plancha extrema, la rótula plástica se forma en la base del rigidizador de la plancha extrema.

b. Resistencia de los pernos de la conexión

El uso de conexiones plancha extrema bajo cargas cíclicas requiere consideraciones especiales para satisfacer la filosofía de diseño de columna fuerte con conexión fuerte y viga débil. Se requiere que bajo el comportamiento inelástico de las vigas que se conectan, la conexión y la columna sigan siendo elásticas (Figura 33), lo cual supone eliminar el efecto de apalancamiento mediante el uso de planchas extremas y alas de columnas gruesas, de esta manera la plancha extrema y el ala de la columna se mostrarán elásticas y los pernos no estarán sometidos a ninguna fuerza significativa.

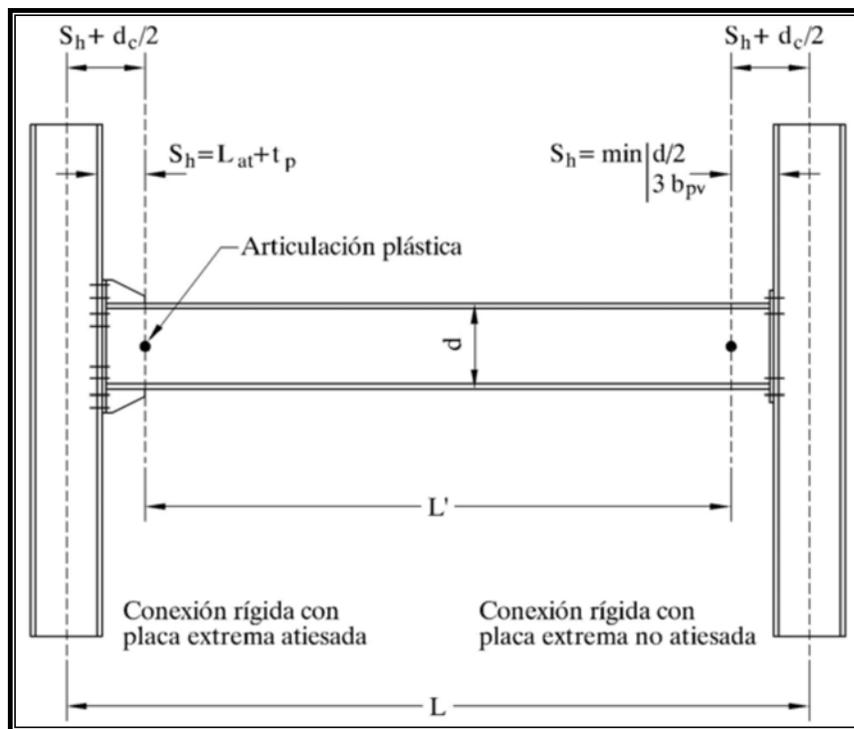


Figura 33: **Localización de las rotulas plásticas.** Fuente: Murray, T. y Sumner, E. (2003).

Para asegurar el comportamiento de la plancha extrema, la resistencia de los pernos en el efecto de apalancamiento (Figura 34), M_{np} , debe ser menor o igual a la resistencia a flexión de la plancha extrema, M_{pl} , o del ala de la columna, M_{cf} (Murray T. y Sumner E., 2003):

$$M_{np} \leq 0.9 M_{pl} \text{ y } M_{np} \leq 0.9 M_{cf}$$

Que también puede expresarse como:

$$M_{pl} \geq 1.11 M_{np} \text{ y } M_{cf} \geq 1.11 M_{np}$$

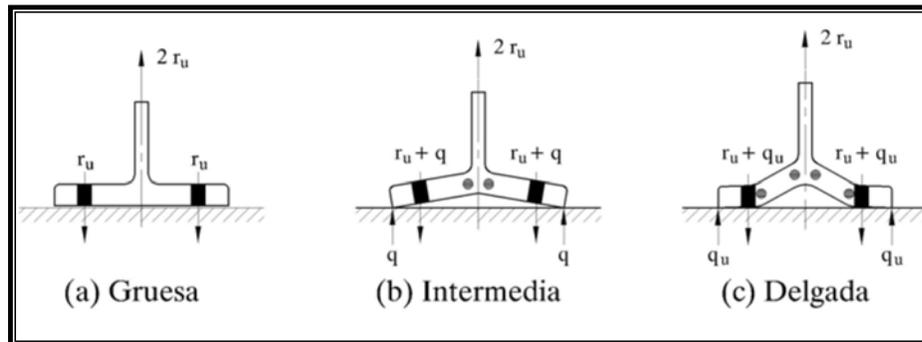


Figura 34: **Efecto de apalancamiento.** Fuente: Murray, T. y Sumner, E. (2003).

c. Detallado de la conexión

En el detallado de una conexión Plancha Extrema es necesario asegurar que la trayectoria de las cargas y las hipótesis geométricas estén integradas en el procedimiento de diseño. La selección apropiada de las dimensiones, la disposición de los pernos y la correcta soldadura, son críticos en el diseño de la conexión. Una separación pequeña entre los

pernos dará lugar a conexiones más económicas pero esta menor distancia entre pernos puede causar dificultades constructivas. Como se indica en la Figura 35, las tres dimensiones que deben ser controladas al diseñar las conexiones Plancha Extrema son: distancia horizontal ente pernos de una misma fila (g), distancia del perno al ala de la viga (p_f), distancia entre las filas adyacentes de pernos (p_b).

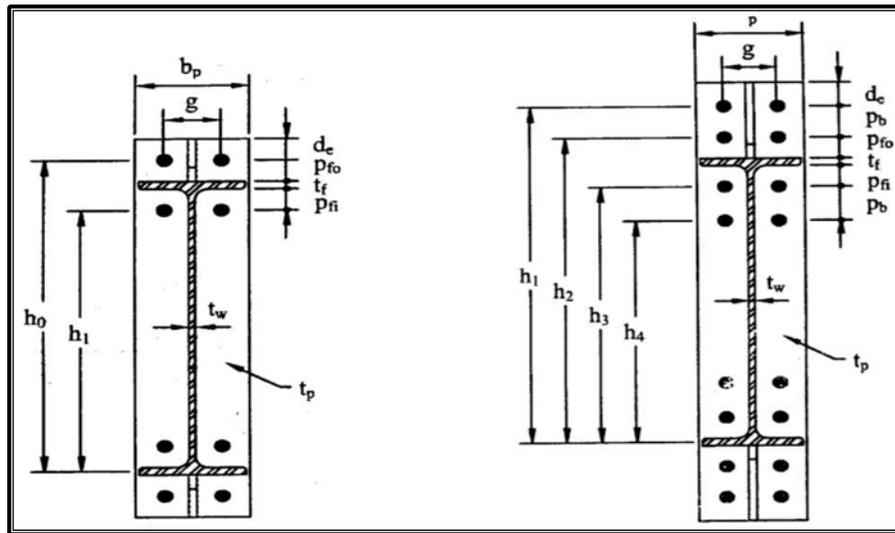


Figura 35: **Gráfico de diseño de planchas extremas.** Fuente: AISC 358-16 (2016).

La distancia horizontal entre pernos de una misma fila, se debe seleccionar tomando en cuenta la separación adecuada para la instalación y apriete los mismos. Además esta distancia debe ser lo bastante grande como para que los pernos no interfieran con el radio de transición entre el ala y el alma de la columna. La distancia máxima (g), se limita a la anchura del ala de la viga, esta restricción es para asegurar una trayectoria favorable de la carga entre el ala de la viga y los pernos de la conexión.

La anchura de la plancha extrema debe ser mayor o igual a la

anchura del ala de la viga. Esta se selecciona sumando 1 plg a la anchura de la viga y después se redondea a dimensiones prácticas. En estos cálculos la anchura eficaz no debe tomarse mayor que el ala conectada de la viga más 1 plg.

El uso de una conexión con ocho pernos puede, en ciertos casos, eliminar la necesidad de utilizar planchas de continuidad en la columna, ya que hay una distribución más amplia de las fuerzas del ala de la viga en el ala de la columna.

El rigidizador de la plancha extrema actúa como una porción de alma de la viga, en la transferencia de parte de la fuerza de tracción del ala de la viga a la plancha extrema y a los pernos de la conexión.

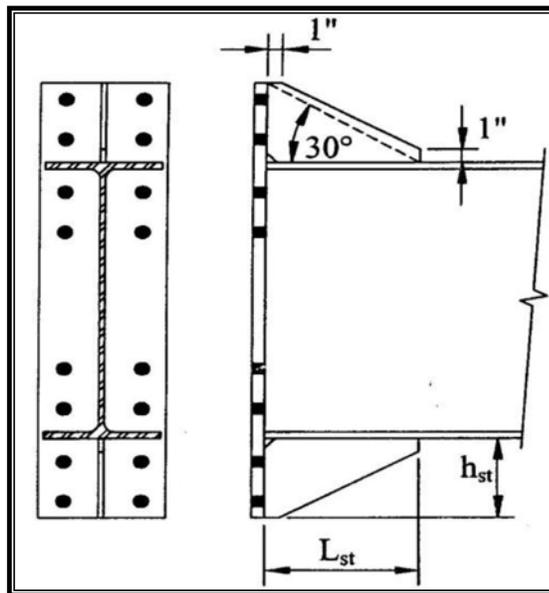


Figura 36: Detallado de rigidizadores en la plancha extrema. Fuente: AISC 358-16 (2016).

Los estudios realizados y la teoría de placas indican que las tensiones se distribuyen en un ángulo aproximadamente de 30° (Figura 36).

Este modelo de distribución de fuerzas se designa comúnmente como la *sección de Whitmore*, y se aplica en el diseño de la plancha extrema. Para facilitar la soldadura, estas planchas de refuerzo deben terminar sobre el ala de la viga con un chaflán con una altura aproximada de 1 plg. Para evitar cruce de cordones de soldadura, el rigidizador lleva un corte en las partes que se apoyan en la plancha extrema y el ala de la viga.

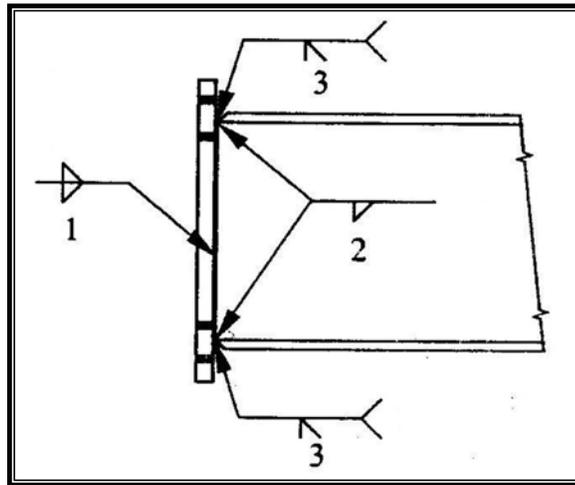


Figura 37: **Procedimiento de soldadura.** Fuente: AISC 358-16 (2016).

Entre los pasos recomendados para el procedimiento de soldaduras se encuentran:

- Preparar en los bordes de la viga cortes a 45°, para soldadura de penetración completa.
- Colocar la plancha extrema con una abertura mínima.
- Precalentar los especímenes según los requisitos del AWS D1.1 (Structural Welding Code Steel).
- Preparar las superficies para soldar según los requisitos del AWS D1.1.

- Ejecutar la soldadura en el alma (Figura 37).
- En el alma de la viga o en las alas de las vigas, se usará soldadura mínima de filete de 8 mm.
- Remover cualquier contaminante en el área de la soldadura.
- Hacer las soldaduras en el ala.

II.3.10.7 Limitaciones para el uso de la conexión Plancha Extrema en el diseño sismorresistente

Entre las limitaciones para el uso de la conexión Plancha Extrema en el diseño sismorresistente se encuentran (AISC 358-16):

- 1 La soldadura de la plancha extrema a la viga se debe hacer en taller y el apriete de los pernos de la plancha a la columna se realiza en campo.
- 2 La longitud exacta de la viga es de vital importancia.
- 3 El excesivo calor de la soldadura puede provocar distorsiones de la plancha.
- 4 Las Normas establecen el uso de determinados tipos de aceros estructurales, como lo son el ASTM A36/A36M, ASTM A572/A572M grado 50, ASTM A992/A992M, entre otros.
- 5 La tensión cedente mínima F_y en las vigas no debe exceder de 3515 kgf/cm².
- 6 El factor de modificación de la tensión de cedencia del acero R_y , para calcular la resistencia esperada F_{ye} de las vigas se tomará de acuerdo a la Norma vigente AISC 341-16.
- 7 Los pernos serán ASTM A325/A325M ó ASTM A490/A490M.

II.3.10.8 Estados límites de la conexión Plancha Extrema

Los estados límites que deben considerarse en el diseño de las conexiones de momento de plancha extrema de la viga a la columna son (AISC 358-16):

1. Flexión por cedencia del material de la plancha extrema en la cercanía de los pernos en tracción (Figura 38). Si bien no es limitativo, la cedencia produce un rápido incremento en las fuerzas de tracción sobre los pernos.



Figura 38: Flexión por cedencia de la plancha extrema. Fuente: Girão, A. (2004).

2. Corte por cedencia de la plancha extrema. Este estado límite no es usual, pero la interacción corte-flexión puede reducir la capacidad de flexión y rigidez.

3. Ruptura por corte de la plancha extrema no rigidizada a través de la línea exterior de agujeros de los pernos.
4. Ruptura por la tracción en los pernos (Figura 39). Este estado límite es obviamente una falla frágil y es uno de los más críticos que presentan las conexiones Plancha Extrema.

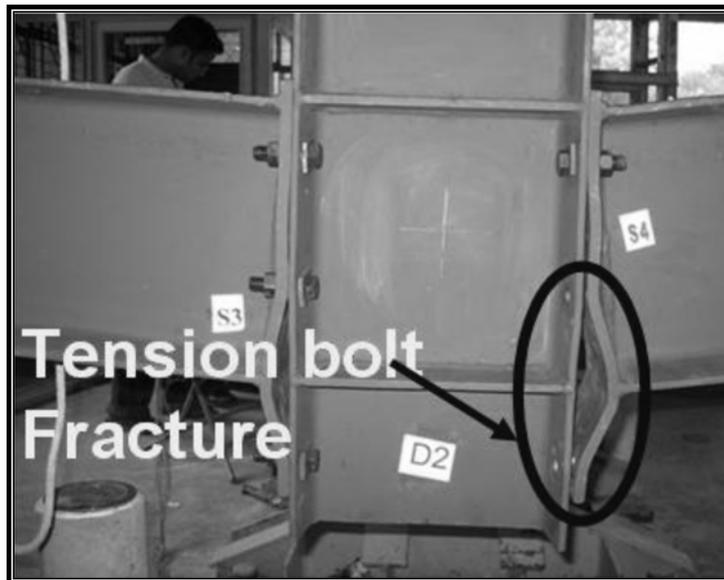


Figura 39: Ruptura por la tracción en los pernos. Fuente: Jayachandran, A. (2009).

5. Fractura por corte de los pernos entre la plancha extrema y el ala de la columna.
6. Aplastamiento de la plancha extrema o del ala de la columna.
7. La ruptura del ala traccionada de la viga en la zona soldada de la plancha extrema (Figura 40) o de la soldadura del alma de la viga en la zona traccionada de la plancha extrema.



Figura 40: Ruptura del ala traccionada de la viga en la zona soldada de la plancha extrema. Fuente: Jayachandran, A. (2009).

8. La cedencia por corte del alma de la viga en la zona soldada de la plancha extrema.
9. Cedencia del alma de la columna opuesta a las alas de la viga conectada, tanto del ala traccionada como el ala comprimida (Figura 41).
10. Pandeo local elastoplástico (*web crippling*) del alma de la columna opuesta al ala comprimida de la viga conectada.
11. Pandeo (*web crippling*) del alma de la columna opuesta al ala traccionada de la viga conectada.
12. Pandeo del ala de la viga en la zona comprimida (Figura 42). Para cargas cíclicas reversibles el pandeo ocurrirá en ambas alas de la viga (Figura 43).

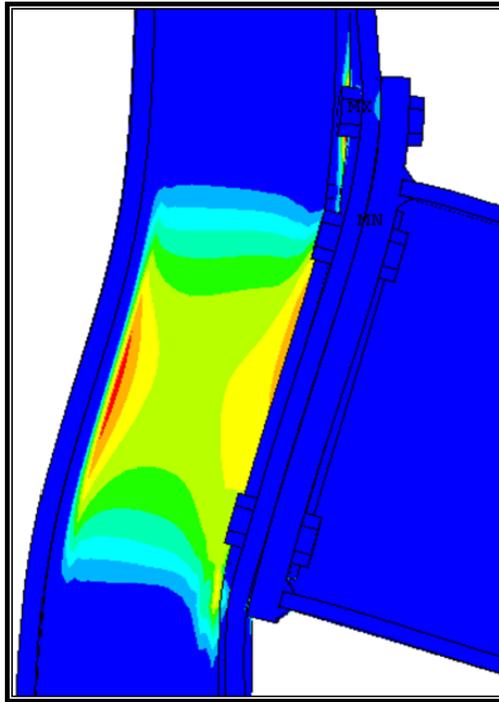


Figura 41: **Cedencia del alma de la columna.** Fuente: Díaz, C. (2010).

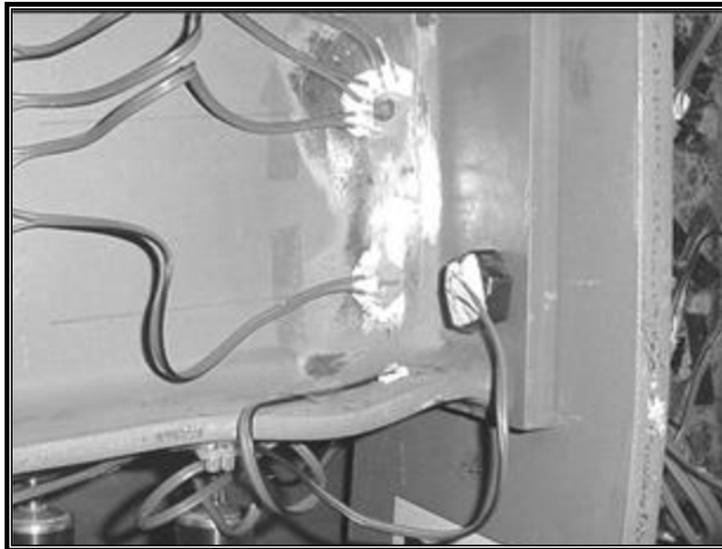


Figura 42: **Pandeo del ala de la viga en la zona comprimida.** Fuente: Baei, M. (2012).

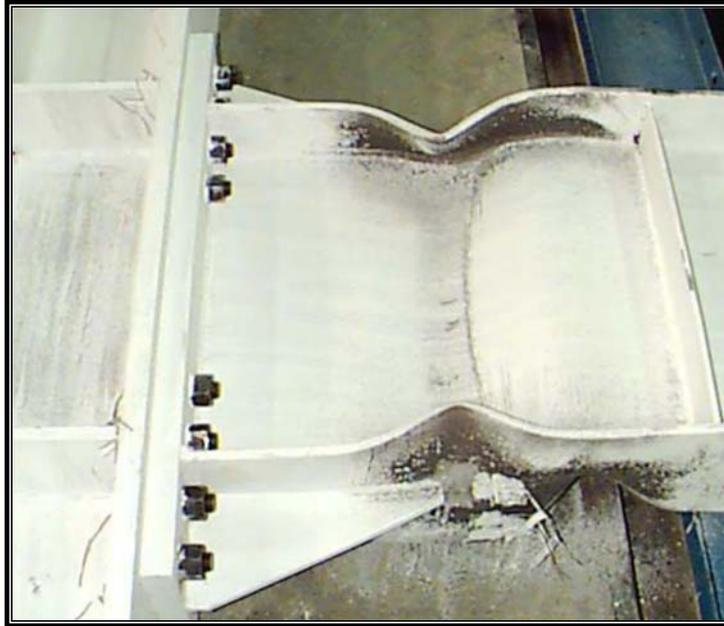


Figura 43: Pandeo de las alas de la viga por cargas cíclicas reversibles.

Fuente: Sumner, E. (2015).

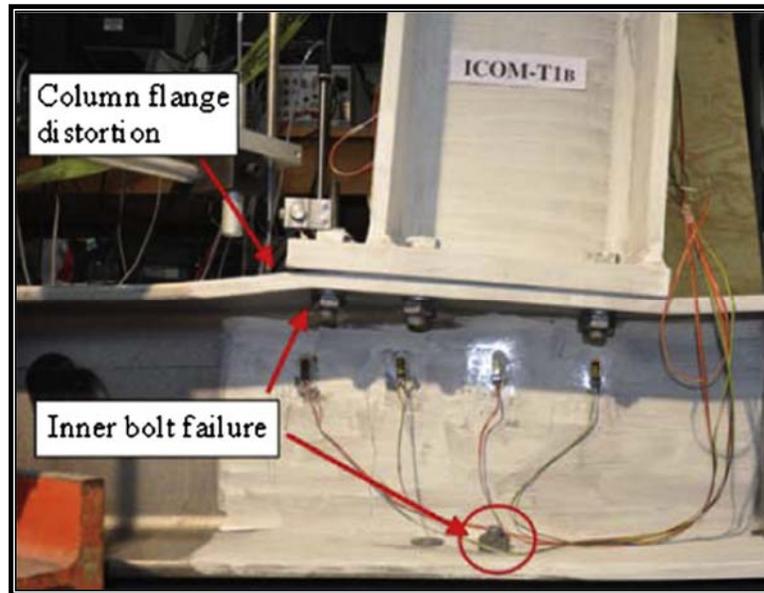


Figura 44: Cedencia por flexión de las alas de la columna. Fuente: Prinz,

G. (2013).

13. Cedencia por flexión de las alas de la columna adyacente a los pernos traccionados (Figura 44). Al igual que en la cedencia por flexión de la plancha extrema, no es limitativo, pero resulta en un rápido aumento de las fuerzas de tracción en los pernos y la rotación excesiva de la conexión.
14. Falla por cedencia, deformación local o falla de la soldadura en las planchas de continuidad traccionadas del alma de la columna.
15. Falla de la zona de panel de la columna debido a la cedencia por corte o pandeo del alma.

II.3.11 Curvas Momento-Rotación

Una curva momento-rotación proporciona importantes características de la conexión, como resistencia, ductilidad y rigidez rotacional. La pendiente inicial de la curva es un indicador de la rigidez rotacional de la conexión. La Figura 45 muestra curvas momento-rotación típicas de algunas conexiones.

El *Steel Construction Manual* de la AISC, define que una conexión es totalmente restringida (TR) cuando al aplicar el 90% del momento de empotramiento perfecto (MF), el extremo conectado gira como máximo el 10% del valor correspondiente al giro libre de la viga (θ_{SA}), actuando como simplemente apoyada. De igual forma, toda conexión que con menos del 20% de MF, tiene más del 80% del giro correspondiente al apoyo libre, es una conexión simple. Las intermedias son consideradas como parcialmente restringidas (PR) y es necesario tener en cuenta la verdadera rigidez relativa entre miembros conectados al momento del análisis estructural. En la Figura 46 se muestran las regiones de la curva momento-rotación que ocupan las mencionadas conexiones. La línea gruesa mostrada en la figura (llamada línea de viga) marca el fin del rango lineal de la curva momento-rotación, por lo tanto, la curva que cruce dicha línea tendrá un comportamiento inelástico.

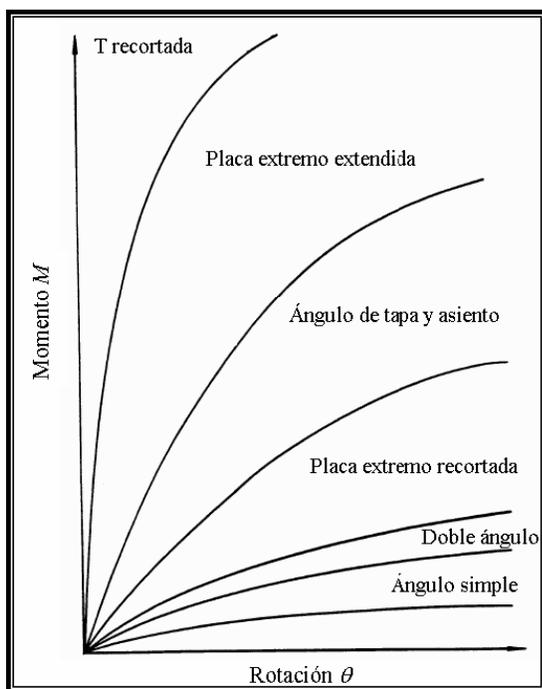


Figura 45: **Curvas momento-rotación típicas de algunas conexiones.**

Fuente: Chávez, D. (2008).

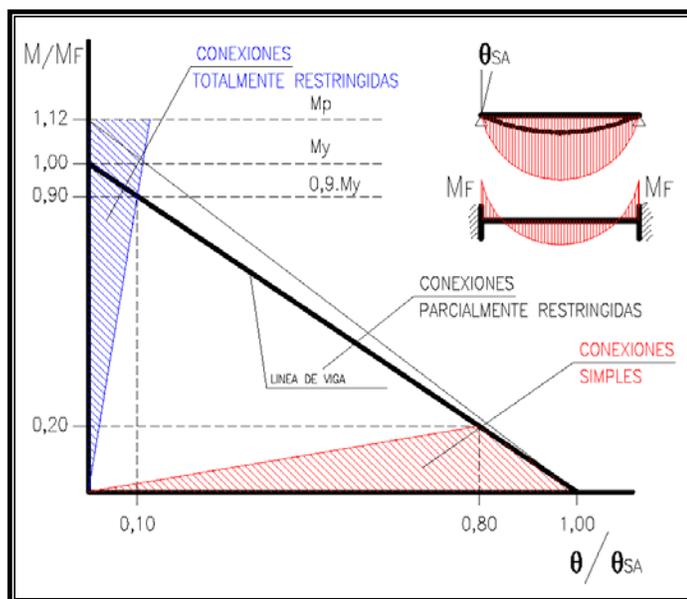


Figura 46: **Regiones de la curva momento-rotación según el tipo de conexión.** Fuente: Cassano, A. et al. (2008).

Por otro lado, la *Steel Design Guide N° 16* (Murray T. y Lee W., 2002) clasifica a las conexiones como: conexión rígida (Tipo I), conexión semirrígida (Tipo III) y conexión flexible (Tipo II). Estos tres tipos de conexiones son equivalentes a las definidas por el *Steel Construction Manual* (AISC, 2011). La conexión rígida (Tipo I) equivale a la conexión totalmente restringida (TR) del Manual AISC, la conexión semirrígida (Tipo III) equivale a la conexión parcialmente restringida (PR) del Manual AISC, por último, la conexión flexible (Tipo II) equivale a la conexión simple del Manual AISC. La Figura 47 muestra las curvas momento-rotación características de las mencionadas conexiones.

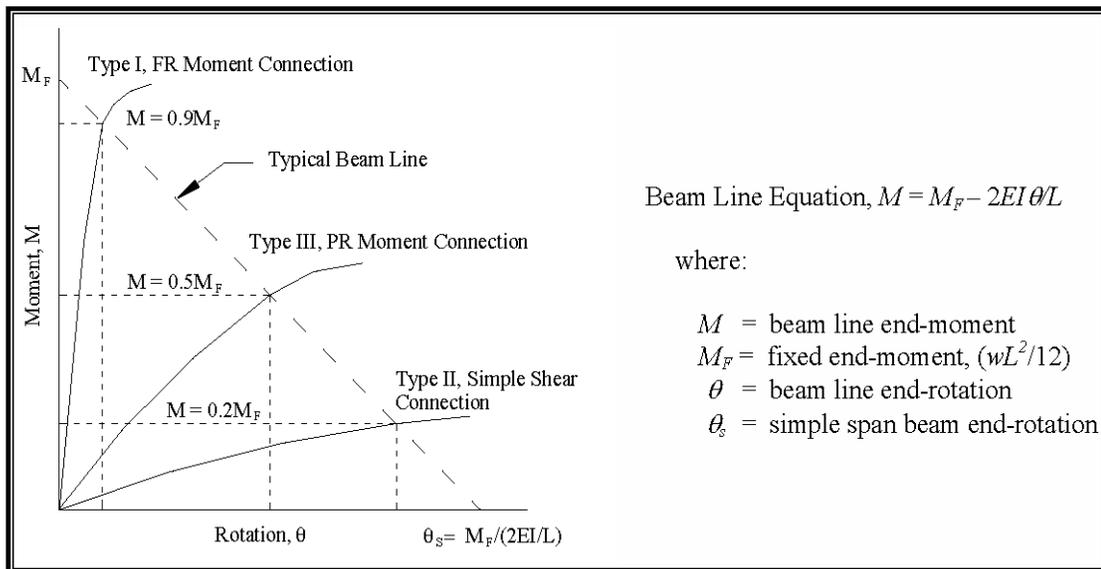


Figura 47: Curvas momento-rotación características de conexiones Tipo I, II y III. Fuente: Murray, T. y Lee, W. (2008).

Como ya se ha mencionado, en aplicaciones sismorresistentes existen tres tipos de sistemas de pórticos resistentes a momento (AISC 341-16): *Ordinary Moment Frames* (OMF), *Intermediate Moment Frames* (IMF) y *Special Moment Frames* (SMF). En los sistemas OMF las conexiones tienen un comportamiento limitado bajo carga sísmica. En los sistemas IMF las

conexiones deben tener un comportamiento tal, que permitan a los pórticos alcanzar un ángulo de deriva de piso de al menos 0.02 rad. Los sistemas SMF presentan grandes deformaciones inelásticas como parte de su comportamiento ante sismos severos, las conexiones para este tipo de sistema deben desarrollar un ángulo de deriva de piso de al menos 0.04 rad.

Por lo general, las conexiones Plancha Extrema se clasifican por su comportamiento en FR (Tipo I) y PR (Tipo III), esto dependiendo de su configuración. Generalmente son aptas para utilizarse en los sistemas IMF y SMF.

II.3.12 Curvas de Histéresis

Si una conexión se somete a carga cíclica y se grafican las curvas momento-rotación de los ciclos correspondientes en un solo gráfico, se obtiene una curva de histéresis. No todas las conexiones tienen el mismo comportamiento histerético bajo carga cíclica, la ductilidad alcanzada para cada tipo de conexión depende del mecanismo de cedencia y tipo de falla, a su vez, estos dependen de la geometría y propiedades de los materiales de los componentes de la conexión.

Las Figuras 48, 49 y 50 muestran las curvas de histéresis de conexiones Plancha Extrema obtenidas durante pruebas de carga cíclica (FEMA 355D, 2000). La Figura 48 corresponde a la falla por fractura de los pernos, la Figura 49 muestra el comportamiento cuando se presenta la cedencia en la plancha extrema y la Figura 50 presenta una conexión con buena disipación de energía y se puede alcanzar un comportamiento inelástico si la conexión es lo bastante fuerte para asegurar la formación de rotulas plásticas en la viga, esta conexión tiene una rigidez en la plancha extrema que asegura la cedencia de la viga.

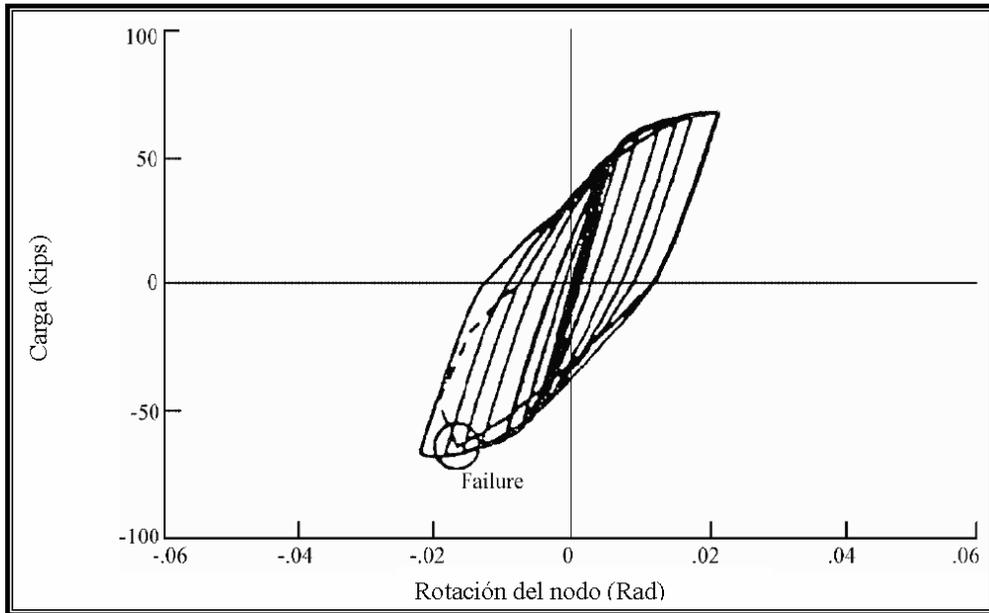


Figura 48: Curva de histéresis para una conexión Plancha Extrema con fractura en los pernos. Fuente: FEMA 355D (2000).

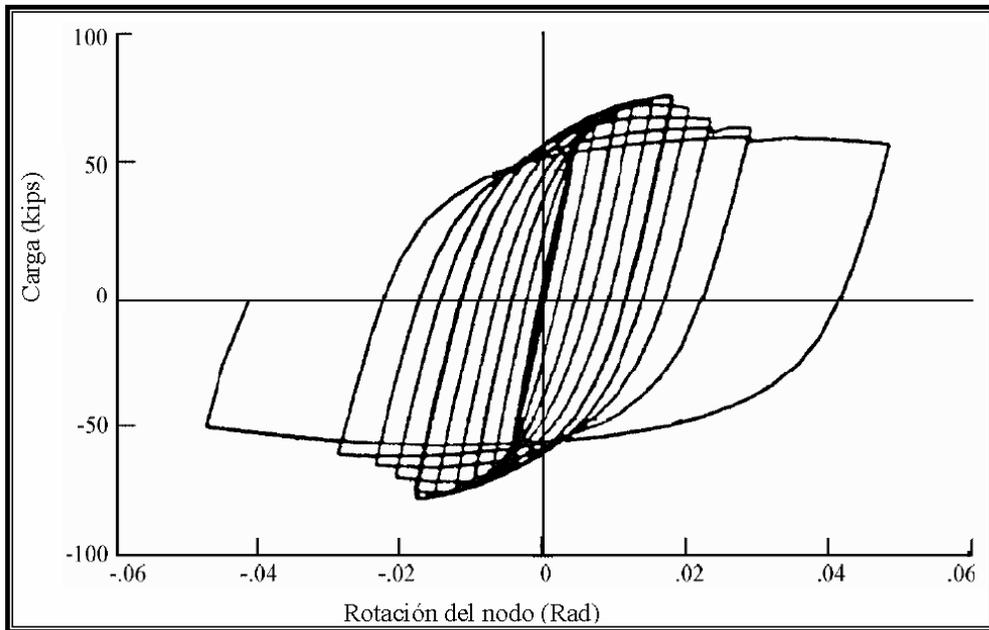


Figura 49: Curva de histéresis para una conexión Plancha Extrema con deformación plástica en la plancha extrema. Fuente: FEMA 355D (2000).

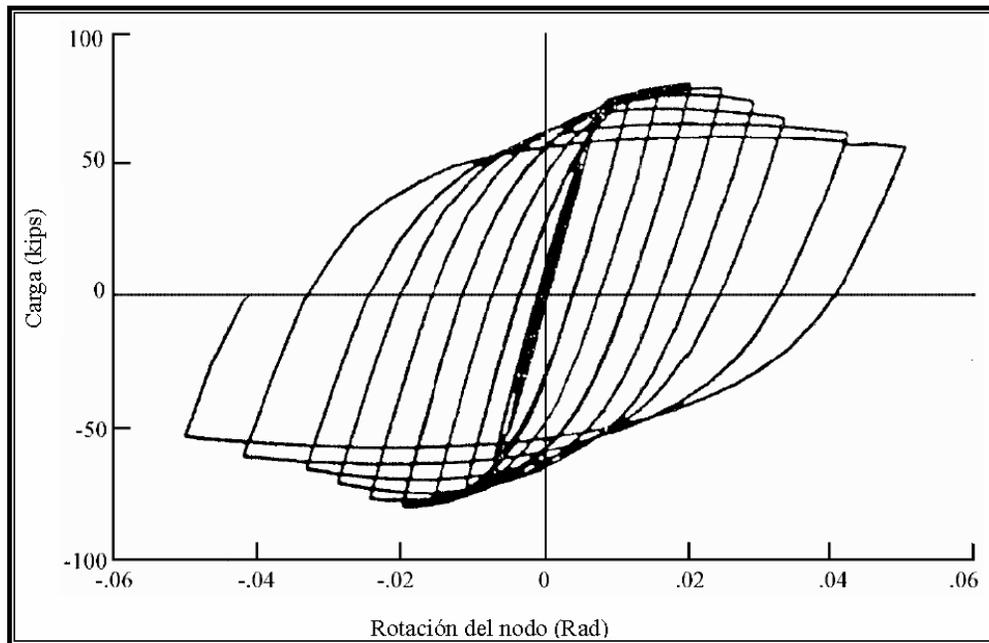


Figura 50: Curva de histéresis para una conexión Plancha Extrema con deformación plástica en la viga. Fuente: FEMA 355D (2000).

Al comparar las Figuras 48, 49 y 50, se observa que se alcanza una pequeña ductilidad cuando se produce la fractura en los pernos, pero se alcanza una ductilidad grande cuando la cedencia de la plancha o la plastificación de la viga controlan la capacidad.

Pueden presentarse otros modos de falla, por ejemplo, la fractura de la soldadura entre la viga y la plancha extrema puede producir una reducción de ductilidad, disipación de energía y capacidad de rotación inelástica. La Tabla 9 enlista los mecanismos de cedencia con los correspondientes modos de falla comunes para una conexión Plancha Extrema.

El AISC 341-16 establece en su capítulo K un protocolo de cargas para calificar las conexiones de uso sismorresistente. Luego de aplicar el protocolo de cargas a la conexión en su ensayo, se obtiene la correspondiente curva de histéresis. En dicha curva, si para un ángulo de deriva de piso de 0.02 rad se

obtiene un momento en la cara de la columna de al menos 0.8 veces el momento plástico de la viga (M_p), la conexión califica para ser utilizada en sistemas IMF. Ahora bien, si para un ángulo de deriva de piso de 0.04 rad se obtiene un momento en la cara de la columna de al menos $0.8M_p$, la conexión califica para ser utilizada en sistemas SMF.

Mecanismo de Cedencia	Modo de Falla
Flexión plástica de la viga	Desgarramiento y fractura debido a la deformación plástica
Deformación plástica de la plancha extrema	Fractura de la plancha extrema
Cedencia en la zona del panel	Fractura de la soldadura
	Fractura de los tornillos
	Deformación local de la columna a través de la fuerza del tornillo

Tabla 9: Mecanismos de cedencia y modos de falla comunes para conexiones Plancha Extrema. Fuente: Chávez, D. (2008).

II.3.13 Teorías de falla para materiales dúctiles

La falla es la pérdida de función de un elemento tanto por deformación (cedencia) como por separación de sus partes (fractura). Los mecanismos de falla dependen de la estructura microscópica del material y de la forma de sus enlaces atómicos.

Las teorías de falla son criterios que predicen la falla de un material que está sometido a un estado de tensión multi-axial. Estas teorías se basan en los límites a la cedencia que tienen los materiales. Para predecir la falla de materiales y poder hacer diseños confiables se han desarrollado varias teorías, basándose en observaciones experimentales. Las teorías de falla se dividen en dos grupos (De Castro C., 2009):

1. Materiales dúctiles:
 - a. Teoría de la Tensión Cortante Máxima (Teoría de Tresca).
 - b. Teoría de la Energía de Distorsión (Teoría de Von Mises).
 - c. Teoría de la Fricción Interna (Coulomb - Mohr Dúctil).
2. Materiales frágiles:
 - a. Teoría de la Máxima Tensión Normal (Teoría de Rankine).
 - b. Teoría de Coulomb - Mohr Frágil.

II.3.13.1 Teoría de la Tensión Cortante Máxima (Teoría de Tresca)

Esta teoría establece que la cedencia del material se produce por la tensión por cortante, surgió de la observación de la estricción que se produce en una probeta cuando es sometida a un ensayo de tensión. La teoría dice (De Castro C., 2009):

La falla se producirá cuando la tensión por cortante máxima absoluta en la pieza sea igual o mayor a la tensión por cortante máxima absoluta de una probeta sometida a un ensayo de tensión en el momento que se produce la cedencia.

Para un elemento cualquiera, bajo la acción de tensiones, tenemos el círculo de Mohr mostrado en la Figura 51.

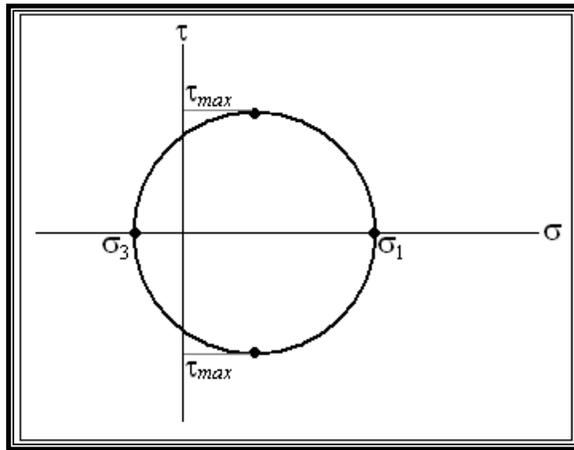


Figura 51: Círculo de Mohr para un elemento bajo la acción de tensiones. Fuente: De Castro, C. (2009).

La tensión por cortante máxima absoluta es entonces:

$$\tau_{max} = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \quad (\text{Ec. 6})$$

El círculo de Mohr para el ensayo de tensión en el momento de la cedencia se muestra en la Figura 52.

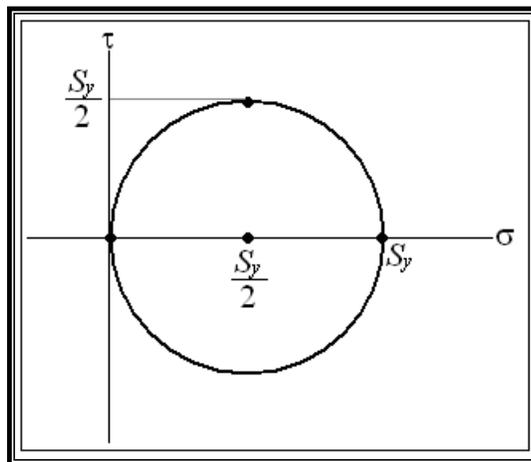


Figura 52: Círculo de Mohr para el ensayo de tensión al momento de la cedencia. Fuente: De Castro, C. (2009).

La tensión por cortante máxima absoluta es entonces para el ensayo de tensión al momento de la cedencia:

$$\tau_{max} = \frac{S_y}{2} \quad (\text{Ec. 7})$$

Según la teoría de Tresca, igualando las dos ecuaciones se tiene:

$$\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} = \frac{S_y}{2} \quad (\text{Ec. 8})$$

$$\sigma_1 - \sigma_3 = S_y$$

La ecuación anterior se utiliza cuando $\sigma_1 > 0 > \sigma_3$. En los otros casos:

$$\sigma_1 = S_y, \quad \text{cuando } \sigma_1 > \sigma_3 > 0$$

$$\sigma_3 = -S_y, \quad \text{cuando } 0 > \sigma_1 > \sigma_3$$

En el plano $\sigma_1 - \sigma_3$, la teoría de Tresca se representa gráficamente como se muestra en la Figura 53.

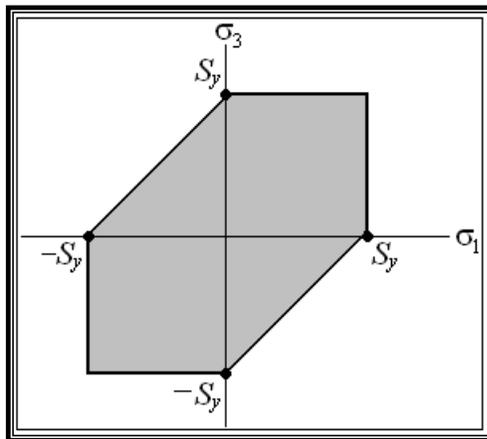


Figura 53: Representación gráfica de la Teoría de Tresca. Fuente: De Castro, C. (2009).

La falla se presentará cuando el punto determinado por las tensiones σ_1 y σ_3 encuentra fuera del área sombreada en la Figura 53.

II.3.13.2 Teoría de la energía de distorsión (Teoría de Von Mises)

Propuesta por Richard Von Mises al observar que los materiales bajo tensiones hidrostáticas soportan tensiones mucho mayor a la cedente bajo otros estados de carga. La teoría establece (De Castro C., 2009):

La falla se producirá cuando la energía de distorsión por unidad de volumen debida a las tensiones máximas absolutas en el punto crítico sea igual o mayor a la energía de distorsión por unidad de volumen de una probeta en el ensayo de tensión en el momento de producirse la cedencia.

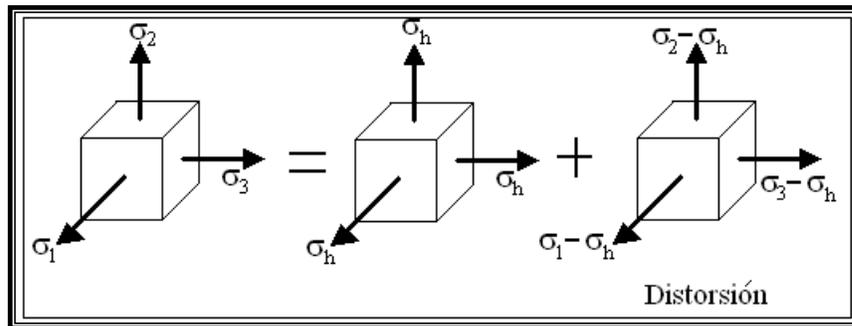


Figura 54: Tensiones de un elemento como la suma de las tensiones hidrostáticas y desviadoras. Fuente: De Castro, C. (2009).

La teoría de Von Mises puede ser explicada al considerar por separado los efectos de las tensiones hidrostáticas y desviadoras que superpuestas

representan la combinación de tensiones a la cual este sometido un material (Figura 54). 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.

La energía de distorsión es la diferencia entre la energía total de deformación por unidad de volumen y la energía de deformación por unidad de volumen debida a las tensiones hidrostáticas. Como el material se encuentra en el rango elástico (ya que la falla se produce al llegar a la zona plástica), la energía total de deformación por unidad de volumen para el elemento es:

$$U = \frac{1}{2} \sigma_1 \varepsilon_1 + \frac{1}{2} \sigma_2 \varepsilon_2 + \frac{1}{2} \sigma_3 \varepsilon_3 \quad (\text{Ec. 9})$$

Las deformaciones son:

$$\begin{bmatrix} \varepsilon_1 \\ \varepsilon_2 \\ \varepsilon_3 \end{bmatrix} = \frac{1}{E} \begin{bmatrix} 1 & -\nu & -\nu \\ -\nu & 1 & -\nu \\ -\nu & -\nu & 1 \end{bmatrix} \times \begin{bmatrix} \sigma_1 \\ \sigma_2 \\ \sigma_3 \end{bmatrix} \quad (\text{Ec. 10})$$

Reemplazando las deformaciones en la ecuación de la energía de deformación por unidad de volumen, resulta la energía total de deformación:

$$U = \frac{1}{E} [\sigma_1^2 + \sigma_2^2 + \sigma_3^2 - 2\nu(\sigma_1\sigma_2 + \sigma_2\sigma_3 + \sigma_1\sigma_3)] \quad (\text{Ec. 11})$$

La energía de deformación debida a las tensiones hidrostáticas es:

$$U_h = \frac{3(1-2\nu)}{2E} \sigma_h^2 = \frac{3(1-2\nu)}{2E} \left(\frac{\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3}{3} \right)^2 \quad (\text{Ec. 12})$$

La energía de distorsión es entonces:

$$U_d = U - U_h$$

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

$$U_d = \frac{1+\nu}{3E} (\sigma_1^2 + \sigma_2^2 + \sigma_3^2 - \sigma_1\sigma_2 - \sigma_2\sigma_3 - \sigma_1\sigma_3) \quad (\text{Ec. 13})$$

En el ensayo de tensión al producirse la cedencia, $\sigma_2 = \sigma_3 = 0$, $\sigma_1 = S_y$ y energía de distorsión en la probeta es:

$$U_d = \frac{1+\nu}{3E} S_y^2 \quad (\text{Ec. 14})$$

Igualando las últimas dos ecuaciones, como lo dice el enunciado de la teoría, resulta:

$$\frac{1+\nu}{3E} (\sigma_1^2 + \sigma_2^2 + \sigma_3^2 - \sigma_1\sigma_2 - \sigma_2\sigma_3 - \sigma_1\sigma_3) = \frac{1+\nu}{3E} S_y^2$$

$$\sqrt{\sigma_1^2 + \sigma_2^2 + \sigma_3^2 - \sigma_1\sigma_2 - \sigma_2\sigma_3 - \sigma_1\sigma_3} = S_y$$

$$\sqrt{\frac{(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_1 - \sigma_3)^2}{2}} = S_y \quad (\text{Ec. 15})$$

Entonces, se define la tensión de Von Mises como:

$$\sigma' = \sqrt{\frac{(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_1 - \sigma_3)^2}{2}} \quad (\text{Ec. 16})$$

Por lo tanto, la falla se da cuando:

$$\sigma' = S_y \quad (\text{Ec. 17})$$

En el caso bidimensional, $\sigma_2 = 0$ y la tensión de Von Mises es:

$$\sigma' = \sqrt{\sigma_1^2 + \sigma_3^2 - \sigma_1\sigma_3} \quad (\text{Ec. 18})$$

Para el caso bidimensional, en el plano $\sigma_1 - \sigma_3$, la teoría de Von Mises se representa gráficamente como se muestra en la Figura 55:

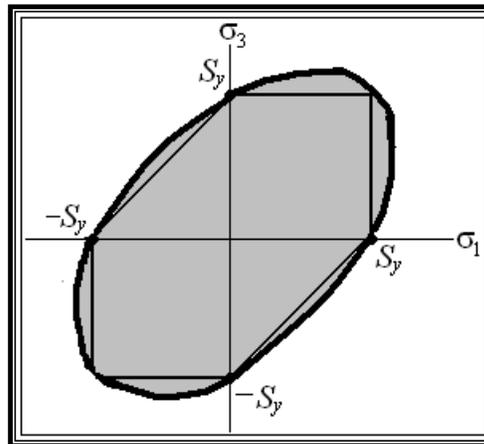


Figura 55: Representación gráfica de la Teoría de Von Mises. Fuente: De Castro, C. (2009).

La falla se presentará cuando el punto determinado por las tensiones σ_1 y σ_3 se encuentra fuera del área sombreada en la Figura 55. La línea más gruesa representa las locaciones donde se presentará la falla de acuerdo con

Von Mises, las líneas interiores más delgadas representan las locaciones de falla de acuerdo con Tresca.

De la Figura 55 puede observarse que la teoría de Von Mises tiene una mayor área en la cual no se presentará falla que la teoría de Tresca, por eso la teoría de la tensión cortante máxima arroja cálculos conservadores de falla de un material. Por lo tanto, la teoría de falla de Von Mises se considera una refinación de la teoría de Tresca.

II.3.14 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 medio continuo en varios elementos de dimensiones finitas permitiendo aproximar la solución del problema utilizando funciones que contengan un número finito de parámetros indeterminados (Fortoul C. y Lamar S., 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.

II.3.14.1 Descripción de la metodología de análisis por elementos finitos

El método de análisis por elementos finitos es una solución numérica aproximada que consiste en dividir el medio 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 puede ser resumido en seis etapas (Arnal M., 2017):

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:

$$[Q] = [K] \times [D] \quad (\text{Ec. 19})$$

Donde:

[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.

II.3.14.2 Atributos de los elementos finitos

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 qué tan representativo sea el modelo discreto del modelo 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 medio 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 (Felippa C., 2004).

1. 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. Por medio de estos puntos se conectan dos elementos adyacentes, cuya interacción se define mediante ecuaciones aplicadas a cada nodo.
2. 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 56).

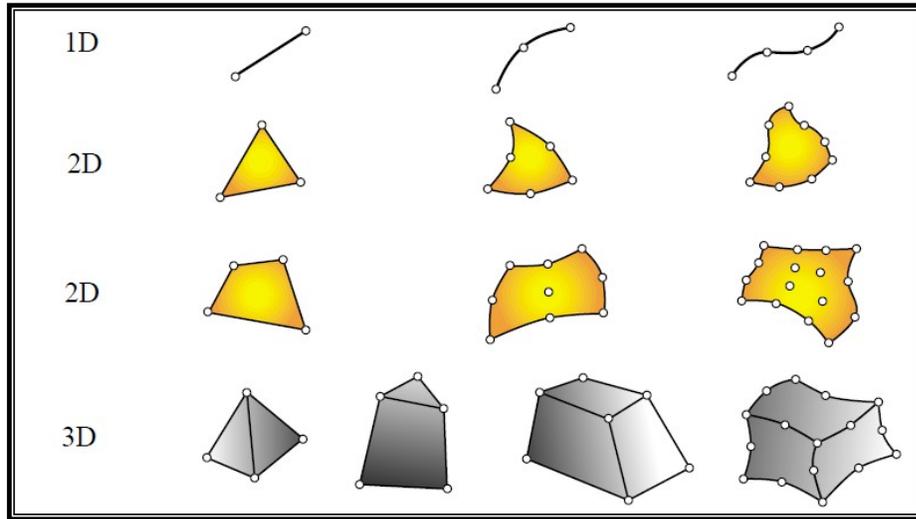


Figura 56: Geometrías típicas de elementos discretizados. Fuente: Felippa, C. (2004).

3. Grados de Libertad: Los grados de libertad en cada nodo definen las componentes direccionales en las que pueden 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.
4. Fuerzas Nodales: En cada nodo existe una fuerza correspondiente a cada grado de libertad.
5. 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.

II.3.15 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. 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 (Arnal M., 2017).

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.

II.3.16 Programa de computación ANSYS

ANSYS, Inc. se fundó en 1970 como *Swanson Analysis Systems, Inc.* contando en ese entonces con 1700 empleados, la mayoría con experiencia

en elementos finitos y dinámica de fluido computacional.

La empresa desarrolla, comercializa y presta soporte a la ingeniería a través de programas de simulación para predecir cómo funcionará y reaccionará determinado producto bajo un entorno real. La empresa desarrolla continuamente tecnología enfocada a la simulación. A lo largo del tiempo ha adquirido otros programas para ofrecer un paquete de aplicaciones que pueden ser unificadas para problemas muy complejos. Además presta soporte a la industria.

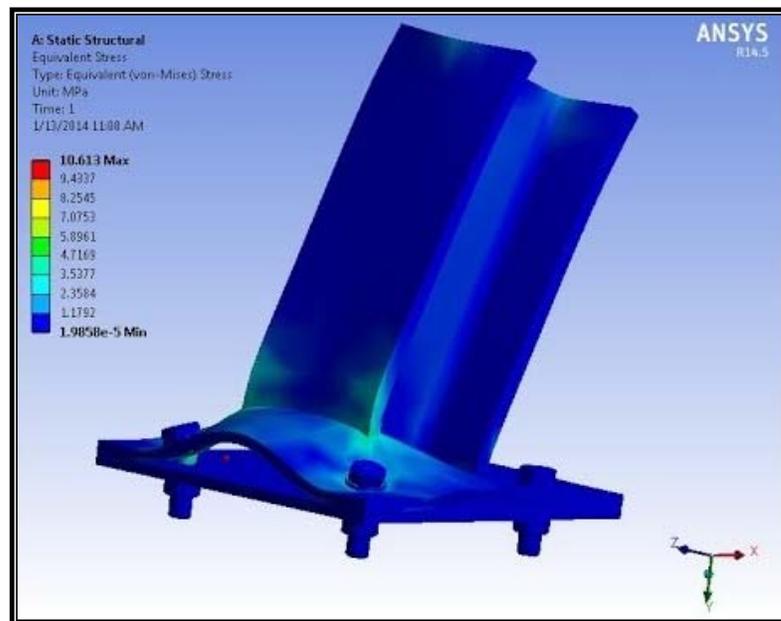


Figura 57: Conexión modelada en ANSYS. Fuente:
www.resource.ansys.com (2016).

ANSYS, Inc. es un programa de simulación ingenieril. Está desarrollado para funcionar bajo la teoría de los elementos finitos para estructuras y volúmenes finitos para fluidos. En 2008, el *National Institute of Standards and Technology* de Estados Unidos utilizó ANSYS para modelar los acontecimientos que llevaron al desplome del edificio *World Trade Center 7*

durante los atentados del 11 de septiembre de 2001.

El programa está dividido en tres herramientas principales llamadas módulos: pre-procesador (creación de geometría y mallado), procesador y post-procesador. Tanto el pre-procesador como el post-procesador están provistos de una interfaz gráfica. El procesador de elementos finitos para la solución de problemas mecánicos incluye: análisis de estructuras dinámicas y estáticas (ambas para problemas lineales y no lineales), análisis de transferencia de calor y fluido-dinámica, y también problemas de acústicas y de electromagnetismo. Normalmente estas herramientas se utilizan simultáneamente, logrando mezclar problemas de estructuras junto a problemas de transferencia de calor como un todo. Este programa es usado en ingeniería civil, eléctrica, física y química.

Las principales características de ANSYS son:

- a. Permite la asociación de distintas tecnologías para el desarrollo de un producto sin abandonar una única plataforma. Además su integración permite la asociación con los programas más avanzados de CAD. Por último, su sistema de integración permite incluirse sin dificultad en sistemas de documentación propios de cada empresa.
- b. Permite que los clientes instalen una única aplicación para la solución de un problema específico. A medida que el usuario avanza en la solución, este puede necesitar análisis más complejos, hasta llegar al proceso de validación. Los distintos módulos de ANSYS permiten solucionar los problemas por partes.
- c. Propone *aplicaciones verticales* o adaptaciones más específicas según las requiera el cliente. Estas adaptaciones pueden automatizar procesos que realiza normalmente un cliente hasta aplicaciones más complejas que se adaptan a determinados sectores industriales.

II.4 GLOSARIO DE TÉRMINOS

AISC: American Institute of Steel Construction (Instituto Americano de la Construcción de Acero).

ASCE: American Society of Civil Engineers (Sociedad Americana de Ingenieros Civiles).

ASTM: American Society for Testing Materials (Sociedad Americana para la Prueba de Materiales)

A_{la}: Elemento del perfil I que se encuentra en sentido horizontal en los extremos superior e inferior del mismo.

A_{lma}: Elemento del perfil I que se encuentra en sentido vertical entre las dos alas.

AWS: American Welding Society (Sociedad Americana de Soldadura).

Capacidad Resistente: Es la carga máxima que se alcanza cuando se ha formado un número suficiente de zonas cedentes a fin de permitir que la estructura se deforme plásticamente sin incremento de carga adicional.

Compresión: La tensión de compresión es la resultante de las tensiones que existen dentro de un sólido deformable o medio continuo, caracterizada porque tiende a una reducción del volumen o un acortamiento en determinada dirección. En miembros estructurales suficientemente esbeltos las tensiones de compresión pueden producir además pandeo.

Corte: Es la tensión interna o resultante de las tensiones paralelas a la sección transversal de un elemento o miembro estructural.

COVENIN: Comisión Venezolana de Normas Industriales.

Ductilidad: En general, capacidad de deformación una vez rebasado el límite de proporcionalidad. En Ingeniería Sísmica, capacidad que poseen los componentes de un sistema estructural de hacer incursiones alternantes en el dominio inelástico, sin pérdida apreciable de su capacidad resistente.

Efecto Bauschinger: Se refiere al fenómeno por el cual el límite de cedencia a tensión no coincide con el obtenido a compresión bajo carga cíclica, y es además indicativo del hecho que la superficie de cedencia no crezca en todas las direcciones por igual a medida que se desarrolla la deformación plástica, es decir, se alcanza el escalón cedente una sola vez en una gráfica de un ensayo con cargas alternantes o histéresis del material.

Elasticidad: Es la propiedad que poseen algunos materiales para deformarse ante la acción de una carga y volver a su estado natural cuando deja de actuar esta carga. Estos materiales están regidos bajo la ley de Hooke.

Estado Límite: La situación más allá de la cual una estructura, miembro o componente estructural queda inútil para su uso previsto, sea por su falla resistente, deformaciones o vibraciones excesivas, deterioro, colapso o cualquier otra causa.

Falla: La falla se define como la incapacidad de un componente de funcionar adecuadamente, y no necesariamente implica la fractura del componente.

Fatiga: Es un proceso de daño que se produce en los miembros estructurales cuando se someten a cargas cíclicas, incluso aunque estas sean varias veces inferiores a las que producirían la rotura ante una carga estática. Puede definirse como un proceso de cambio estructural permanente, progresivo y localizado que se produce en algún punto del material sujeto a condiciones que producen tensiones y deformaciones fluctuantes y que puede terminar en la aparición de grietas y la fractura completa después de un número suficiente de fluctuaciones.

FEA: Finite element analysis (Análisis por elementos finitos).

FEM: Finite element method (Método de los elementos finitos).

FEMA: Federal Emergency Management Agency (Agencia Federal para el Manejo de Emergencias).

Flexión: Es un tipo de deformación que presenta un elemento o miembro estructural alargado en una dirección perpendicular a su eje longitudinal. La sección transversal gira en torno a su eje neutro, presentándose por encima de él compresiones y por debajo tracciones.

Gramil: Espaciamiento transversal medido centro a centro de conectores.

IMF: Intermediate Moment Frames (Pórticos Intermedios Resistentes a Momento).

Momento: El momento se denomina como la cantidad de fuerza que se debe aplicar con relación a un brazo de palanca para causar la rotación del cuerpo alrededor de un eje que pase por un punto y su dirección está definida por su eje de momento, el cual es perpendicular al plano que contiene la fuerza F , y por su brazo de momento d . El momento tiende a provocar un giro en el cuerpo sobre el cual se aplica y es una magnitud característica en miembros que trabajan sometidos a torsión o a flexión (como las vigas).

No linealidad física: Tipo de comportamiento no lineal en donde los cambios en la rigidez de un cuerpo se deben únicamente a un estado de tensiones superiores a la tensión cedente.

No linealidad geométrica: Tipo de comportamiento no lineal en donde los cambios en la rigidez de un cuerpo provienen únicamente de sus cambios de forma, usualmente grandes deformaciones.

OMF: Ordinary Moment Frames (Pórticos Ordinarios Resistentes a Momento).

Pandeo: El pandeo es un fenómeno de inestabilidad elástica que puede darse en elementos comprimidos esbeltos, y que se manifiesta por la aparición de desplazamientos importantes transversales a la dirección principal de compresión.

Perfil: Producto utilizado en la fabricación de estructuras metálicas obtenido mediante laminado en caliente de lingotes de hierro. Tiene diferentes formas tales como, I, H, U, T, L, entre otros.

Perno: Es una pieza metálica larga de sección constante cilíndrica, normalmente hecha de acero o hierro. Tiene un extremo de cabeza hexagonal o cuadrada, una parte lisa, y otro extremo roscado para la chaveta, tuerca, o remache, y se usa para sujetar piezas en una estructura.

RCSC: Research Council on Structural Connections (Consejo de Investigación en Conexiones Estructurales).

Remache: Es un elemento de fijación que se emplea para unir de forma permanente dos o más piezas estructurales. Consiste en un tubo cilíndrico (el vástago) que en su fin dispone de una cabeza. Las cabezas tienen un diámetro mayor que el resto del remache, para que así al introducir éste en un agujero pueda ser encajado.

Rótula plástica: Zona de cedencia que se forma en una sección de un miembro estructural cuando alcanza el momento de agotamiento. En tal estado la sección gira como si estuviera articulada, excepto que permanece sometida al momento de agotamiento.

SMF: Special Moment Frames (Pórticos Especiales Resistentes a Momento).

Tenacidad: Cantidad de energía de deformación absorbida de un material antes de alcanzar la rotura.

Tensión: Se denomina tensión a la magnitud física que representa la fuerza por unidad de área en el entorno de un punto material sobre una superficie real o imaginaria de un cuerpo. Es decir posee unidades físicas de presión. La definición anterior se aplica tanto a fuerzas localizadas como fuerzas distribuidas, uniformemente o no, que actúan sobre una superficie.

Torsión: Es la sollicitación que se presenta cuando las secciones transversales de un miembro estructural giran en torno al eje longitudinal. La falla deja dos planos con inclinaciones de 45° aproximadamente.

Tracción: Se denomina tracción a la tensión a que está sometido un cuerpo por la aplicación de dos fuerzas que actúan en sentido opuesto, y tienden a estirarlo.

CAPITULO III

MARCO METODOLÓGICO

III.1 Generalidades

El marco metodológico de la presente investigación pretende desarrollar cada uno de los aspectos relacionados con el procedimiento a seguir, el tipo de investigación y las técnicas e instrumentos de recolección de datos necesarios para elaborar la investigación en base a los objetivos planteados. La investigación se encuentra orientada a determinar las tensiones y deformaciones en el rango lineal y no lineal de una conexión plancha extrema modelada con el programa ANSYS V18.2, con base en la Norma AISC 358-16.

Según Valarino, E. *et al.* (2010) la investigación es de tipo evaluativa, ya que tiene como propósito determinar sistemáticamente el valor de un proyecto. *Es uno de los tipos de investigación que más apropiadamente corresponden a los proyectos de aplicación en los programas de especialización* (p 70). Según la naturaleza del estudio, se ubica dentro de la modalidad documental, ya que para el desarrollo de la misma se adoptó un proceso basado en la búsqueda, recuperación, análisis, crítica e interpretación de datos secundarios, es decir los obtenidos y registrados por otros investigadores en fuentes documentales impresas o electrónicas. Bernal, C. (2006) explica: *La investigación documental consiste en un análisis de la información escrita sobre un determinado tema, con el propósito de establecer relaciones, diferencias, etapas, posturas o estado actual del conocimiento respecto del tema objeto de estudio.* (p 110).

Para cumplir con los objetivos de la presente investigación, se debe

utilizar una metodología que permita entregar en forma clara los fundamentos que sustentaran las conclusiones, por lo cual el presente trabajo se enfoca en cinco importantes fases.

Primera Fase: Consistió en establecer las geometrías preliminares y propiedades de los materiales empleados para los perfiles y elementos de la conexión analizada, respetando las limitaciones paramétricas establecidas en el AISC 358-16. Esta fase buscó obtener una conexión plancha extrema que fuera representativa. La metodología de esta fase se presenta en la sección III.2.

Segunda Fase: Esta fase comprendió el análisis de la conexión plancha extrema de forma manual, mediante la metodología establecida en el AISC 358-16. Esta parte consta del respaldo teórico necesario para la utilización de conexiones precalificadas, además del conocimiento necesario para el manejo del software Microsoft Excel con lenguaje Visual Basic. La metodología de esta fase se presenta en la sección III.3.

Tercera Fase: La misma contempló el modelado de la conexión plancha extrema mediante el programa ANSYS, utilizando la filosofía de los elementos finitos. Aquí se definieron los contactos entre elementos de la conexión, así como las cargas, restricciones, mallado y demás aspectos. En esta fase se tuvieron presentes las limitaciones del método de los elementos finitos, como por ejemplo la coherencia en el mallado cuando se transita de un elemento a otro, además del conocimiento necesario para la manejo del software ANSYS. La metodología de esta fase se presenta en la sección III.4, subsecciones III.4.1 a III.4.6.

Cuarta Fase: Consistió en calibrar los resultados obtenidos empleando el programa ANSYS, analizando distintas discretizaciones de elementos finitos, con el objeto de establecer la densidad necesaria

del mallado para obtener resultados suficientemente precisos. En esta fase se realizaron pruebas en el programa hasta llegar a la discretización de elementos finitos deseada. Esta discretización no es necesariamente uniforme, ya que el gradiente de cambio de las tensiones y deformaciones varía de acuerdo a la parte de la conexión en consideración. Por lo tanto, se pueden tener zonas de la conexión con una mallado más denso que en otras. En esta fase también se realizaron pruebas a las distintas formulaciones de los contactos, ya que el programa dispone para un mismo tipo de contacto distintas formulaciones matemáticas. La metodología de esta fase se presenta en la sección III.4, subsecciones III.4.7 y III.4.8.

Quinta Fase: En esta fase se obtuvieron los resultados del análisis, se compararon las curvas momento-rotación e histéresis de la conexión con la de otros trabajos para evaluar la calibración del modelo. La metodología de esta fase se presenta en la sección III.4, subsecciones III.4.9 y III.4.10. Finalmente, las tensiones y deformaciones son evaluadas para estudiar el desempeño sismorresistente de la conexión.

III.2 Geometría y materiales empleados en la conexión

La geometría y los materiales empleados en la conexión plancha extrema deben cumplir con las limitaciones indicadas en el documento AISC 358-16. Estas limitaciones se presentan en las bases teóricas del presente trabajo.

La escogencia de los perfiles y elementos de la conexión se hace tomando en cuenta el mercado Venezolano.

III.2.1 Materiales empleados

En Venezuela, los perfiles I y H disponibles en el mercado generalmente son de acero A36. Este tipo de acero también es de uso común para planchas y láminas. Por ende, el material escogido para los perfiles, planchas y rigidizadores de la conexión es el acero A36. El acero de alta resistencia elegido para los pernos es el A490, también de uso común en el país.

III.2.2 Pórtico de estudio

El pórtico de estudio posee una altura de entrepiso de 3 m y una distancia entre ejes de columna de 5 m. La separación entre correas es de 1 m y estas poseen una luz de 4 m. El entrepiso se compone de un soffito metálico.

Es el pórtico central de la estructura, a su vez la conexión de estudio se ubica en el centro del pórtico. En la sección III.3.2 se muestra una vista de planta (Figura 58).

III.2.3 Selección de perfiles

La viga y la columna que conforman la conexión se seleccionan tomando en cuenta las limitaciones expuestas en la sección II.3.10.3. Adicionalmente, la viga debe cumplir con los parámetros límites de precalificación mostrados en la Tabla 8.

En Venezuela, los perfiles I laminados en caliente usados comúnmente en vigas son los IPE e IPN. Ningún perfil IPN cumple con los parámetros límites de precalificación indicados en la Tabla 8, por lo tanto, se escogió un perfil IPE. El perfil IPE más pequeño que cumple con los mencionados parámetros límites es el IPE-360. Para la distancia entre ejes de columna seleccionada el perfil IPE-360 resulta adecuado, por consiguiente se escoge el mencionado perfil para la viga.

En relación a la columna, los perfiles H laminados en caliente usados comúnmente en el país son los HEA y HEB. Los perfiles HEB tienen una razón ancho/espesor más pequeña que los HEA (tanto en las alas como en el alma), este parámetro es esencial para el desempeño sismorresistente (ver sección II.3.4) y forma parte de las limitaciones expuestas en la sección II.3.10.3. Dicho esto, es conveniente seleccionar para la columna un perfil HEB.

Una de las limitaciones indicadas la sección II.3.10.3 se refiere a la relación de momentos entre la columna y la viga. Esta relación debe satisfacer la siguiente expresión (AISC 341-16):

$$\frac{\sum M_{pc}}{\sum M_{pb}} > 1.0 \quad (\text{Ec. 20})$$

Donde:

$\sum M_{pc}$ = Suma de los momentos plásticos en la columna por encima y debajo del nodo, considerando la reducción por efecto de la carga axial.

$$\sum M_{pc} = \sum Z_c \left(F_{yc} - \frac{P_r}{A_g} \right) \quad (\text{Ec. 21})$$

$\sum M_{pb}$ = Suma de la resistencia flexional esperada en las vigas, proyectada en la cara de la columna.

$$\sum M_{pb} = \sum 1.1R_y F_{yb} Z_b + V_u S_h \quad (\text{Ec. 22})$$

Z_c, Z_b = Módulos plásticos de columna y viga, respectivamente.

F_{yc}, F_{yb} = Tensiones cedentes de columna y viga, respectivamente.

P_r = Resistencia requerida a compresión de la columna.

A_g = Área de la sección transversal de la columna.

R_y = Factor de sobrerresistencia cedente.

V_u = Cortante de diseño en la viga.

S_h = Distancia entre la cara de la columna y la rótula plástica en la viga.

La relación anterior es determinante en la escogencia del perfil HEB ya que establece un tamaño mínimo del perfil a seleccionar.

Consideramos un estado de carga moderado y hacemos P_r igual al 40% de la resistencia de diseño a compresión ($P_r = 0.4\phi_c P_{nc}$), por ende la sumatoria de momentos en la columna $\sum M_{pc}$ resulta:

$$\sum M_{pc} = \sum Z_c \left(F_{yc} - \frac{0.4\phi_c P_{nc}}{A_g} \right) \quad (\text{Ec. 23})$$

Un estado de carga en donde $P_r > 0.4\phi_c P_{nc}$ es recomendable evitarlo, ya que reduce considerablemente la ductilidad de la columna. De hecho, el AISC 341 hasta su edición 2005 penalizaba a las columnas con $P_r > 0.4\phi_c P_{nc}$ asignándole únicamente combinaciones de carga con el sismo amplificado ($\Omega_o S_H$).

Se comienza probando con un perfil HEB-400 y se asume que el estado límite resistente que predomina es el pandeo por flexión, por consiguiente la resistencia nominal a compresión (P_{nc}) se determina según la sección E3 del AISC 360-16:

$$\text{Si } \frac{F_{yc}}{F_e} \leq 2.25 \quad \text{Entonces} \quad P_{nc} = \left(0.658 \frac{F_{yc}}{F_e}\right) F_{yc} A_g \quad (\text{Ec. 25})$$

$$\text{Si } \frac{F_{yc}}{F_e} > 2.25 \quad \text{Entonces} \quad P_{nc} = 0.877 F_e A_g \quad (\text{Ec. 24})$$

Donde:

F_e = Tensión de pandeo elástico.

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2} \quad (\text{Ec. 26})$$

E = Modulo de elasticidad del acero = 2.1×10^6 kgf/cm²

K = Factor de longitud efectiva = 1

L = longitud no arriostrada de la columna, es igual a la altura de entrepiso = 3 m

r = Radio de giro de la columna = 17.1 cm

A_g = Área de la columna = 198 cm²

La resistencia nominal a compresión (P_{nc}) resulta:

$$\frac{F_{yc}}{F_e} = 0.04 \leq 2.25 \quad \text{Entonces} \quad P_{nc} = \left(0.658 \frac{F_{yc}}{F_e}\right) F_{yc} A_g = 493,124.17 \text{ kgf}$$

La sumatoria de momentos en la columna $\sum M_{pc}$ resulta:

$$\sum M_{pc} = 2 \times \left[Z_c \left(F_{yc} - \frac{0.4\phi_c P_{nc}}{A_g} \right) \right] = 102,100.58 \text{ kgf} \times m$$

Donde:

$$F_{yc} = 2,530 \text{ kgf/cm}^2 \text{ (acero A36)}$$

$$Z_c = 3,125.38 \text{ cm}^3 \text{ (perfil HEB-400)}$$

$$A_g = 198 \text{ cm}^2 \text{ (perfil HEB-400)}$$

$$\phi_c = 0.90 \text{ (sección E1 del AISC 360-16)}$$

La sumatoria de momentos en la viga $\sum M_{pb}$ resulta:

$$\sum M_{pb} = 2 \times [1.1R_y F_{yb} Z_b + V_u S_h] = 96,432.88 \text{ kgf} \times m$$

Donde:

$$F_{yb} = 2,530 \text{ kgf/cm}^2 \text{ (acero A36)}$$

$$R_y = 1.5 \text{ (acero A36, tabla A3.1 del AISC 341-16)}$$

$$Z_b = 1,020 \text{ cm}^3 \text{ (perfil IPE360)}$$

$$V_u = 29,511 \text{ kgf} \text{ (ver sección III.3.3)}$$

$$S_h = 0.191 \text{ m} \text{ (ver sección III.3.3)}$$

Por último, la relación de momentos entre la columna y la viga resulta:

$$\frac{\sum M_{pc}}{\sum M_{pb}} = \frac{102,100.58 \text{ kgf} \times m}{96,432.88 \text{ kgf} \times m} = 1.06$$

La relación arroja un número ligeramente mayor que 1. Si se probara con una columna más pequeña que la HEB-400 se obtendría un número menor que 1.

Resultado de la selección de perfiles:

- Viga seleccionada: IPE-360
- Columna seleccionada: HEB-400

Es importante mencionar que los perfiles IPE, HEA y HEB son de origen europeo, y en general, perfiles con alturas mayores a 140 mm son de naturaleza extranjera y no se fabrican en el país.

III.2.4 Geometría de la conexión

Considerando los criterios generales indicados en la sección II.3.10.5 y los parámetros de diseño expuestos en la sección II.3.10.6, se selecciona una conexión plancha extrema de 4 pernos rigidizada (4ES). Los elementos de la conexión deben satisfacer las limitaciones indicadas en la Tabla 8 y en la sección II.3.10.3. Teniendo esto en cuenta, se eligen las siguientes dimensiones:

- Dimensiones de la plancha extrema:

Espesor de la plancha (t_p)	31 mm
---------------------------------	-------

Anchura de la plancha (b_p)	200 mm
Distancia horizontal entre pernos (g)	140 mm
Distancia de pernos internos al ala (P_{fi})	50 mm
Distancia de pernos externos al ala (P_{fo})	50 mm
Dist. de pernos al borde de la plancha (d_e)	40 mm
Alto de la plancha (h_p)	540 mm

- Dimensiones de los rigidizadores:

Espesor de rigidizadores (t_{st})	10 mm
Largo de rigidizadores (L_{st})	160 mm
Altura de rigidizadores (h_{st})	90 mm

- Dimensiones de los pernos:

Diámetro del perno (d_b) en plg.	1 1/8
Diámetro del perno (d_b) en mm	28.60 mm
Diámetro del agujero (d_a)	30.60 mm

El uso de planchas de continuidad en la columna dependerá del análisis manual de la conexión. Este análisis se realiza en la siguiente sección.

III.3 Análisis manual de la conexión en Excel

La conexión a ser modelada en el programa ANSYS debe cumplir con todas las revisiones de estados límites resistentes establecidos en el AISC 358-16. Para este fin se elabora una hoja de Excel, en donde se desarrolla el procedimiento de diseño establecido en su sección 6.8.

III.3.1 Notación

A continuación se muestra la notación empleada para la hoja de Excel. Los términos definidos en el AISC 358-16 tienen la misma notación en la hoja de Excel.

<u>Notación</u>	<u>Definición</u>
A_n	Área neta de la plancha extrema.
A_o	Coefficiente de aceleración horizontal para el sismo de diseño.
b_{fb}	Anchura de la viga.
b_{fc}	Anchura de la columna.
b_p	Anchura de la plancha extrema.
c	Distancia entre pernos internos y externos.
C_{acab}	Carga debido al acabado de piso.
CP	Carga permanente.
CP_b	Carga permanente sobre la viga.
C_{pr}	Factor de tensión máxima en la conexión.
C_{sobrep}	Carga debido al sobrepiso.
C_t	Factor de reducción de las fuerzas de diseño.
C_{tab}	Carga debido a la tabiquería.
CV	Carga variable.
CV_b	Carga variable sobre la viga.
d	Altura de la viga.
d_a	Diámetro del agujero de los pernos.
D_{ala}	Espesor del cordón de soldadura entre el rigidizador y el ala de la viga.
d_b	Diámetro de los pernos.
d_{breq}	Diámetro requerido de los pernos.
d_c	Altura de la columna.
d_e	Distancia de pernos al borde de la plancha extrema.
D_{fb}	Espesor por norma del cordón de soldadura entre el ala de la viga y la plancha extrema.

Notación

Definición

D_{\min}	Espesor mínimo por norma del cordón de soldadura para los rigidizadores.
D_{plancha}	Espesor del cordón de soldadura entre el rigidizador y la plancha extrema.
D_{req}	Espesor del cordón de soldadura requerido para los rigidizadores.
D_{sc}	Espesor del cordón de soldadura en las planchas de continuidad.
D_{scmin}	Espesor mínimo por norma del cordón de soldadura en las planchas de continuidad.
D_{screq}	Espesor del cordón de soldadura requerido para las planchas de continuidad.
D_{wbf}	Espesor del cordón de soldadura, en el alma de la viga, para desarrollar la resistencia a la flexión.
D_{wbmin}	Espesor mínimo por norma del cordón de soldadura para el alma de la viga.
D_{wbreq}	Espesor del cordón de soldadura requerido para el alma de la viga.
D_{wbs}	Espesor del cordón de soldadura, en el alma de la viga, para desarrollar el corte de diseño.
d_z	Distancia libre entre planchas de continuidad.
E	Módulo de elasticidad del acero.
F_{exx}	Resistencia a tracción de la soldadura.
F_{fu}	Fuerza de diseño en las alas de la viga.
F_{su}	Fuerza de diseño en las planchas de continuidad.
F_{tb}	Capacidad nominal a tracción de los pernos.
F_{ub}	Tensión última para el acero de la viga.
F_{uc}	Tensión última para el acero de la columna.
F_{up}	Tensión última para el acero de la plancha extrema.
F_{us}	Tensión última para el acero de los rigidizadores.
F_{vb}	Capacidad nominal a corte de los pernos.
F_{yb}	Tensión cedente para el acero de la viga.
F_{yc}	Tensión cedente para el acero de la columna.
F_{yp}	Tensión cedente para el acero de la plancha extrema.

Notación

Definición

F_{ys}	Tensión cedente para el acero de los rigidizadores.
g	Distancia horizontal entre pernos.
h	En la columna, distancia libre entre alas menos la curvatura que une las alas con el alma.
h_1	Distancia entre el perno superior interno y el ala inferior de la viga.
h_o	Distancia entre el perno superior externo y el ala inferior de la viga.
h_p	Alto de la plancha extrema.
h_{sc}	Longitud mínima de las planchas de continuidad.
h_{st}	Altura de rigidizadores.
k_c	En la columna, distancia de la cara exterior del ala al inicio de la curvatura que une el ala con el alma.
L	Distancia entre ejes del pórtico.
L_b	Longitud de la viga.
L_{ci}	Espacio libre, en la dirección de la fuerza, entre bordes de agujeros adyacentes.
L_{co}	Espacio libre, en la dirección de la fuerza, entre el borde del agujero y el borde de la plancha extrema.
L_{der}	Distancia al pórtico derecho.
L_h	Distancia entre rotulas plásticas.
L_{izq}	Distancia al pórtico izquierdo.
L_{st}	Largo de rigidizadores.
L_{streq}	Largo requerido del rigidizador.
L_v	Longitud efectiva de soldadura, en el alma de la viga, que resiste el corte de diseño.
M_f	Momento de diseño.
M_{np}	Momento requerido para resistir la tracción de los pernos.
M_{pl}	Capacidad a Flexión de la plancha extrema.
M_{pr}	Momento plástico probable.
N	Distancia entre el extremo superior en inferior de los cordones de soldadura en el ala comprimida de la viga.
n_b	Numero de Pernos.

Notación

Definición

n_i	Numero de Pernos internos.
n_o	Numero de Pernos externos.
P_{fi}	Distancia de pernos internos al ala de la viga.
P_{fo}	Distancia de pernos externos al ala de la viga.
PP_{corr}	Peso propio de correas.
PP_{losac}	Peso propio de sofito metálico.
P_{si}	Distancia de pernos internos a la plancha de continuidad.
P_{so}	Distancia de pernos externos a la plancha de continuidad.
P_t	Capacidad a tracción de los pernos.
Q_{grav}	Carga sobre la viga debido a las acciones gravitacionales.
r_c	Radio de curvatura entre ala y alma de la columna.
r_{nic}	Aplastamiento o desgarramiento de los pernos internos en el ala de la columna.
r_{nip}	Aplastamiento o desgarramiento de los pernos internos en la plancha extrema.
r_{noc}	Aplastamiento o desgarramiento de los pernos externos en el ala de la columna.
r_{nop}	Aplastamiento o desgarramiento de los pernos externos en la plancha extrema.
R_y	Factor de sobrerresistencia cedente para el acero de la viga.
s	Distancia del perno interno o externo a la línea de cedencia.
s_c	Distancia del perno interno o externo a la línea de cedencia.
S_{corr}	Separación entre correas.
S_h	Distancia entre la cara de la columna y la rótula plástica.
S_o	Distancia entre la cima de la columna y la cara superior de la viga.
S_{zb}	Carga sísmica vertical sobre la viga.
t_{fb}	Espesor del ala de la viga.
t_{fc}	Espesor del ala de la columna.
t_p	Espesor de la plancha extrema.
t_{preq}	Espesor requerido de la plancha extrema.
t_{sc}	Espesor de la plancha de continuidad.

Notación

Definición

t_{smin}	Espesor mínimo del rigidizador.
t_{sp}	Espesor del rigidizador para evitar el pandeo local.
t_{st}	Espesor del rigidizador.
t_{streq}	Espesor requerido del rigidizador.
t_{wb}	Espesor del alma de la viga.
t_{wc}	Espesor del alma de la columna.
V_{grav}	Cortante debido a las acciones gravitacionales.
V_u	Cortante de diseño.
w_{sc}	Anchura de las planchas de continuidad.
w_z	Distancia libre entre alas de la columna.
Y_c	Parámetro del mecanismo de líneas de cedencia en el ala de la columna.
Y_p	Parámetro del mecanismo de líneas de cedencia en la plancha extrema.
Z_x	Modulo plástico de la viga.
α	Factor de importancia para el sismo de diseño.
β	Factor de magnificación promedio para el sismo de diseño.
γ	Factor de masa sísmica.
φ	Factor de corrección para el sismo de diseño.
\varnothing_b	Factor de reducción al pandeo del alma en la columna.
$\varnothing_b R_{nb}$	Fuerza de diseño al pandeo del alma en la columna.
\varnothing_c	Factor de reducción al aplastamiento local del alma en la columna.
$\varnothing_c R_{nc}$	Fuerza de diseño al aplastamiento local del alma en la columna.
\varnothing_d	Factor de resistencia para el estado límite dúctil.
$\varnothing_d M_{cf}$	Momento de diseño en las alas de la columna.
$\varnothing_d R_{nf}$	Fuerza de diseño en las alas de la columna.
$\varnothing_d R_{np}$	Fuerza de diseño en las alas de la columna.
$\varnothing_d R_{nw}$	Corte de diseño en la plancha extrema.
$\varnothing F_w$	Resistencia a cortante de la soldadura.
\varnothing_n	Factor de resistencia para el estado límite no dúctil.
$\varnothing R_{nmin}$	Fuerza de diseño mínima en el alma de la columna.
\varnothing_s	Factor de reducción al corte en las planchas de continuidad.
$\varnothing_s R_{ns}$	Fuerza de diseño al corte en las planchas de continuidad.

Notación

Definición

ϕ_t	Factor de reducción a la tracción en las planchas de continuidad.
$\phi_t R_{nt}$	Fuerza de diseño a la tracción en las planchas de continuidad.

III.3.2 Datos de entrada

Los datos de entrada de la hoja de Excel son los siguientes:

- Cargas gravitacionales: Las siguientes cargas gravitacionales son necesarias para determinar el cortante de diseño (V_u):
 - Carga debido a la tabiquería (C_{tab})
 - Carga debido al acabado de piso (C_{acab})
 - Carga debido al sobrepiso (C_{sobrep})
 - Carga variable (CV)

Sus valores se estiman según las secciones 4.3, 4.4 y 5.2.1 de la Norma COVENIN 2002-88: Criterios y Acciones Mínimas para el Proyecto de Edificaciones.

- Parámetros para la carga sísmica vertical: Adicionalmente a las cargas gravitacionales, la carga sísmica vertical también es necesaria para determinar el cortante de diseño (V_u). Para obtenerla, son necesarios los siguientes parámetros del sismo de diseño:
 - Coeficiente de aceleración horizontal del terreno (A_o)
 - Factor de corrección de la aceleración horizontal (ϕ)
 - Factor de magnificación promedio (β)
 - Factor de importancia (α)
 - Factor de masa sísmica (γ)

Sus valores se obtienen según las secciones 4.2, 5.1, 6.1.3, 7.1 y 7.2 de la Norma COVENIN 1756:2001: Edificaciones Sismorresistentes.

- Dimensiones y propiedades del pórtico: Para obtener, entre otras cosas, el cortante de diseño (V_u) es necesario definir las siguientes dimensiones y propiedades del pórtico:
 - Tipo de sistema resistente a sismo
 - Nivel de la estructura donde se ubica el pórtico
 - Distancia entre ejes del pórtico (L)
 - Distancia al pórtico izquierdo (L_{izq})
 - Distancia al pórtico derecho (L_{der})
 - Separación entre correas (S_{corr})
 - Tipo de perfil para correas
 - Designación del perfil para correas
 - Espesor y calibre de sofito metálico
 - Módulo de elasticidad del acero (E)
 - Peso propio de correas (PP_{corr})
 - Peso propio de sofito metálico (PP_{losac})

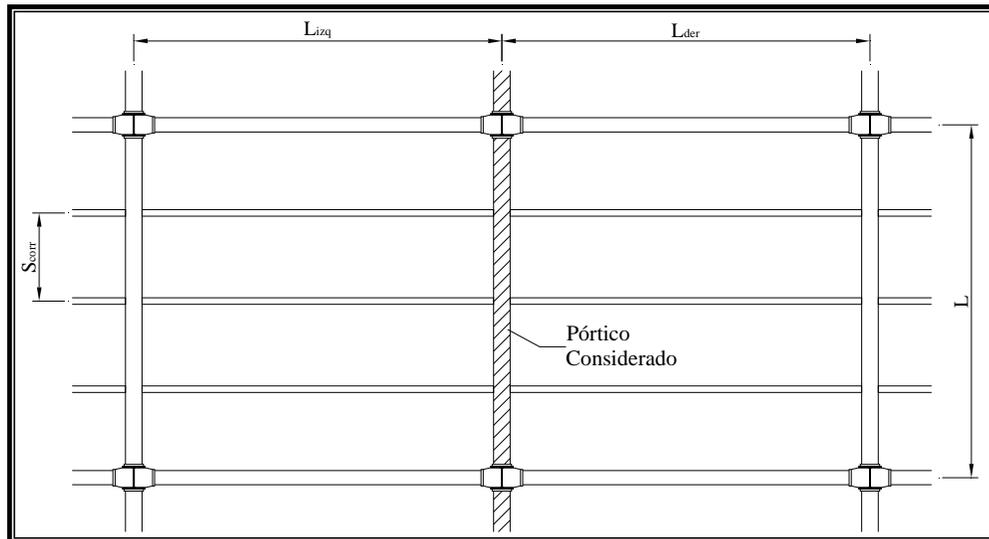


Figura 58: Dimensiones en planta del pórtico. Fuente: Propia.

- Dimensiones y propiedades de la columna: Las dimensiones y propiedades de la columna, necesarias para el análisis manual de la conexión, son las siguientes:
 - Tipo de acero
 - Tipo de perfil
 - Designación del perfil
 - Altura de la columna (d_c)
 - Anchura de la columna (b_{fc})
 - Espesor del ala (t_{fc})
 - Espesor del alma (t_{wc})
 - Radio de curvatura entre ala y alma (r_c)
 - Tensión cedente (F_{yc})
 - Tensión última (F_{uc})

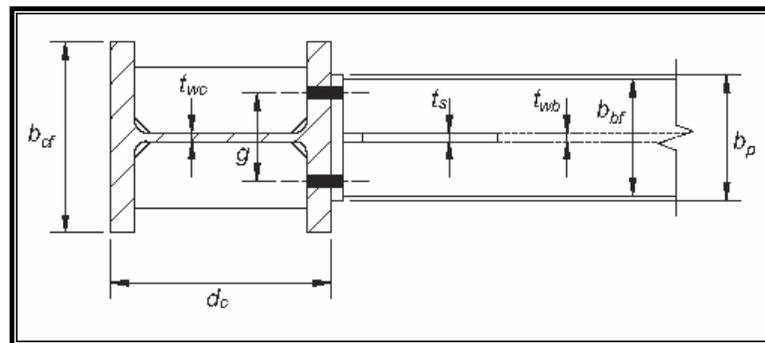


Figura 59: Vista de planta de la conexión. Fuente: AISC 358-16 (2016).

- Dimensiones y propiedades de la viga: Las dimensiones y propiedades de la viga, necesarias para el análisis manual de la conexión, son las siguientes:
 - Tipo de acero
 - Tipo de perfil

- Designación del perfil
- Altura de la viga (d)
- Anchura de la viga (b_{fb})
- Espesor del ala (t_{fb})
- Espesor del alma (t_{wb})
- Módulo plástico (Z_x)
- Longitud de la viga (L_b)
- Razón longitud/altura (L_b/d)
- Tensión cedente (F_{yb})
- Tensión última (F_{ub})
- Factor de sobrerresistencia cedente (R_y)

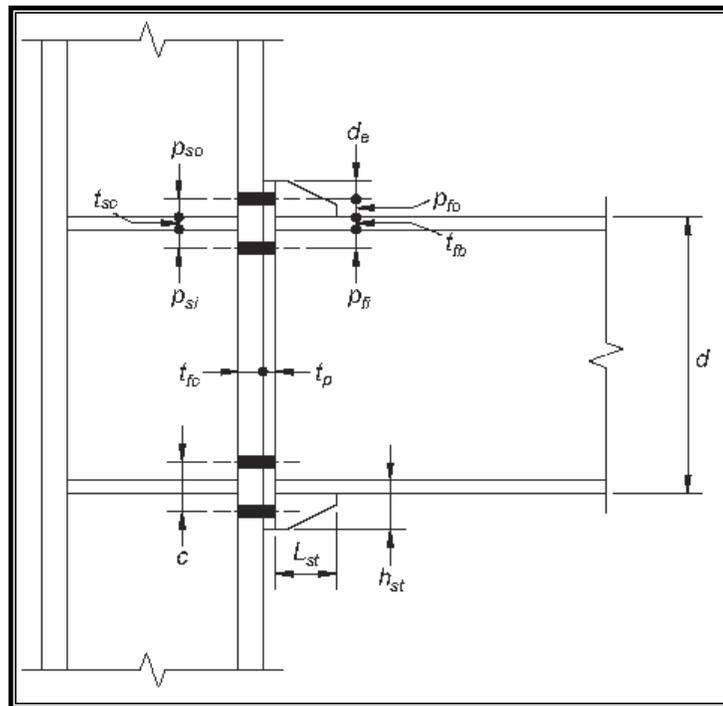


Figura 60: **Vista de alzado de la conexión.** Fuente: AISC 358-16 (2016).

- Dimensiones y propiedades de la plancha extrema: Las dimensiones y propiedades de la plancha extrema, necesarias para el análisis manual de la conexión, son las siguientes:
 - Tipo de acero
 - Espesor de la plancha (t_p)
 - Anchura de la plancha (b_p)
 - Distancia horizontal entre pernos (g)
 - Distancia de pernos internos al ala (P_{fi})
 - Distancia de pernos externos al ala (P_{fo})
 - Distancia de pernos al borde de la plancha (d_e)
 - Alto de la plancha (h_p)
 - Tensión cedente (F_{yp})
 - Tensión última (F_{up})

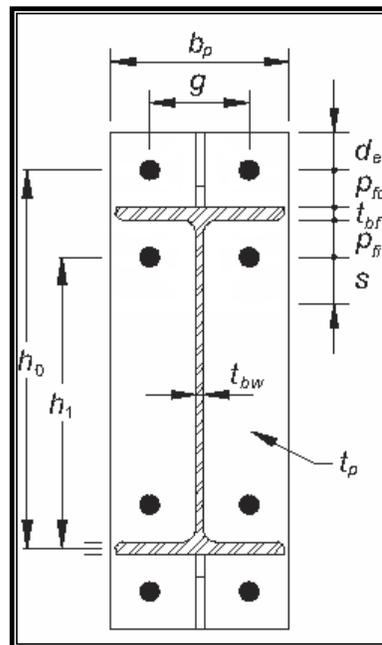


Figura 61: Vista de perfil de la conexión. Fuente: AISC 358-16 (2016).

- Dimensiones y propiedades de los rigidizadores: Las dimensiones y propiedades de los rigidizadores, necesarias para el análisis manual de la conexión, son las siguientes:
 - Tipo de acero
 - Espesor de rigidizadores (t_{st})
 - Largo de rigidizadores (L_{st})
 - Altura de rigidizadores (h_{st})
 - Tensión cedente (F_{ys})
 - Tensión última (F_{us})

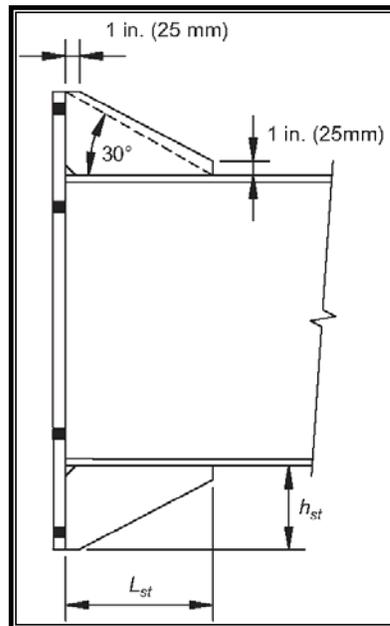


Figura 62: Detalle de los rigidizadores. Fuente: AISC 358-16 (2016).

- Dimensiones y propiedades de los pernos: Las dimensiones y propiedades de los pernos, necesarias para el análisis manual de la conexión, son las siguientes:
 - Tipo de acero

- Diámetro del perno (d_b)
 - Diámetro del agujero (d_a)
 - Capacidad nominal a tracción (F_{tb})
 - Capacidad nominal a corte (F_{vb})
- Propiedades de la soldadura: Las propiedades de la soldadura, necesarias para el análisis manual de la conexión, son las siguientes:
 - Tipo de electrodo
 - Resistencia a tracción (F_{exx})
 - Factores de resistencia: Los factores de resistencia, necesarios para la revisión de estados límites resistentes establecidos en el AISC 358-16, son los siguientes:
 - Estado límite dúctil (ϕ_d)
 - Estado límite no dúctil (ϕ_n)

Sus valores se toman de la sección 2.4.1 del AISC 358-16.

III.3.3 Cálculo del momento de diseño

El momento de diseño se calcula siguiendo el procedimiento establecido en la sección 6.8.1 del AISC 358-16. La hoja de Excel lo determina en los siguientes 2 pasos:

1. Contante debido a las acciones gravitacionales: Este cortante es una componente del cortante de diseño (V_u). Para calcularlo se obtiene en primera instancia la carga permanente (CP):

$$CP = C_{tab} + C_{acab} + C_{sobrep} + PP_{losac} + \frac{PP_{corr}}{S_{corr}} \quad (Ec. 27)$$

Luego, se calcula la carga sobre la viga debido a las acciones gravitacionales (Q_{grav}):

$$Q_{grav} = 1.2CP_b + \gamma CV_b + S_{zb} \quad (\text{Ec. 28})$$

Donde:

$$CP_b = CP \frac{(L_{izq} + L_{der})}{2} \quad (\text{Ec. 29})$$

$$CV_b = CV \frac{(L_{izq} + L_{der})}{2} \quad (\text{Ec. 31})$$

$$S_{zb} = (0.2\alpha\varphi\beta A_o)CP_b \quad (\text{Ec. 30})$$

Finalmente, el cortante debido a las acciones gravitacionales (V_{grav}) resulta:

$$V_{grav} = \frac{Q_{grav}L_b}{2} \quad (\text{Ec. 32})$$

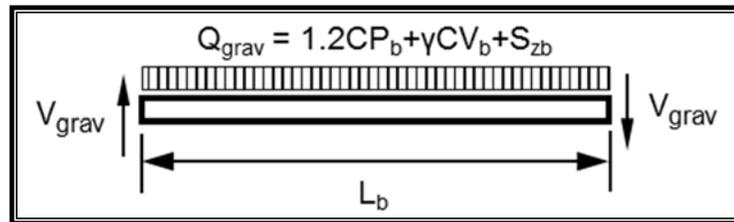


Figura 63: **Cargas gravitacionales sobre la viga.** Fuente: Propia.

2. Momento de diseño: Obtenido el cortante debido a las acciones gravitacionales (V_{grav}), es posible determinar el momento de diseño (M_f). Para calcularlo se obtiene en primera instancia el momento plástico

probable (M_{pr}) según lo indicado en la sección 2.4.3 del AISC 358-16:

$$M_{pr} = C_{pr}R_yF_{yb}Z_x \quad (\text{Ec. 33})$$

Donde:

$$C_{pr} = \frac{F_{yb} + F_{ub}}{2F_{yb}} \leq 1.2 \quad (\text{Ec. 34})$$

Luego, se determina el cortante de diseño (V_u) según lo indicado en el paso 1, sección 6.8.1 del AISC 358-16:

$$V_u = 2M_{pr}/L_h + V_{grav} \quad (\text{Ec. 35})$$

Donde:

$$L_h = L - 2(S_h + d/2) \quad (\text{Ec. 36})$$

Ahora, siguiendo el paso 1, sección 6.8.1 del AISC 358-16, se tiene que el momento de diseño (M_f) resulta:

$$M_f = M_{pr} + V_uS_h \quad (\text{Ec. 37})$$

Donde:

$$S_h = L_{st} + t_p \quad (\text{Ec. 38})$$

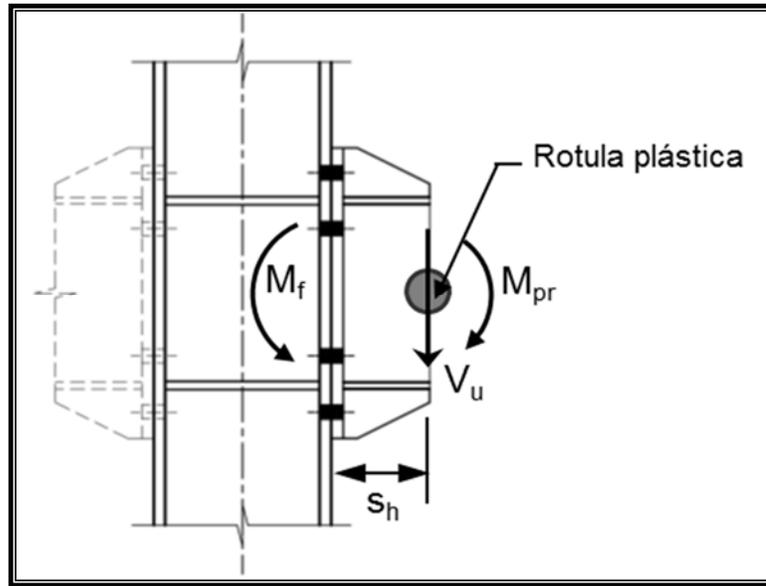


Figura 64: **Fuerzas actuantes en la conexión.** Fuente: Propia.

III.3.4 Revisión de las dimensiones

Las dimensiones para los elementos de la conexión, escogidas en la sección III.2.4, deben verificarse según lo establecido en la sección 6.8.1 del AISC 358-16. La hoja de Excel realiza la revisión en los siguientes 3 pasos:

1. Diámetro de los pernos: Se verifican según lo estipulado en el paso 3, sección 6.8.1 del AISC 358-16:

$$d_{breq} = \sqrt{\frac{2M_f}{\pi\phi_n F_{tb}(h_o + h_1)}} \quad (\text{Ec. 39})$$

Donde:

$$h_o = d - 0.5t_{fb} + P_{fo} \quad (\text{Ec. 40})$$

$$h_1 = d - 1.5t_{fb} - P_{fi} \quad (\text{Ec. 41})$$

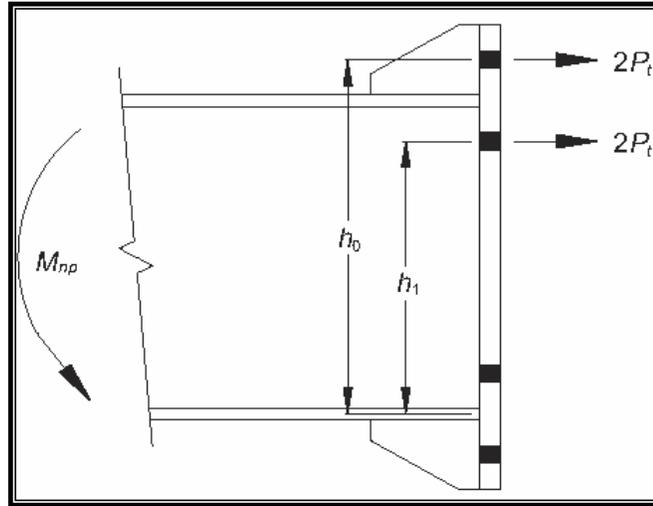


Figura 65: **Fuerzas actuantes en los pernos.** Fuente: AISC 358-16 (2016).

2. Espesor de la plancha extrema: Se verifica según lo señalado en el paso 5, sección 6.8.1 del AISC 358-16. Primeramente se obtiene el parámetro del mecanismo de líneas de cedencia en la plancha extrema (Y_p).

Si $d_e \leq s$, entonces $Y_p = Y_{p1}$:

$$Y_{p1} = \frac{b_p}{2} \left[h_1 \left(\frac{1}{p_{fi}} + \frac{1}{s} \right) + h_o \left(\frac{1}{p_{fo}} + \frac{1}{2s} \right) \right] + \frac{2}{g} [h_1(p_{fi} + s) + h_o(d_e + p_{fo})] \quad (\text{Ec. 42})$$

Si $d_e > s$, entonces $Y_p = Y_{p2}$:

$$Y_{p2} = \frac{b_p}{2} \left[h_1 \left(\frac{1}{p_{fi}} + \frac{1}{s} \right) + h_o \left(\frac{1}{p_{fo}} + \frac{1}{s} \right) \right] + \frac{2}{g} [h_1(p_{fi} + s) + h_o(s + p_{fo})] \quad (\text{Ec. 43})$$

Si $P_{fi} > s$, se usa $P_{fi} = s$

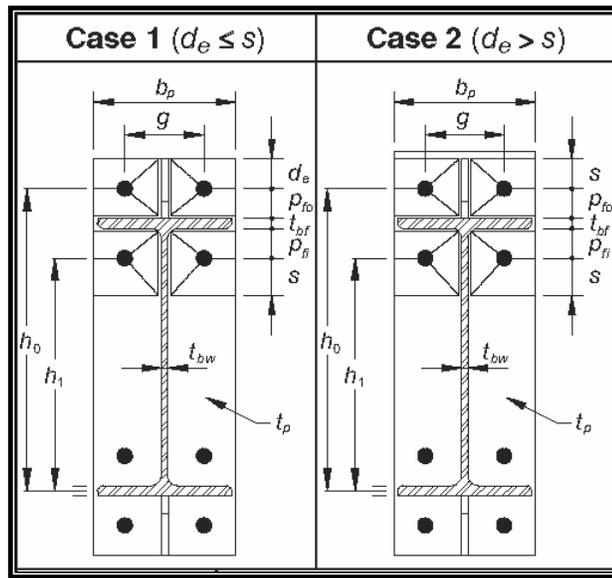


Figura 66: Parámetro del mecanismo de líneas de cedencia en la plancha extrema. Fuente: AISC 358-16 (2016).

Luego, se calcula la capacidad a tracción de los pernos (P_t):

$$P_t = F_{tb}A_b = F_{tb}(\pi d_b^2/4) \quad (\text{Ec. 44})$$

Posteriormente se verifica el efecto de apalancamiento. Para ello se utiliza la Steel Design Guide N° 4: *Extended End-Plate Moment Connections, Seismic and Wind Applications* (Murray T. y Sumner E. 2003). En esta guía de diseño la AISC presenta una serie de recomendaciones para el diseño y detallado de las conexiones Plancha Extrema.

En la sección 2.2.3 de la mencionada guía de diseño, el momento requerido para resistir la tracción en los pernos (M_{np}) no debe superar el 90% de la capacidad a flexión de la plancha extrema (M_{pl}):

$$0.9M_{pl} \geq M_{np} \quad (\text{Ec. 45})$$

Donde:

$$M_{pl} = \frac{\phi_d F_{yp} Y_p t_p^2}{1.11} \quad (\text{Ec. 47})$$

$$M_{np} = 2P_t(h_o + h_1) \quad (\text{Ec. 46})$$

Si $0.9M_{pl} \geq M_{np}$ el espesor requerido de la plancha extrema (t_{preq}) se calcula con el momento de diseño (M_f), en caso contrario se calcula con el momento requerido para resistir la tracción de los pernos (M_{np}). La expresión para obtener t_{preq} es:

$$t_{preq} = \sqrt{\frac{1.11M_f}{\phi_d F_{yp} Y_p}} \quad (\text{Ec. 48})$$

3. Dimensiones y soldadura de los rigidizadores: Se verifican según lo indicado en los pasos 7 y 10, sección 6.8.1 del AISC 358-16.

- Dimensiones de los rigidizadores: El largo requerido para los rigidizadores (L_{streq}) es:

$$L_{streq} = \frac{p_{fo} + d_e}{\tan(30^\circ)} \quad (\text{Ec. 49})$$

El espesor requerido para los rigidizadores (t_{streq}) se obtiene con la siguiente expresión:

$$t_{streq} = \text{máx} \{ t_{smin}; t_{sp} \} \quad (\text{Ec. 50})$$

Donde:

$$t_{smin} = t_{wb} \left(\frac{F_{yb}}{F_{ys}} \right) \quad (\text{Ec. 51})$$

$$t_{sp} = \frac{h_{st}}{0.56 \sqrt{E/F_{ys}}} \quad (\text{Ec. 52})$$

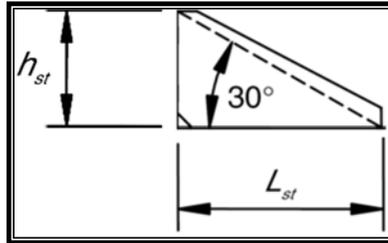


Figura 67: **Detalle del rigidizador.** Fuente: AISC 358-16 (2016).

- Tamaño de la soldadura en el rigidizador: Los rigidizadores se sueldan a la viga y a la plancha extrema mediante soldadura de filete. Para obtener el espesor del cordón se determina en primera instancia la fuerza de diseño en las alas de la viga (F_{fu}):

$$F_{fu} = \frac{M_f}{d - t_{fb}} \quad (\text{Ec. 53})$$

La resistencia a cortante de la soldadura es (AISC 360-16):

$$\phi F_w = 0.75 \times 0.60 F_{exx} \quad (\text{Ec. 54})$$

El espesor requerido para el cordón de soldadura se calcula con la siguiente expresión:

$$D_{req} = \text{máx}\{D_{ala}; D_{plancha}; D_{min}\} \quad (\text{Ec. 55})$$

Donde:

$$D_{ala} = \frac{F_{fu}}{0.707\phi F_w 2L_{st}} \quad (\text{Ec. 56})$$

$$D_{plancha} = \frac{F_{fu}}{0.707\phi F_w 2h_{st}} \quad (\text{Ec. 58})$$

$$D_{min} = \text{Tabla J2.4 AISC 360} - 16 \quad (\text{Ec. 57})$$

III.3.5 Revisión de los estados límites

El AISC 358-16 verifica los estados límites resistentes de la plancha extrema y los pernos en la sección 6.8.1, mientras que los estados límites resistentes de la columna los verifica en la sección 6.8.2. La hoja de Excel realiza las revisiones en los siguientes 10 pasos:

1. Revisión de la ruptura por corte en los pernos: Se verifica según lo estipulado en el paso 11, sección 6.8.1 del AISC 358-16:

$$V_u \leq \phi_n (n_b) F_{vb} (\pi d_b^2 / 4) \quad (\text{Ec. 59})$$

2. Revisión del corte en la plancha extrema: Se verifica el corte por cedencia y el corte por ruptura de la plancha extrema. El corte por cedencia se obtiene según lo señalado en el paso 8, sección 6.8.1 del AISC 358-16:

$$\frac{F_{fu}}{2} \leq \phi_d R_{np} \quad (\text{Ec. 60})$$

Donde:

$$\phi_d R_{np} = \phi_d (0.6) F_{yp} b_p t_p \quad (\text{Ec. 61})$$

El corte por ruptura se revisa según lo indicado en el paso 9, sección 6.8.1 del AISC 358-16:

$$\frac{F_{fu}}{2} \leq \phi_n (0.6) F_{up} A_n \quad (\text{Ec. 62})$$

Donde:

$$A_n = t_p [b_p - 2(d_b + 3)] \quad (\text{Ec. 63})$$

3. Revisión del aplastamiento y desgarramiento en la plancha extrema y en el ala de la columna: Se verifica según lo establecido en el paso 12, sección 6.8.1 del AISC 358-16.

- En la plancha extrema: Primeramente se verifica el aplastamiento o desgarramiento en los pernos:

$$r_{nop} = 1.2 L_{co} t_p F_{up} < 2.4 d_b t_p F_{up} \quad (\text{Ec. 64})$$

$$r_{nip} = 1.2 L_{ci} t_p F_{up} < 2.4 d_b t_p F_{up} \quad (\text{Ec. 65})$$

Donde:

$$L_{co} = d_e - d_a / 2 \quad (\text{Ec. 66})$$

$$L_{ci} = P_{fi} + P_{fo} + t_{fb} - d_a \quad (\text{Ec. 67})$$

Luego, se verifica el aplastamiento o desgarramiento en la plancha extrema:

$$V_u < \phi_n(n_i)r_{ni_p} + \phi_n(n_o)r_{no_p} \quad (\text{Ec. 68})$$

- En el ala de la columna: En primera instancia se calcula el aplastamiento o desgarramiento en los pernos:

$$r_{no_c} = 1.2L_{co}t_pF_{uc} < 2.4d_b t_p F_{uc} \quad (\text{Ec. 69})$$

$$r_{ni_c} = 1.2L_{ci}t_pF_{uc} < 2.4d_b t_p F_{uc} \quad (\text{Ec. 70})$$

Posteriormente, se verifica el aplastamiento o desgarramiento en el ala de la columna:

$$V_u < \phi_n(n_i)r_{ni_c} + \phi_n(n_o)r_{no_c} \quad (\text{Ec. 71})$$

4. Soldadura entre la viga y la plancha extrema: Siguiendo lo señalado en el paso 13, sección 6.8.1 del AISC 358-16, donde se remite a la sección 6.7.6 del mencionado código, se usa en las alas de la viga soldadura de penetración completa para resistir el momento elástico de la conexión, más un refuerzo de filete a ambos lados para resistir el momento plástico. El espesor del refuerzo de filete se escoge en la tabla J2.4 del AISC 360-16. En el alma de la viga se usa solo soldadura de filete, para calcular su espesor se determina en primera instancia la longitud efectiva de la soldadura que resiste el corte de diseño (L_v):

$$L_v = d/2 - t_{fb} < d - 2t_{fb} - (P_{fi} + 2d_b) \quad (\text{Ec. 72})$$

La resistencia a cortante de la soldadura es (AISC 360-16):

$$\phi F_w = 0.75 \times 0.60 F_{exx} \quad (\text{Ec. 73})$$

El espesor requerido para el cordón de soldadura en el alma se obtiene con la siguiente expresión:

$$D_{wb_{req}} = \text{máx} \{ D_{wb_s}; D_{wb_f}; D_{wb_{min}} \} \quad (\text{Ec. 74})$$

Donde:

$$D_{wb_s} = \frac{V_u}{1.414 \phi F_w L_v} \quad (\text{Ec. 75})$$

$$D_{wb_f} = \frac{0.9 F_y b R_y t_{wb}}{1.5 \phi F_w \sqrt{2}} \quad (\text{Ec. 77})$$

$$D_{wb_{min}} = \text{Tabla J2.4 AISC 360} - 16 \quad (\text{Ec. 76})$$

5. Revisión de la flexión local en las alas de la columna: Se verifica según lo estipulado en el paso 1, sección 6.8.2 del AISC 358-16. Se determina en primera instancia el parámetro del mecanismo de líneas de cedencia en el ala de la columna (Y_c).

Sin planchas de continuidad:

$$Y_c = \frac{b_{fc}}{2} \left[h_1 \left(\frac{1}{s_c} \right) + h_o \left(\frac{1}{s_c} \right) \right] + \frac{2}{g} \left[h_1 \left(s_c + \frac{3c}{4} \right) + h_o \left(s_c + \frac{c}{4} \right) + \frac{c^2}{2} \right] + \frac{g}{2} \quad (\text{Ec. 78})$$

Con planchas de continuidad.

$$Y_c = \frac{b_{fc}}{2} \left[h_1 \left(\frac{1}{s_c} + \frac{1}{P_{si}} \right) + h_o \left(\frac{1}{s_c} + \frac{1}{P_{so}} \right) \right] + \frac{2}{g} [h_1 (s_c + P_{si}) + h_o (s_c + P_{so})] \quad (\text{Ec. 79})$$

Donde:

$$s_c = \frac{1}{2} \sqrt{b_{fc} g} \quad (\text{Ec. 80})$$

$$c = P_{fi} + P_{fo} + t_{fb} \quad (\text{Ec. 81})$$

$$P_{si} = P_{fi} + 0.5(t_{fb} - t_{sc}) < s_c \quad (\text{Ec. 82})$$

$$P_{so} = P_{fo} + 0.5(t_{fb} - t_{sc}) \quad (\text{Ec. 83})$$

Luego, se calcula el espesor de las alas de la columna (t_{fc}):

$$t_{fc} \geq \sqrt{\frac{1.11 M_f}{\phi_d F_{yc} Y_c}} \quad (\text{Ec. 84})$$

Si la desigualdad anterior no se cumple, la columna requiere planchas de continuidad, las cuales serán diseñadas según la sección III.3.6.

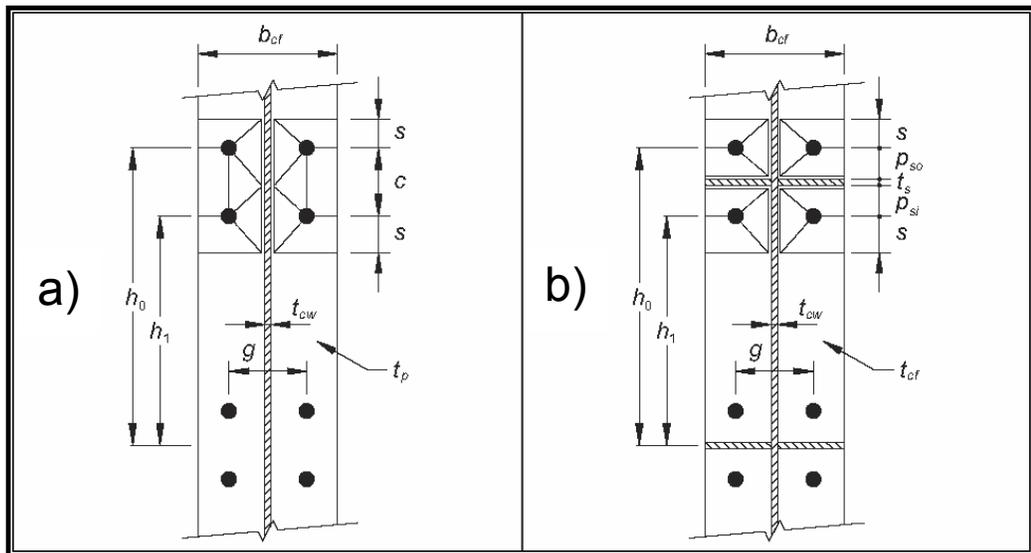


Figura 68: Parámetro del mecanismo de líneas de cedencia en el ala de la columna: a) Sin planchas de continuidad. b) Con planchas de continuidad. Fuente: AISC 358-16 (2016).

6. Fuerza de diseño en las alas de la columna: Si la columna requiere planchas de continuidad, se calculan el momento de diseño ($\phi_d M_{cf}$) y la fuerza de diseño ($\phi_d R_{nf}$), ambos para las alas de la columna. Las expresiones para obtener estas dos variables se toman del paso 2, sección 6.8.2 del AISC 358-16:

$$\phi_d M_{cf} = \phi_d F_{yc} Y_c t_{fc}^2 \quad (\text{Ec. 85})$$

$$\phi_d R_{nf} = \frac{\phi_d M_{cf}}{(d - t_{fb})} \quad (\text{Ec. 86})$$

7. Factor de reducción para las fuerzas de diseño en la columna: Los estados límites resistentes correspondientes al alma de la columna, requieren que las fuerzas de diseño sean afectadas por un factor de reducción (C_t), el cual se indica en el paso 3, sección 6.8.2 del AISC 358-16:

$$\begin{array}{lll} \text{Si } S_o < d_c & \text{Entonces} & C_t = 0.5 \\ \text{Si } S_o \geq d_c & \text{Entonces} & C_t = 1.0 \end{array}$$

8. Revisión de la cedencia local en el alma de la columna: Se verifica según lo establecido en el paso 3, sección 6.8.2 del AISC 358-16. La fuerza de diseño en el alma de la columna ($\phi_d R_{nw}$) es:

$$\phi_d R_{nw} = \phi_d C_t (6k_c + t_{fb} + 2t_p) F_{yc} t_{wc} \quad (\text{Ec. 87})$$

Donde:

$$k_c = t_{fc} + r_c \quad (\text{Ec. 88})$$

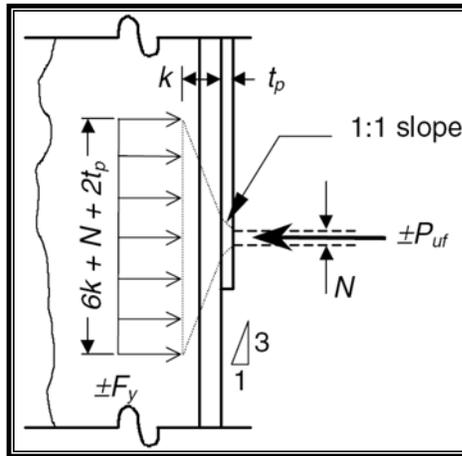


Figura 69: **Fuerzas que intervienen en la cedencia local del alma de la columna.** Fuente: Gutiérrez, M. (2011).

La cedencia local en el alma de la columna debe satisfacer la siguiente expresión:

$$F_{fu} \leq \phi_d R_{nw} \quad (\text{Ec. 89})$$

Si la desigualdad anterior no se cumple, la columna requiere planchas de continuidad, las cuales serán diseñadas según la sección III.3.6.

9. Revisión del pandeo en el alma de la columna: Se verifica según lo indicado en el paso 4, sección 6.8.2 del AISC 358-16. La fuerza de diseño al pandeo del alma en la columna ($\phi_d R_{nw}$) es:

$$\phi_b R_{nb} = \phi_b C_t \frac{24 t_{wc}^3 \sqrt{E F_{yc}}}{h} \quad (\text{Ec. 90})$$

Donde:

$$h = d_c - 2(t_{fc} + r_c) \quad (\text{Ec. 91})$$

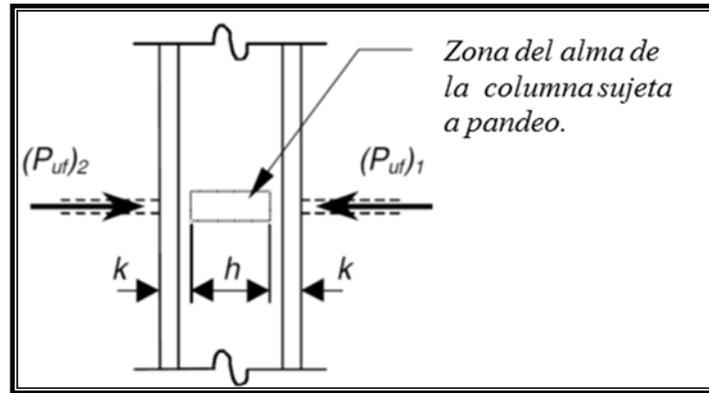


Figura 70: Fuerzas que intervienen en el pandeo del alma de la columna. Fuente: Gutiérrez, M. (2011).

El pandeo en el alma de la columna debe satisfacer la siguiente expresión:

$$F_{fu} \leq \phi_b R_{nb} \quad (\text{Ec. 92})$$

Si la desigualdad anterior no se cumple, la columna requiere planchas de continuidad, las cuales serán diseñadas según la sección III.3.6.

10. Revisión del aplastamiento local en el alma de la columna: Se verifica según lo señalado en el paso 5, sección 6.8.2 del AISC 358-16. La fuerza de diseño al aplastamiento local del alma en la columna ($\phi_c R_{nc}$) es:

Si $C_t = 0.5$ y $N/d_c > 0.2$:

$$\phi_c R_{nc} = \phi_c C_t 0.8 t_{wc}^2 \left[1 + \left(\frac{4N}{d_c} - 0.2 \right) \left(\frac{t_{wc}}{t_{fc}} \right)^{1.5} \right] \sqrt{\frac{E F_{yc} t_{fc}}{t_{wc}}} \quad (\text{Ec. 93})$$

Para los otros casos:

$$\phi_c R_{nc} = \phi_c C_t 0.8 t_{wc}^2 \left[1 + 3 \left(\frac{N}{d_c} \right) \left(\frac{t_{wc}}{t_{fc}} \right)^{1.5} \right] \sqrt{\frac{E F_{yc} t_{fc}}{t_{wc}}} \quad (\text{Ec. 94})$$

Donde:

$$\phi_c = 0.75 \quad (\text{Ec. 95})$$

$$N = t_{fb} + 2D_{fb} \quad (\text{Ec. 96})$$

El aplastamiento local en el alma de la columna debe satisfacer la siguiente expresión:

$$F_{fu} \leq \phi_c R_{nc} \quad (\text{Ec. 97})$$

Si la desigualdad anterior no se cumple, la columna requiere planchas de continuidad, las cuales serán diseñadas según la sección III.3.6.

III.3.6 Diseño de las planchas de continuidad

Si la revisión de los estados límites resistentes en la columna arroja el requerimiento de planchas de continuidad, éstas se diseñan según lo estipulado en la sección 6.8.2 del AISC 358-16. La hoja de Excel realiza el diseño en los siguientes 5 pasos:

1. Fuerza de diseño en las planchas de continuidad: Se obtiene según lo establecido en el paso 6, sección 6.8.2 del AISC 358-16:

$$F_{su} = F_{fu} - \phi R_{nmin} \quad (\text{Ec. 98})$$

Donde:

$$\phi R_{nmin} = \min\{\phi_d R_{nf}; \phi_d R_{nw}; \phi_b R_{nb}; \phi_c R_{nc}\} \quad (\text{Ec. 99})$$

2. Revisión de la zona panel: Se verifica según lo establecido en el paso 7, sección 6.8.2 del AISC 358-16, el cual remite a la sección E3.6e del AISC 341-16:

$$t_{sc} \geq \frac{d_z + w_z}{90} \quad (\text{Ec. 100})$$

Donde:

$$d_z = d - t_{fb} - t_{sc} \quad (\text{Ec. 101})$$

$$w_z = d_c - 2t_{fc} \quad (\text{Ec. 102})$$

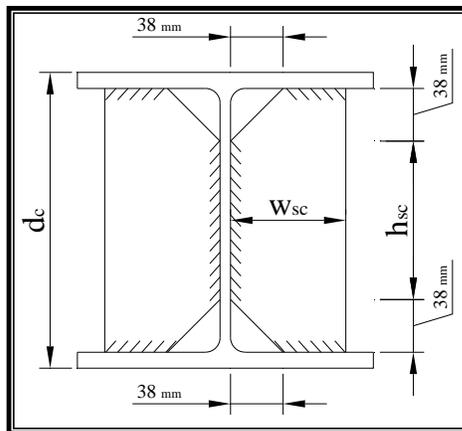


Figura 71: Dimensiones de las planchas de continuidad. Fuente: Propia.

3. Revisión del corte en las planchas de continuidad: Se verifica según lo indicado en la sección G.2.1 del AISC 360-16. La fuerza de diseño al corte en las planchas de continuidad ($\phi_s R_{ns}$) es:

$$\phi_s R_{ns} = 2\phi_s 0.6 F_{yp} t_{sc} h_{sc} \quad (\text{Ec. 103})$$

Donde:

$$h_{sc} = d_c - 2(t_{fc} + 38 \text{ mm}) \quad (\text{Ec. 104})$$

La revisión del corte en las planchas de continuidad debe satisfacer la siguiente expresión:

$$F_{su} \leq \phi_s R_{ns} \quad (\text{Ec. 105})$$

4. Revisión de la tracción en las planchas de continuidad: Se verifica según lo señalado en la sección D.2 del AISC 360-16. La fuerza de diseño a la tracción en las planchas de continuidad ($\phi_t R_{nt}$) es:

$$\phi_t R_{nt} = t_{sc} 2w_{sc} F_{yp} \quad (\text{Ec. 106})$$

Donde:

$$w_{sc} = \frac{b_p - t_{wc}}{2} \quad (\text{Ec. 107})$$

La revisión de la tracción en las planchas de continuidad debe satisfacer la siguiente expresión:

$$F_{su} \leq \phi_t R_{nt} \quad (\text{Ec. 108})$$

5. Soldadura en las planchas de continuidad: Se usa soldadura de filete. El espesor del cordón se determina según lo estipulado en la sección J2 del AISC 360-16. La resistencia a cortante de la soldadura es:

$$\phi F_w = 0.75 \times 0.60 F_{exx} \quad (\text{Ec. 109})$$

El espesor requerido del cordón de soldadura se obtiene con la siguiente expresión:

$$D_{sc_{req}} = \text{máx}\{D_{sc}; D_{sc_{min}}\} \quad (\text{Ec. 110})$$

Donde:

$$D_{sc} = \frac{0.6F_{yp}t_{sc}}{\phi F_w \sqrt{2}} \quad (\text{Ec. 111})$$

$$D_{sc_{min}} = \text{Tabla J2.4 AISC 360} - 16 \quad (\text{Ec. 112})$$

III.3.7 Resumen del procedimiento en la hoja de Excel

En la Tabla 10 se resume el análisis manual de la conexión realizado en la hoja de Excel, indicando además las referencias al AISC 358-16 y a otras Normas.

Estructura de la hoja de Excel		Referencia al AISC 358-16		Referencia a otras Normas
Título	Sección	Paso (Step)	Sección	
Datos de entrada	-	-	-	-
Cálculo del momento de diseño	1. Contante debido a las acciones gravitacionales			Secciones 4.3, 4.4 y 5.2.1 de la COVENIN 2002-88. Secciones 4.2, 5.1, 6.1.3, 7.1 y 7.2 de la COVENIN 1756:2001.
	2. Momento de diseño	Paso 1		
Revisión de las dimensiones	1. Diámetro de los pernos	Paso 3	Sección 6.8.1	Sección 2.2.3 de la Steel Design Guide N° 4
	2. Espesor de la plancha extrema	Paso 5		Sección J2 del AISC 360-16
	3. Dimensiones y soldadura de los rigidizadores	Pasos 7 y 10		

(Continúa)

Tabla 10: Resumen del análisis manual de la conexión realizado en la hoja de Excel, con las referencias al AISC 358-16 y a otras normas.

Fuente: Propia.

Estructura de la hoja de Excel		Referencia al AISC 358-16		Referencia a otras Normas
Título	Sección	Paso (Step)	Sección	
Revisión de los estados límites	1. Revisión de la ruptura por corte en los pernos	Paso 11	Sección 6.8.1	
	2. Revisión del corte en la plancha extrema	Pasos 8 y 9		
	3. Revisión del aplastamiento y desgarramiento en la plancha extrema y en el ala de la columna	Paso 12		
	4. Soldadura entre la viga y la plancha extrema	Paso 13		Sección J2 del AISC 360-16
	5. Revisión de la flexión local en las alas de la columna	Paso 1	Sección 6.8.2	
	6. Fuerza de diseño en las alas de la columna	Paso 2		
	7. Factor de reducción para las fuerzas de diseño en la columna	Paso 3		
	8. Revisión de la cedencia local en el alma de la columna	Paso 3		
	9. Revisión del pandeo en el alma de la columna	Paso 4		
	10. Revisión del aplastamiento local en el alma de la columna	Paso 5		
Diseño de las planchas de continuidad	1. Fuerza de diseño en las planchas de continuidad	Paso 6		
	2. Revisión de la zona panel	Paso 7		Sección E3.6e del AISC 341-16
	3. Revisión del corte en las planchas de continuidad			Sección G.2.1 del AISC 360-16
	4. Revisión de la tracción en las planchas de continuidad			Sección D.2 del AISC 360-16
	5. Soldadura en las planchas de continuidad			Sección J2 del AISC 360-16

Tabla 10 (continuación): Resumen del análisis manual de la conexión realizado en la hoja de Excel, con las referencias al AISC 358-16 y a otras normas. Fuente: Propia.

III.3.8 Aplicación de la hoja de Excel

Los datos de entrada de la hoja de Excel se introducen en base a la geometría y los materiales seleccionados en la sección III.2. Los resultados del análisis se muestran a continuación.

HOJA DE CÁLCULO			
DISEÑO DE CONEXIONES		FECHA:	VIGA:
TIPO DE CONEXIÓN: Four-Bolt Stiffened Extended End-Plate (4ES)		2018	IPE360
COLUMNA: HEB400			
ANSI/AISC 341-16: Seismic Provisions for Structural Steel Buildings.			
ANSI/AISC 358-16: Prequalified Connections for Special and Intermediate Steel Moment Frames for Seismic Applications.			
ANSI/AISC 360-16: Specification for Structural Steel Buildings.			
Steel Design Guide N° 4: Extended End-Plate Moment Connections, Seismic and Wind Applications.			
CLIENTE:	INGENIERO:	PROYECTO:	
Universidad Católica Andrés Bello	Luis Sequea	Trabajo Especial de Grado	

DATOS DE ENTRADA (MODIFICAR SOLO CELDAS EN AMARILLO)

1. CARGAS GRAVITACIONALES

Carga debido a la tabiquería (C_{tab})	150 kg/m ²
Carga debido al acabado de piso (C_{acab})	120 kg/m ²
Carga debido al sobrepiso (C_{sobrep})	100 kg/m ²
Carga variable (CV)	300 kg/m ²

2. PARÁMETROS PARA LA CARGA SÍSMICA VERTICAL

Zona Sísmica y Coeficiente de Aceleración Horizontal (A_o)		
Zona Sísmica	Peligro Sísmico	A_o
7	Elevado	0.40
6		0.35
5		0.30
4	Intermedio	0.25
3		0.20
2		0.15
1	Bajo	0.10
0		0

Resultado
Zona
5
Peligro
Elevado
A_o
0.30

Forma Espectral, Factor de Corrección (φ) y Factor de magnificación promedio (β)				
Material	Vsp (m/s)	H (m)	Forma Espectral	φ
Roca sana/fracturada	>500	0	S1	1.00
Roca blanda o meteorizada y suelos muy duros o muy densos	>400	<30	S1	1.00
		30-50	S2	0.90
		>50	S2	0.90
Suelos duros o densos	250-400	<15	S1	1.00
		15-50	S2	0.90
		>50	S2	0.90
Suelos firmes/medio densos	170-250	<50	S2	0.95
		>50	S3	0.75
Suelos blandos/sueltos	<170	<15	S2	0.90
		>15	S3	0.80
Suelos blandos o sueltos intercalados con suelos más rígidos	-	H1	S2	0.70

Resultado
Forma Espectral
S2
φ
0.90
β
2.60

Grupos y Factor de Importancia (α)		
Grupos	Descripción	α
A	Edificaciones que albergan instalaciones esenciales, de funcionamiento vital en condiciones de emergencia o cuya falla pueda dar lugar a cuantiosas pérdidas humanas o económicas.	1.30
B1	Edificaciones de uso público o privado, densamente ocupadas, permanente o temporalmente.	1.15
B2	Edificaciones de uso público o privado, de baja ocupación, que no excedan los límites indicados en el Grupo B1.	1.00
C	Construcciones no clasificables en los grupos anteriores, ni destinadas a la habitación o al uso público y cuyo derrumbe no pueda causar daños a edificaciones de los tres primeros Grupos.	0

Resultado
Grupo
B2
α
1.00

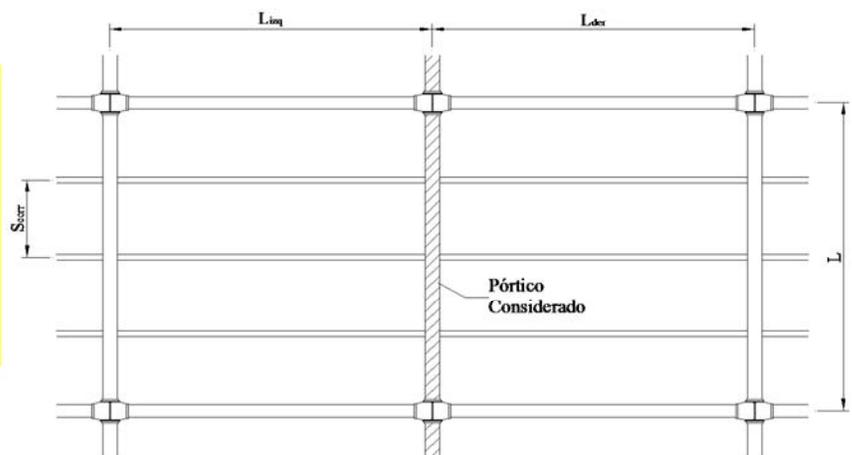
HOJA DE CÁLCULO			
DISEÑO DE CONEXIONES		FECHA:	VIGA:
TIPO DE CONEXIÓN: Four-Bolt Stiffened Extended End-Plate (4ES)		2018	IPE360
		COLUMNA:	HEB400
ANSI/AISC 341-16: Seismic Provisions for Structural Steel Buildings.			
ANSI/AISC 358-16: Prequalified Connections for Special and Intermediate Steel Moment Frames for Seismic Applications.			
ANSI/AISC 360-16: Specification for Structural Steel Buildings.			
Steel Design Guide N° 4: Extended End-Plate Moment Connections, Seismic and Wind Applications.			
CLIENTE:	INGENIERO:	PROYECTO:	
Universidad Católica Andrés Bello	Luis Sequea	Trabajo Especial de Grado	

Factor de Masa Sísmica (γ)		
Opciones	Descripción	γ
<input type="radio"/> a)	Recipientes de líquidos.	1.00
<input type="radio"/> b)	Almacenes y depósitos en general.	1.00
<input type="radio"/> c)	Estacionamientos públicos.	0.50
<input type="radio"/> d)	Edificaciones donde pueda haber concentración de público, más de unas 200 personas.	0.50
<input checked="" type="radio"/> e)	Entrepisos de edificaciones, no incluidos en (d).	0.25
<input type="radio"/> f)	Techos y terrazas no accesibles.	0

Resultado
γ
0.25

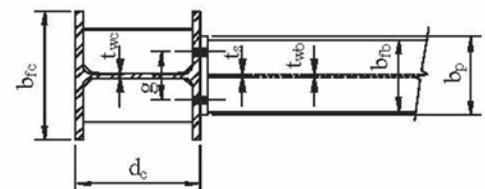
3. DIMENSIONES Y PROPIEDADES DEL PÓRICO

Tipo de sistema resistente a sismo	SMF
El pórtico se ubica en el último nivel de la estructura	No
Distancia entre ejes del pórtico (L)	5.00 m
Distancia al pórtico izquierdo (L_{izq})	4.00 m
Distancia al pórtico derecho (L_{der})	4.00 m
Separación entre correas (S_{corr})	1.00 m
Tipo de perfil para correas	IPE
Designación del perfil para correas	IPE120
Espesor y calibre de sofito metálico	10cm cal.22
Modulo de elasticidad del acero (E)	$2.10E+06 \text{ kg/cm}^2$
Peso propio de correas (PP_{corr})	10.40 kg/m
Peso propio de losacero (PP_{losac})	187.45 kg/m ²



4. DIMENSIONES Y PROPIEDADES DE LA COLUMNA

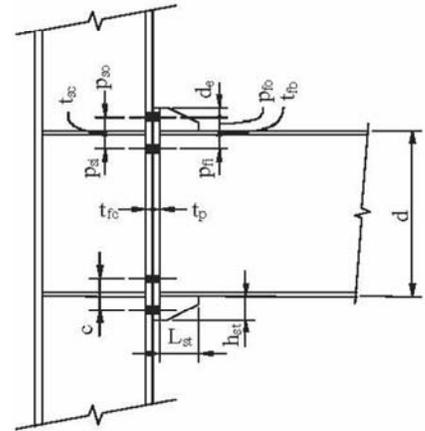
Tipo de acero	A36
Tipo de perfil	HEB
Designación del perfil	HEB400
Altura de la columna (d_c)	400 mm
Ancho de la columna (b_{fc})	300 mm
Espesor del ala (t_{fc})	24 mm
Espesor del alma (t_{wc})	14 mm
Radio de curvatura entre ala y alma (r_c)	27 mm
Tensión cedente (F_{yc})	$2,530 \text{ kg/cm}^2$
Tensión última (F_{uc})	$4,080 \text{ kg/cm}^2$



HOJA DE CÁLCULO			
DISEÑO DE CONEXIONES		FECHA:	VIGA:
TIPO DE CONEXIÓN: Four-Bolt Stiffened Extended End-Plate (4ES)		2018	IPE360
COLUMNA: HEB400			
ANSI/AISC 341-16: Seismic Provisions for Structural Steel Buildings.			
ANSI/AISC 358-16: Prequalified Connections for Special and Intermediate Steel Moment Frames for Seismic Applications.			
ANSI/AISC 360-16: Specification for Structural Steel Buildings.			
Steel Design Guide N° 4: Extended End-Plate Moment Connections, Seismic and Wind Applications.			
CLIENTE:	INGENIERO:	PROYECTO:	
Universidad Católica Andrés Bello	Luis Sequea	Trabajo Especial de Grado	

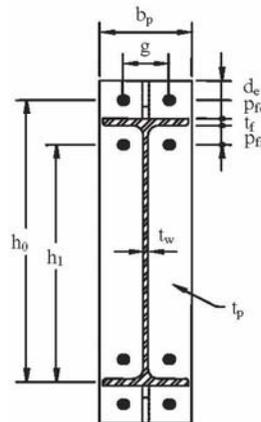
5. DIMENSIONES Y PROPIEDADES DE LA VIGA

Tipo de acero	A36	
Tipo de perfil	IPE	
Designación del perfil	IPE360	
Altura de la viga (d)	360 mm	Dentro de los parámetros precalificados
Ancho de la viga (b_{fb})	170 mm	Dentro de los parámetros precalificados
Espesor del ala (t_{fb})	13 mm	Dentro de los parámetros precalificados
Espesor del alma (t_{wb})	8 mm	
Modulo plástico (Z_x)	1,020 cm ³	
Longitud de la viga ($L_b = L - d_c$)	4.60 m	
Razón longitud/altura (L_b/d)	12.78	Ok
Tensión cedente (F_y)	2,530 kg/cm ²	
Tensión última (F_u)	4,080 kg/cm ²	
Factor de sobrerresistencia cedente (R_y)	1.5	



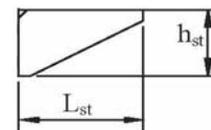
6. DIMENSIONES Y PROPIEDADES DE LA PLANCHA EXTREMA

Tipo de acero	A36	
Espesor de la plancha (t_p)	31 mm	Dentro de los parámetros precalificados
Ancho de la plancha (b_p)	220 mm	Dentro de los parámetros precalificados
Distancia horizontal entre pernos (g)	140 mm	Dentro de los parámetros precalificados
Distancia de pernos internos al ala (P_{fi})	50 mm	Dentro de los parámetros precalificados
Distancia de pernos externos al ala (P_{fo})	50 mm	Dentro de los parámetros precalificados
Dist. de pernos al borde de la plancha (d_{cb})	40 mm	
Alto de la plancha (h_p)	540 mm	
Tensión cedente (F_y)	2,530 kg/cm ²	
Tensión última (F_u)	4,080 kg/cm ²	



7. DIMENSIONES Y PROPIEDADES DE LOS RIGIDIZADORES

Tipo de acero	A36	
Espesor de rigidizadores (t_{st})	10 mm	Ok
Largo de rigidizadores (L_{st})	160 mm	Ok
Altura de rigidizadores (h_{st})	90 mm	
Tensión cedente (F_y)	2,530 kg/cm ²	
Tensión última (F_u)	4,080 kg/cm ²	



8. DIMENSIONES Y PROPIEDADES DE LOS PERNOS

Tipo de acero	A490	
Diámetro del perno (d_b) en pulg.	1 1/8	
Diámetro del perno (d_b) en mm	28.60 mm	Ok
Diámetro del agujero (d_a)	30.60 mm	
Capacidad nominal a tracción (F_{tb})	7,940 kg/cm ²	
Capacidad nominal a corte (F_{vb})	4,220 kg/cm ²	

HOJA DE CÁLCULO			
DISEÑO DE CONEXIONES		FECHA:	VIGA:
TIPO DE CONEXIÓN: Four-Bolt Stiffened Extended End-Plate (4ES)		2018	IPE360
COLUMNNA: HEB400			
ANSI/AISC 341-16: Seismic Provisions for Structural Steel Buildings.			
ANSI/AISC 358-16: Prequalified Connections for Special and Intermediate Steel Moment Frames for Seismic Applications.			
ANSI/AISC 360-16: Specification for Structural Steel Buildings.			
Steel Design Guide N° 4: Extended End-Plate Moment Connections, Seismic and Wind Applications.			
CLIENTE:	INGENIERO:	PROYECTO:	
Universidad Católica Andrés Bello	Luis Sequea	Trabajo Especial de Grado	

9. PROPIEDADES DE LA SOLDADURA

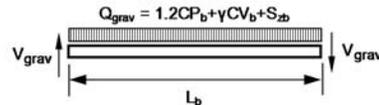
Tipo de electrodo	E70XX
Resistencia a tracción (F_{ox})	4,920 kg/cm ²

10. FACTORES DE RESISTENCIA

Estado limite dúctil (ϕ_d)	1.00
Estado limite no dúctil (ϕ_n)	0.90

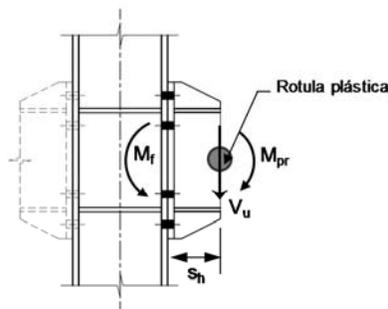
CALCULO DEL MOMENTO DE DISEÑO

1. CORTANTE DEBIDO A LAS ACCIONES GRAVITACIONALES



Carga permanente (CP)	$CP = C_{tab} + C_{acab} + C_{sobrep} + PP_{losac} + \frac{PP_{corr}}{S_{corr}}$	CP = 567.85 kg/m ²
Carga permanente sobre la viga (CP _b)	$CP_b = CP \frac{(L_{izq} + L_{der})}{2}$	CP _b = 2,271.40 kg/m
Carga variable sobre la viga (CV _b)	$CV_b = CV \frac{(L_{izq} + L_{der})}{2}$	CV _b = 1,200.00 kg/m
Carga sísmica vertical sobre la viga (S _{zb})	$S_{zb} = (0.2\alpha\phi\beta A_o)CP_b$	S _{zb} = 318.90 kg/m
Carga sobre la viga debido a las acciones gravitacionales (Q _{grav})	$Q_{grav} = 1.2CP_b + \gamma CV_b + S_{zb}$	Q _{grav} = 3,344.58 kg/m
Cortante debido a las acciones gravitacionales (V _{grav})	$V_{grav} = \frac{Q_{grav}L_b}{2}$	V _{grav} = 7,692.54 kg

2. MOMENTO DE DISEÑO



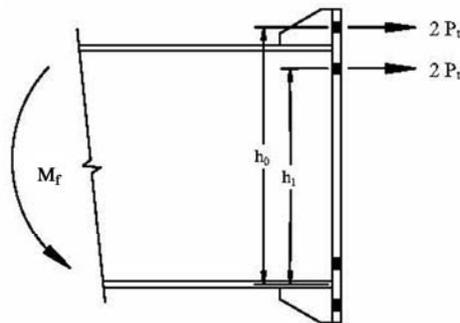
Factor de esfuerzo máximo en la conexión (C _{pr})	$C_{pr} = \frac{F_{yb} + F_{ub}}{2F_{yb}} \leq 1.2$	C _{pr} = 1.20
Momento plástico probable (M _{pr})	$M_{pr} = C_{pr}R_yF_{yb}Z_x$	M _{pr} = 46,451 kgxm

HOJA DE CÁLCULO			
DISEÑO DE CONEXIONES		FECHA:	VIGA:
TIPO DE CONEXIÓN: Four-Bolt Stiffened Extended End-Plate (4ES)		2018	IPE360
		COLUMNA:	HEB400
ANSI/AISC 341-16: Seismic Provisions for Structural Steel Buildings.			
ANSI/AISC 358-16: Prequalified Connections for Special and Intermediate Steel Moment Frames for Seismic Applications.			
ANSI/AISC 360-16: Specification for Structural Steel Buildings.			
Steel Design Guide Nº 4: Extended End-Plate Moment Connections, Seismic and Wind Applications.			
CLIENTE:	INGENIERO:	PROYECTO:	
Universidad Católica Andrés Bello	Luis Sequea	Trabajo Especial de Grado	

Distancia entre la cara de la columna y la rotula plástica (S_h)	$S_h = L_{st} + t_p$	$S_h = 0.191 \text{ m}$
Distancia entre rotulas plásticas (L_h)	$L_h = L - 2(S_h + d/2)$	$L_h = 4.26 \text{ m}$
Cortante de diseño (V_u)	$V_u = 2M_{pr}/L_h + V_{grav}$	$V_u = 29,511 \text{ kg}$
Momento de diseño (M_f)	$M_f = M_{pr} + V_u S_h$	$M_f = 52,087 \text{ kg}\times\text{m}$

REVISIÓN DE LAS DIMENSIONES

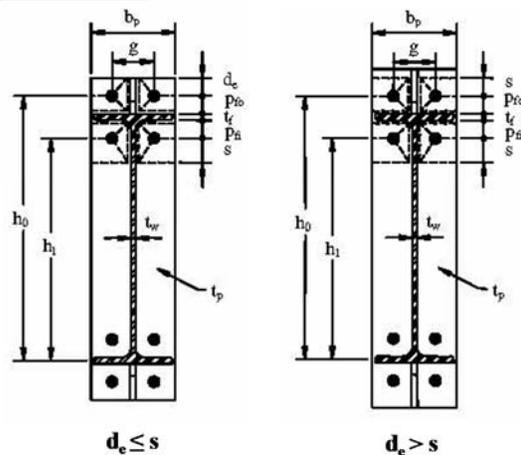
1. DIÁMETRO DE LOS PERNOS



Dist. entre el perno superior externo y el ala inferior (h_o)	$h_o = d - 0.5t_{fb} + P_{fo}$	$h_o = 403.65 \text{ mm}$
Dist. entre el perno superior interno y el ala inferior (h_1)	$h_1 = d - 1.5t_{fb} - P_{fi}$	$h_1 = 290.95 \text{ mm}$
Diámetro requerido de los pernos ($d_{b,req}$)	$d_{b,req} = \sqrt{\frac{2M_f}{\pi\phi_n F_{tb}(h_o + h_1)}}$	$d_{b,req} = 25.85 \text{ mm}$

2. ESPESOR DE LA PLANCHA EXTREMA

2.1. Parámetro del mecanismo de líneas de cedencia



HOJA DE CÁLCULO			
DISEÑO DE CONEXIONES		FECHA:	VIGA:
TIPO DE CONEXIÓN: Four-Bolt Stiffened Extended End-Plate (4ES)		2018	IPE360
ANSI/AISC 341-16: Seismic Provisions for Structural Steel Buildings. ANSI/AISC 358-16: Prequalified Connections for Special and Intermediate Steel Moment Frames for Seismic Applications. ANSI/AISC 360-16: Specification for Structural Steel Buildings. Steel Design Guide N° 4: Extended End-Plate Moment Connections, Seismic and Wind Applications.			
CLIENTE:	INGENIERO:	PROYECTO:	
Universidad Católica Andrés Bello	Luis Sequea	Trabajo Especial de Grado	

Distancia del perno interno ó externo a la línea de cedencia (s) $s = \frac{1}{2} \sqrt{h_p g}$ s = 83.67 mm

Parámetro del mecanismo de líneas de cedencia (Y_p)

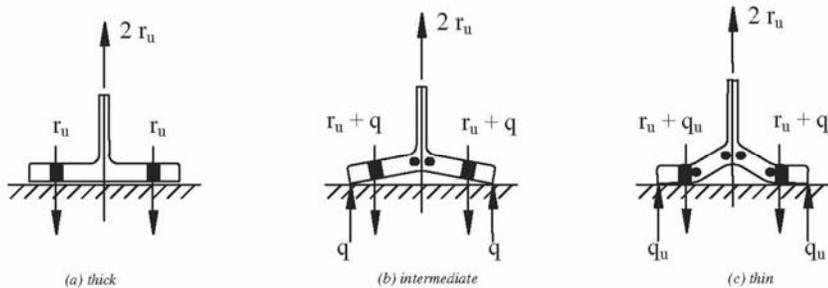
Si $p_{fi} > s$, se usa $p_{fi} = s$ p_{fijado} = 50.00 mm

a) Si $d_e \leq s$, entonces $Y_p = Y_{p1}$ $Y_{p1} = \frac{b_p}{2} \left[h_1 \left(\frac{1}{p_{fi}} + \frac{1}{s} \right) + h_o \left(\frac{1}{p_{fo}} + \frac{1}{2s} \right) \right] + \frac{2}{g} [h_1(p_{fi} + s) + h_o(d_e + p_{fo})]$ Y_{p1} = 3,053 mm

b) Si $d_e > s$, entonces $Y_p = Y_{p2}$ $Y_{p2} = \frac{b_p}{2} \left[h_1 \left(\frac{1}{p_{fi}} + \frac{1}{s} \right) + h_o \left(\frac{1}{p_{fo}} + \frac{1}{s} \right) \right] + \frac{2}{g} [h_1(p_{fi} + s) + h_o(s + p_{fo})]$ Y_{p2} = 3,546 mm

Aplica la opción a), por lo tanto $Y_p = Y_{p1}$ Y_p = 3,053 mm

2.2. Revisión del efecto de apalancamiento



Capacidad a tracción de los pernos (P_t) $P_t = F_{tb} A_b = F_{tb} (\pi d_b^2 / 4)$ P_t = 51,008 kg

Momento requerido para resistir la tracción de los pernos (M_{np}) $M_{np} = 2P_t(h_o + h_1)$ M_{np} = 70,861 kgxm

Capacidad a Flexión de la plancha (M_{pl}) $M_{pl} = \frac{\phi_d F_{yp} Y_p t_p^2}{1.11}$ M_{pl} = 60,180 kgxm

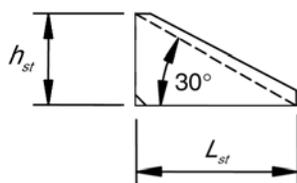
Revisión del efecto de apalancamiento $0.9M_{pl} \geq M_{np}$ 54,162 kgxm \geq 70,861 kgxm **No chequea**

El chequeo del efecto de apalancamiento no resulta satisfactorio, por lo tanto el espesor de la plancha extrema se determina usando el momento requerido para resistir la tracción de los pernos ($M_f = M_{np}$) M_{fusado} = 70,861 kgxm

2.3. Espesor de la plancha extrema

Espesor de la plancha extrema (t_{preq}) $t_{preq} = \sqrt{\frac{1.11 M_f}{\phi_d F_{yp} Y_p}}$ t_{preq} = 31.91 mm

3. DIMENSIONES Y SOLDADURA DE LOS RIGIDIZADORES



HOJA DE CÁLCULO				
DISEÑO DE CONEXIONES		FECHA:	VIGA:	COLUMNA:
TIPO DE CONEXIÓN: Four-Bolt Stiffened Extended End-Plate (4ES)		2018	IPE360	HEB400
<p align="center">ANSI/AISC 341-16: Seismic Provisions for Structural Steel Buildings. ANSI/AISC 358-16: Prequalified Connections for Special and Intermediate Steel Moment Frames for Seismic Applications. ANSI/AISC 360-16: Specification for Structural Steel Buildings. Steel Design Guide Nº 4: Extended End-Plate Moment Connections, Seismic and Wind Applications.</p>				
CLIENTE:	INGENIERO:	PROYECTO:		
Universidad Católica Andrés Bello	Luis Sequea	Trabajo Especial de Grado		

3.1. Fuerza de diseño en las alas de la viga

Fuerza de diseño en las alas de la viga (F_{fu})

$$F_{fu} = \frac{M_f}{d - t_{fb}}$$

$F_{fu} = 149,978 \text{ kg}$

3.2. Largo del rigidizador

Largo requerido del rigidizador (L_{streq})

$$L_{streq} = \frac{p_{fo} + d_e}{\tan(30^\circ)}$$

$L_{streq} = 155.88 \text{ mm}$

3.3. Espesor del rigidizador

Espesor mínimo del rigidizador (t_{smin})

$$t_{smin} = t_{wb} \left(\frac{F_{yb}}{F_{ys}} \right)$$

$t_{smin} = 8.00 \text{ mm}$

Espesor del rigidizador para evitar el pandeo local (t_{sp})

$$t_{sp} = \frac{h_{st}}{0.56\sqrt{E/F_{ys}}}$$

$t_{sp} = 5.58 \text{ mm}$

Espesor requerido del rigidizador (t_{streq})

$$t_{streq} = \max\{t_{smin}; t_{sp}\}$$

$t_{streq} = 8.00 \text{ mm}$

3.4. Soldadura en el rigidizador

Resistencia a cortante de la soldadura (ϕF_w)

$$\phi F_w = 0.75 \times 0.60 F_{exx}$$

$\phi F_w = 2,214 \text{ kg/cm}^2$

Espesor del cordón de soldadura entre rigidizador y ala de viga (D_{ala})

$$D_{ala} = \frac{F_{fu}}{0.707\phi F_w 2L_{st}}$$

$D_{ala} = 2.99 \text{ mm}$

Espesor del cordón de soldadura entre rigidizador y plancha extrema ($D_{plancha}$)

$$D_{plancha} = \frac{F_{fu}}{0.707\phi F_w 2h_{st}}$$

$D_{plancha} = 5.32 \text{ mm}$

Espesor mínimo del cordón de soldadura por norma (D_{min})

$$D_{min} = \text{Tabla J2.4 AISC 360 - 16}$$

$D_{min} = 5 \text{ mm}$

Espesor del cordón de soldadura requerido (D_{req})

$$D_{req} = \max\{D_{ala}; D_{plancha}; D_{min}\}$$

$D_{req} = 6 \text{ mm}$

Si el espesor del rigidizador es menor o igual a 10 mm la soldadura es de filete, de lo contrario la soldadura es de penetración completa. Como el espesor del rigidizador es 10 mm la soldadura es de filete.

REVISIÓN DE LOS ESTADOS LÍMITES

1. REVISIÓN DE LA RUPTURA POR CORTE EN LOS PERNOS

Numero de Pernos (n_b)

$n_b = 4$

Revisión de la ruptura por corte en los pernos

$$V_u \leq \phi_n (n_b) F_{vb} (\pi d_b^2 / 4)$$

$29,511 \text{ kg} \leq 97,597 \text{ kg}$ Chequea

2. REVISIÓN DEL CORTE EN LA PLANCHA EXTREMA

2.1. Cedencia por corte

Corte de diseño en la la plancha extrema ($\phi_d R_{np}$)

$$\phi_d R_{np} = \phi_d (0.6) F_{yp} b_p t_p$$

$\phi_d R_{np} = 94,116 \text{ kg}$

Revisión de la cedencia por corte en la plancha extrema

$$\frac{F_{fu}}{2} \leq \phi_d R_{np}$$

$74,989 \text{ kg} \leq 94,116 \text{ kg}$ Chequea

HOJA DE CÁLCULO				
DISEÑO DE CONEXIONES		FECHA:	VIGA:	COLUMNA:
TIPO DE CONEXIÓN: Four-Bolt Stiffened Extended End-Plate (4ES)		2018	IPE360	HEB400
ANSI/AISC 341-16: Seismic Provisions for Structural Steel Buildings. ANSI/AISC 358-16: Prequalified Connections for Special and Intermediate Steel Moment Frames for Seismic Applications. ANSI/AISC 360-16: Specification for Structural Steel Buildings. Steel Design Guide N° 4: Extended End-Plate Moment Connections, Seismic and Wind Applications.				
CLIENTE:	INGENIERO:	PROYECTO:		
Universidad Católica Andrés Bello	Luis Sequea	Trabajo Especial de Grado		

2.1. Ruptura por corte

Área neta de la plancha extrema (A_n)	$A_n = t_p [b_p - 2(d_b + 3)]$	$A_n = 42.41 \text{ cm}^2$	
Revisión de la cedencia por corte en la plancha extrema	$\frac{F_u}{2} \leq \phi_n (0.6) F_{up} A_n$	$74,989 \text{ kg} \leq 93,433 \text{ kg}$	Chequea

3. REVISIÓN DEL APLASTAMIENTO Y DESGARRAMIENTO EN LA PLANCHA EXTREMA Y EN EL ALA DE LA COLUMNA

Numero de Pernos externos (n_o)		$n_o = 2$	
Numero de Pernos internos (n_i)		$n_i = 2$	
Espacio libre, en la dirección de la fuerza, entre el borde del agujero y el borde de la plancha extrema (L_{co})	$L_{co} = d_e - d_a / 2$	$L_{co} = 24.70 \text{ mm}$	
Espacio libre, en la dirección de la fuerza, entre bordes de agujeros adyacentes (L_{ci})	$L_{ci} = P_{fi} + P_{fo} + t_{fb} - d_a$	$L_{ci} = 82.10 \text{ mm}$	

3.1. En la plancha extrema

Aplastamiento ó desgarramiento de los pernos externos (r_{nop})	$r_{nop} = 1.2 L_{co} t_p F_{up} < 2.4 d_b t_p F_{up}$	$r_{nop} = 37,489 \text{ kg}$	
Aplastamiento ó desgarramiento de los pernos internos (r_{nip})	$r_{nip} = 1.2 L_{ci} t_p F_{up} < 2.4 d_b t_p F_{up}$	$r_{nip} = 86,816 \text{ kg}$	
Revisión del aplastamiento y desgarramiento en la plancha extrema	$V_u < \phi_n (n_i) r_{nip} + \phi_n (n_o) r_{nop}$	$29,511 \text{ kg} < 223,748 \text{ kg}$	Chequea

3.2. En el ala de la columna

Aplastamiento ó desgarramiento de los pernos externos (r_{noc})	$r_{noc} = 1.2 L_{co} t_p F_{uc} < 2.4 d_b t_p F_{uc}$	$r_{noc} = 37,489 \text{ kg}$	
Aplastamiento ó desgarramiento de los pernos internos (r_{nic})	$r_{nic} = 1.2 L_{ci} t_p F_{uc} < 2.4 d_b t_p F_{uc}$	$r_{nic} = 86,816 \text{ kg}$	
Revisión del aplastamiento y desgarramiento en el ala de la columna	$V_u < \phi_n (n_i) r_{nic} + \phi_n (n_o) r_{noc}$	$29,511 \text{ kg} < 223,748 \text{ kg}$	Chequea

4. SOLDADURA ENTRE LA VIGA Y LA PLANCHA EXTREMA

Resistencia a cortante de la soldadura (ϕF_w)	$\phi F_w = 0.75 \times 0.60 F_{exx}$	$\phi F_w = 2,214 \text{ kg/cm}^2$	
---	---------------------------------------	------------------------------------	--

4.1. Soldadura en las alas de la viga

Para las alas se usa soldadura de penetración completa para resistir el momento elástico de la conexión, mas un refuerzo de filete a ambos lados para resistir el momento plástico.

Espesor del cordón de soldadura por norma (D_{fb})	$D_{fb} = \text{Tabla J2.4 AISC 360} - 16$	$D_{fb} = 8 \text{ mm}$	
--	--	-------------------------	--

4.2. Soldadura en el alma de la viga

Longitud efectiva de soldadura que resiste el corte de diseño (L_v)	$L_v = d/2 - t_{fb} < d - 2t_{fb} - (P_{fi} + 2d_b)$	$L_v = 167.30 \text{ mm}$	
Espesor del cordón de soldadura para desarrollar el corte de diseño (D_{wbs})	$D_{wbs} = \frac{V_u}{1.414 \phi F_w L_v}$	$D_{wbs} = 5.63 \text{ mm}$	

HOJA DE CÁLCULO			
DISEÑO DE CONEXIONES		FECHA:	VIGA:
TIPO DE CONEXIÓN: Four-Bolt Stiffened Extended End-Plate (4ES)		2018	IPE360
COLUMNA: HEB400			
ANSI/AISC 341-16: Seismic Provisions for Structural Steel Buildings.			
ANSI/AISC 358-16: Prequalified Connections for Special and Intermediate Steel Moment Frames for Seismic Applications.			
ANSI/AISC 360-16: Specification for Structural Steel Buildings.			
Steel Design Guide Nº 4: Extended End-Plate Moment Connections, Seismic and Wind Applications.			
CLIENTE:	INGENIERO:	PROYECTO:	
Universidad Católica Andrés Bello	Luis Sequea	Trabajo Especial de Grado	

Espesor del cordón de soldadura para desarrollar la resistencia a la flexión (D_{wb})

$$D_{wb} = \frac{0.9F_y R_y t_{wb}}{1.5\phi F_w \sqrt{2}}$$

$$D_{wb} = 5.82 \text{ mm}$$

Espesor mínimo del cordón de soldadura por norma (D_{wbmin})

$$D_{wbmin} = \text{Tabla J2.4 AISC 360 - 16}$$

$$D_{wbmin} = 5 \text{ mm}$$

Espesor del cordón de soldadura requerido (D_{wbreq})

$$D_{wbreq} = \max\{D_{wb}; D_{wbmin}\}$$

$$D_{wbreq} = 6 \text{ mm}$$

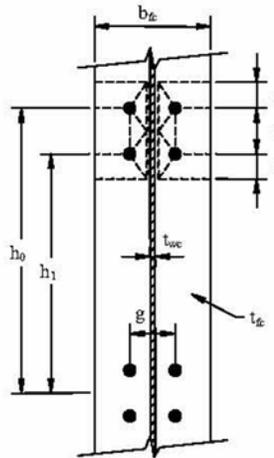
5. REVISIÓN DE LA FLEXIÓN LOCAL EN LAS ALAS DE LA COLUMNA

Distancia del perno interno ó externo a la línea de cedencia (s_c)

$$s_c = \frac{1}{2} \sqrt{b_{fc} g}$$

$$s_c = 102.47 \text{ mm}$$

5.1. Revisión sin planchas de continuidad en la columna



Dist. entre pernos internos y externos (c)

$$c = P_{fi} + P_{fo} + t_{fb}$$

$$c = 112.70 \text{ mm}$$

Parámetro del mecanismo de líneas de cedencia (Y_c)

$$Y_c = \frac{b_{fc}}{2} \left[h_1 \left(\frac{1}{s_c} \right) + h_o \left(\frac{1}{s_c} \right) \right] + \frac{2}{g} \left[h_1 \left(s_c + \frac{3c}{4} \right) + h_o \left(s_c + \frac{c}{4} \right) + \frac{c^2}{2} \right] + \frac{g}{2}$$

$$Y_c = 2,708 \text{ mm}$$

Revisión sin plancha de continuidad en la columna

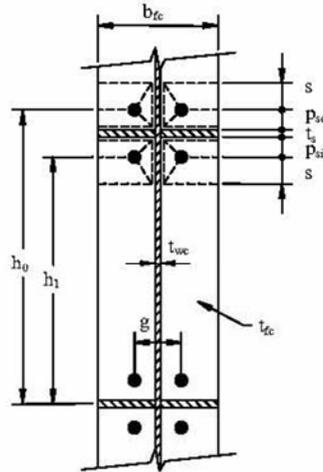
$$t_{fc} \geq \sqrt{\frac{1.11 M_f}{\phi_a F_y Y_c}}$$

$$24.00 \text{ mm} \geq 29.05 \text{ mm}$$

No chequea

HOJA DE CÁLCULO			
DISEÑO DE CONEXIONES		FECHA:	VIGA:
TIPO DE CONEXIÓN: Four-Bolt Stiffened Extended End-Plate (4ES)		2018	IPE360
COLUMNA: HEB400			
ANSI/AISC 341-16: Seismic Provisions for Structural Steel Buildings.			
ANSI/AISC 358-16: Prequalified Connections for Special and Intermediate Steel Moment Frames for Seismic Applications.			
ANSI/AISC 360-16: Specification for Structural Steel Buildings.			
Steel Design Guide N° 4: Extended End-Plate Moment Connections, Seismic and Wind Applications.			
CLIENTE:	INGENIERO:	PROYECTO:	
Universidad Católica Andrés Bello	Luis Sequea	Trabajo Especial de Grado	

5.2. Revisión con planchas de continuidad en la columna



Espesor de la placa de continuidad (t_c) **10 mm**

Distancia de pernos internos a la placa de continuidad (P_{si})

$$P_{si} = P_{fi} + 0.5(t_{fb} - t_{sc}) < s_c$$

$$P_{si} = 51.35 \text{ mm}$$

Distancia de pernos externos a la placa de continuidad (P_{so})

$$P_{so} = P_{fo} + 0.5(t_{fb} - t_{sc})$$

$$P_{so} = 51.35 \text{ mm}$$

Parámetro del mecanismo de líneas de cedencia (Y_c)

$$Y_c = \frac{b_{fc}}{2} \left[h_1 \left(\frac{1}{s_c} + \frac{1}{P_{si}} \right) + h_0 \left(\frac{1}{s_c} + \frac{1}{P_{so}} \right) \right] + \frac{2}{g} [h_1(s_c + P_{si}) + h_0(s_c + P_{so})]$$

$$Y_c = 4,572 \text{ mm}$$

Revisión con placa de continuidad en la columna

$$t_{fc} \geq \sqrt{\frac{1.11M_f}{\phi_d F_{yc} Y_c}}$$

$$24.00 \text{ mm} \geq 22.36 \text{ mm}$$

Chequea

5.3. Requerimiento de las planchas de continuidad en la columna

Se realizó el chequeo de la flexión local en las alas de la columna asumiendo dos condiciones: columna con planchas de continuidad y columna sin planchas de continuidad. El chequeo de la columna sin planchas de continuidad no resultó satisfactorio, por lo tanto las planchas de continuidad son requeridas.

6. FUERZA DE DISEÑO EN LAS ALAS DE LA COLUMNA

Momento de diseño en las alas de la columna ($\phi_d M_{cf}$)

$$\phi_d M_{cf} = \phi_d F_{yc} Y_c t_{fc}^2$$

$$\phi_d M_{cf} = 39,465 \text{ kgxm}$$

Fuerza de diseño en las alas de la columna ($\phi_d R_{nf}$)

$$\phi_d R_{nf} = \frac{\phi_d M_{cf}}{(d - t_{fb})}$$

$$\phi_d R_{nf} = 113,632 \text{ kg}$$

7. FACTOR DE REDUCCIÓN PARA LAS FUERZAS DE DISEÑO EN LA COLUMNA

El factor de reducción de las fuerzas de diseño (C_t) depende de la distancia entre la cima de la columna y la cara superior de la viga (S_o).

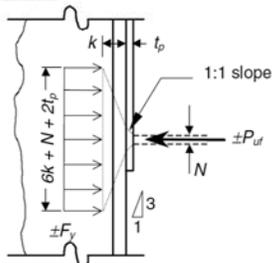
- Quando el pórtico se ubica en el ultimo nivel de la estructura $S_o = 0$, por lo tanto $C_t = 0.5$.
- Quando el pórtico no se ubica en el ultimo nivel de la estructura $S_o \geq d_c$, por lo tanto $C_t = 1$.

Aplica la opción b), por lo tanto $C_t = 1$

$$C_t = 1$$

HOJA DE CÁLCULO			
DISEÑO DE CONEXIONES		FECHA:	VIGA:
TIPO DE CONEXIÓN: Four-Bolt Stiffened Extended End-Plate (4ES)		2018	IPE360
COLUMNA: HEB400			
ANSI/AISC 341-16: Seismic Provisions for Structural Steel Buildings.			
ANSI/AISC 358-16: Prequalified Connections for Special and Intermediate Steel Moment Frames for Seismic Applications.			
ANSI/AISC 360-16: Specification for Structural Steel Buildings.			
Steel Design Guide N° 4: Extended End-Plate Moment Connections, Seismic and Wind Applications.			
CLIENTE:	INGENIERO:	PROYECTO:	
Universidad Católica Andrés Bello	Luis Sequea	Trabajo Especial de Grado	

8. REVISIÓN DE LA CEDENCIA LOCAL EN EL ALMA DE LA COLUMNA



Distancia de la cara exterior del ala al inicio de la curvatura que une el ala con el alma (k_c)

$$k_c = t_{fc} + \tau_c$$

$$k_c = 51.00 \text{ mm}$$

Fuerza de diseño en el alma de la columna ($\phi_d R_{nw}$)

$$\phi_d R_{nw} = \phi_d C_t (6k_c + t_{fb} + 2t_p) F_{yc} t_{wc}$$

$$\phi_d R_{nw} = 130,028 \text{ kg}$$

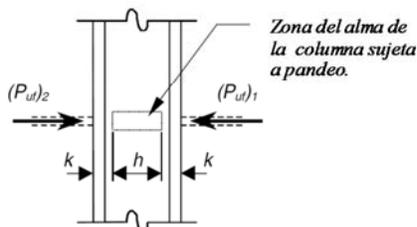
Revisión de la cedencia local en el alma de la columna

$$F_{fu} \leq \phi_d R_{nw}$$

$$149,978 \text{ kg} \leq 130,028 \text{ kg} \quad \text{No chequea}$$

El chequeo de la cedencia local en el alma de la columna no resulta satisfactorio, por lo tanto se requieren planchas de continuidad.

9. REVISIÓN DEL PANDEO EN EL ALMA DE LA COLUMNA



Factor de reducción al pandeo del alma (ϕ_b)

$$\phi_b = 0.75$$

Distancia libre entre alas menos la curvatura que une las alas con el alma (h)

$$h = d_c - 2(t_{fc} + \tau_c)$$

$$h = 298.00 \text{ mm}$$

Fuerza de diseño al pandeo del alma ($\phi_b R_{nb}$)

$$\phi_b R_{nb} = \phi_b C_t \frac{2A t_{wc}^3 \sqrt{E F_{yc}}}{h}$$

$$\phi_b R_{nb} = 108,325 \text{ kg}$$

Revisión del pandeo en el alma de la columna

$$F_{fu} \leq \phi_b R_{nb}$$

$$149,978 \text{ kg} \leq 108,325 \text{ kg} \quad \text{No chequea}$$

El chequeo del pandeo en el alma de la columna no resulta satisfactorio, por lo tanto se requieren planchas de continuidad.

10. REVISIÓN DEL APLASTAMIENTO LOCAL EN EL ALMA DE LA COLUMNA

Factor de reducción al aplastamiento local del alma (ϕ_c)

$$\phi_c = 0.75$$

Distancia entre los extremos superior e inferior de los cordones de soldadura en el ala comprimida de la viga (N)

$$N = t_{fb} + 2D_{fb}$$

$$N = 28.70 \text{ mm}$$

HOJA DE CÁLCULO			
DISEÑO DE CONEXIONES		FECHA:	VIGA:
TIPO DE CONEXIÓN: Four-Bolt Stiffened Extended End-Plate (4ES)		2018	IPE360
		COLUMNA:	HEB400
ANSI/AISC 341-16: Seismic Provisions for Structural Steel Buildings.			
ANSI/AISC 358-16: Prequalified Connections for Special and Intermediate Steel Moment Frames for Seismic Applications.			
ANSI/AISC 360-16: Specification for Structural Steel Buildings.			
Steel Design Guide Nº 4: Extended End-Plate Moment Connections, Seismic and Wind Applications.			
CLIENTE:	INGENIERO:	PROYECTO:	
Universidad Católica Andrés Bello	Luis Sequea	Trabajo Especial de Grado	

Fuerza de diseño al aplastamiento local del alma ($\phi_c R_{nc}$)

a) Si $C_t = 0.5$ y $N/d_c > 0.2$ entonces $\phi_c R_{nc} = \phi_c R_{nc1}$ $\phi_c R_{nc1} = \phi_c C_t 0.8 t_{wc}^2 \left[1 + \left(\frac{4N}{d_c} - 0.2 \right) \left(\frac{t_{wc}}{t_{fc}} \right)^{1.5} \right] \sqrt{\frac{E F_{yc} t_{fc}}{t_{wc}}}$ $\phi_c R_{nc1} = 110,175 \text{ kg}$

b) Para los otros casos $\phi_c R_{nc} = \phi_c R_{nc2}$ $\phi_c R_{nc2} = \phi_c C_t 0.8 t_{wc}^2 \left[1 + 3 \left(\frac{N}{d_c} \right) \left(\frac{t_{wc}}{t_{fc}} \right)^{1.5} \right] \sqrt{\frac{E F_{yc} t_{fc}}{t_{wc}}}$ $\phi_c R_{nc2} = 115,925 \text{ kg}$

Aplica la opción b), por lo tanto $\phi_c R_{nc} = \phi_c R_{nc2}$

$\phi_c R_{nc} = 115,925 \text{ kg}$

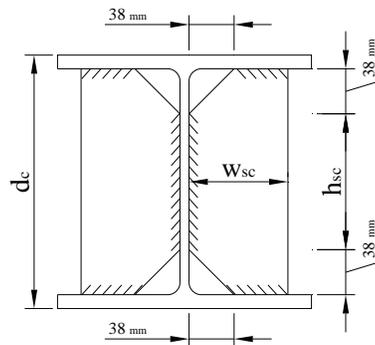
Revisión del aplastamiento local en el alma de la columna

$$F_{fu} \leq \phi_c R_{nc}$$

$149,978 \text{ kg} \leq 115,925 \text{ kg}$ **No chequea**

El chequeo del aplastamiento local en el alma de la columna no resulta satisfactorio, por lo tanto se requieren planchas de continuidad.

DISEÑO DE LAS PLANCHAS DE CONTINUIDAD



1. FUERZA DE DISEÑO EN LAS PLANCHAS DE CONTINUIDAD

Fuerza de diseño mínima en el alma de la columna (ϕR_{nmin}) $\phi R_{nmin} = \min\{\phi_d R_{nf}; \phi_d R_{nw}; \phi_b R_{nb}; \phi_c R_{nc}\}$ $\phi R_{nmin} = 108,325 \text{ kg}$

Fuerza de diseño en las planchas de continuidad (F_{su}) $F_{su} = F_{fu} - \phi R_{nmin}$ $F_{su} = 41,653 \text{ kg}$

2. REVISIÓN DE LA ZONA PANEL

Distancia libre entre planchas de continuidad (d_z) $d_z = d - t_{fb} - t_{sc}$ $d_z = 337.30 \text{ mm}$

Distancia libre entre alas de la columna (w_z) $w_z = d_c - 2t_{fc}$ $w_z = 352.00 \text{ mm}$

Revisión de la zona panel $t_{sc} \geq \frac{d_z + w_z}{90}$ $10 \text{ mm} \geq 7.66 \text{ mm}$ **Chequea**

3. REVISIÓN DEL CORTE EN LAS PLANCHAS DE CONTINUIDAD

Factor de reducción al corte en las planchas de continuidad (ϕ_s) $\phi_s = 1$

Longitud mínima de las planchas de continuidad (h_{sc}) $h_{sc} = d_c - 2(t_{fc} + 38 \text{ mm})$ $h_{sc} = 276.00 \text{ mm}$

Fuerza de diseño al corte en las planchas de continuidad ($\phi_s R_{ns}$) $\phi_s R_{ns} = 2\phi_s 0.6 F_{yp} t_{sc} h_{sc}$ $\phi_s R_{ns} = 83,794 \text{ kg}$

Revisión del corte en las planchas de continuidad $F_{su} \leq \phi_s R_{ns}$ $41,653 \text{ kg} \leq 83,794 \text{ kg}$ **Chequea**

HOJA DE CÁLCULO			
DISEÑO DE CONEXIONES		FECHA:	VIGA:
TIPO DE CONEXIÓN: Four-Bolt Stiffened Extended End-Plate (4ES)		2018	IPE360
ANSI/AISC 341-16: Seismic Provisions for Structural Steel Buildings.			
ANSI/AISC 358-16: Prequalified Connections for Special and Intermediate Steel Moment Frames for Seismic Applications.			
ANSI/AISC 360-16: Specification for Structural Steel Buildings.			
Steel Design Guide N° 4: Extended End-Plate Moment Connections, Seismic and Wind Applications.			
CLIENTE:	INGENIERO:	PROYECTO:	
Universidad Católica Andrés Bello	Luis Sequea	Trabajo Especial de Grado	

4. REVISIÓN DE LA TRACCIÓN EN LAS PLANCHAS DE CONTINUIDAD

Factor de reducción a la tracción en las planchas de continuidad (ϕ_t)		$\phi_t = 0.9$	
Ancho de las planchas de continuidad (w_{sc})	$w_{sc} = \frac{b_p - t_{wc}}{2}$	$w_{sc} = 93.25 \text{ mm}$	
Fuerza de diseño a la tracción en las planchas de continuidad ($\phi_t R_{nt}$)	$\phi_t R_{nt} = t_{sc} 2 w_{sc} F_{yp}$	$\phi_t R_{nt} = 47,185 \text{ kg}$	
Revisión de la tracción en las planchas de continuidad	$F_{su} \leq \phi_t R_{nt}$	$41,653 \text{ kg} \leq 47,185 \text{ kg}$	Chequea

5. SOLDADURA EN LAS PLANCHAS DE CONTINUIDAD

Resistencia a cortante de la soldadura (ϕF_w)	$\phi F_w = 0.75 \times 0.60 F_{exx}$	$\phi F_w = 2,214 \text{ kg/cm}^2$
Espesor del cordón de soldadura (D_{sc})	$D_{sc} = \frac{0.6 F_{yp} t_{sc}}{\phi F_w \sqrt{2}}$	$D_{sc} = 4.85 \text{ mm}$
Espesor mínimo del cordón de soldadura por norma ($D_{sc\min}$)	$D_{sc\min} = \text{Tabla J2.4 AISC 360 - 16}$	$D_{sc\min} = 5 \text{ mm}$
Espesor del cordón de soldadura requerido ($D_{sc\text{req}}$)	$D_{sc\text{req}} = \max\{D_{sc}; D_{sc\min}\}$	$D_{sc\text{req}} = 5 \text{ mm}$

De los resultados se puede observar que la conexión seleccionada cumple con todas las revisiones de estados límites resistentes, siempre y cuando se le añadan planchas de continuidad a la columna. Sabiendo esto, la conexión elegida puede ser modelada en el programa ANSYS.

III.4 Modelado de la conexión en ANSYS

La conexión elegida en la sección III.2 cumple todas las limitaciones geométricas y todas las revisiones de estados límites resistentes establecidos en el AISC 358-16. Su capacidad de disipar energía depende significativamente de la degradación de rigidez y resistencia que pueda

experimentar. Esto último se puede obtener evaluando su comportamiento no lineal en el programa ANSYS.

El AISC 341-16 califica la conexión plancha extrema para usarse, bien sea en sistemas SMF, o en sistemas IMF. Si el ángulo de deriva de piso es $\theta = 0.02 \text{ rad}$ y se obtiene un $M < 0.8M_p$, la conexión solo puede usarse en sistemas OMF. Pero si el ángulo de deriva de piso es $\theta = 0.02 \text{ rad}$ y se consigue un $M \geq 0.8M_p$, entonces la conexión califica para usarse en sistemas IMF. Por último, si $\theta = 0.04 \text{ rad}$ y se alcanza un $M \geq 0.8M_p$, entonces la conexión califica para usarse en sistemas SMF (ver sección II.3.12).

A continuación se detalla el procedimiento y las consideraciones necesarias para modelar la conexión plancha extrema en el programa ANSYS V18.2.

III.4.1 Validación del modelo

El modelo de elementos finitos (modelo FEM) posee diversas consideraciones que deben ser validadas, para ello se consultaron varios trabajos referentes al estudio de conexiones plancha extrema, tanto experimentales como numéricos.

Specimen number	Connection type	End plate thickness (mm)	Bolt diameter (mm)	Number of bolts	Column stiffener	End plate stiffener
SC1	Flush	20	20	6	Yes	–
SC2	Extended	20	20	8	Yes	Yes
SC3	Extended	20	20	8	Yes	No
SC4	Extended	20	20	8	No	Yes
SC5	Extended	25	20	8	Yes	Yes
SC6	Extended	20	24	8	Yes	Yes
SC7	Extended	25	24	8	Yes	Yes
SC8	Extended	16	20	8	Yes	Yes

Tabla 11: Detalles geométricos de 8 conexiones estudiadas experimentalmente y con modelos FEM. Fuente: Shi, G. et al. (2008).

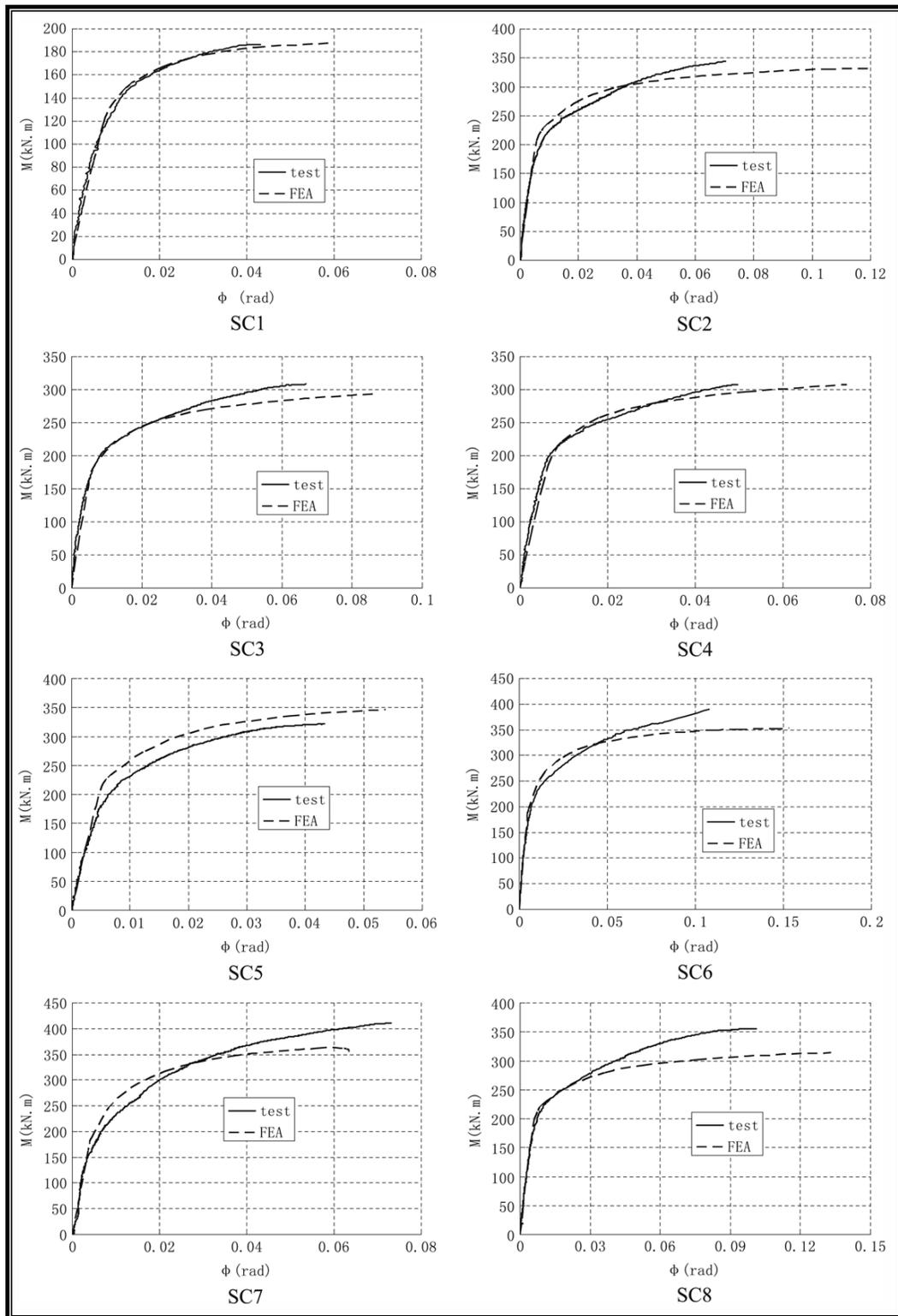


Figura 72: Comparación de curvas momento-rotación entre ensayo y modelo FEM. Fuente: Shi, G. et al. (2008).

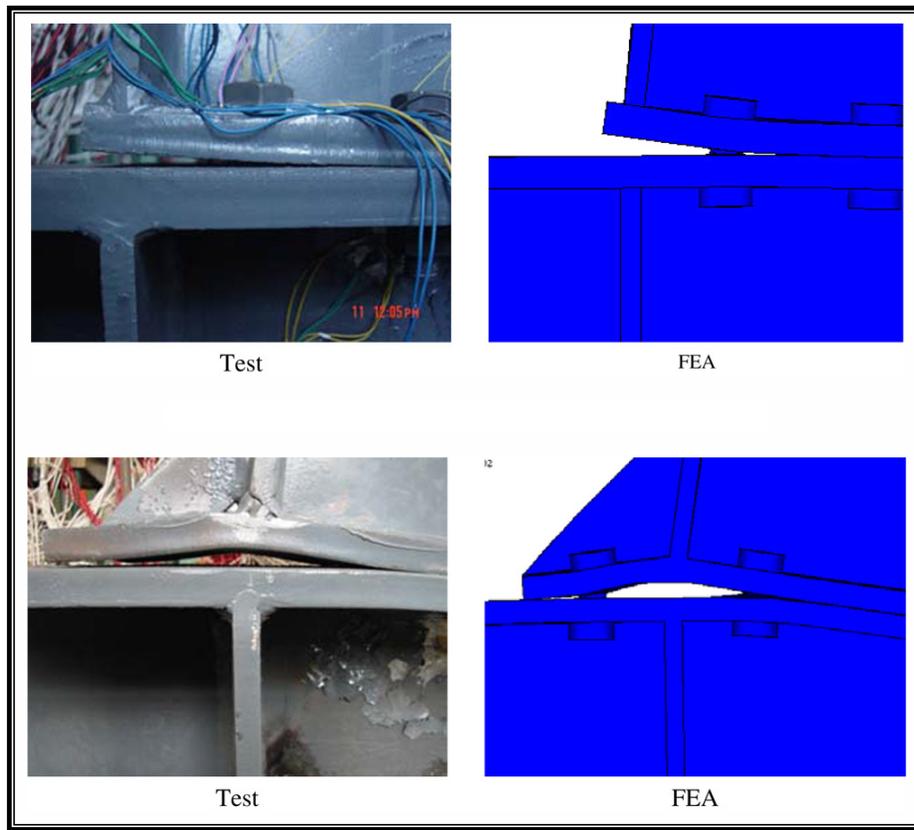


Figura 73: Comparación de dos modos de falla entre ensayo y modelo FEM. Fuente: Shi, G. et al. (2008).

Entre los trabajos consultados se encuentra el de Shi, G. et al. (2008), en donde se realizaron ensayos experimentales y modelos FEM usando ANSYS V10. La Tabla 11 muestra los detalles geométricos de las 8 conexiones estudiadas. En la Figura 72 se observan las curvas momento-rotación, como se puede ver, se tiene mayor similitud entre el ensayo y el modelo FEM en la zona elástica, una vez que se entra al rango inelástico la curva FEM comienza a despegarse de la curva experimental, teniendo una resistencia menor. Sin embargo el grado de exactitud mostrado llega a ser suficientemente bueno. En la Figura 73 se comparan dos modos de falla entre el ensayo y el modelo FEM. Como se observa, las deformadas son bastante similares. Por último, en ese trabajo se obtuvo la carga en el extremo libre de

la viga que ocasiona la falla en la conexión, los resultados se muestran en la Tabla 12. Allí se observa que la relación promedio entre las cargas del modelo FEM y las cargas del ensayo es de 0.96, valor bastante aceptable.

Specimen number	Test (kN)	FEA (kN)	FEA/Test
SC1	155.3	156.2	1.01
SC2	286.4	276.8	0.97
SC3	256.9	244.2	0.95
SC4	256.6	256.5	1.00
SC5	268.4	289.2	1.08
SC6	325.3	294.2	0.90
SC7	342.3	301.9	0.88
SC8	296.1	261.6	0.88
Average			0.96
Standard deviation			0.07

Tabla 12: Capacidad de carga en ensayo y modelo FEM. Fuente: Shi, G. *et al.* (2008).

El estudio de Shi, G. *et al.* (2008) se limitó a carga monotónica creciente. Para validar el modelo FEM bajo carga cíclica se consultaron los trabajos de Ghassemieh, M. *et al.* (2014) y Morrison, M. *et al.* (2017). En el primero se realizó el modelo FEM en ANSYS V12 y en el segundo se utilizó ANSYS V14.

La Figura 74 muestra los detalles geométricos de la conexión estudiada por Ghassemieh, M. *et al.* (2014), se aprecia que la conexión plancha extrema es de 4 pernos sin rigidizar (4E). Las curvas de histéresis correspondientes al ensayo experimental y al modelo FEM se muestran en la Figura 75. Se puede observar que en los primeros ciclos se obtiene una mayor similitud entre las dos curvas, pero una vez que ocurre la cedencia, la curva FEM presenta un grado de degradación de resistencia mayor a la curva experimental. Sin embargo, al igual que en las curvas momento-rotación del trabajo de Shi, G. *et al.* (2008), el grado de exactitud mostrado llega a ser suficientemente bueno. El momento correspondiente a la cedencia (M_y) y su correspondiente ángulo

de deriva de piso (θ_y), así como el momento máximo (M_{max}) y su correspondiente ángulo de deriva de piso (θ_u) se señalan en la Tabla 13. La relación de M_y entre el ensayo y el modelo FEM es 1.08, mientras que la relación de M_{max} resultó 1.04, valores bastante aceptables.

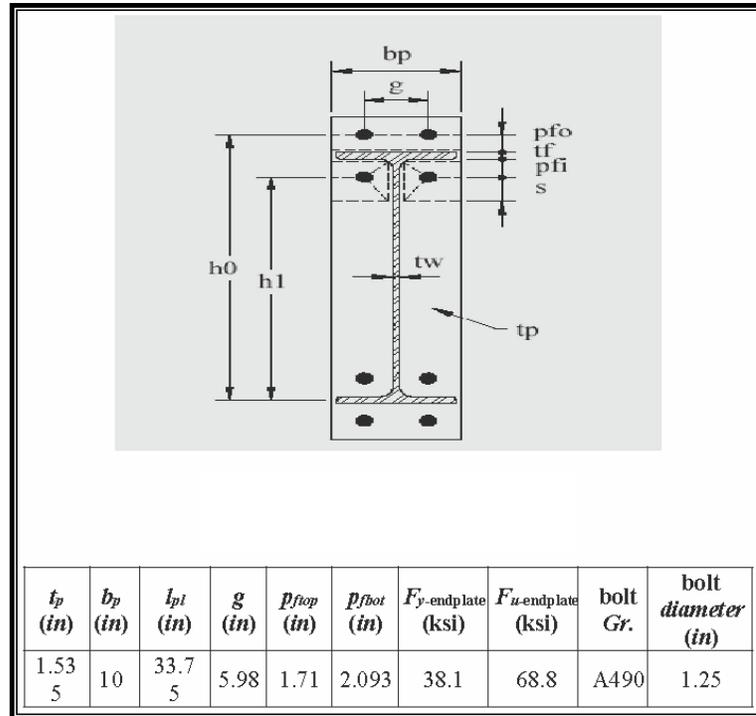


Figura 74: Detalles geométricos de conexión 4E estudiada experimentalmente y con modelo FEM. Fuente: Ghassemieh, M. et al. (2014).

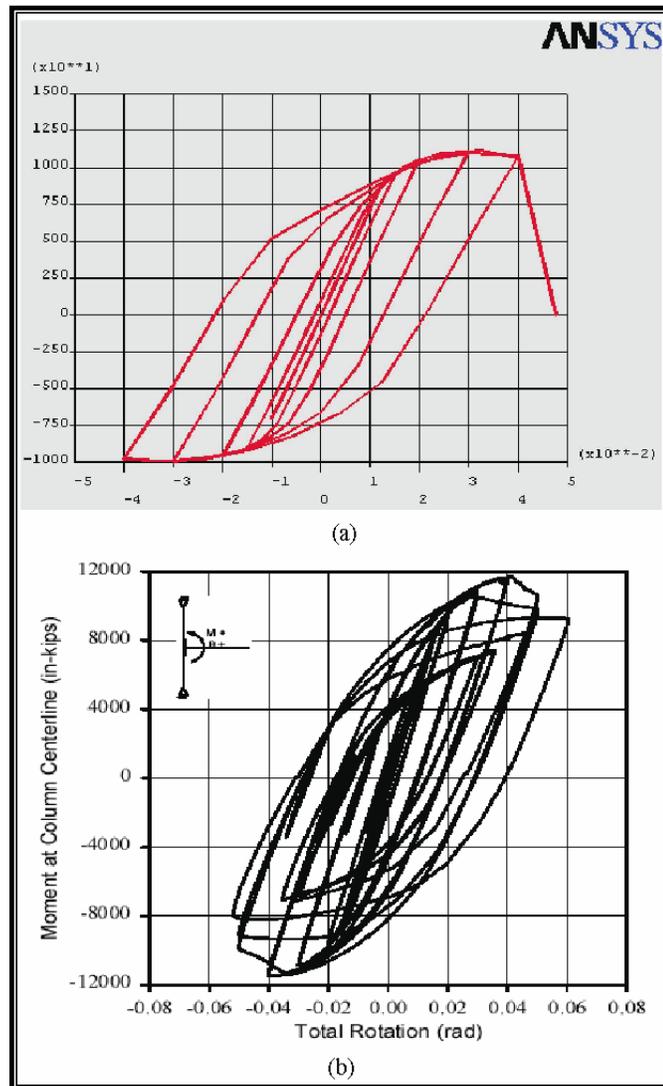


Figura 75: Comparación de curvas de histéresis entre: a) Modelo FEM. b) Ensayo. Fuente: Ghassemieh, M. et al. (2014).

	M_y (k.in)	θ_y (rad)	M_{max} (k.in)	θ_u (rad)
FEM model	8000	0.012	11300	0.028
Experiment	8600	0.014	11703	0.038

Tabla 13: Momento y ángulo de deriva de piso en ensayo y modelo FEM.

Fuente: Ghassemieh, M. et al. (2014).

A diferencia del trabajo de Ghassemieh, M. *et al.* (2014), el estudio de Morrison, M. *et al.* (2017) analizó una conexión plancha extrema de 8 pernos rigidizada (8ES). Los detalles geométricos de la conexión se muestran en la Figura 76. Las curvas de histéresis correspondientes al ensayo experimental y al modelo FEM se superponen, como se muestra en la Figura 77, apreciando mejor la similitud entre ambas. En este caso, la degradación de resistencia en la curva FEM también resultó mayor al de la curva experimental, coincidiendo con el trabajo de Ghassemieh, M. *et al.* (2014). La Figura 78 compara la deformada de la conexión entre el ensayo y el modelo FEM, se puede observar que ambas son bastante similares. Por último, en ese trabajo se obtuvo el momento máximo (*Maximum moment*), la rigidez inicial (*Initial stiffness*) y la disipación de energía (*Energy dissipation*) tanto para el ensayo como para el modelo FEM, los resultados se muestran en la Tabla 14. Como se aprecia, la relación *Maximum moment* entre el ensayo y el modelo FEM es de 0.93, mientras que la relación *Initial stiffness* arrojó 1.01 y la relación *Energy dissipation* promedio resultó 1.05. Estos valores son bastante aceptables.

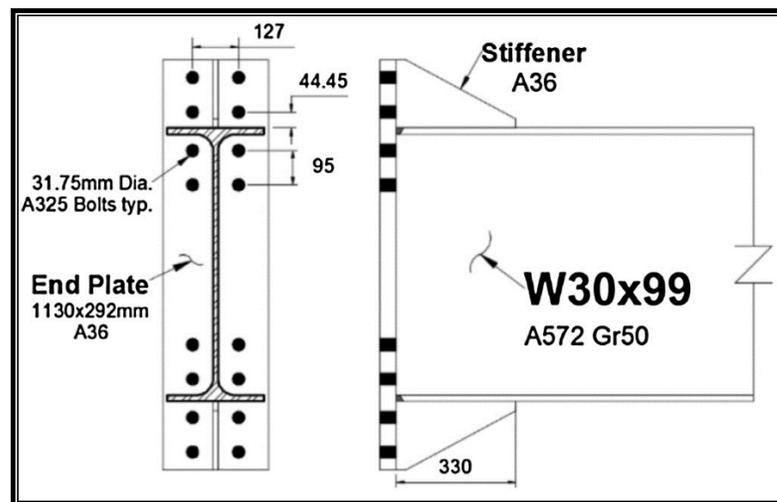


Figura 76: Detalles geométricos de conexión 8ES estudiada experimentalmente y con modelo FEM. Fuente: Morrison, M. *et al.* (2017).

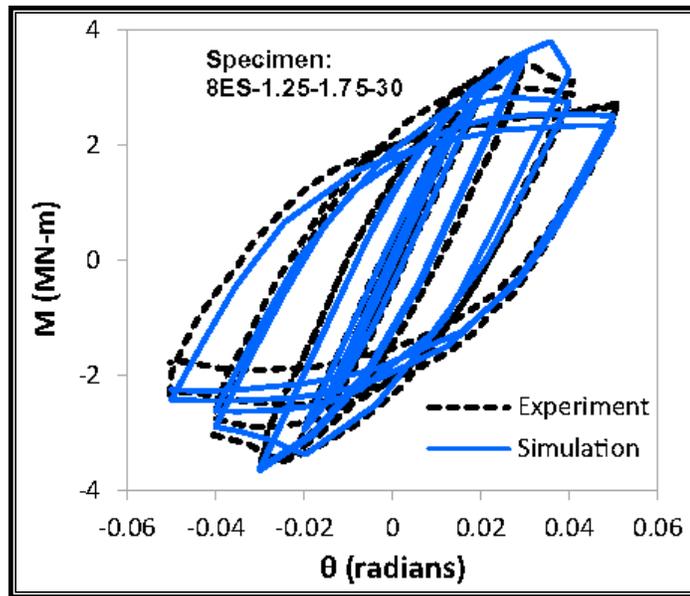


Figura 77: Comparación de curvas de histéresis entre ensayo y modelo FEM. Fuente: Morrison, M. et al. (2017).

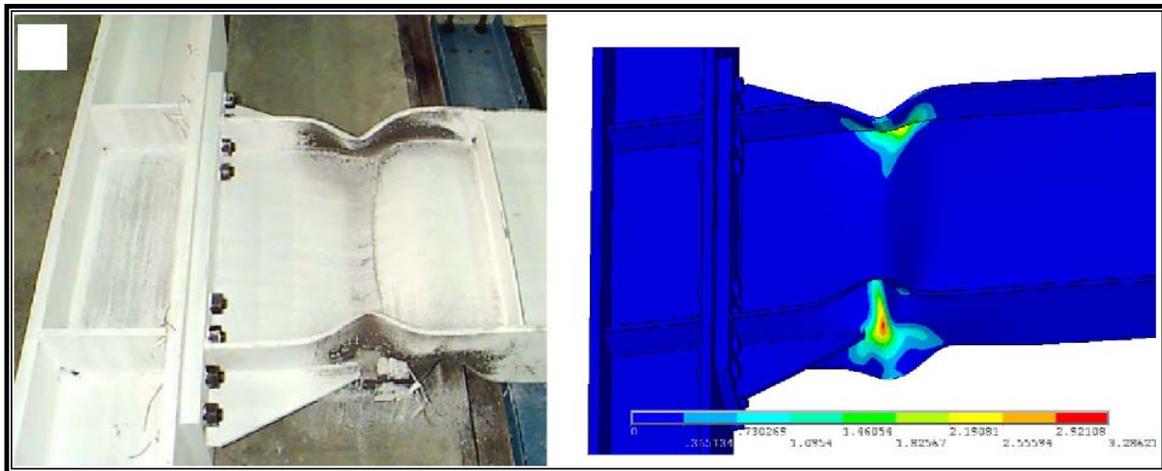


Figura 78: Comparación de la deformada entre ensayo y modelo FEM. Fuente: Morrison, M. et al. (2017).

Specimen name	Maximum moment $\left(\frac{\text{Experiment}}{\text{Simulation}}\right)$	Initial stiffness $\left(\frac{\text{Experiment}}{\text{Simulation}}\right)$	Energy dissipation $\left(\frac{\text{Experiment}}{\text{Simulation}}\right)$		
			2% Drift	3% Drift	4% Drift
8ES-1.25-1.75-30	0.93	1.01	0.99	1.08	1.07

Tabla 14: Relación momento máximo, rigidez inicial y disipación de energía entre ensayo y modelo FEM. Fuente: Morrison, M. et al. (2017).

En diversos trabajos el modelo FEM se valida tanto para carga monotónica creciente como para cíclica. Tal es el caso del estudio de Ruiz, D. (2010), donde se validó un modelo FEM usando ANSYS V11, basándose en dos ensayos experimentales desarrollados por Shi, G. *et al.* (2007 y 2008). El primero para carga monótona y el segundo para cíclica. La conexión escogida por Ruiz para su modelo FEM fue la SC3 del estudio de Shi, cuyos detalles geométricos se muestran en la Tabla 11. En la Figura 79 se muestran tres curvas momento-rotación: la del modelo FEM desarrollado por Ruiz y las correspondientes al ensayo experimental y modelo FEM desarrollados por Shi. Como se observa, Ruiz logró que la curva de su modelo FEM se acercara más a la curva experimental de Shi que el propio modelo FEM desarrollado por este último. En la Tabla 15 se observa que la relación momento último entre modelo FEM y ensayo de Shi es 0.93, mientras que esa misma relación, pero entre el modelo FEM de Ruiz y el ensayo de Shi arrojó 0.97. Esto quiere decir que los modelos FEM se pueden refinar. Por último, en la Figura 80 se comparan los comportamientos monotónicos (curva momento-rotación) y cíclico (curva de histéresis) de la conexión SC3 ensayada experimentalmente por Shi y modelada bajo FEM por Ruiz. Se observa que el momento máximo en la curva histórica experimental de Shi es 288.4 kN×m, mientras que en la curva histéresis de Ruiz tiene un valor de 290.1 kN×m. La relación entre ambos es 0.99, en consecuencia, Ruiz logró una curva de histéresis más refinada.

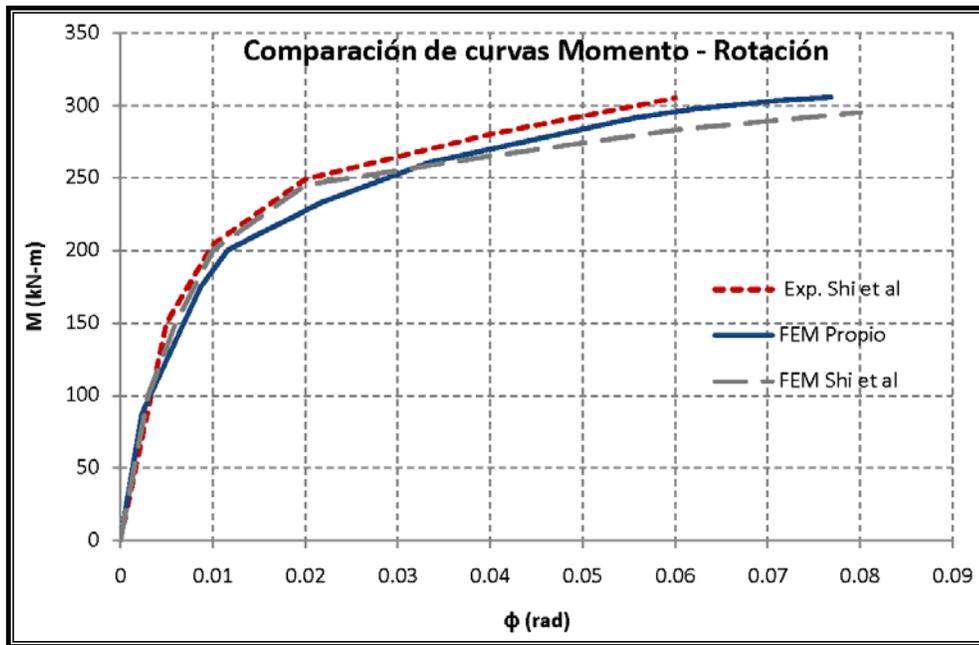


Figura 79: **Comparación de curvas momento-rotación entre ensayo y dos modelos FEM.** Fuente: Ruiz, D. (2010).

Especímen	Momento ultimo	
	(kN-m)	(Ton-m)
FEM Shi et al	285	29.08
Exp.	305	31.12
FEM Propio	297	30.31
FEM Propio/Exp.	0.97	
FEM Shi et al/Exp.	0.93	

Tabla 15: **Momento último en ensayo y dos modelos FEM, sometidos a carga monótona.** Fuente: Ruiz, D. (2010).

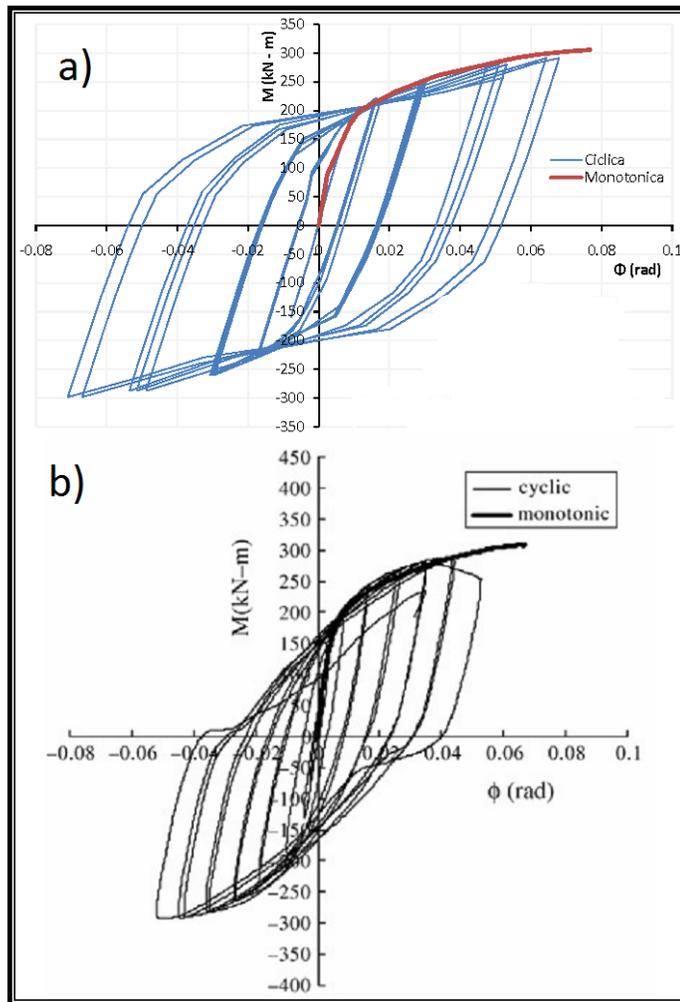


Figura 80: Comparación del comportamiento cíclico y monotónico creciente entre: a) Modelo FEM de Ruiz. b) Ensayo experimental de Shi et al. Fuente: Ruiz, D. (2010).

En la presente sección se mencionaron tres trabajos que estudian el comportamiento de conexiones plancha extrema bajo carga cíclica experimentales y mediante modelos FEM en ANSYS. La Tabla 16 muestra la relación momento máximo (M_{max}) entre las curvas de histéresis experimentales y las curvas FEM de estos trabajos. El estudio de Morrison, M. et al. (2017) arroja la relación M_{max} más divergente, con una diferencia de 7% entre ambos

valores. Mientras que el estudio que arroja la menor divergencia es el de Ruiz, D. (2010), con una diferencia de apenas 1% entre ambos valores de M_{max} .

Trabajo	Conexión estudiada	$M_{max} \left(\frac{\text{Exp.}}{\text{FEM}} \right)$	Observaciones
Ghassemieh, M. <i>et al.</i> (2014)	4E	1.04	Ensayo experimental y modelo FEM realizados por Ghassemieh <i>et al.</i>
Morrison, M. <i>et al.</i> (2017)	8ES	0.93	Ensayo experimental y modelo FEM realizados por Morrison <i>et al.</i>
Ruiz, D. (2010)	4E	0.99	Ensayo experimental realizado por Shi, G. <i>et al.</i> (2007) y modelo FEM realizado por Ruiz.

Tabla 16: Relación momento máximo entre los ensayos experimentales y modelos FEM de conexiones plancha extrema bajo carga cíclica.

Fuente: *Propia.*

Finalmente, muchas de las consideraciones que se tuvieron en los modelos FEM de estos tres trabajos son tomadas en cuenta para el modelo de la presente investigación, el cual es desarrollado en las secciones siguientes.

III.4.2 Detalles geométricos

La conexión plancha extrema a modelar en el programa ANSYS se definió en la sección III.2. En las siguientes figuras se muestran las dimensiones y detalles de sus miembros componentes.

Una vista 3D del modelo se muestra en la Figura 81a. El largo de la columna es de 2.50 m, longitud que pretende simular el entrepiso de un pórtico

de acero. En el centro de dicha columna se ubica la viga con la conexión. El largo de la viga es de 1.50 m, longitud suficiente para permitir la formación de la rótula plástica. La Figura 81b muestra una vista de perfil del modelo, en la que se aprecian las longitudes de la columna y la viga, además de la designación de todos los miembros componentes de la conexión.

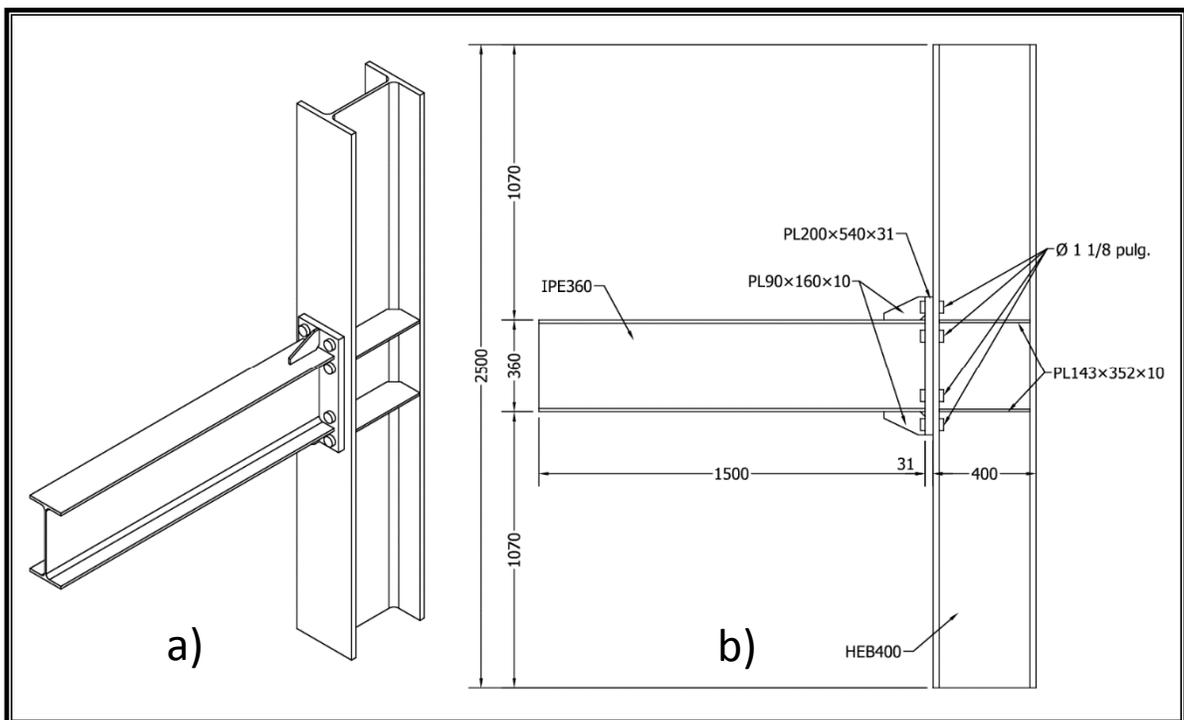


Figura 81: Vistas del modelo: a) Vista 3D. b) Vista de perfil. Fuente: Propia.

En la Figura 82a se muestra una vista de alzado del modelo, en la que se aprecian las dimensiones de la plancha extrema y la distancia entre pernos. Las dimensiones de las planchas de continuidad se indican en la Figura 82b, mientras que las dimensiones de los rigidizadores se observan en la Figura 82c.

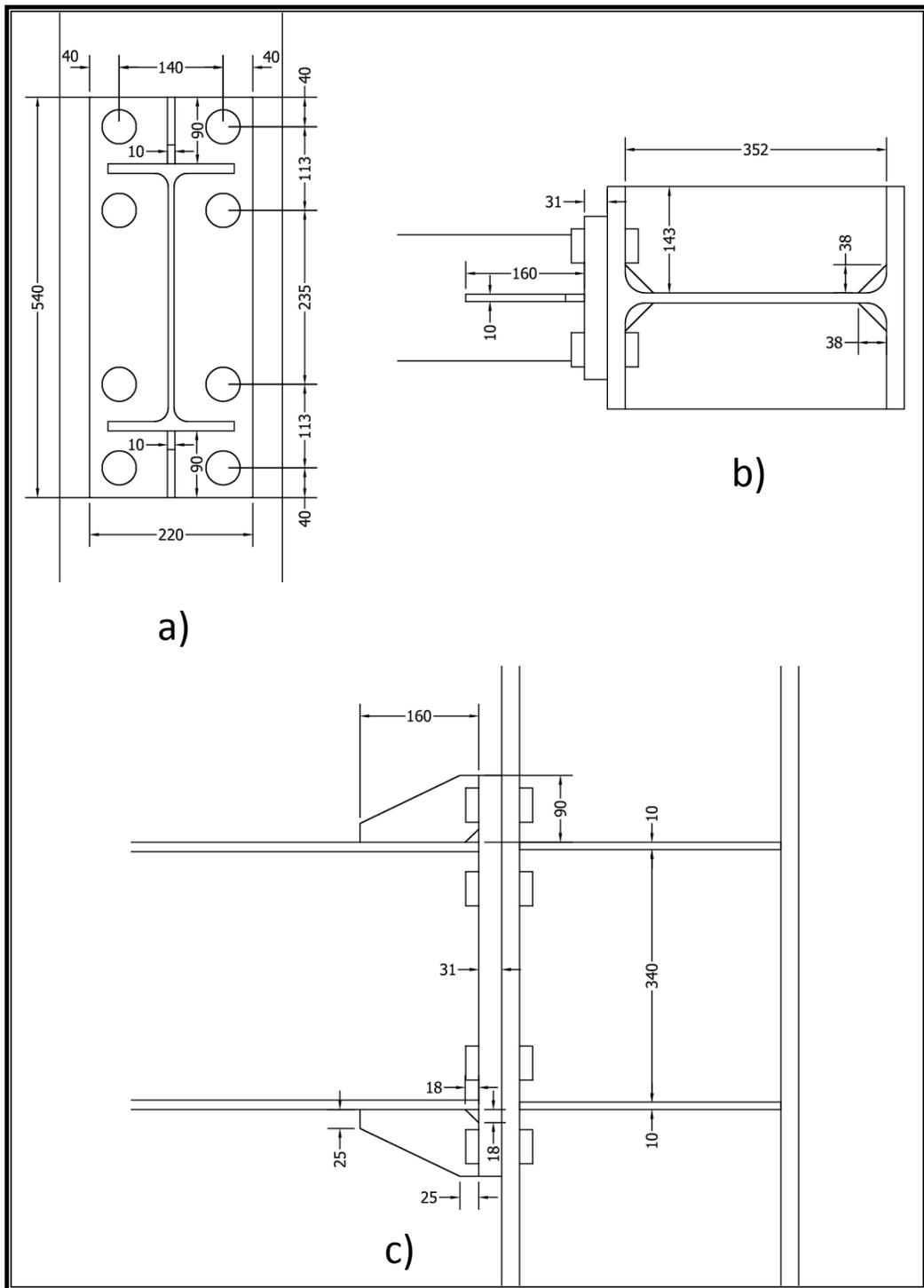


Figura 82: Detalles geométricos del modelo: a) Detalle de alzado. b) Detalle de planta. c) Detalle de perfil. Fuente: Propia.

Las dimensiones del perno están conforme a las especificaciones ISO y DIN, dichas dimensiones se muestran en la Figura 83. El perno se modela sin rosca, con cabeza y tuerca de iguales dimensiones y redondas en vez de hexagonales por simplificación del modelo FEM.

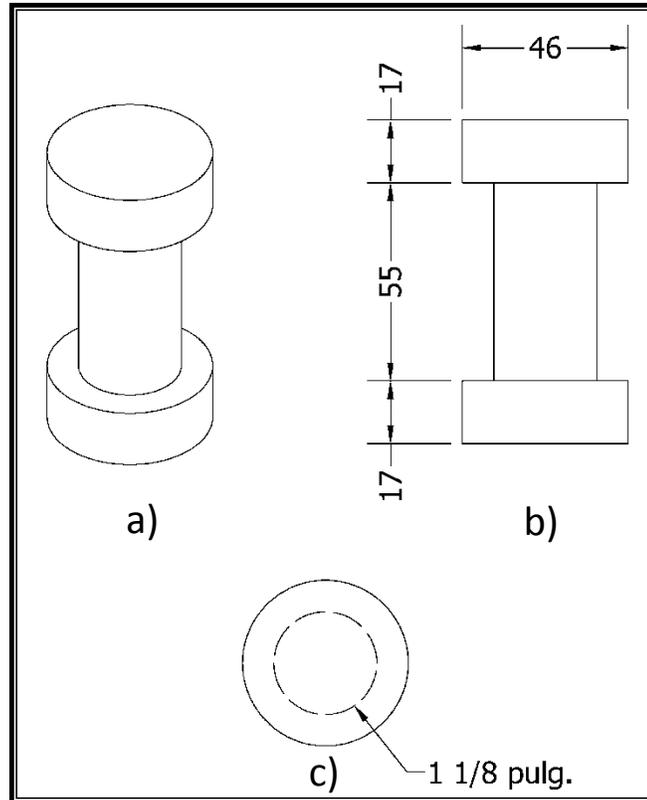


Figura 83: Detalles del perno en el modelo: a) 3D. b) Perfil. c) Alzado.

Fuente: *Propia*.

La geometría del modelo se realizó en el programa Autodesk Inventor 2017 ya que cuenta con una interfaz gráfica más sencilla. Posteriormente la geometría se exportó al programa ANSYS V18.2, aprovechando la conectividad que tiene este último para importar archivos con extensión *.iam* (ensamblajes de Inventor). En la Figura 84 se muestra la geometría modelada

en Inventor.

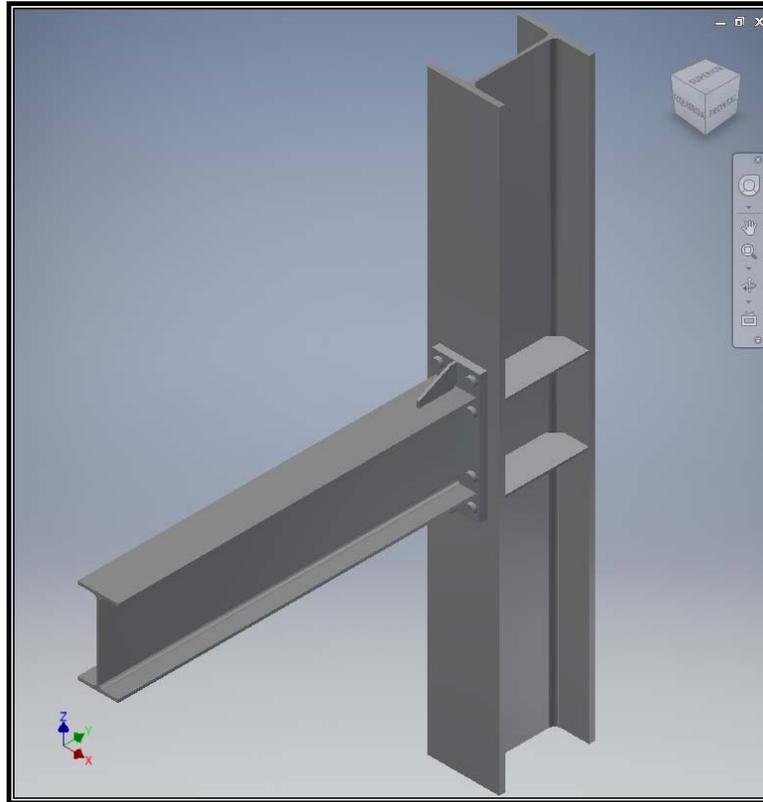


Figura 84: Geometría modelada en Autodesk Inventor 2017. Fuente: Propia.

III.4.3 Componentes del modelo de elementos finitos

En la presente sección se definen los siguientes componentes del modelo de elementos finitos: tipos de elementos, modelo de pernos, elementos de contacto y mallado. La elección de dichos componentes se hace en base a los trabajos consultados en el apartado de validación (sección III.4.1). Las razones para su escogencia se explican a detalle en el apartado de calibración (sección III.4.7).

III.4.3.1 Tipos de elementos

Los programas de análisis por elementos finitos poseen diversos módulos de análisis, tal es el caso de ANSYS. El módulo que interesa para el análisis de la conexión es el *Static Structural*, el cual tiene una gama de elementos disponibles que se muestran en la Figura 85. De esos elementos el que será utilizado es el *3-D Structural Solid*. Este es un elemento tridimensional con tres grados de libertad en los nodos, correspondientes a la traslación en las tres dimensiones. En el análisis estructural se obtienen las tensiones y deformaciones para las seis caras del elemento.

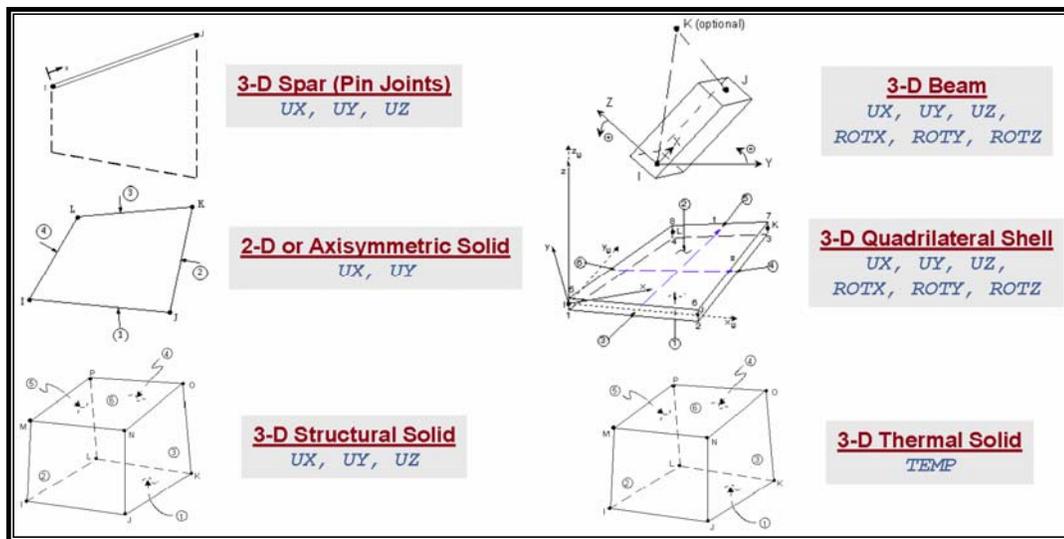


Figura 85: Tipos de elementos en ANSYS V18.2 para el módulo de análisis Static Structural. Fuente: Lee, H. (2018).

Los elementos *3-D Structural Solid* que dispone ANSYS son los siguientes:

- SOLID185: Hexaedro definido por ocho nodos ubicados en los

vértices. Cada nodo posee tres grados de libertad, correspondientes a la traslación en las tres dimensiones. Se puede convertir en pentaedro y tetraedro solapando sus nodos. En la Figura 86a se muestra una representación del elemento.

- SOLID186: Hexaedro definido por veinte nodos, ocho ubicados en los vértices y doce en el centro de las aristas. Cada nodo posee tres grados de libertad, correspondientes a la traslación en las tres dimensiones. Se puede convertir en pentaedro y tetraedro solapando sus nodos. En la Figura 86b se muestra una representación del elemento.

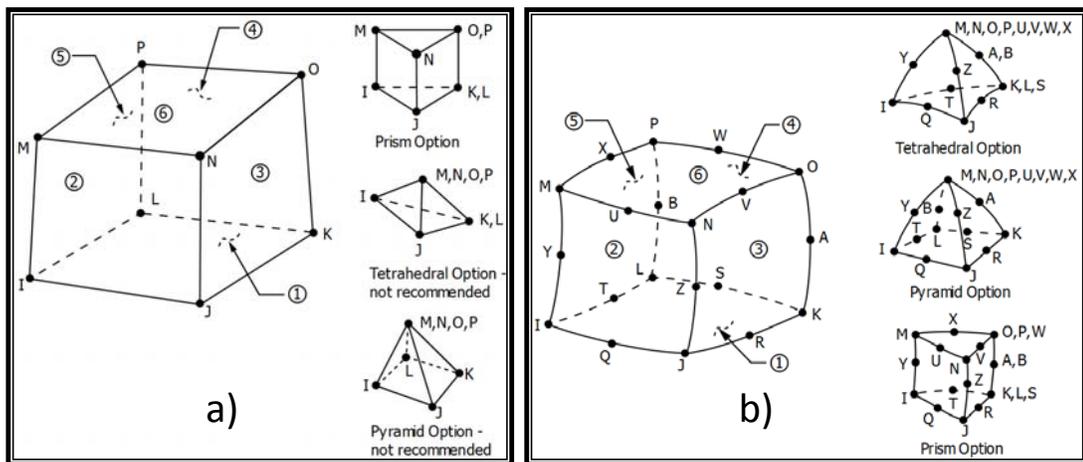


Figura 86: Elementos 3-D Structural Solid Hexaédricos en ANSYS V18.2:
a) SOLID185. b) SOLID186. Fuente: ANSYS V18.2 (2017).

- SOLID187: Tetraedro definido por diez nodos, cuatro ubicados en los vértices y seis en el centro de las aristas. Cada nodo posee tres grados de libertad, correspondientes a la traslación en las tres dimensiones. En la Figura 87a se muestra una representación del elemento.
- SOLID285: Tetraedro definido por cuatro nodos ubicados en los

vértices. Cada nodo posee tres grados de libertad, correspondientes a la traslación en las tres dimensiones. En la Figura 87b se muestra una representación del elemento.

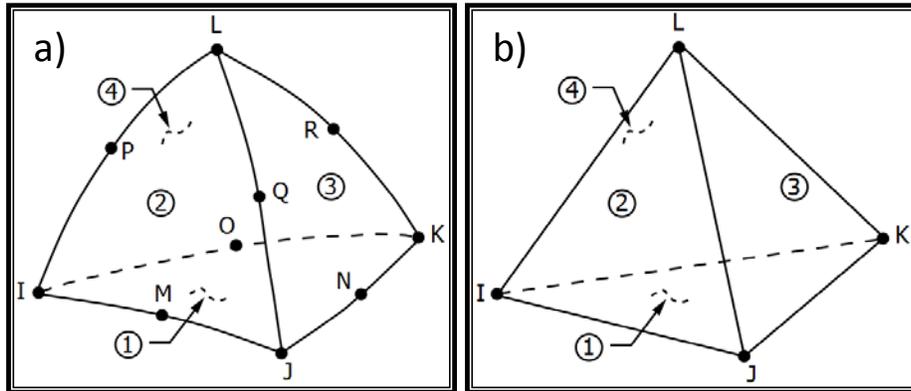


Figura 87: Elementos 3-D Structural Solid Tetraédricos en ANSYS V18.2:
a) SOLID187. b) SOLID285. Fuente: ANSYS V18.2 (2017).

Los cuatro elementos anteriores poseen las siguientes propiedades: plasticidad, hiperelasticidad, endurecimiento por deformación, cedencia, grandes desplazamientos y gran capacidad de deformación. También tienen la capacidad de formulación mixta para la simulación de las deformaciones de materiales elastoplásticos y materiales hiperelásticos. Además, los elementos SOLID186 y SOLID187 poseen comportamiento de segundo orden para grandes desplazamientos.

Para el modelo del presente trabajo se escogieron los elementos SOLID186 y SOLID187. Estos elementos están definidos por defecto en el programa ANSYS, por lo que no se modificó esa opción. Las razones para su escogencia se explican en el apartado de calibración (sección III.4.7.1).

III.4.3.2 Modelo de pernos

El modelado de pernos depende enormemente de la exactitud que se quiera obtener y del comportamiento que se desee simular. Así, por ejemplo, se puede generar desde un modelo simple, sin la presencia de pernos, es decir, simulando las fuerzas de pretensión como presión aplicada a las planchas, hasta un modelo sólido que simule a detalle el comportamiento local.

Debido a la naturaleza de esta conexión, entre la plancha extrema y el ala de la columna aparece separación, aplastamiento, fricción y problemas de simulación de contacto. Los elementos de pretensión se simulan en ANSYS mediante el elemento automático PRETS179, que tiene un grado de libertad traslacional a lo largo del eje donde se aplica la carga o desplazamiento. La geometría, localización de nodos y sistema de coordenadas de este elemento, se muestran en la Figura 88.

La sección de pretensión es modelada por un grupo de elementos, cada uno de ellos, a su vez, está compuesto de dos nodos: i y j . Los nodos no tienen condiciones de frontera, y ambos nodos se pueden ordenar justo como se muestra en la Figura 88. Todos los nodos i deberán estar en la superficie A y los nodos j en la superficie B . Adicionalmente, existe un tercer nodo común a los nodos i y j , el nodo k , siendo éste el nodo de pretensión, con un grado de libertad traslacional que define el desplazamiento relativo entre las dos superficies, A y B , a lo largo del eje donde se aplica la fuerza o desplazamiento. Cada sección de pretensión tiene solo un nodo k asociado a él.

Analizando los posibles modelos de pernos, los trabajos de Kim, J. *et al.* (2007) y Montgomery, J. (2002) muestran un panorama general de los problemas en la simulación de pernos mostrando las ventajas y desventajas de algunos modelos. Ambos llegan a concluir que el modelo más exacto es el sólido ya que éste permite transferir y observar el comportamiento bajo

cualquier tipo de carga, incluso, simular la fricción entre las superficies de contacto. Aunque en contraparte este modelo es el que tiene mayor número de elementos, requiere mayor tiempo de modelado y cálculo computacional.

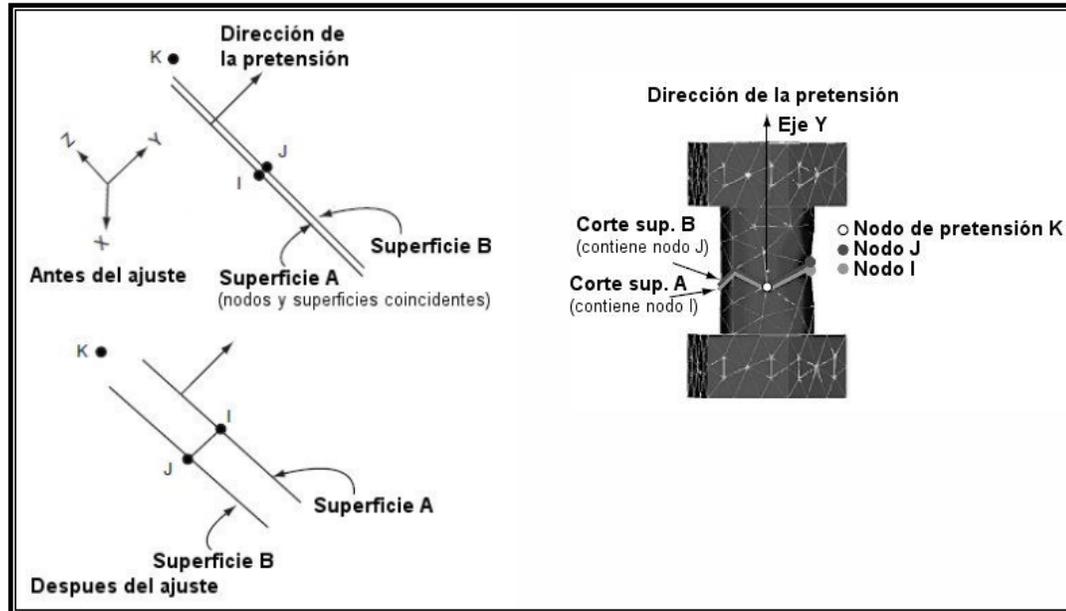


Figura 88: Características del elemento PRETS179 (izquierda) y su aplicación en el perno (derecha). Fuente: Ruiz, D. (2010).

En la presente investigación se utiliza un modelo sólido simulando totalmente el contacto y la pretensión debido a que es más exacto.

La pretensión será simulada en ANSYS con el elemento PRETS179, los pasos para llevar a cabo esta parte del modelado fueron los siguientes:

- Se selecciona el comando *Bolt Pretension*, ubicado en la barra de comandos *Loads*.
- Se elige el comando *Face*, para luego seleccionar el vástago del perno.
- En el apartado *Geometry* de la ventana *Details* se acepta la selección. En ese momento ANSYS genera el elemento de pretensión PRETS179.

- En el apartado *Define By* de la ventana *Details* se elige la opción *Load*, en donde se aplica la fuerza de pretensión.

Las fuerzas de pretensión se aplican de acuerdo a la tabla J3.1 del AISC 360-16, la cual especifica un valor de 80 kips (356 kN) para un perno A490 de 1 1/8 plg de diámetro, que es el utilizado en el presente trabajo.

Para reducir el número de planos de contacto, la tuerca se consideró como un elemento unido al perno, siendo un elemento simétrico, con las mismas dimensiones tanto en cabeza como en tuerca. En la Figura 89 se muestra una vista 3D del modelo del perno.

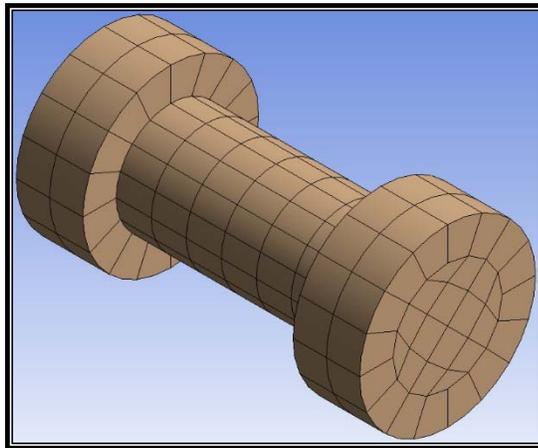


Figura 89: Perno modelado en ANSYS V18.2. Fuente: Propia.

III.4.3.3 Elementos de contacto

La conexión del presente trabajo está compuesta por el perno (cabeza, tuerca y vástago), el ala de la columna y la plancha extrema. Debido a las diferentes condiciones de carga propias de su uso, puede aparecer separación o aplastamiento en las partes. Dicha interfaz se simula mediante elementos de contacto, incluyendo también el fenómeno derivado, que es la fricción.

Los modelos de contacto tratan de definir lo que ocurre en el contacto entre las partes: separación o aplastamiento. Estas formulaciones se basan en restricciones para impedir la penetración.

En los elementos de contacto, según lo propone la documentación de ANSYS, se puede crear una primera clasificación: rígido a flexible, y flexible a flexible, dependiendo del comportamiento de los cuerpos en contacto. Específicamente en este estudio el problema es flexible-flexible pues las superficies en contacto son del mismo material y tienen rigideces parecidas.

Según la clasificación basada en el comportamiento de los dos cuerpos, ANSYS los divide siempre en una superficie objetivo (*Target*) y una superficie contacto (*Contact*), las cuales se muestran en la Figura 90. Estas superficies poseen restricciones para penetrarse. Para precisar cuál está restringida a la penetración y cual está libre de penetrar, ANSYS define tres tipos de comportamiento (*Behavior*):

- *Symmetric*: En este tipo los nodos de la superficie *Contact* están restringidos para penetrar en la superficie *Target*. Del mismo modo, los nodos de la superficie *Target* no pueden penetrar en la superficie *Contact*. En este caso es indiferente cual superficie se elige como *Contact* y cual se elige como *Target*.
- *Asymmetric*: Para este caso solo los nodos de la superficie *Contact* están restringidos para penetrar en la superficie *Target*. El par *Contact-Target* es elegido por el usuario.
- *Auto-Asymmetric*: El comportamiento de las superficies *Contact* y *Target* es el mismo que para el tipo *Asymmetric*. Con la salvedad que en este caso el módulo *Solver* de ANSYS elige automáticamente el par *Contact-Target* más apropiado.

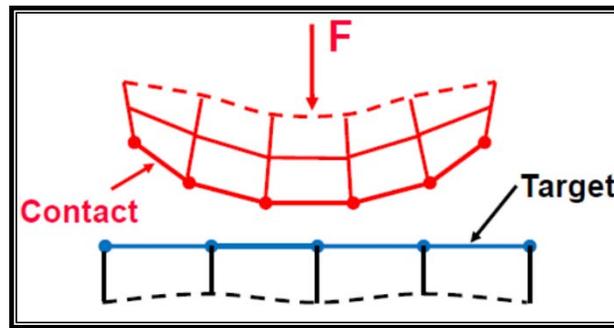


Figura 90: Par de Superficies que definen el contacto en ANSYS V18.2.

Fuente: ANSYS V18.2 (2017).

El programa ANSYS asigna por defecto los siguientes comportamientos: *Asymmetric* para cuerpos rígido-flexible, *Auto-Asymmetric* para cuerpos flexible-flexible y *Symmetric* para cuerpos flexible-flexible con no linealidad geométrica. Este último es el que más se adapta a nuestro modelo, por lo tanto, se mantiene la opción por defecto en el apartado *Behavior*.

En ANSYS hay diversos elementos de contacto, los cuales se resumen en la Tabla 17. Los elementos de contactos que aplican a este modelo son los correspondientes a las superficies 3D: TARGE170, CONTA173 y CONTA174. A continuación se describen a detalle estos elementos.

- TARGE170: El elemento objetivo TARGE170 es utilizado para representar superficies asociadas a un elemento de contacto tridimensional, posee nodos en cada uno de sus vértices. Cada nodo tiene tres grados de libertad, correspondientes a la traslación en las tres dimensiones. La geometría y localización de los nodos se muestra en la Figura 91a, donde también se observan los distintos casos de interacción con los elementos CONTA.
- CONTA173: El elemento de contacto CONTA173 es utilizado para representar el contacto y deslizamiento entre dos superficies tridimensionales, posee nodos en cada uno de sus vértices. Cada nodo

tiene tres grados de libertad, correspondientes a la traslación en las tres dimensiones. La geometría y localización de los nodos se muestra en la Figura 91b. En dicha figura se observa que los elementos CONTA173 pueden adoptar una forma cuadrilátera o triangular, esto depende de la forma del elemento sólido subyacente. Así, el elemento CONTA173 será cuadrilátero cuando se asigne a un elemento sólido SOLID185, y será triangular cuando se asigne a un elemento sólido SOLID285.

- CONTA174: El elemento de contacto CONTA174 es utilizado para representar el contacto y deslizamiento entre dos superficies tridimensionales, posee nodos en cada vértice y en el centro de cada arista. Los nodos tienen tres grados de libertad, correspondientes a la traslación en las tres dimensiones. La geometría y localización de los nodos se muestra en la Figura 91c. En dicha figura se observa que los elementos CONTA174 pueden adoptar una forma cuadrilátera o triangular, esto depende de la forma del elemento sólido subyacente. Así, el elemento CONTA174 será cuadrilátero cuando se asigne a un elemento sólido SOLID186, y será triangular cuando se asigne a un elemento sólido SOLID187.

Descripción	2D		3D	
	Objetivo	Contacto	Objetivo	Contacto
	TARGE	CONTA	TARGE	CONTA
Superficie en 2D sin nodo intermedio		171		
Superficie en 2D con nodo intermedio		172		
Superficie con nodo en 3D o 2D		175		175
Superficie en 3D sin nodo intermedio	169		170	173
Superficie en 3D con nodo intermedio				174
Línea con línea en 3D				176
Línea con superficie en 3D				177

Tabla 17: Elementos de contacto en ANSYS V18.2. Fuente: Ruiz, D. (2010).

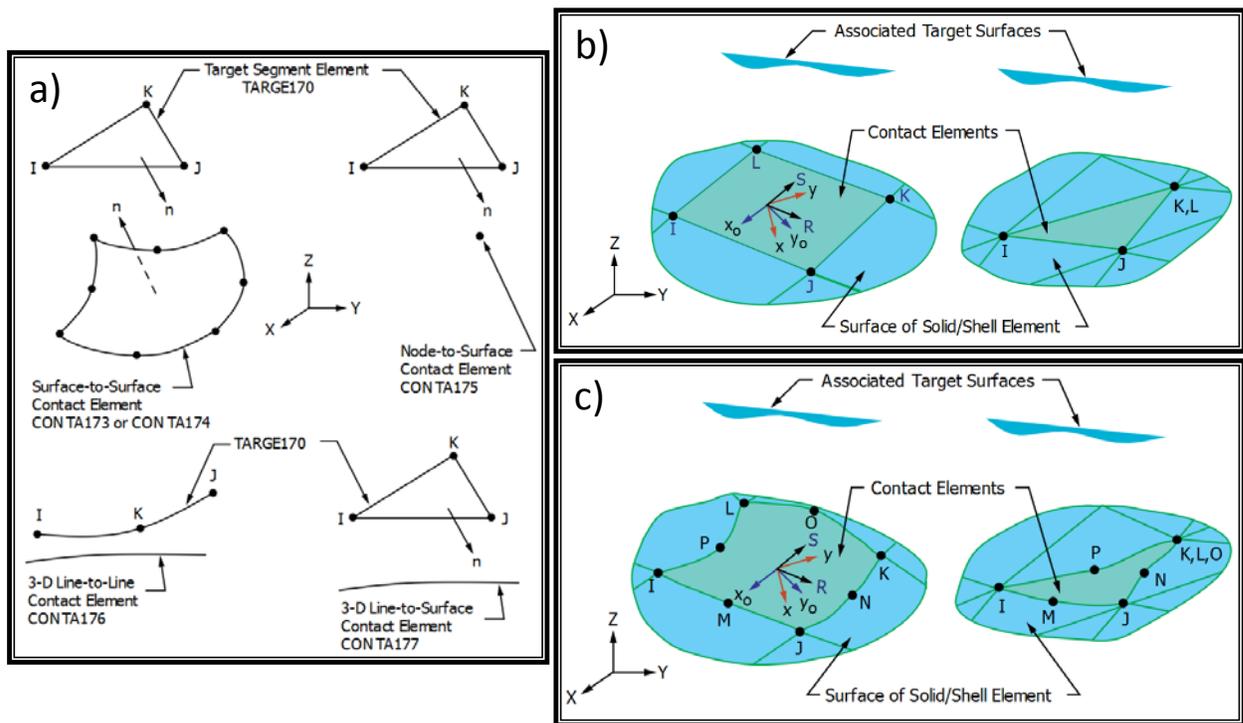


Figura 91: Elementos de contactos en ANSYS V18.2 aplicables a superficies 3D: a) TARGE170. b) CONTA173. c) CONTA174. Fuente: ANSYS V18.2 (2017).

En el apartado Tipos de Elementos (sección III.4.3.1) se escogieron los elementos solidos SOLID186 y SOLID187, por consiguiente, los elementos de contactos asignados son TARGE170 y CONTA174.

III.4.3.4 Mallado

El mallado es una de las etapas más importantes del modelado, ya que representa la discretización del modelo matemático. Mientras más elementos se utilicen, la precisión de los resultados aumenta, ya que los elementos describen el medio continuo de forma más exacta. Sin embargo, a medida que se densifica el mallado se incrementa el tiempo computacional requerido para

la resolución del modelo matemático. Por consiguiente, el modelo debe tener una discretización óptima, que permita obtener resultados con la precisión requerida utilizando un tiempo computacional manejable.

ANSYS permite observar los atributos del mallado generado para evaluar su calidad. Dichos atributos el programa los denomina *Mesh Metric* y son los siguientes:

- *Element quality* (calidad del elemento).
- *Aspect ratio* (relación de aspecto).
- *Jacobian ratio* (relación jacobiana).
- *Warping factor* (factor deformación).
- *Parallel deviation* (paralelismo).
- *Maximum corner angle* (ángulo máximo en vértice).
- *Skewness* (oblicuidad).
- *Orthogonal quality* (ortogonalidad).
- *Characteristic length* (longitud característica).

Los atributos más importantes del mallado son *Skewness* y *Orthogonal quality*, al controlar estos dos se garantiza un buen desempeño en los demás, y por tanto una buena calidad del mallado (PADT, 2017).

La *Skewness* (oblicuidad) determina que tan cerca está el elemento de tener todas sus aristas iguales. La Figura 92a muestra cuatro polígonos con un código de colores indicativo del valor de *Skewness*, cuyo rango se muestra en la parte inferior de la figura. Los dos polígonos ubicados a la izquierda de la figura tienen un valor de *Skewness* igual a cero, lo que indica que todas sus aristas son iguales y por tanto, son equiláteros. En cambio, los dos polígonos ubicados a la derecha de la figura tienen un valor de *Skewness* cercano a uno, lo que indica que no todas sus aristas son iguales y por tanto, son oblicuos. El caso tridimensional se observa en la Figura 92b, donde se muestran dos tetraedros, uno de ellos tiene todas sus aristas iguales (equilátero) mientras

que el otro no. El tetraedro equilátero tiene un valor de *Skewness* igual a 0, mientras que el otro tiene un valor cercano a uno.

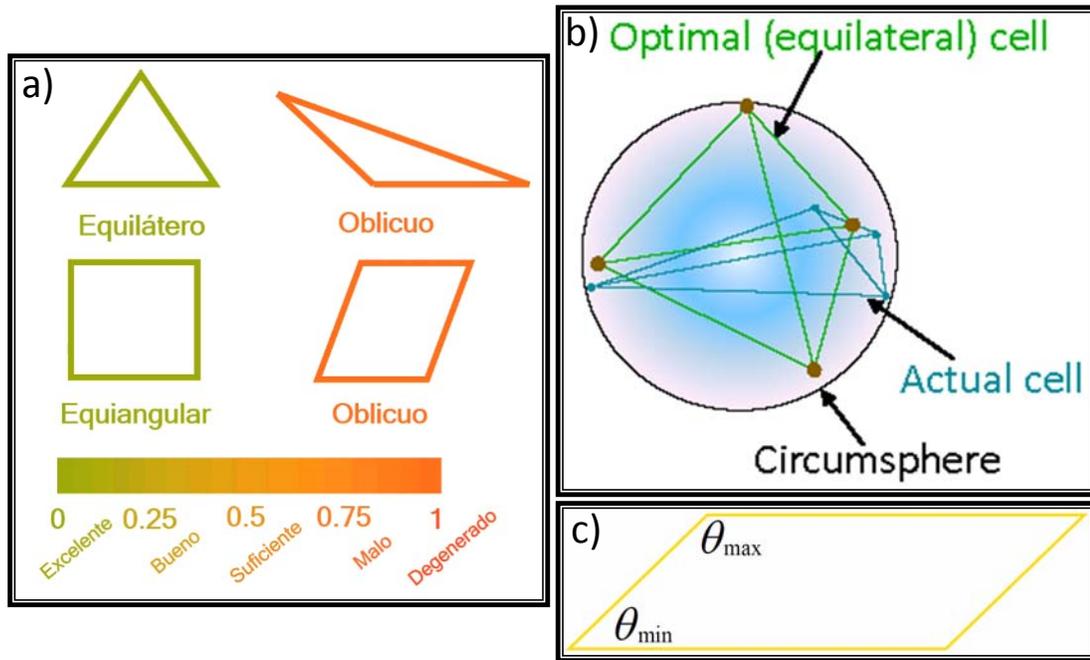


Figura 92: Detalles del atributo de mallado *Skewness* en ANSYS V18.2:
a) Rango de valores y representación en 2D. b) Representación en 3D.
c) Representación del ángulo máximo y mínimo en los vértices de una cara. Fuente: PADT (2017).

Existen dos métodos para medir la *Skewness*. El primero aplica a tetraedros y su fórmula se muestra a continuación:

$$Skewness = \frac{V_{opt} - V}{V_{opt}} \quad (Ec. 113)$$

Donde:

V = Volumen del elemento considerado.

V_{opt} = Volumen de un elemento con *Skewness* óptimo (elemento equilátero) inscrito en la misma esfera que inscribe al elemento considerado.

La Figura 92b sirve también para ilustrar la fórmula anterior, en ella se muestra un elemento tetraédrico cualquiera y su elemento equilátero equivalente, ambos inscritos en la misma esfera.

El segundo método para medir la *Skewness* aplica pentaedros y hexaedros, su fórmula se muestra a continuación:

$$Skewness = Max \left[\frac{\theta_{max} - \theta_e}{180^\circ - \theta_e}; \frac{\theta_e - \theta_{min}}{\theta_e} \right] \quad (Ec. 114)$$

Donde:

$\theta_{max}, \theta_{min}$ = Ángulo máximo y mínimo correspondientes a los vértices de cada cara del elemento. Se muestran en la Figura 92c.

θ_e = Angulo correspondiente a los vértices de una cara equilátera (60° para triángulos y 90° para rectángulos).

La *Orthogonal quality* determina que tan cerca está el elemento de la ortogonalidad. La Figura 93a muestra una vista de perfil de cuatro tetraedros contiguos, allí se distingues tres tipos de vectores:

A_i = Vector normal a una cara del tetraedro.

f_i = Vector que va desde el centroide del tetraedro al centroide de una de sus caras.

c_i = Vector que va desde el centroide del tetraedro al centroide del

tetraedro contiguo.

Para cada cara del elemento se calcula el coseno del ángulo entre A_i y f_i e igualmente entre A_i y c_i . El valor resultante más pequeño es la *Orthogonal quality* del elemento. En la Figura 93b se muestra el rango de valores con la correspondiente calificación.

Según la definición anterior los únicos elementos que pueden tener una *Orthogonal quality* optima (igual a uno) son los hexaedros. Los demás elementos pueden tener una *Orthogonal quality* cercana a uno, pero nunca igual. De aquí recae la importancia de utilizar elementos hexaédricos en el modelo.

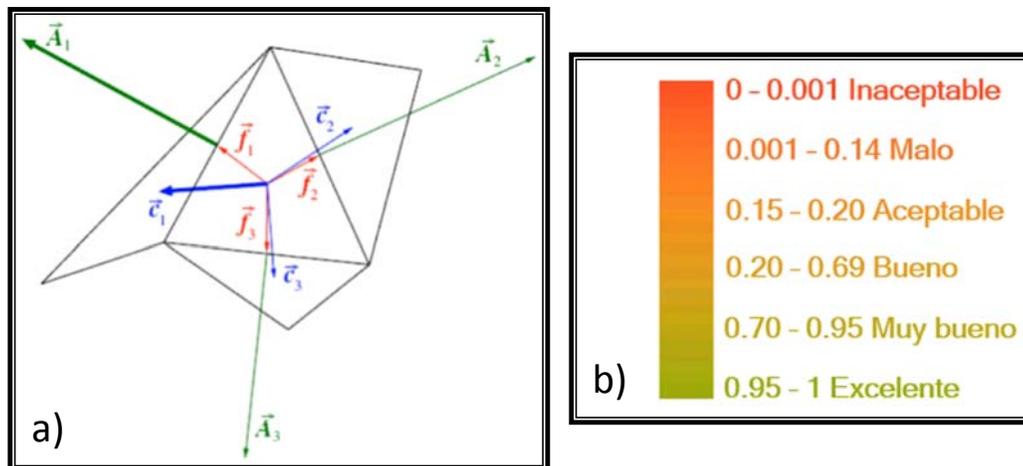


Figura 93: Detalles del atributo de malla *Orthogonal quality* en ANSYS V18.2: a) Vectores que definen la *Orthogonal quality*. b) Rango de valores. Fuente: PADT (2017).

III.4.4 Propiedades mecánicas de los materiales

Tal y como se indicó cuando se seleccionó la geometría y los materiales de la conexión (sección III.2), el acero empleado para los perfiles y planchas

es el A36, mientras que el acero a emplear en los pernos es el A490.

Para definir la curva tensión-deformación ANSYS dispone de 4 tipos de comportamiento plástico en el material, estos son:

- *Bilinear Isotropic Hardening* (endurecimiento isotrópico bilineal).
- *Multilinear Isotropic Hardening* (endurecimiento isotrópico multilíneal).
- *Bilinear Kinematic Hardening* (endurecimiento cinemático bilineal).
- *Multilinear Kinematic Hardening* (endurecimiento cinemático multilíneal).

Para el caso del comportamiento bilineal, la curva tensión-deformación se compone de dos tramos con distintas pendientes. El primer tramo corresponde al rango elástico del material, donde la pendiente es el módulo de elasticidad. El segundo tramo corresponde al rango plástico del material, donde la pendiente es el módulo tangente promedio. En caso de definir el comportamiento del material como elastoplástico perfecto, la pendiente en el rango plástico de la curva es cero.

En cambio, en el comportamiento multilíneal la curva tensión-deformación se compone de múltiples tramos con distintas pendientes. El primer tramo corresponde al rango elástico del material, donde la pendiente es el módulo de elasticidad. Los tramos siguientes corresponden al rango plástico del material, donde las pendientes corresponden al módulo tangente promedio de cada segmento.

Un aspecto importante es el endurecimiento por deformación del material. ANSYS considera dos tipos de comportamiento, el primero denominado *Isotropic Hardening* (endurecimiento isotrópico) donde la superficie de cedencia crece en todas las direcciones por igual, a medida que se desarrolla la deformación plástica. El segundo comportamiento el programa lo denomina *Kinematic Hardening* (endurecimiento cinemático), aquí la

superficie de cedencia no crece en todas las direcciones por igual mientras se desarrolla la deformación plástica, lo que es indicativo del efecto Bauschinger. Dicho efecto ANSYS lo simula con precisión en el *Kinematic Hardening*, además para este comportamiento plástico el programa considera la teoría de falla de Von Mises.

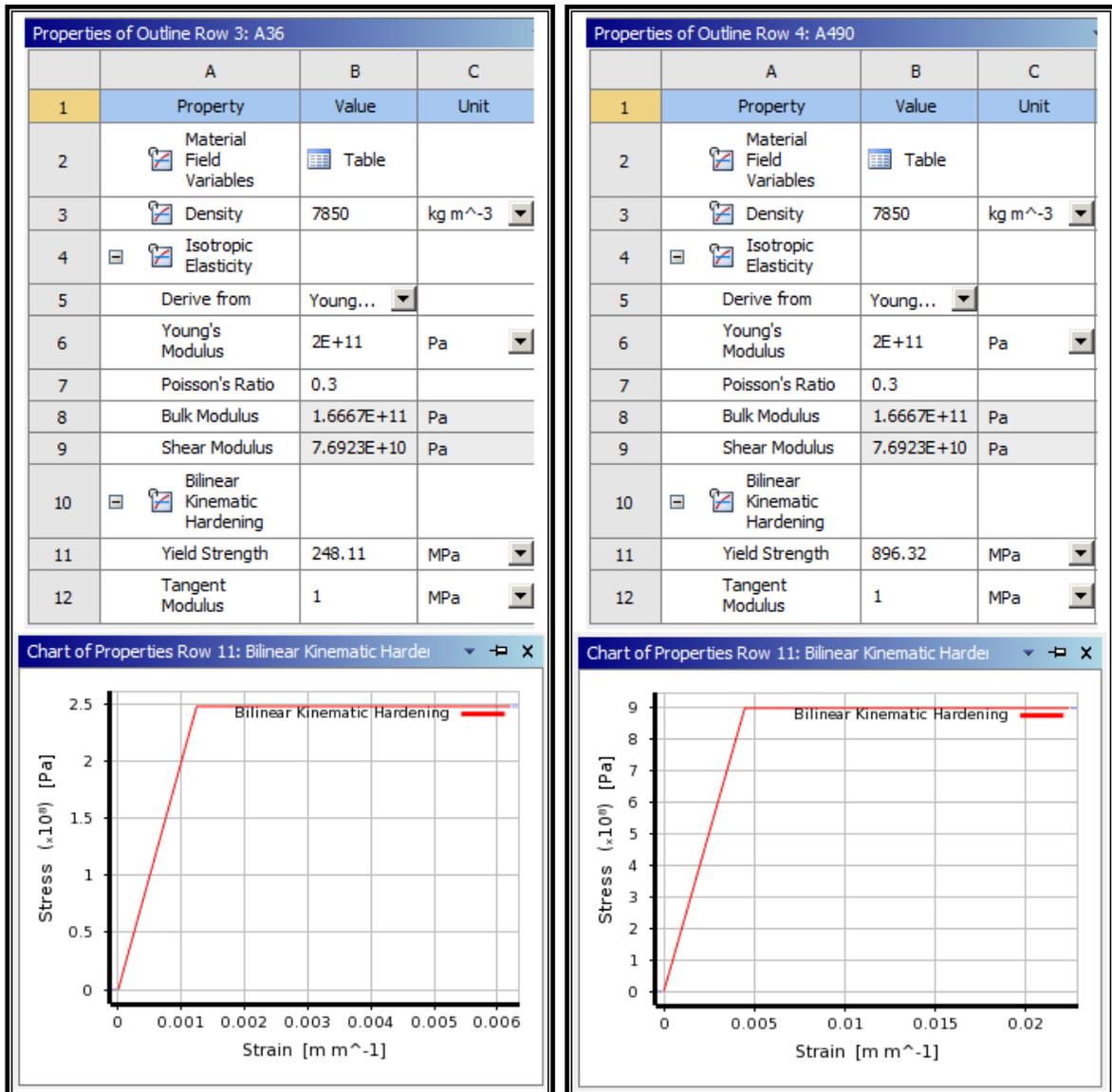


Figura 94: Propiedades y curva tensión-deformación del acero usado en el modelo: A36 (izquierda) y A490 (derecha). Fuente: Propia.

Por lo mencionado en el párrafo anterior la documentación de ANSYS V18.2 (2017) recomienda el uso de materiales con *Kinematic Hardening* para efectos de carga cíclica. Esta misma documentación recomienda no usar para carga cíclica materiales con curva tensión-deformación multilineal, ya que exagera el efecto Bauschinger. Dicho esto, la opción que mejor se adapta al modelo del presente trabajo es la *Bilinear Kinematic Hardening*, por lo tanto, este es el comportamiento plástico escogido para el acero.

Las propiedades del acero introducidas en el programa, así como su curva tensión deformación, se muestran en la Figura 94. En esta figura se observa que la curva es elastoplástica perfecta, se tomó así siguiendo las recomendaciones de los trabajos de Ghassemieh, M. *et al.* (2014), Morrison, M. *et al.* (2017) y Ruiz, D. (2010). En dichos trabajos se obtuvo para los modelos de ANSYS curvas de histéresis muy similares a los ensayos experimentales, ambas curvas se muestran en la sección III.4.1. En consecuencia, el comportamiento elastoplástico perfecto arroja resultados bastante aceptables.

III.4.5 Protocolo de carga y vinculación externa

Para evaluar el desempeño de la conexión se define un protocolo de carga siguiendo lo establecido en la sección K.2 del AISC 341-16. 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 rad. De esta forma se simula el efecto de una carga sísmica alternante, la cual incrementa su intensidad con el transcurso del tiempo. Este es el procedimiento utilizado en la evaluación de las conexiones precalificadas para comprobar que permitan la disipación de energía inelástica de forma adecuada.

Un resumen de las características más relevantes del protocolo de carga se muestra a continuación.

- 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 piso (\emptyset).
- El ángulo de deriva de piso (\emptyset) 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 $\emptyset = 0.00375 \text{ rad}$.
 - b) 6 ciclos a $\emptyset = 0.005 \text{ rad}$.
 - c) 6 ciclos a $\emptyset = 0.0075 \text{ rad}$.
 - d) 4 ciclos a $\emptyset = 0.01 \text{ rad}$.
 - e) 2 ciclos a $\emptyset = 0.015 \text{ rad}$.
 - f) 2 ciclos a $\emptyset = 0.02 \text{ rad}$.
 - g) 2 ciclos a $\emptyset = 0.03 \text{ rad}$.
 - h) 2 ciclos a $\emptyset = 0.04 \text{ rad}$.
 - i) Continuar la carga en incrementos de $\emptyset = 0.01 \text{ rad}$, utilizando dos ciclos en cada incremento.

En el presente trabajo se le asignó al modelo un protocolo de cargas hasta 0.10 rad. El giro se produce a partir de un desplazamiento en el extremo libre de la viga. La fórmula para calcular el desplazamiento se muestra a continuación:

$$\delta = \left(L_{viga} + t_p + \frac{d_c}{2} \right) \times \text{Tan}(\emptyset) \quad (\text{Ec. 115})$$

Donde:

δ = Desplazamiento del extremo libre de la viga.

ϕ = Angulo de deriva de piso.

L_{viga} = Longitud de la viga en el modelo = 1500 mm (ver Figura 81b).

t_p = Espesor de la plancha extrema = 31 mm (ver Figura 81b).

d_c = Altura de la sección transversal de la columna = 400 mm (ver Figura 81b).

Sustituyendo los valores de L_{viga} , t_p y d_c la ecuación anterior resulta:

$$\delta = 1731mm \times Tan(\phi) \quad (Ec. 116)$$

Angulo de deriva de piso (rad)	Desplazamiento del extremo libre de la viga (mm)	Cantidad de ciclos según AISC 341-16	Cantidad de Steps en ANSYS	Cantidad de Substeps en ANSYS
0	0 (pretensión)	-	1	4
0.00375	6.49	6	24	96
0.005	8.66	6	24	96
0.0075	12.98	6	24	120
0.01	17.31	4	16	96
0.015	25.97	2	8	64
0.02	34.62	2	8	80
0.03	51.95	2	8	96
0.04	69.28	2	8	128
0.05	86.62	2	8	144
0.06	103.98	2	8	160
0.07	121.37	2	8	176
0.08	138.78	2	8	200
0.09	156.21	2	8	224
0.10	173.68	2	8	240
Totales		42	169	1924

Tabla 18: **Protocolo de cargas para la conexión.** Fuente: *Propia.*

El ángulo de deriva de piso (\emptyset) y el correspondiente desplazamiento en el extremo libre de la viga (δ) se muestran en la Tabla 18. En dicha tabla se indican también los *Steps* (pasos de carga) y *Substeps* (sub-pasos de carga) con los que ANSYS soluciona el modelo matemático.

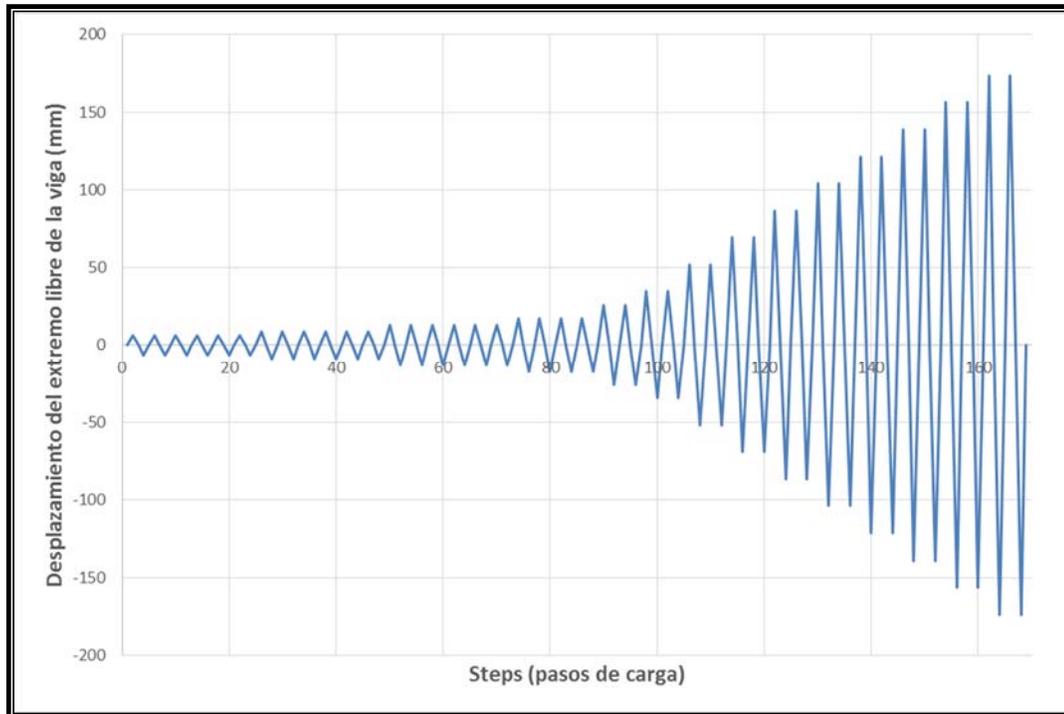


Figura 95: Curva Steps (pasos de carga) vs Desplazamiento del extremo libre de la viga. Fuente: Propia.

Un *Step* corresponde a la aplicación de una carga o descarga. Mientras que un ciclo corresponde a los cuatro *Steps* siguientes: 1) aplicación de la carga en un sentido, 2) descarga, 3) aplicación de la misma carga en sentido contrario y 4) descarga. En la Tabla 18 se aprecian 42 ciclos, a razón de 4 *Steps* por ciclos se tiene un total de 168 *Steps*, si a esto se le suma el *Step* correspondiente a la pretensión el número asciende a 169, cantidad indicada en dicha tabla. La relación entre los *Steps* y el desplazamiento del extremo

libre de la viga se puede observar en la Figura 95.

Un *Substep* en cambio corresponde a la aplicación de una porción de carga, la suma de esas porciones constituye la carga aplicada en el *Step*. Mientras más *Substep* se tenga, más gradual será la aplicación de la carga y por tanto más fácil será la convergencia en la solución del modelo matemático. Para llegar a la cantidad de 1924 *Substeps* indicados en la Tabla 18 se realizaron corridas de prueba aplicando únicamente un desplazamiento de 173.68 mm, el cual corresponde a un ángulo de deriva de piso de 0.10 rad. De esas pruebas se determinó que la cantidad de *Substeps* mencionada es la recomendable para la convergencia del modelo matemático.

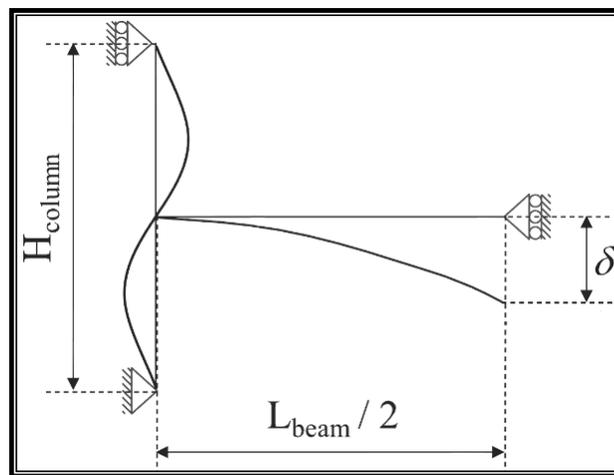


Figura 96: Vinculación externa del modelo. Fuente: Tartaglia, R. et al. (2018).

El protocolo de carga constituye una de las llamadas condiciones de frontera del modelo. La otra condición la conforman los vínculos externos. Para definirlos se toman en cuenta las consideraciones del trabajo de Tartaglia, R. et al. (2018), en donde sugieren que para simular el efecto de la carga sísmica se deben vincular los extremos de la columna a articulaciones, mientras que

el extremo libre de la viga se debe vincular a un rodillo. Los vínculos se muestran en la Figura 96.

Entre las diversas condiciones de apoyo disponibles en ANSYS V18.2 se elige la condición *Remote Displacement*, ya que permite definir restricciones a los desplazamientos y rotaciones en las tres direcciones principales a las secciones extremas de los perfiles (caras extremas de la columna y cara extrema libre de la viga). La rotación en la dirección de la viga está restringida para considerar la continuidad de la columna.

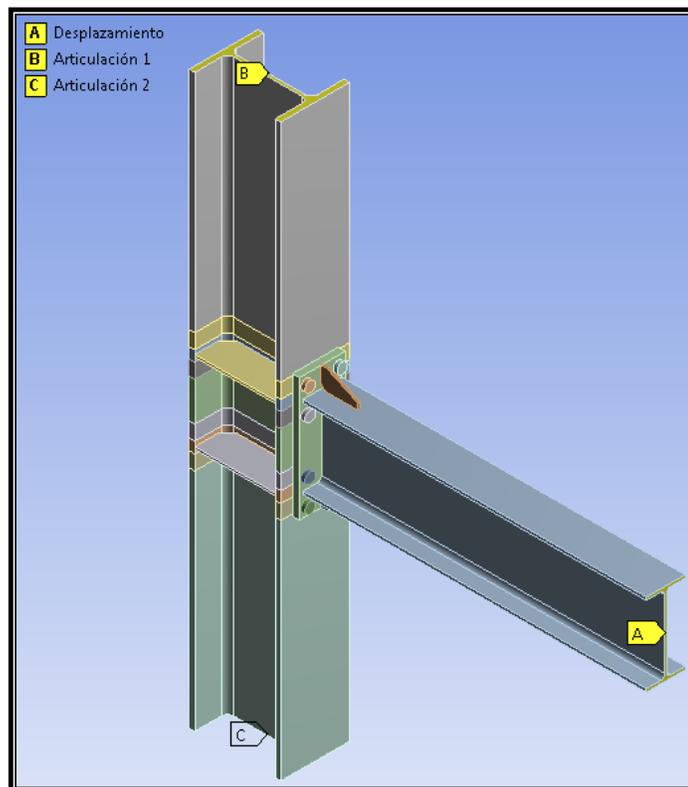


Figura 97: Vínculos generados en el modelo. Fuente: Propia.

Para simular los vínculos en ANSYS se sigue el siguiente procedimiento:

- Se selecciona el comando *Remote Displacement*, ubicado en la barra de comandos *Supports*.
- Se escoge el comando *Face*, para luego seleccionar las tres caras en los extremos libres del modelo (las dos caras de la columna y la cara libre de la viga).
- Para definir las articulaciones en las caras de la columna se restringen los desplazamientos en las tres dimensiones, más las rotaciones en el eje longitudinal y en el eje menor de la sección, dejando libre la rotación en el eje mayor de la sección.
- Para definir el rodillo en la cara libre de la viga se restringen los desplazamientos en el eje longitudinal y en el eje mayor de la sección, más las rotaciones en el eje longitudinal y en el eje menor de la sección, dejando libre la rotación en el eje mayor de la sección y el desplazamiento en el eje menor de la sección. Es en este eje libre de desplazamiento donde se introduce el protocolo de cargas.
- Por último, en el apartado *Behavior* de la ventana *Details* se elige la opción *Rigid* para los tres vínculos.

En la Figura 97 se muestran los tres vínculos generados en el modelo.

III.4.6 Soldadura en el modelo

Son numerosos los trabajos que descartan incluir los cordones de soldadura en el modelo de ANSYS: Shi, G. *et al.* (2008), Ruiz, D. (2010), Ghassemieh, M. *et al.* (2014) y Morrison, M. *et al.* (2017), por citar algunos. En todos ellos el argumento es el mismo: incremento sustancial del tiempo computacional requerido para la resolución del modelo matemático, sin mejora significativa en la precisión de los resultados. Por lo tanto en la presente investigación se descarta incluir los cordones de soldadura en el modelo de ANSYS.

III.4.7 Calibración del Modelo

Esta parte del estudio es necesaria debido a la importancia de un modelo lo suficientemente preciso y esto se logra configurando ciertos parámetros del modelo de elementos finitos. El objetivo es obtener el comportamiento que más se asemeje a un ensayo experimental, mediante la comparación de las curvas de histéresis y momento-rotación. Para lograr esto se siguen muchas de las consideraciones que se tuvieron con los modelos de ANSYS en los trabajos de Ghassemieh, M. *et al.* (2014), Morrison, M. *et al.* (2017) y Ruiz, D. (2010).

En el proceso de calibración se abordan por separado los puntos más importantes, tanto para la convergencia del modelo matemático como para la precisión del modelo de elementos finitos, estos puntos son: tipos de elementos, contactos y mallado.

III.4.7.1 Tipos de elementos

Los tipos de elementos que se asignan al modelo marcan en gran medida su comportamiento. Mientras más nodos tengan los elementos, mejor representan el medio continuo. En contraparte, mientras más nodos se tengan, mayor es el tiempo computacional requerido para la resolución del modelo matemático.

Ruiz, D. (2010) encontró una alternativa equilibrada entre precisión del modelo y tiempo computacional requerido. Su modelo combinó elementos SOLID185 y SOLID186. En la Figura 98 los elementos SOLID185 se indican en color cian, mientras que los elementos SOLID186 están en color púrpura. Como los elementos SOLID186 poseen más nodos, Ruiz los reservó para las zonas que requieren mayor detalle. En dicha figura se puede observar que

esas zonas son: la plancha extrema, los pernos y la región del ala de la columna en contacto con la plancha extrema. El resultado fue un modelo más preciso que aquel que había tomado como guía. La Figura 79, presentada en el apartado de validación (sección III.4.1), evidencia como el modelo de Ruiz alcanzó un comportamiento más parecido al ensayo experimental que el modelo de Shi, G. *et al.* (2008), siendo el ensayo experimental realizado por este último.

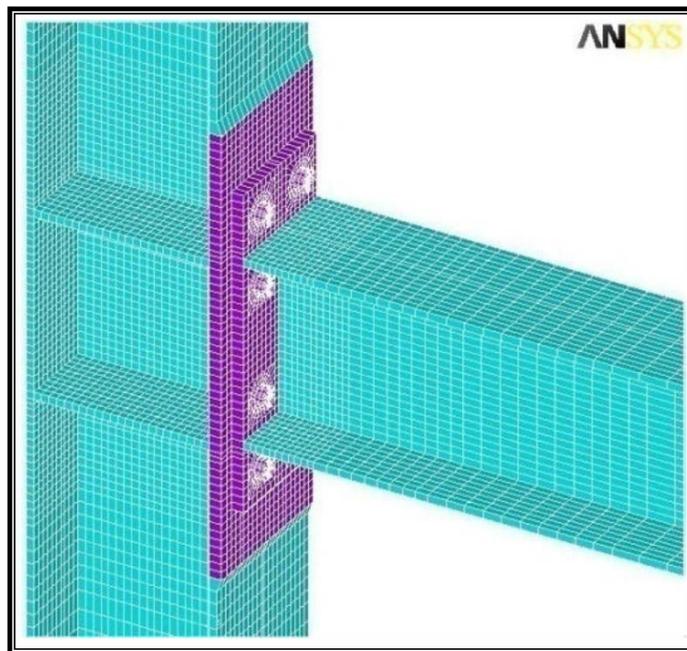


Figura 98: Elementos SOLID185 (cian) y SOLID186 (purpura) asignados a un modelo. Fuente: Ruiz, D. (2010).

En el modelo del presente trabajo se realizaron pruebas para evaluar la conveniencia de utilizar elementos SOLID186 únicamente o combinarlos con elementos SOLID185, tal y como lo hizo Ruiz, D. (2010). Los resultados arrojaron un tiempo computacional aceptable al modelo compuesto únicamente por SOLID186, por lo que quedó descartado el uso de elementos

SOLID185.

En el mallado del presente modelo se generan tanto hexaedros como pentaedros y tetraedros. ANSYS V18.2 permite utilizar para los tetraedros elementos SOLID187 en vez del SOLID186. Con esto se reduce aún más el tiempo computacional. Por lo tanto, en el modelo del presente trabajo los hexaedros y pentaedros se representan con elementos SOLID186 y los tetraedros con SOLID187.

III.4.7.2 Contactos

En el modelo de ANSYS de la presente investigación se definieron tres zonas de contacto:

1. Plancha extrema – ala de columna: Este contacto es tipo fricción, por tanto, en el apartado *Type* de la ventana *Details* se elige la opción *Frictional*. Los trabajos de Shi, G. *et al.* (2008), Ruiz, D. (2010), Ghassemieh, M. *et al.* (2014) y Morrison, M. *et al.* (2017), utilizan un valor de 0.44 para el coeficiente de fricción. Estos autores argumentan que ese valor emula las condiciones reales de las dos superficies. Por tanto, se introduce dicho valor en el apartado *Friction Coefficient* de la ventana *Details*. Las superficies de contacto se muestran en la Figura 99.
2. Cabeza del perno – plancha extrema, cabeza del perno – ala de columna: Este contacto al igual que el anterior es tipo fricción, así que en este caso también se elige la opción *Frictional* en el apartado *Type*. Igualmente, se introduce el valor de 0.44 en el apartado *Friction Coefficient*. Las superficies de contacto se muestran en la Figura 100.
3. Vástago del perno – plancha extrema, vástago del perno – ala de

columna: El agujero tiene un diámetro ligeramente superior al del perno, en consecuencia, no existe un roce perfecto entre el vástago del perno y las paredes del agujero. Para simular esto en el modelo de ANSYS se elige la opción *No Separation* en el apartado *Type*. Esta opción permite el libre deslizamiento de las superficies (coeficiente de roce = 0) y no permite que se separen en dirección normal al plano que las contiene. Las superficies de contacto se muestran en la Figura 101.

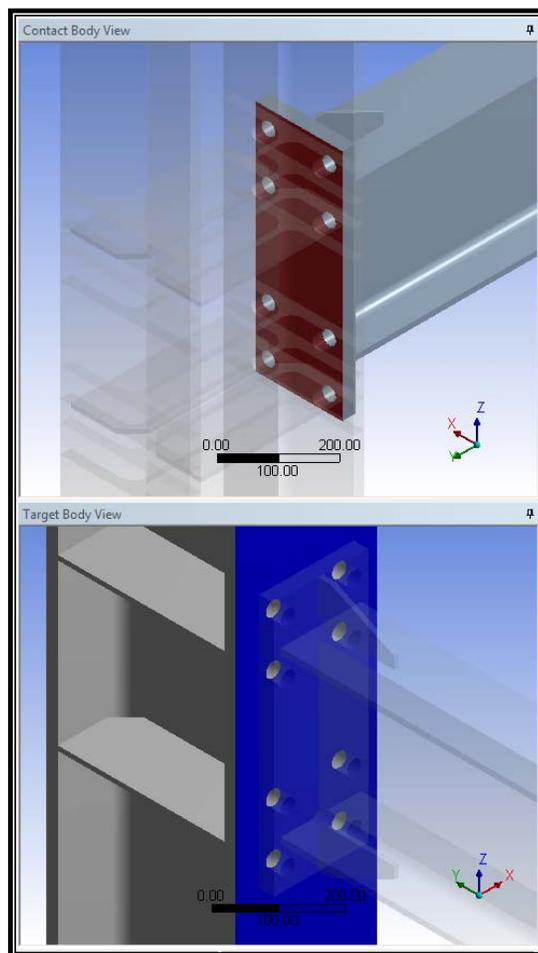


Figura 99: Contacto plancha extrema – ala de columna. Fuente: Propia.

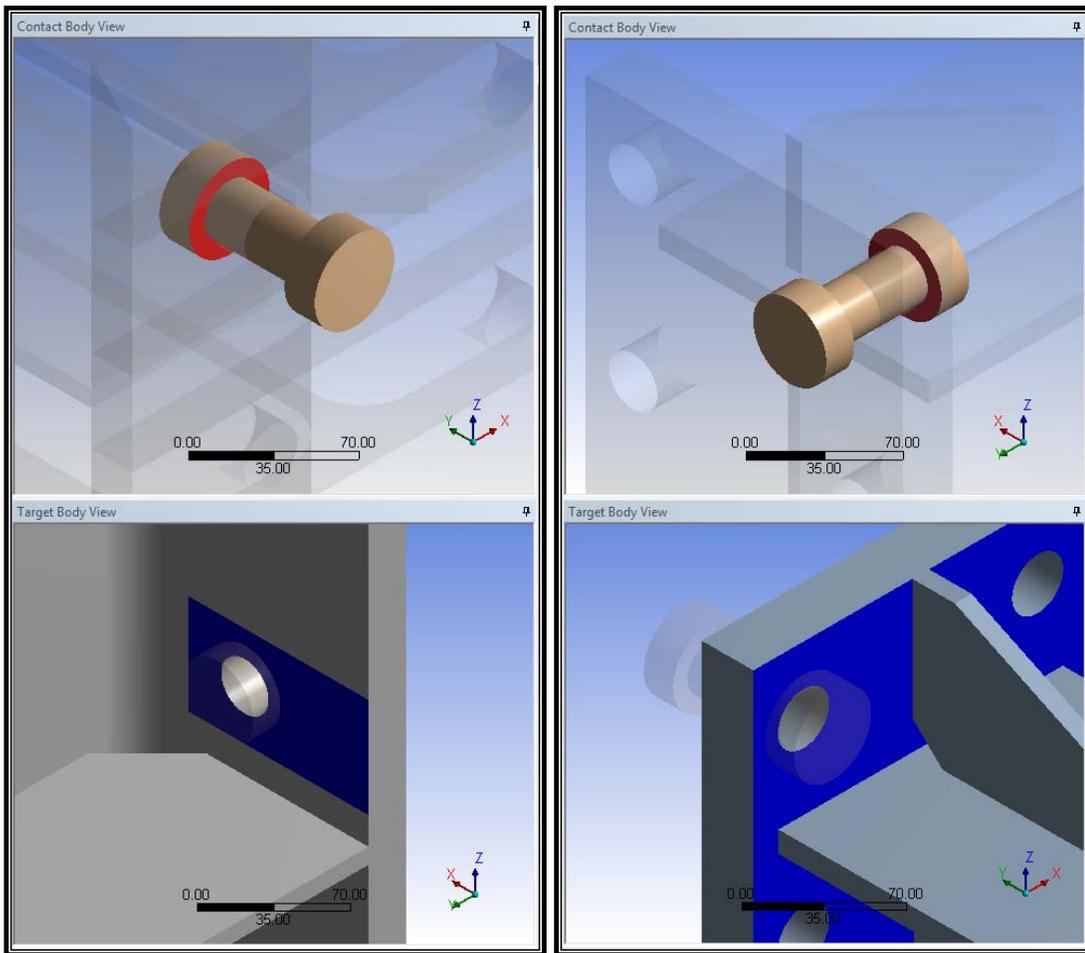


Figura 100: Contactos cabeza del perno – ala de columna (izquierda) y cabeza del perno – plancha extrema (derecha). Fuente: Propia.

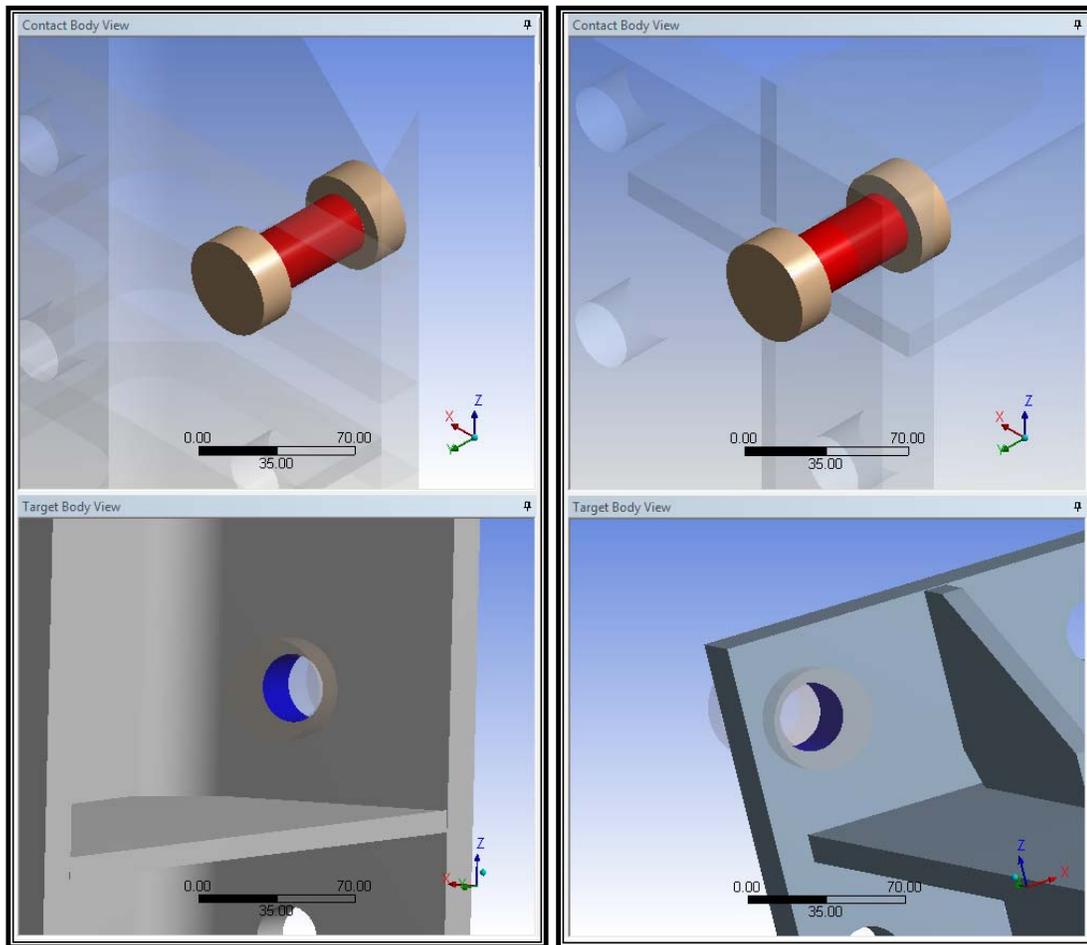


Figura 101: Contactos vástago del perno – ala de columna (izquierda) y vástago del perno – plancha extrema (derecha). Fuente: Propia.

En el modelo existen más zonas de contacto que se podrían definir como tipo *Bonded* (pegado), ya que son uniones soldadas, pero esto aumentaría el tiempo computacional requerido para la resolución del modelo matemático. En cambio, se opta por compartir la topología de las partes en contacto, de manera que en el análisis se comporten como si pertenecieran al mismo cuerpo. El procedimiento para compartir la topología se describe a continuación:

- En la ventana principal del programa se selecciona la celda

Geometry, la cual abre el módulo *Design Modeler*.

- Una vez dentro del módulo *Design Modeler* se elige en el árbol esquemático (*Tree Outline*) la viga, la plancha extrema y los dos rigidizadores.
- Se pulsa clic derecho y en la lista desplegable se elige la opción *From New Part*. Luego, se selecciona en el *Tree Outline* la parte recién creada, que por defecto se llama *Part 1*.
- En el apartado *Shared Topology Method* de la ventana *Details* se escoge la opción *Automatic*. Con esto la viga, la plancha extrema y los dos rigidizadores comparten la topología, por lo que en el análisis se comportan como un mismo cuerpo.
- Se repiten los pasos anteriores pero esta vez eligiendo la columna y las cuatro planchas de continuidad.

Una vez definidos todos los contactos resta establecer sus parámetros avanzados. El programa ANSYS muestra dichos parámetros en el apartado *Advanced* de la ventana *Details*. Estos parámetros determinan el comportamiento del contacto, el más relevante es el denominado *Formulation*.

Para cuerpos con no linealidad geométrica, como es el caso del presente modelo, ANSYS permite usar dos tipos de *Formulation*: *Pure Penalty* y *Augmented Lagrange*. Estos se definen con las fórmulas siguientes:

$$\text{Pure Penalty: } F_n = k_n \times x_p \quad (\text{Ec. 117})$$

$$\text{Augmented Lagrange: } F_n = k_n \times x_p + \lambda \quad (\text{Ec. 118})$$

Los términos F_n y k_n son, respectivamente, la fuerza y la rigidez en el contacto, ambas normales a las superficies, mientras que x_p es la deformación causada por el empuje de la superficie *Contact* contra la superficie *Target*. Esto se ilustra en la Figura 102. El término λ tiene que ver con los multiplicadores

de Lagrange.

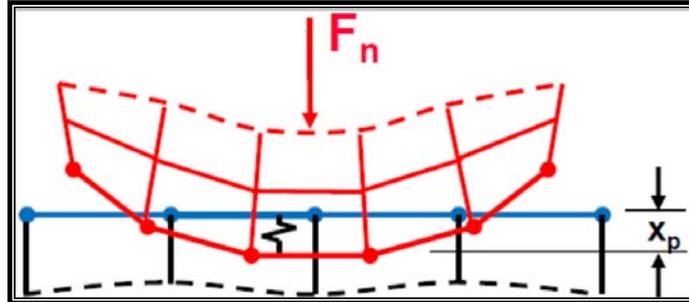


Figura 102: Contacto con formulación Pure Penalty o Augmented Lagrange. Fuente: ANSYS V18.2 (2017).

La formulación *Pure Penalty* modifica la matriz de rigidez mediante la adición de grandes condiciones para evitar demasiada penetración, es decir, impone una *pena*. Una sanción mayor a la rigidez conduce a más casos probables de matrices mal condicionadas, y por tanto, a una solución más compleja. Por otra parte, la formulación *Augmented Lagrange* aumenta la matriz de rigidez mediante la adición de grados de libertad (en este caso, la presión de contacto) para lograr el contacto. Así que la desventaja de estos métodos es el hecho de que su matriz de rigidez se hace más grande debido a los términos agregados.

La documentación de ANSYS V18.2 (2017) indica que los contactos con formulación *Augmented Lagrange* producen resultados algo más precisos, pero requieren iteraciones adicionales para lograr la convergencia del modelo, cosa que no ocurre en los contactos formulados como *Pure Penalty*. En el presente trabajo se realizaron corridas de prueba para comprobar la convergencia y precisión de ambas formulaciones, sometiendo el modelo a un desplazamiento de 173.68 mm (equivalente a un $\theta = 0.10 \text{ rad}$). En la corrida con la formulación *Augmented Lagrange* se tuvieron problemas de

convergencia, lo que derivó en un tiempo de solución del modelo matemático bastante alto. Por otro lado, en la corrida con la formulación *Pure Penalty* no se presentaron problemas de convergencia, por lo que el tiempo de solución del modelo matemático fue sustancialmente menor. En cuanto a la precisión, los valores de tensiones y deformaciones para ambas formulaciones fueron prácticamente idénticos. Por lo tanto, se escoge la formulación *Pure Penalty*.

La variable más importante en la formulación *Pure Penalty* es la rigidez normal a las superficies en contacto (*Normal Stiffness, k_n*). Según la documentación de ANSYS V18.2 (2017) el rango usual de esta variable esta entre 0.01 y 1.0, mientras mayor sea el valor más precisos serán los resultados, pero se tendrá mayor dificultad en la convergencia. En el presente trabajo se realizaron corridas de prueba para comprobar la convergencia y precisión del modelo al variar K_n . Para ello se sometió al modelo a un desplazamiento de 173.68 mm (equivalente a un $\varnothing = 0.10 \text{ rad}$). En las corridas no se tuvieron problemas de convergencia para un $K_n = 1.0$, en consecuencia se escoge este valor. Cabe mencionar que un $K_n = 1.0$ es el valor por defecto del programa, de manera que en el apartado *Advanced* de la ventana *Details* se mantiene la opción *Program Controlled* en el *Normal Stiffness*.

III.4.7.3 Mallado

En el modelo de ANSYS del presente trabajo se desarrollan cuatro mallados distintos, esto se realiza para buscar un buen equilibrio entre los atributos del mallado (*Skewness* y *Orthogonal quality*) y la cantidad de elementos. Dicho de otro modo, se busca obtener un mallado lo suficientemente refinado pero sin una cantidad excesiva de elementos.

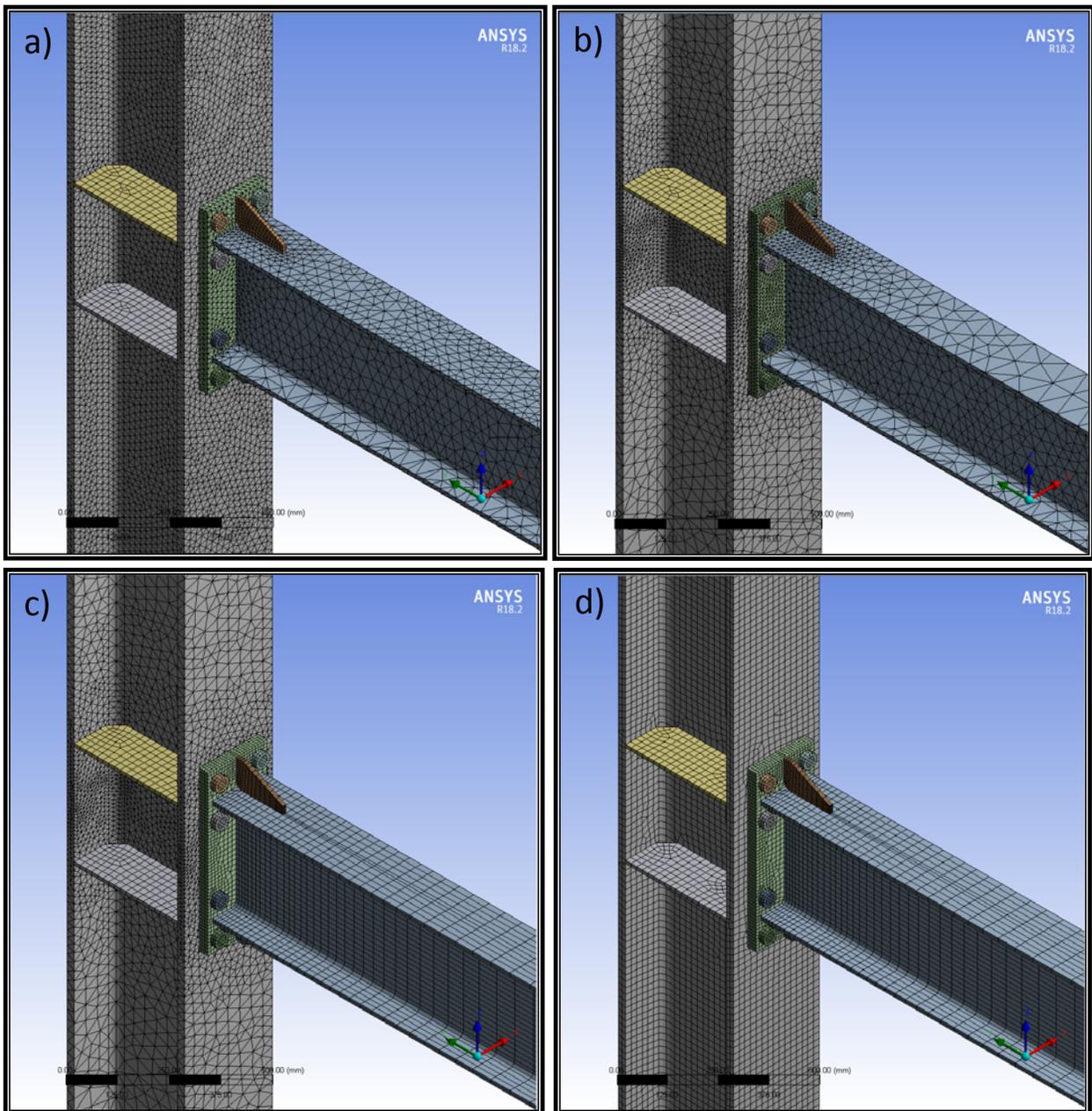


Figura 103: Comparación de modelos con distinto mallado: a) Modelo N° 1 con 83,728 elementos. b) Modelo N° 2 con 73,367 elementos. c) Modelo N° 3 con 43,857 elementos. d) Modelo N° 4 con 20,623 elementos. Fuente: Propia.

Los cuatro mallados del modelo se describen a continuación, ordenados del más simple al más complejo de mallar:

1. Modelo con dominio de elementos tetraédricos: Se muestra en la Figura 103a y se compone de 83,728 elementos.
2. Modelo densificado con dominio de elementos tetraédricos: Se observa en la Figura 103b y lo conforman 73,367 elementos. En este modelo el mallado se densifica en la zona de la conexión, obteniendo más elementos en esa zona pero una menor cantidad en las zonas alejadas de la conexión. Como resultado de la densificación se reduce la cantidad de elementos en un 12%.
3. Modelo densificado con combinación de elementos tetraédricos y hexaédricos: Se visualiza en la Figura 103c y lo constituyen 43,857 elementos. Este modelo tiene una proporción de tetraedros y hexaedros muy similar. Al aumentar la proporción de hexaedros la cantidad de elementos se reduce en 40% con respecto al modelo anterior.
4. Modelo densificado con dominio de elementos hexaédricos: Se muestra en la Figura 103d y se compone de 20,623 elementos. En este modelo se reduce al mínimo la presencia de tetraedros, obteniéndose como resultado una disminución de elementos de 53% con respecto al modelo anterior.

El modelo N° 4 (el más complejo de mallar) posee una cantidad de elementos 75% menor al modelo N° 1 (el más sencillo de mallar). Los atributos de mallado *Skewness* y *Orthogonal quality* del modelo N° 4 se observan en la Figura 105. Aunque sus valores son buenos, existe una herramienta para mejorarlos sin caer en una mayor densificación del mallado. Se refiere al seccionamiento geométrico, el cual consiste en dividir los miembros en geometrías más simples de mallar. Concretamente se dividen las zonas de la columna que contienen los pernos y las planchas de continuidad, tal y como se muestra en la Figura 104b. Como resultado se obtienen los valores de *Skewness* y *Orthogonal quality* indicados en la Figura 106. Al comparar estos valores con los de la Figura 105 se puede observar que el seccionamiento

geométrico mejora notablemente el *Skewness* y en menor medida la *Orthogonal quality*.

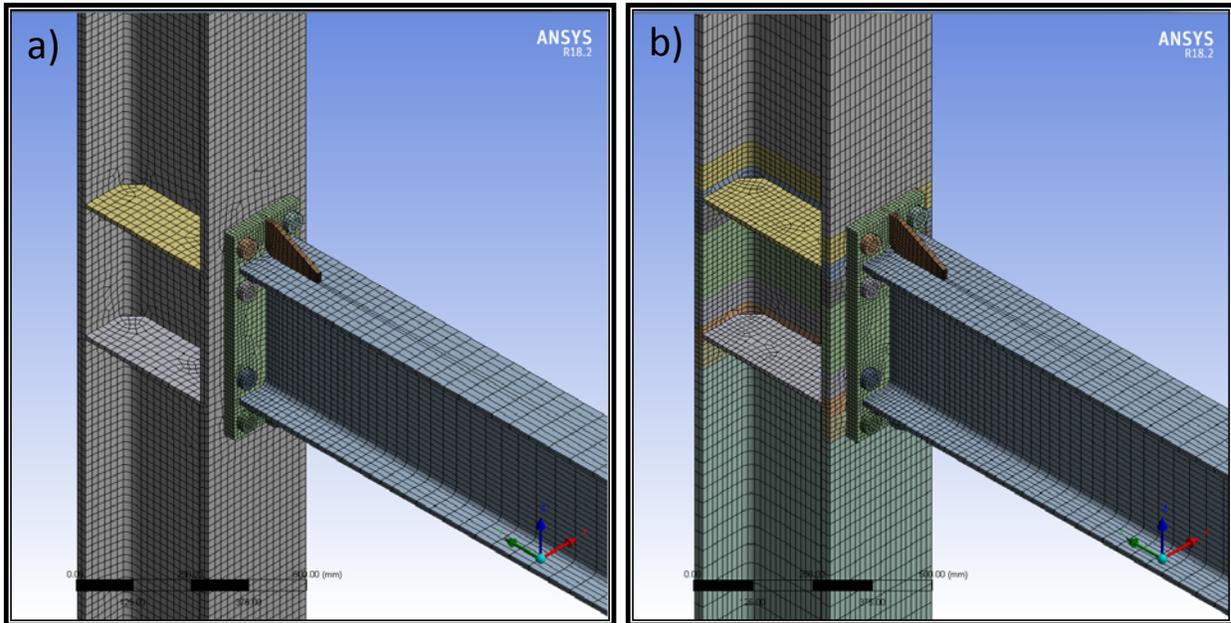


Figura 104: Comparación de modelos con y sin seccionamiento geométrico: a) Modelo sin seccionamiento geométrico. b) Modelo con seccionamiento geométrico en la columna. Fuente: Propia.

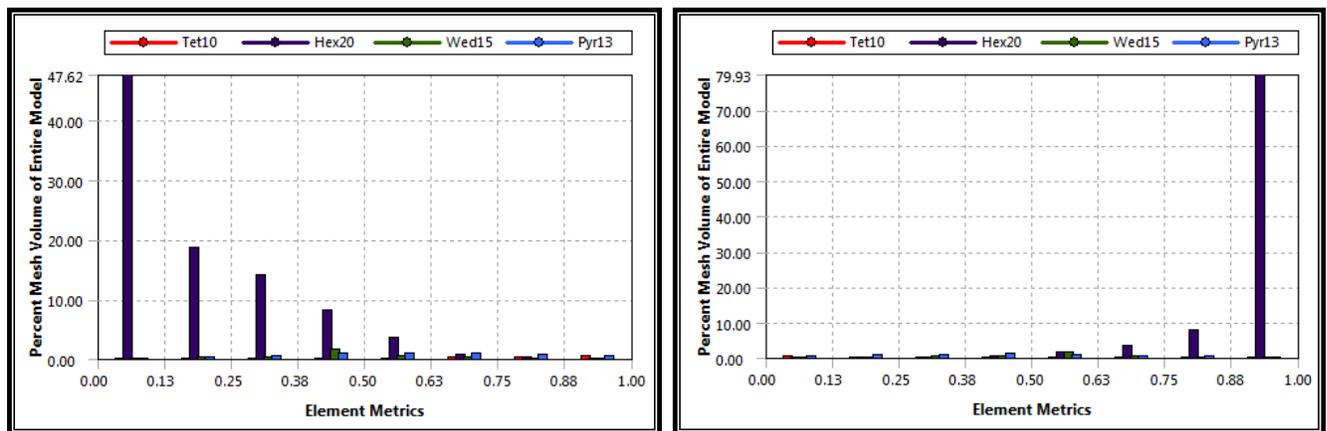


Figura 105: Atributos de mallado *Skewness* (izquierda) y *Orthogonal quality* (derecha) en el modelo sin seccionamiento geométrico mostrado en la Figura 104a. Fuente:

Propia.

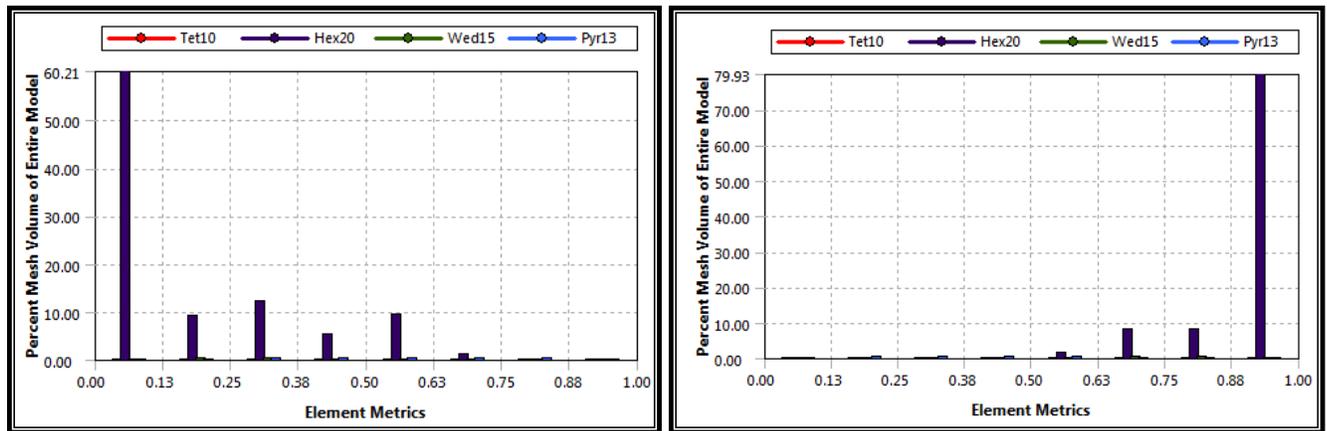


Figura 106: Atributos de mallado Skewness (izquierda) y Orthogonal quality (derecha) en el modelo con seccionamiento geométrico mostrado en la Figura 104b. Fuente: Propia.

El procedimiento del seccionamiento geométrico se describe a continuación:

- En la ventana principal del programa se selecciona la celda *Geometry*, la cual abre el módulo *Design Modeler*.
- Una vez dentro del módulo *Design Modeler* se selecciona en el árbol esquemático (*Tree Outline*) la parte correspondiente a la viga, la plancha extrema y los dos rigidizadores (en la sección III.4.7.2 se nombró esta parte como *Part 1*). Luego se pulsa clic derecho sobre el nombre y se selecciona la opción *Hide Part*, la cual oculta la parte seleccionada.
- En la ventana *Graphics* se pulsa sobre el eje $-Y$, esto lleva a la columna a una vista frontal, donde se observa en primer plano el ala que contienen los pernos.
- En el *Tree Outline* se selecciona la pestaña *Sketching* y se dibujan cuatro rectángulos, tal y como se muestran en la Figura 107.

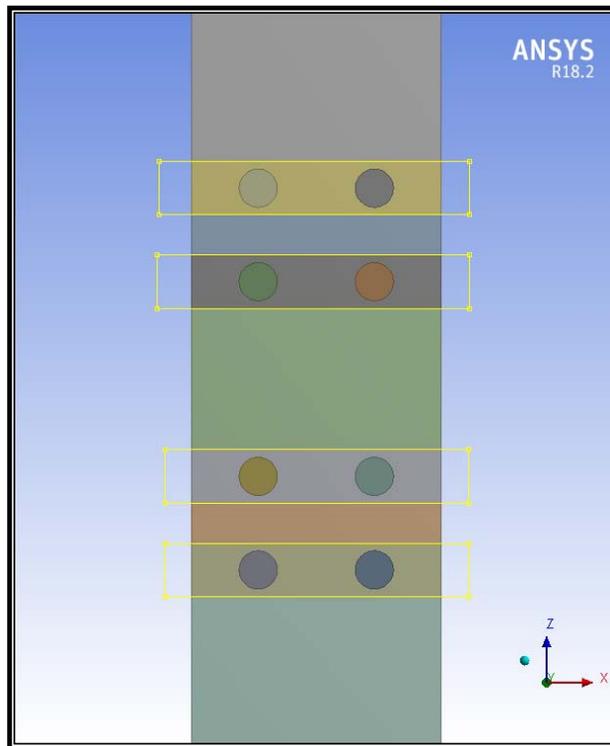


Figura 107: Rectángulos que al extruirse generan el seccionamiento geométrico en la columna. Fuente: Propia.

- En la barra de comandos se selecciona el comando *Extrude*. Luego, en el apartado *Geometry* de la ventana *Details* se acepta la selección de los rectángulos.
- Igualmente en la ventana *Details*, se elige la opción *Slice Material* en el apartado *Operation*. Luego se elige la opción *Reversed* en el apartado *Direction*. Por último, se elige la opción *Selected Bodies* en el apartado *Target Bodies*, para después seleccionar la columna.
- Se presiona la tecla F5, esto genera la extrusión de los rectángulos, habiéndose completado el seccionamiento geométrico.

Los valores de *Skewness* y *Orthogonal quality* obtenidos después del seccionamiento geométrico son bastante buenos. En la Figura 106 se observa que los elementos con *Skewness* menor a 0.10 constituyen el 60% del modelo,

mientras que los elementos con *Skewness* menor a 0.50 conforman el 87% del modelo. En cuanto a la *Orthogonal quality*, los elementos con valores mayores a 0.90 constituyen el 80% del modelo, mientras que los elementos con valores mayores a 0.50 conforman el 98% del modelo.

El modelo N° 4 con la adición del seccionamiento geométrico (mostrado en la Figura 104b) es el mallado elegido para la presente investigación. El procedimiento seguido para lograr este mallado se describe a continuación:

1. Los parámetros iniciales del mallado se muestran en la Figura 108. En dicha figura los menús *Quality*, *Inflation* y *Advanced* se encuentran sin desplegar, esto es porque en sus parámetros se conservan los valores por defecto

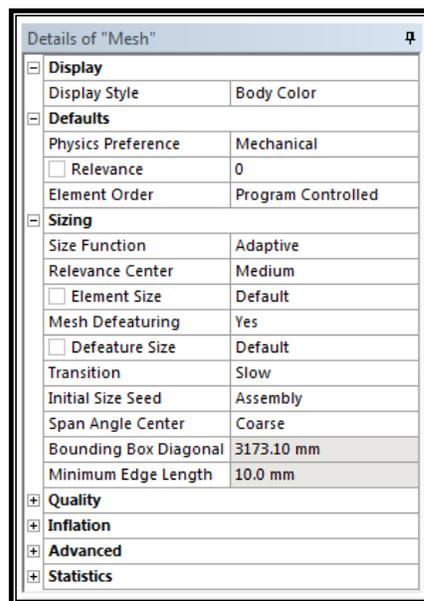


Figura 108: **Parámetros iniciales del mallado.** Fuente: Propia.

2. Se seleccionan la viga, los rigidizadores, la plancha extrema, los pernos y las planchas de continuidad. Luego se despliega el menú

Mesh Control ubicado en la barra de comandos. En la lista desplegable se selecciona el comando *Method*. En la ventana *Details* se elige la opción *MultiZone* en el apartado *Method* y la opción *Hexa* en el apartado *Mapped Mesh Type*.

3. Se seleccionan las porciones de la columna que son producto del seccionamiento geométrico (aquellas porciones que contienen los pernos y las planchas de continuidad). Luego se repiten los pasos del punto anterior para asignar el comando *Method*, solo que esta vez se elige la opción *Hex Dominant* en el apartado *Method* y la opción *Quad/Tri* en el apartado *Free Face Mesh Type*.
4. Se seleccionan los rigidizadores, la plancha extrema y los pernos. Luego se despliega el menú *Mesh Control* ubicado en la barra de comandos. En la lista desplegable se selecciona el comando *Sizing*. En la ventana *Details* se escoge la opción *Element Size* en el apartado *Type*, se escribe 10 mm en el apartado *Element Size* y se elige la opción *Hard* en el apartado *Behavior*.
5. Se seleccionan las planchas de continuidad y las porciones de la columna que son producto del seccionamiento geométrico (aquellas porciones que contienen los pernos y las planchas de continuidad). Luego se repiten los pasos del punto anterior para asignar el comando *Sizing*, solo que esta vez se escribe 15 mm en el apartado *Element Size*.
6. Se seleccionan las siguientes aristas:
 - Aristas de las alas de la viga, paralelas a la anchura (b_{fb}) de la viga.
 - Aristas del alma de la viga, paralelas a la altura (d) de la viga.
 - En las 7 porciones de la columna, ubicadas en el centro de esta, se seleccionan las aristas de las alas, paralelas al largo (L_c) de la columna.
 - En las 7 porciones de la columna, ubicadas en el centro de

ésta, se seleccionan las aristas que conforman el perímetro de la sección transversal.

Luego se despliega el menú *Mesh Control* ubicado en la barra de comandos. En la lista desplegable se selecciona el comando *Sizing*. En la ventana *Details* se escoge la opción *Element Size* en el apartado *Type*, se escribe 15 mm en el apartado *Element Size* y se elige la opción *Hard* en el apartado *Behavior*.

7. Se seleccionan las siguientes aristas:
 - Aristas paralelas al espesor (t_{st}) de los rigidizadores.
 - Aristas de las alas de la viga, paralelas al espesor (t_{fb}) de las alas.

Luego se repiten los pasos del punto anterior para asignar el comando *Sizing*, solo que esta vez se elige la opción *Number of Divisions* en el apartado *Type* y se escribe 2 en el apartado *Number of Divisions*.

8. Se seleccionan las aristas de las alas de la viga, paralelas al largo (L) de la viga. Luego se repiten los pasos del punto 6 para asignar el comando *Sizing*, solo que esta vez se escribe 30 mm en el apartado *Element Size*, se elige la 1ra opción en el apartado *Bias Type*, se escoge la opción *Bias Factor* en el apartado *Bias Option* y se escribe 10 en el apartado *Bias Factor*.
9. En las 2 porciones de la columna ubicadas en los extremos de esta, se seleccionan las aristas de las alas, paralelas al largo (L_c) de la columna. Luego se repiten los pasos del punto anterior para asignar el comando *Sizing*, solo que esta vez se escribe 40 mm en el apartado *Element Size* y 4 en el apartado *Bias Factor*.
10. En los pernos, se seleccionan los círculos exteriores de la cabeza. Luego se despliega el menú *Mesh Control* ubicado en la barra de comandos. En la lista desplegable se selecciona el comando *Face*

Meshing, conservando en la ventana *Details* los parámetros por defecto.

11. Finalmente, se genera el mallado. En la ventana *Outline* se fija el cursor sobre la lista desplegable *Mesh*, se presiona clic derecho y se elige la opción *Generate Mesh*. El mallado obtenido se muestra en la Figura 109.

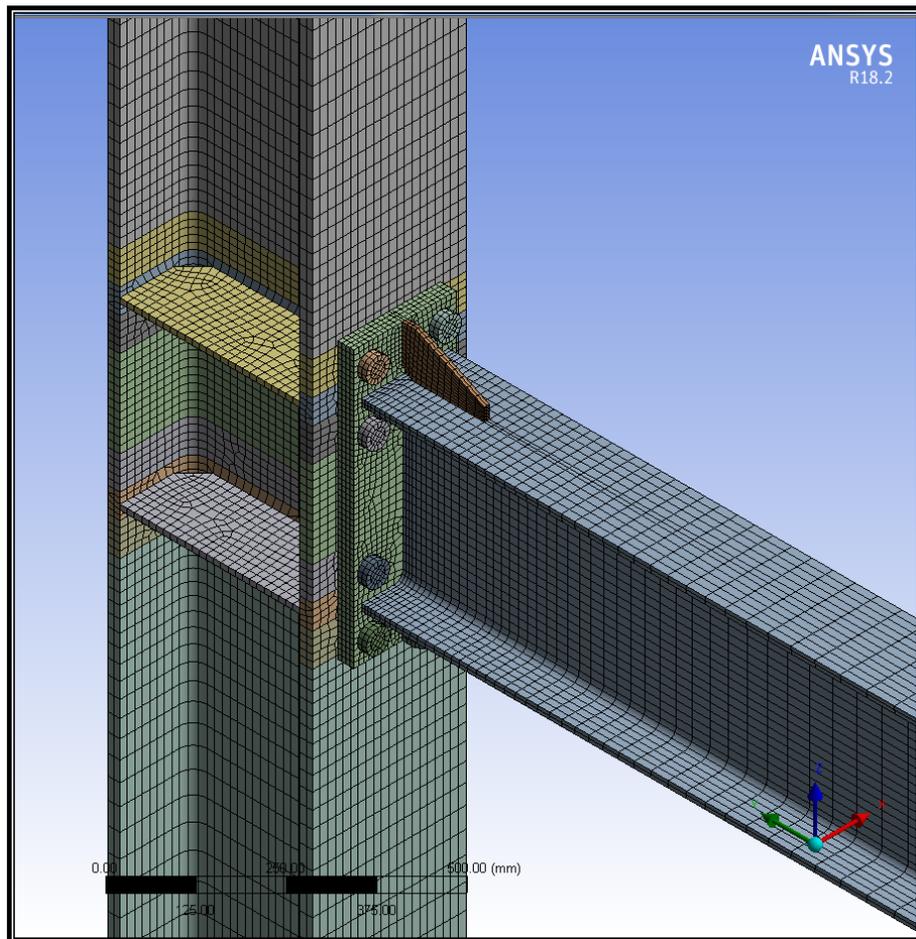


Figura 109: Mallado final del modelo. Fuente: Propia.

III.4.8 Configuración del análisis

El último paso para la resolución del modelo es configurar el análisis. Esto se realiza en el menú *Analysis Settings*, ubicado en la ventana *Outline*. Los parámetros más importantes del *Analysis Settings* se describen a continuación:

- *Number Of Steps*: Se determinó al definir el protocolo de cargas (sección III.4.5). En la Tabla 18 se observa que el total de *Steps* es 169.
- *Solver Type*: El programa ofrece dos tipos de *Solver*: *Direct* e *Iterative*. En el *Solver Direct* el programa resuelve las ecuaciones matriciales utilizando técnicas numéricas exactas, tales como factorización por Lower-Upper y eliminación por Gauss-Jordan. En el *Solver Iterative* el programa utiliza técnicas de aproximación para encontrar una solución y repite el proceso hasta que el cambio entre un paso y otro no varíe significativamente (y por lo tanto el proceso iterativo converja). Se hizo una prueba con ambos *Solver*, sometiendo el modelo a un desplazamiento de 173.68 mm (equivalente a un $\varnothing = 0.10 \text{ rad}$). Como resultado se obtuvo que el *Solver Iterative* cuadruplica el tiempo de resolución del *Solver Direct*. En consecuencia se elige el *Solver Direct*. Como el programa tiene definido por defecto el *Solver Iterative* se cambia esa opción a *Direct*.
- *Large Deflection*: El programa ofrece dos opciones: *On* y *Off*. En la opción *On* el programa toma en cuenta la no linealidad geométrica en la resolución de las ecuaciones. Mientras que en la opción *Off* el programa no considera la no linealidad geométrica. En el modelo de la presente investigación se toma en cuenta la no linealidad geométrica, por lo tanto, se elige la opción *On*.
- *Inertia Relief*: El programa ofrece dos opciones: *On* y *Off*. En la

opción *On* el programa elimina el movimiento de cuerpo rígido del modelo, equilibrando las fuerzas externas aplicadas mediante fuerzas inerciales inducidas por un campo de aceleración. Mientras que en la opción *Off* el programa no suprime el movimiento de cuerpo rígido. Como el modelo de la presente investigación no presenta movimiento de cuerpo rígido, se elige la opción *Off*.

Los parámetros anteriores se muestran en la Figura 110. Como se puede observar en dicha figura, las listas desplegables *Rotordynamics Controls*, *Restart Controls*, *Nonlinear Control* y *Output Controls* se encuentran sin desplegar, esto es porque en sus parámetros se conservan los valores por defecto.

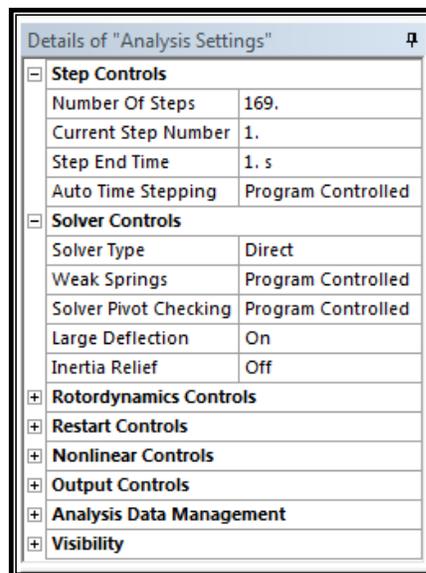


Figura 110: **Parámetros del Analysis Settings.** Fuente: *Propia.*

III.4.9 Obtención del momento de la conexión

El ángulo de deriva de piso (\emptyset) es una variable a partir de la cual se determina el desplazamiento en el extremo libre de la viga. Este

desplazamiento genera un momento, y al obtenerlo se grafica en las curvas momento-rotación e histéresis. Dicho momento se mide en la cara de la columna que está en contacto con la plancha extrema (AISC 341-16), y para obtenerlo se sigue el procedimiento siguiente:

- En la ventana *Outline* se hace clic derecho sobre el menú *Coordinate Systems* y se sigue la ruta *Insert / Coordinate System*. Esta acción genera un nuevo sistema de coordenadas en la ventana *Outline*, se selecciona.
- Se elige el comando *Face* y se selecciona la cara de la columna en contacto con la plancha extrema. Luego, en el apartado *Geometry* de la ventana *Details* se acepta la selección.
- En la ventana *Details*, menú *Orientation About Principal Axis*, apartado *Define By* se escoge la opción *Global Z Axis*.
- En la ventana *Outline* se selecciona el menú maestro *Model*, luego en la barra de comandos se escoge el comando *Construction Geometry*. Esta acción habilita el comando en la ventana *Outline*, se selecciona.
- En la barra de comandos se elige el comando *Surface*. Luego, en el apartado *Coordinate System* de la ventana *Details* se escoge el sistema de coordenadas creado en los pasos anteriores, que por defecto se denomina *Coordinate System*. Esta acción genera la superficie mostrada en la Figura 111.
- En la ventana *Outline* se selecciona el menú *Solution*, luego en la barra de comando se despliega el menú *Probe* y se elige el comando *Moment Reaction*. Esta acción habilita el comando en la ventana *Outline*, se selecciona.
- Se escoge el comando *Body* y se seleccionan todos los miembros del modelo. En el apartado *Geometry* de la ventana *Details* se acepta la selección.

- En la ventana *Details* se elige la opción *Surface* en el apartado *Location Method*, mientras que en el apartado *Surface* se escoge la superficie creada en los pasos anteriores, que por defecto lleva por nombre *Surface*. Luego, en el apartado *Orientation* se selecciona el sistema de coordenadas creado en los pasos anteriores, que por defecto se llama *Coordinate System*. Por último, en el apartado *Result Selection* se elige la opción *X Axis*.

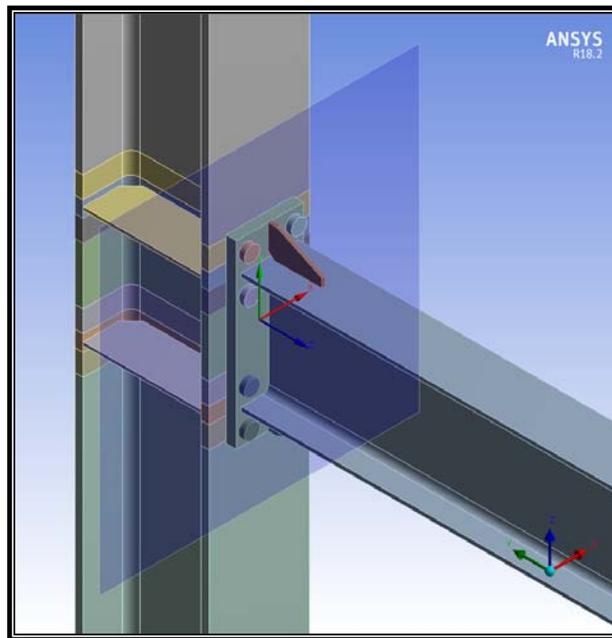


Figura 111: Superficie donde se mide el momento de la conexión.

Fuente: *Propia*.

III.4.10 Comparación de resultados con otros modelos

Una vez culminado el modelado de la conexión se realizan dos corridas: la primera con un desplazamiento de 173.68 mm (equivalente a un $\varnothing = 0.10$ rad) y la segunda con el desplazamiento definido en el protocolo de cargas.

De estas corridas se obtienen las curvas momento-rotación (caso monotónico creciente) e histéresis (caso cíclico), las cuales se comparan con las del trabajo de Tartaglia, R. *et al.* (2018). La finalidad de esta comparación es apreciar las semejanzas de las curvas, mas no validar el modelo de ANSYS, ya que para eso se hace necesario el ensayo experimental de la conexión, y esa es una de las limitantes de la presente investigación.

Las curvas se comparan en las Figuras 112 y 113. Se elige el trabajo de Tartaglia, R. *et al.* (2018) porque modela tres tipos de conexiones plancha extrema rigidizada: 4ES, 6ES y 8ES. Además, la vinculación externa de su modelo, la aplicación del desplazamiento y la forma de medir las rotaciones son iguales a las del presente trabajo.

Las conexiones plancha extrema rigidizada modeladas en dicho trabajo son las siguientes:

- Beam ES_1 (USA): Conexión 4ES, con columna W14×53 (W360×200×79) y viga W14×38 (W360×170×57.8).
- Beam ES_1 (EU): Conexión 6ES, con columna HEB280 y viga IPE360.
- Beam ES_2 (USA): Conexión 8ES, con columna W14×82 (W360×250×122) y viga W18×50 (W460×190×74).
- Beam ES_2 (EU): Conexión 6ES, con columna HEB340 y viga IPE450.
- Beam ES_3 (USA): Conexión 8ES, con columna W18×130 (W460×280×193) y viga W24×84 (W610×230×125).
- Beam ES_3 (EU): Conexión 6ES, con columna HEB500 y viga IPE600.

Las gráficas *a*, *b* y *c* de la Figura 112 son las curvas momento-rotación de las conexiones anteriores, mientras que la gráfica *d* corresponde a la curva momento-rotación de la presente investigación. Igualmente, Las gráficas *a*, *b*

y c de la Figura 113 son las curvas de histéresis del trabajo de Tartaglia, mientras que la gráfica d corresponde a la curva histérica de la presente investigación.

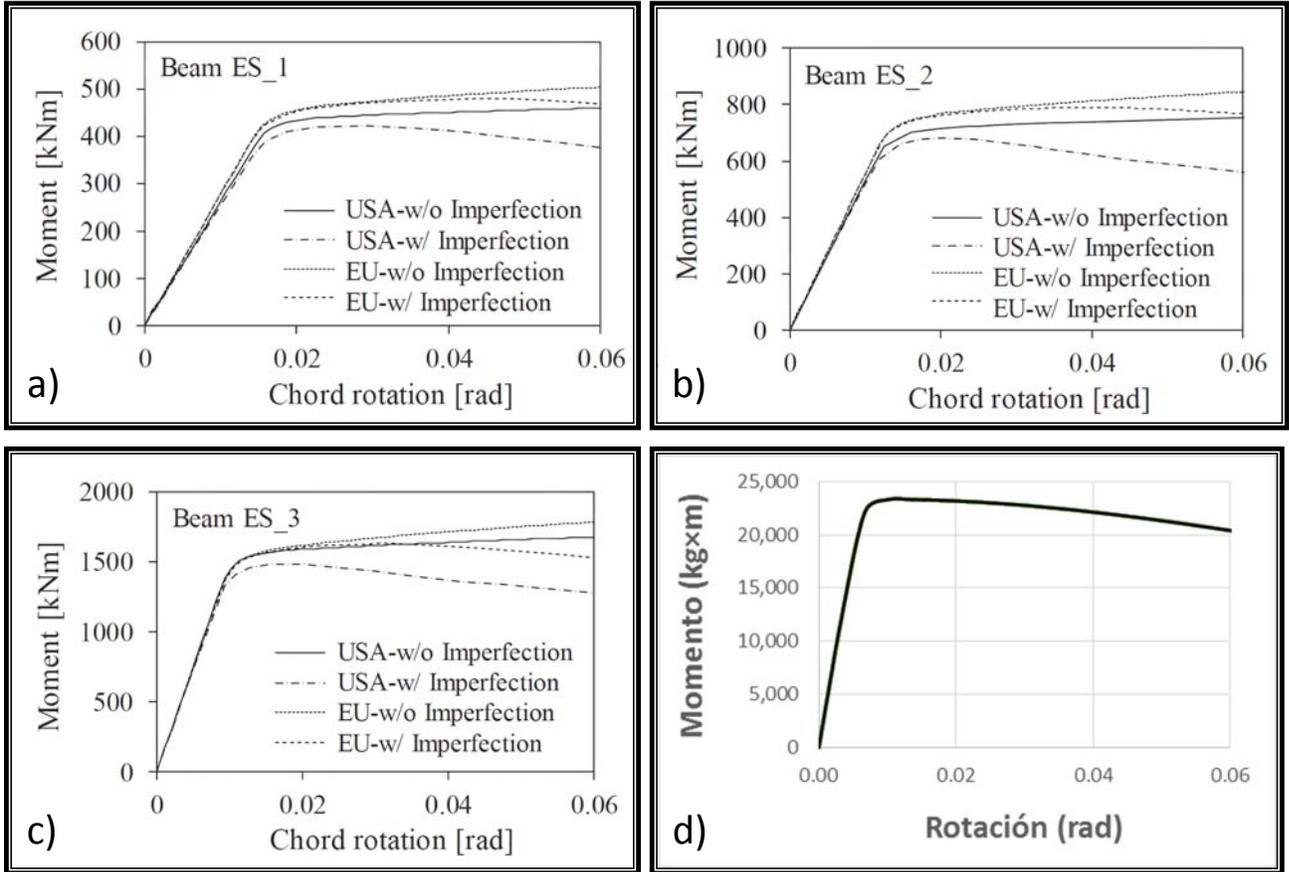


Figura 112: Comparación de curvas momento-rotación: a) Conexiones Beam ES_1. b) Conexiones Beam ES_2. c) Conexiones Beam ES_3. d) Conexión propia. Fuente: Tartaglia, R. et al. (2018) y Propia.

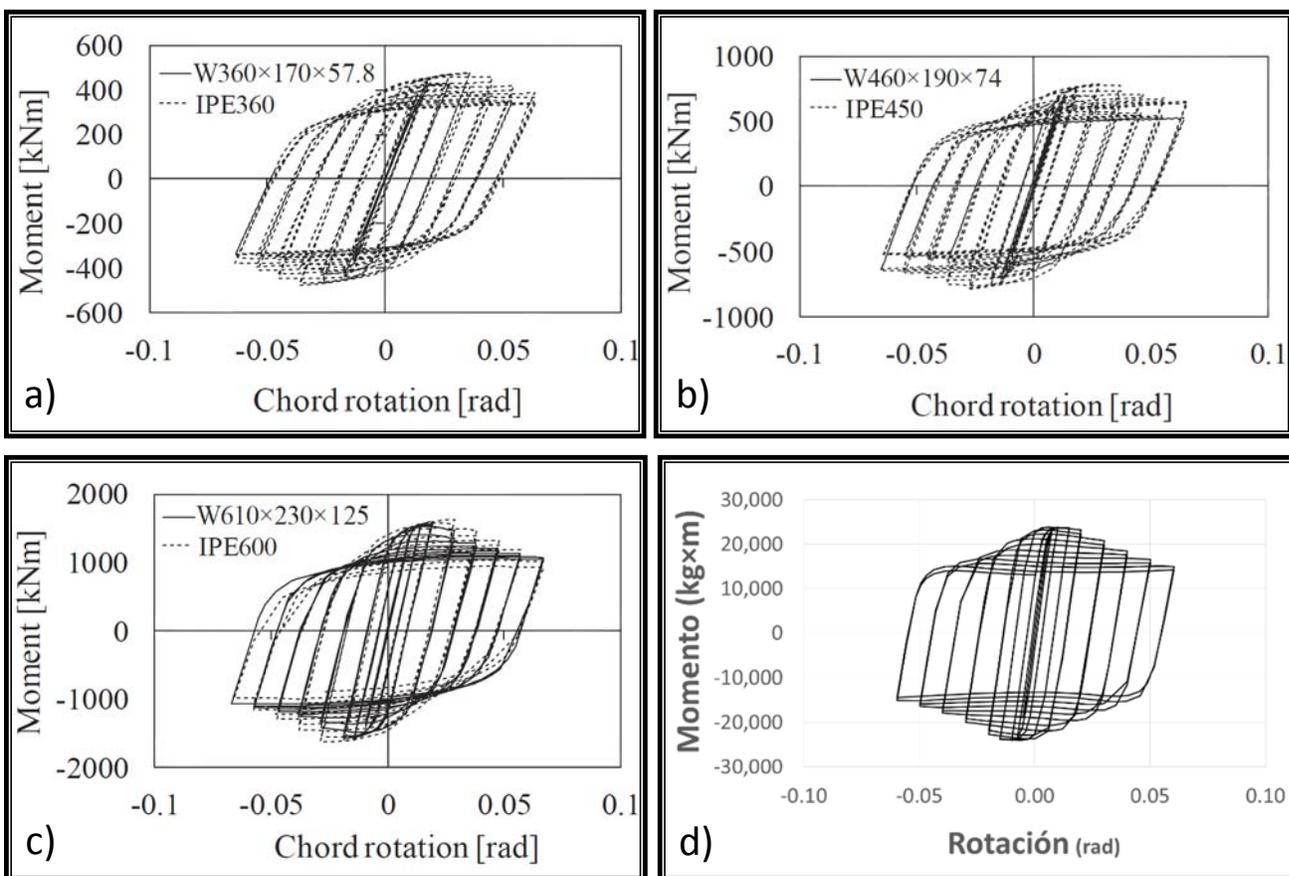


Figura 113: Comparación de curvas de histéresis: a) Conexiones Beam ES_1. b) Conexiones Beam ES_2. c) Conexiones Beam ES_3. d) Conexión propia. Fuente: Tartaglia, R. et al. (2018) y Propia.

En la Figura 112 se pueden observar las semejanzas que existen entre las curvas momento-rotación de la investigación de Tartaglia y la curva del presente trabajo. De igual modo, en la Figura 113 se pueden apreciar las semejanzas existentes entre las curvas de histéresis de la investigación de Tartaglia y la curva de histéresis del presente trabajo. Las similitudes entre las curvas evidencian que la calibración del modelo de ANSYS del presente trabajo se hizo de manera satisfactoria.

CAPITULO IV

ANÁLISIS DE RESULTADOS

IV.1 Comportamiento momento vs rotación

Con los valores del momento se obtiene la curva momento-rotación para el desplazamiento con la carga monotónica creciente y la curva de histéresis para el protocolo de cargas empleado.

IV.1.1 Curva momento-rotación

La curva momento-rotación para el desplazamiento con la carga monotónica creciente se muestra en la Figura 114. Se observa que las rotaciones inelásticas comienzan a partir de 0.0075 rad y un momento $M_y = 22,223 \text{ kgf}\times\text{m}$. Poco después, a los 0.01 rad ocurre el momento máximo $M_{max} = 23,369 \text{ kgf}\times\text{m}$. Posterior a los 0.01 rad empieza un descenso progresivo del momento.

El momento nominal de la viga, calculado según la sección F2 del AISC 360-16, es $M_n = 23,225 \text{ kgf}\times\text{m}$. Esto quiere decir que M_n ocurre después de M_y , habiéndose iniciado ya las rotaciones plásticas. M_n sucede a los 0.0097 rad, justo antes de M_{max} .

Tartaglia, R. y D'Aniello, M. (2017) modelaron cuatro conexiones plancha extrema 4ES casi idénticas, siendo la única diferencia el diámetro de los pernos. Las curvas momento-rotación de las dos conexiones con pernos pequeños arrojaron un descenso del momento similar a la curva del presente trabajo. Mientras que las curvas momento-rotación de las dos conexiones con

pernos grandes arrojaron un descenso del momento posterior a los 0.10 rad. Esto quiere decir, que si se busca que en la curva momento-rotación el descenso del momento ocurra para rotaciones más elevadas, una opción sería aumentar el diámetro de los pernos.

Las curvas momento-rotación de las cuatro conexiones modeladas por Tartaglia, R. y D'Aniello, M. (2017) se muestran en la Figura 115. Las gráficas *a* y *b* corresponden a las dos conexiones con pernos pequeños, mientras que las gráficas *c* y *d* corresponden a las dos conexiones con pernos grandes.

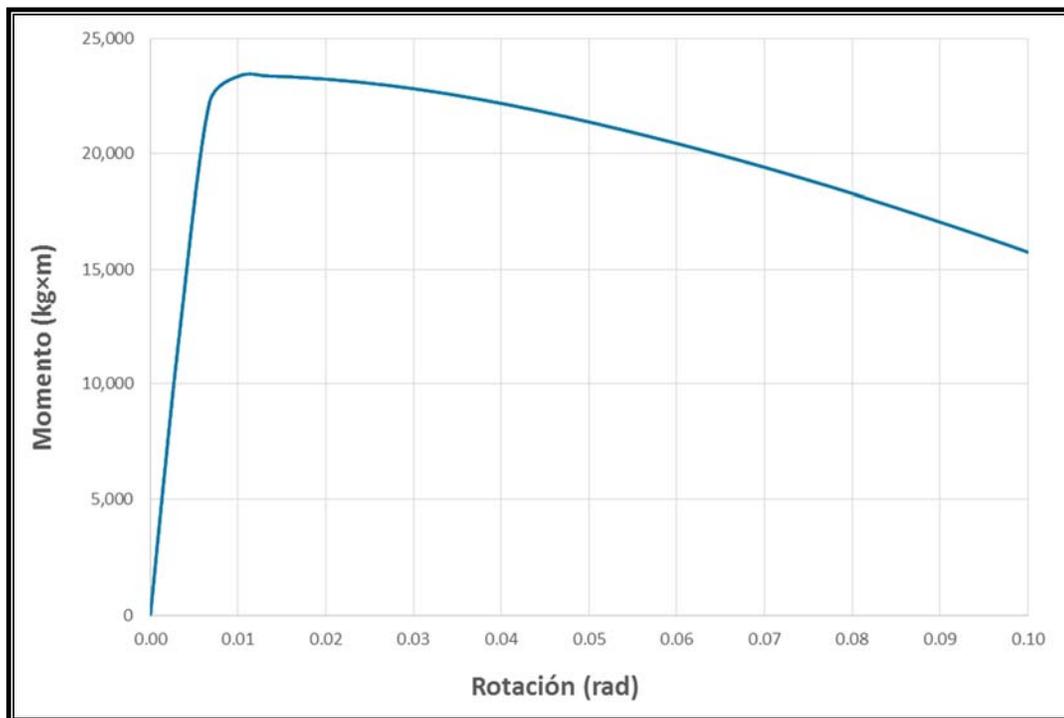


Figura 114: Curva momento-rotación para el desplazamiento monotónico. Fuente: Propia.

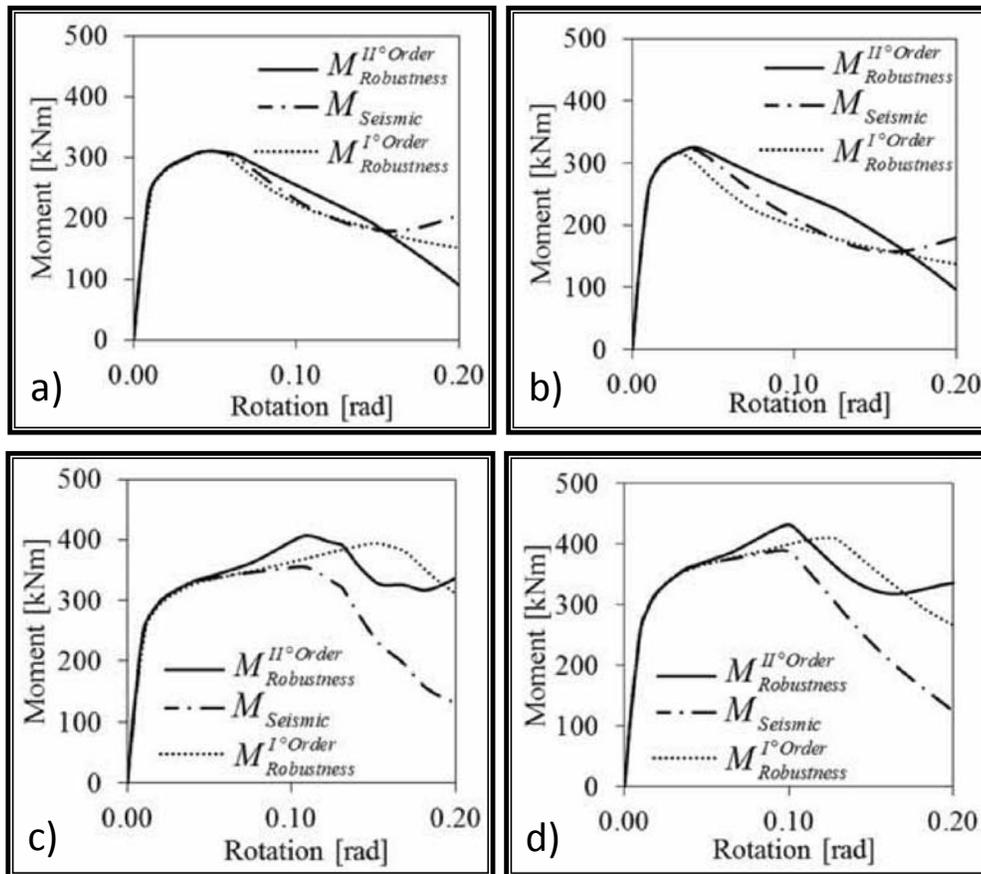


Figura 115: Curvas momento-rotación de las conexiones modeladas por Tartaglia y D'Aniello: a) Conexión EPC-1. b) Conexión EPC-2. c) Conexión EPC-3. d) Conexión EPC-4. Fuente: Tartaglia, R. y D'Aniello, M. (2017).

IV.1.2 Curva de histéresis

La curva de histéresis para el desplazamiento cíclico se muestra en la Figura 116. A partir de esta se pueden hacer varias observaciones 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, se

evidencia una degradación importante del momento resistente a medida que aumenta la rotación de los ciclos sucesivos. En consecuencia, el momento máximo ocurre en la rotación 0.01 rad, con un valor $M_{max} = 22,918 \text{ kgf}\times\text{m}$.

De igual modo, 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 con las rotaciones 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 en la rigidez de la conexión.

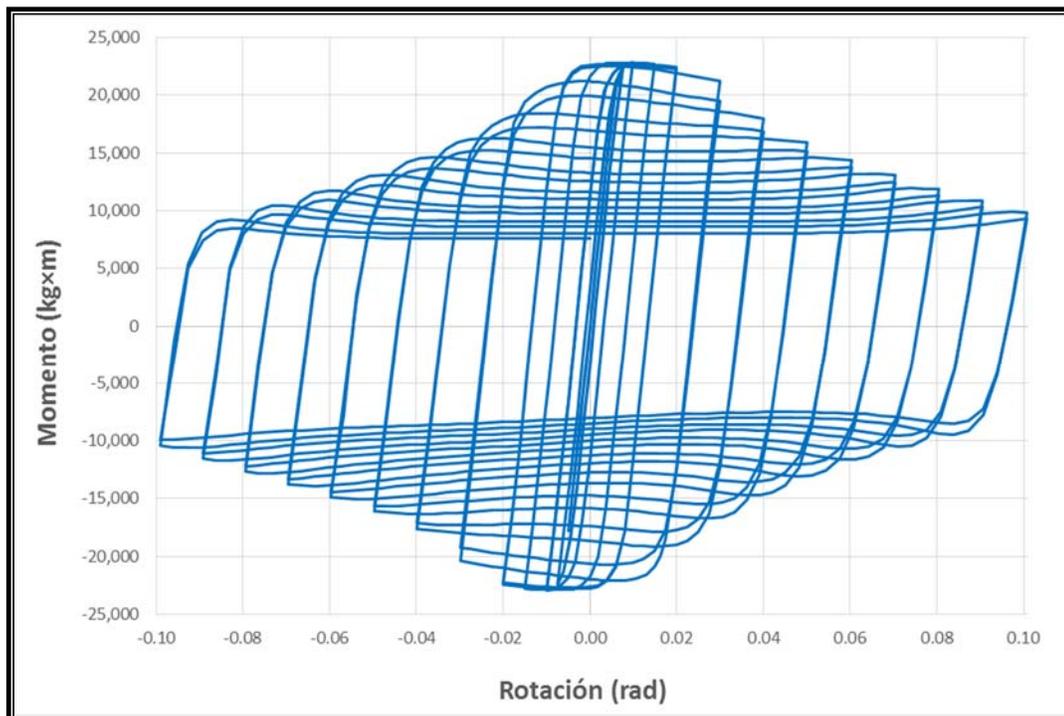


Figura 116: Curva de histéresis para el desplazamiento cíclico. Fuente:

Propia.

En la figura también se evidencia una diferencia clara entre los ciclos de carga en los que la conexión presenta comportamiento elástico y comportamiento inelástico. La zona de la curva 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 experimenta rotaciones inelásticas, se evidencia un cambio de pendiente en la curva y el inicio de una separación entre las ramas de carga y descarga en cada ciclo. En la figura se observa que las rotaciones inelásticas inician a partir de 0.0075 rad y un momento $M_y = 22,587 \text{ kgf}\times\text{m}$.

IV.1.2.1 Rigidez y resistencia de la conexión

En la Figura 117 se presenta la envolvente momento-rotación obtenida a partir de los valores extremos de la curva de histéresis. La curva envolvente permite evaluar de forma más directa la rigidez de la conexión, ya que se evidencia más claramente que el comportamiento lineal elástico culmina en 0.0075 rad. Posteriormente, se observa una degradación progresiva de la rigidez a medida que aumenta la rotación. Esto indica que la conexión inicia su comportamiento inelástico a partir de 0.0075 rad.

Por otro lado, se evidencia de manera más clara que la degradación del momento resistente ocurre a partir de 0.01 rad. Entre 0.01 y 0.03 rad la degradación tiene una pendiente aproximadamente constante, entre 0.03 y 0.04 rad la pendiente se torna más pronunciada y a partir de 0.03 rad retoma la inclinación que tenía al inicio de la degradación.

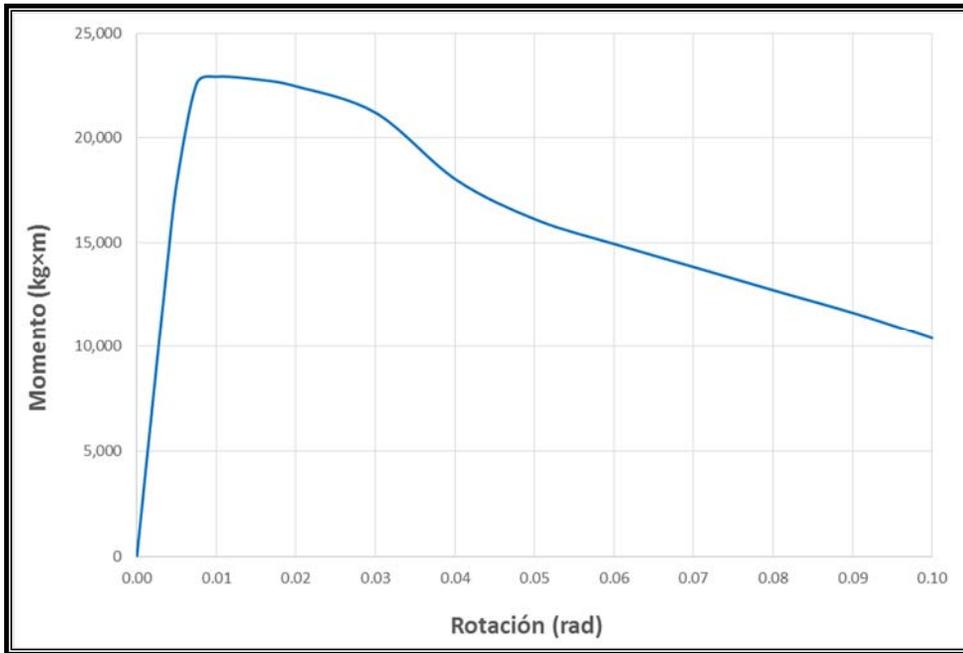


Figura 117: Envolvente de la curva histórica. Fuente: Propia.

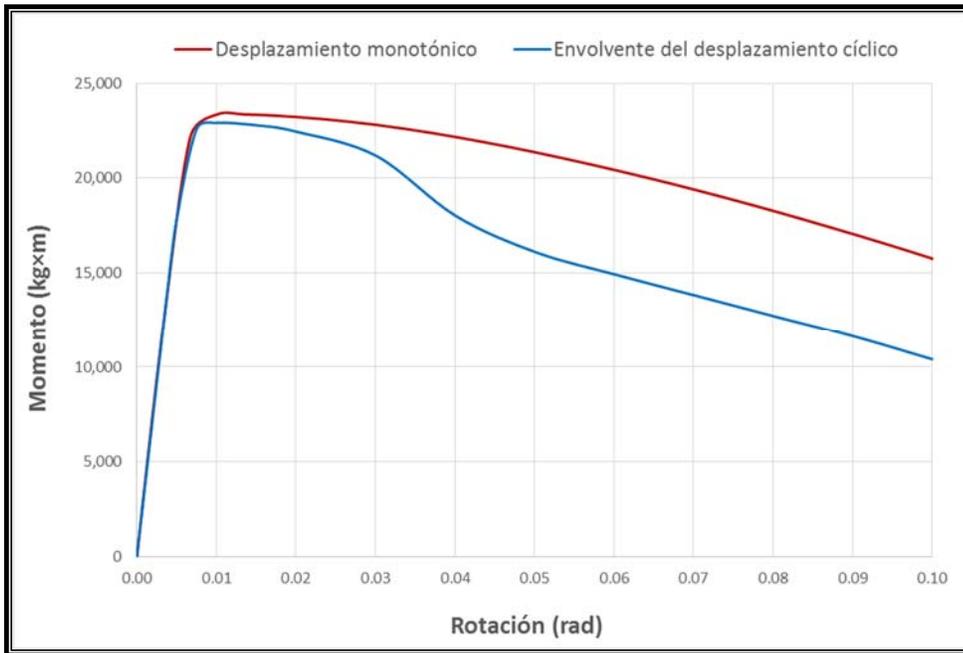


Figura 118: Comparación de la curva momento-rotación del desplazamiento monótonico creciente con la envolvente del desplazamiento cíclico. Fuente: Propia.

En la Figura 118 se compara la curva momento-rotación del desplazamiento para la carga monotónica creciente con la envolvente del desplazamiento para el protocolo de cargas. Se evidencia que en ambas curvas M_y y M_{max} ocurren para las mismas rotaciones, 0.0075 rad y 0.01 rad respectivamente. Por otro lado, después de 0.01 rad el momento resistente en la envolvente para el protocolo de cargas desciende en mayor medida que en la curva con la carga monotónica creciente. Es importante mencionar que los M_{max} en ambas curvas tienen prácticamente el mismo valor, siendo el M_{max} con la carga monotónica creciente 1.02 veces el M_{max} del caso con el protocolo de cargas.

IV.1.2.2 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 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 del AISC 360-16 y los requerimientos sísmicos especificados en el AISC 341-16.

➤ AISC 360-16:

Las conexiones plancha extrema se diseñan tomando en cuenta que debe alcanzarse la condición columna fuerte – viga débil, por lo que solo se espera cedencia en la viga. Las ecuaciones para determinar el momento nominal (M_n) de la viga se indican en el capítulo F del AISC 360-16. La viga IPE360 de la conexión en estudio se compone de elementos compactos ($\lambda < \lambda_p$), por tanto M_n se determina según las disposiciones de la sección F2. Aplica la ecuación F2-1 que arroja un $M_n = 23,225 \text{ kgf}\cdot\text{m}$. Es interesante ubicar M_n en la envolvente de la

curva de histéresis, ya que ese valor sobrepasa por muy poco al momento máximo de la curva, el cual asciende a $M_{max} = 22,918 \text{ kgf}\times\text{m}$. De modo que M_n es 1.01 veces M_{max} .

➤ AISC 341-16:

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

Para pórticos IMF (nivel de diseño ND2):

- La conexión debe ser capaz de soportar las rotaciones plásticas correspondiente a un ángulo de deriva de piso de 0.02 rad.
- La capacidad a flexión de la conexión, medida en la cara de la columna, debe ser como mínimo $0.8 M_p$ de la viga conectada, para un ángulo de deriva de piso de 0.02 rad.

Para pórticos SMF (nivel de diseño ND3):

- La conexión debe ser capaz de soportar las rotaciones plásticas correspondiente a un ángulo de deriva de piso de 0.04 rad.
- La capacidad a flexión de la conexión, medida en la cara de la columna, debe ser como mínimo $0.8 M_p$ de la viga conectada, para un ángulo de deriva de piso de 0.04 rad.

La conexión de estudio es capaz de alcanzar las rotaciones mínimas establecidas por la norma, pero su resistencia ante una rotación de 0.04 rad es de 18,003 kgf×m, que representa 0.70 veces el M_p de la viga, correspondiente a 25,806 kgf×m. Por lo tanto no puede ser usada en pórticos SMF. Sin embargo, la resistencia de la conexión ante una rotación de 0.02 rad es de 22,457 kgf×m, correspondiente a $0.87 M_p$,

por lo tanto puede ser usada en pórticos IMF.

Igual resultado obtuvo Ruiz, D. (2010), que modeló una conexión plancha extrema 4ES a la que denominó modelo CN3. En su trabajo la conexión no fue apta para pórticos SMF pero si lo fue para pórticos IMF. Sin embargo Ruiz, D. (2010) realizó un segundo modelo cambiando la tipología de la conexión a 8ES, a la que denominó CN4, resultando esta apta para pórticos SMF. En consecuencia, una manera de lograr que la conexión del presente trabajo sea apta para pórticos SMF sería añadir cuatro pernos, cambiando su tipología a 8ES.

Otra manera de lograr que la conexión de estudio sea apta para pórticos SMF sería aumentar el diámetro de los pernos ya que como demostró Tartaglia, R. y D'Aniello, M. (2017), esto evita el descenso temprano del momento resistente.

IV.1.2.3 Resumen de los resultados

La Tabla 19 resume los resultados obtenidos, mientras que la Figura 119 compara la curva de histéresis con el momento nominal (M_n) y el momento plástico (M_p) de la viga.

	M_{ine}	M_{max}	$M_{0.02}$	$M_{0.04}$	M_p	$0.8M_p$	M_n
Momento (kgf×m)	22,587.16	22,918.45	22,456.68	18,003.06	25,806.00	20,644.80	23,225.40
Rotación (rad)	0.0075	0.01	0.02	0.04	-	-	-
M_{ine} = Momento al inicio de las rotaciones inelásticas. M_{max} = Momento máximo resistido. $M_{0.02}$ = Momento correspondiente a una rotación de 0.02 rad.				$M_{0.04}$ = Momento correspondiente a una rotación de 0.04 rad. M_p = Momento plástico de la viga. M_n = Momento nominal de la viga según el AISC 360-16.			

Tabla 19: Resumen de resultados y valores comparativos. Fuente:

Propia.

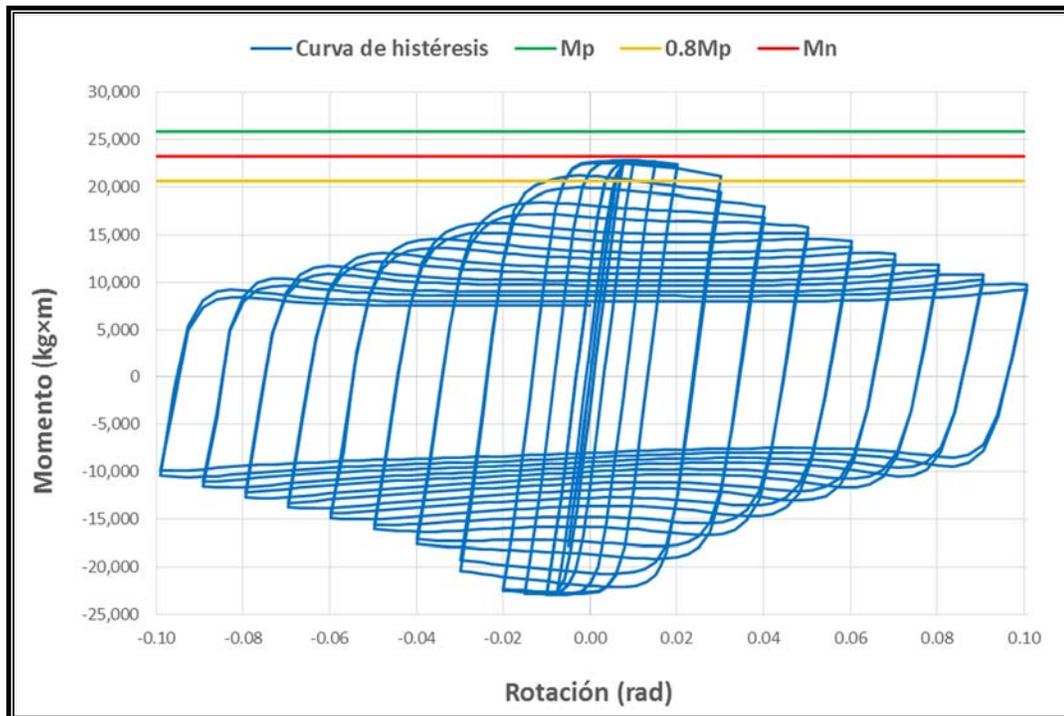


Figura 119: Comparación de la curva de histéresis con el momento nominal (M_n) y el momento plástico (M_p) de la viga. Fuente: Propia.

IV.2 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. 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 evidenciar los elementos más solicitados.

IV.2.1 Tensiones en la conexión

En la Figura 120 se aprecian las magnitudes de tensiones resultantes del análisis. En la leyenda el color rojo indica tensiones superiores a la cedente ($\sigma > 248.21 \text{ MPa}$). Las tensiones mostradas corresponden al final del último ciclo de carga establecido en el protocolo, asociado a una rotación de 0.10 rad. Esta vista general de la conexión es muy útil para identificar las tensiones generadas en cada miembro. Como era de esperarse, las mayores tensiones se ubican en la viga, en donde se espera la formación de rótulas plásticas.

Los pernos no se muestran en la figura porque tienen un grado de acero diferente al resto de los elementos de la conexión. Estos son tratados aparte más adelante.

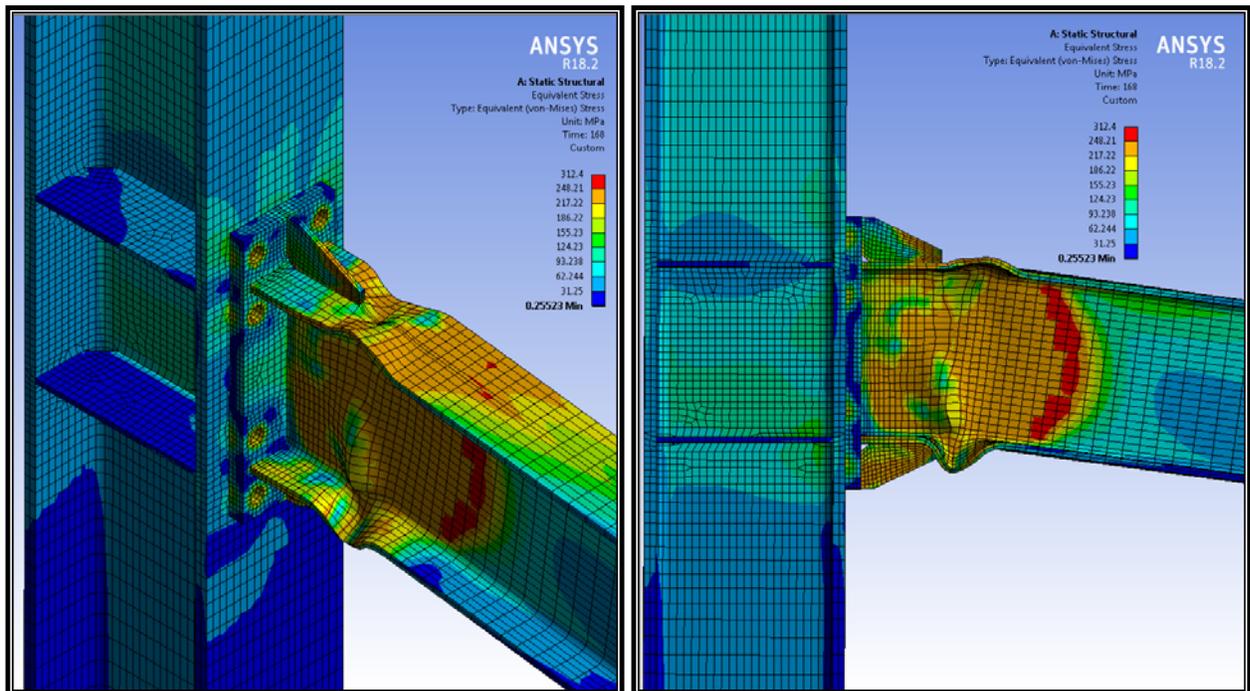


Figura 120: Distribución de tensiones de Von Mises en la conexión: Vista isométrica (izquierda) y Vista de perfil (derecha). Fuente: Propia.

IV.2.1.1 Tensiones en la viga, los rigidizadores y la plancha extrema

La Figura 121a muestra las tensiones en la viga, los rigidizadores y la plancha extrema. Es interesante destacar que solo la viga presenta zonas con comportamiento plástico, indicadas en color rojo. A una distancia de 400 mm de la plancha extrema el alma muestra tensiones superiores a la cedente, en una zona que describe un arco. A la misma distancia, el ala superior presenta pequeñas zonas con tensiones igualmente por encima de la cedente.

Los rigidizadores tienen sus mayores tensiones en el extremo libre, donde alcanzan valores por el orden de $0.90 F_y$. La plancha extrema tiene las mayores tensiones en la región de los agujeros, donde exhibe tensiones cercanas a $0.90 F_y$ en pequeñas zonas. Los bajos valores de tensiones en el resto de la plancha extrema se logran gracias a su rigidez, por lo que no es casual que el diseño del AISC 358-16 establezca una plancha extrema gruesa en comparación con las alas de la viga, ya que esto garantiza que el comportamiento plástico se produzcan en la viga y no en la plancha.

IV.2.1.2 Tensiones en la columna y planchas de continuidad

Ninguna zona en la columna y en las planchas de continuidad presenta comportamiento plástico, por tanto en este caso el color rojo mostrado en la leyenda no indica tensiones superiores a la cedente. En la Figura 121b se observa que las mayores tensiones se ubican en la zona de los agujeros, resultando por el orden de $0.90 F_y$. Esto es de esperarse ya que la fuerza de tracción en los pernos comprime su cabeza en el ala de la columna, dando lugar a esas tensiones elevadas. El resto de la columna, así como las planchas de continuidad, presentan bajos valores de tensiones. De hecho, las tensiones más altas en las planchas de continuidad están por el orden de $0.50 F_y$.

Este es el comportamiento esperado para esos elementos de la conexión, ya que lo que busca el AISC 358-16 es generar una conexión Plancha Extrema que cumpla el criterio columna fuerte – viga débil, garantizando así que la rótula plástica se forme solo en la viga.

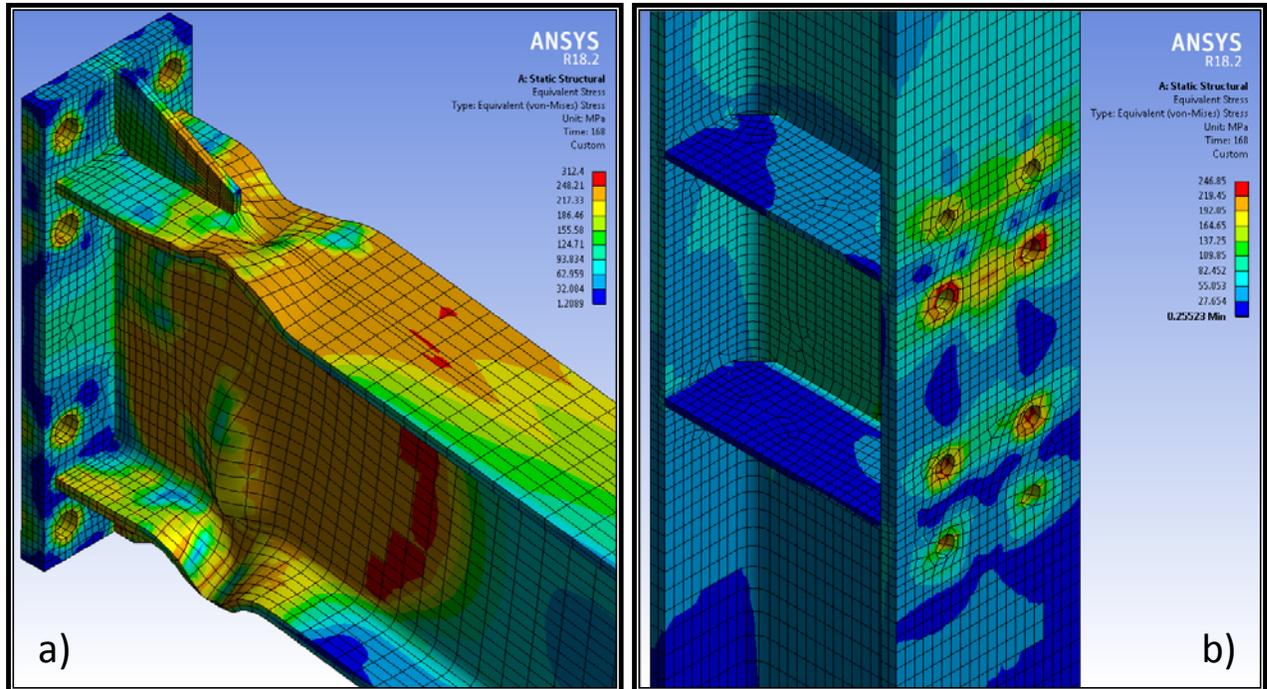


Figura 121: Distribución de tensiones de Von Mises: a) En la viga, los rigidizadores y la plancha extrema. b) En la columna. Fuente: Propia.

IV.2.1.3 Tensiones en los pernos

Al igual que la columna, los pernos tampoco presentan comportamiento plástico, de modo que en este caso el color rojo mostrado en la leyenda tampoco indica tensiones superiores a la cedente. En la Figura 122 se observa que las mayores tensiones se ubican en la unión del vástago con la cabeza, esto es congruente con las mayores tensiones presentadas en la columna, ya

que ambas son producto de la tracción actuante en los pernos. Las tensiones máximas están en el orden de $0.70 F_y$, siendo F_y en esta ocasión correspondiente al acero de los pernos ($F_y = 896.32 \text{ MPa}$).

Del mismo modo que en la columna, este es el comportamiento esperado en los pernos, ya que como se mencionó, lo que busca el AISC 358-16 es generar una conexión Plancha Extrema que cumpla el criterio columna fuerte – viga débil.

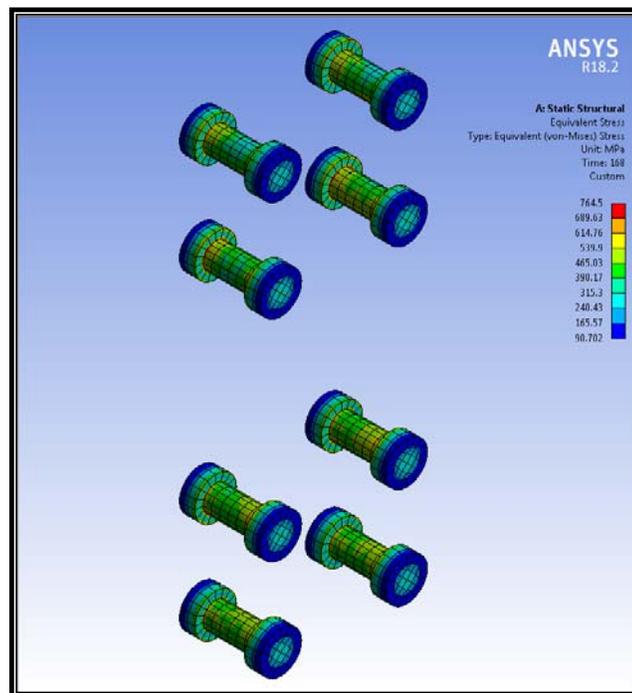


Figura 122: Distribución de tensiones de Von Mises en los pernos.

Fuente: Propia.

IV.2.1.4 Evolución de tensiones

La viga es el único miembro de la conexión que presenta comportamiento plástico. Por eso la presente sección muestra en una serie de

imágenes la evolución de tensiones en la viga, los rigidizadores y la plancha extrema, para las rotaciones incrementales de la conexión. La Figura 123 muestra las tensiones para rotaciones hasta 0.02 rad, mientras que la Figura 124 las muestra para rotaciones mayores a 0.02 rad. En ambas figuras las zonas en color rojo representan tensiones mayores a la cedente.

En la rotación inicial se observa una concentración de tensiones en el ala superior, en una zona aledaña a la plancha extrema y al rigidizador. Esto es de esperarse ya que el momento flector actúa como un par de fuerza en las alas, causando tracción en un ala y compresión en la otra. Para los 0.005 rad se observa como esas zonas de tensiones elevadas se amplifican, abarcando más regiones del ala superior. En los 0.0075 rad las tensiones elevadas ya se distribuyen en toda el ala superior e inferior, presentando tensiones superiores a la cedente cerca de donde termina el rigidizador. En este punto comienza la plastificación de las alas, dando inicio al comportamiento inelástico de la conexión, tal y como se refleja en la envolvente de la curva histórica, mostrada en la Figura 117.

La plastificación de las alas ocasiona que las zonas de tensiones elevadas se redistribuyan hacia un elemento de mayor rigidez, en este caso el alma. Por eso a los 0.01 rad se observa como las tensiones elevadas surgen a lo largo del alma. En los siguientes incrementos, entre 0.015 y 0.07 rad, se aprecia como las tensiones elevadas se siguen redistribuyendo de las alas al alma, evidenciándose una disminución de tensiones en las alas con el consecuente aumento en el alma. Ya en la rotación 0.07 rad el alma presenta un comportamiento plástico, lo que ocasiona que las tensiones elevadas vuelvan a redistribuirse hacia zonas con mayor rigidez, en este caso lo hacen alejándose de la plancha extrema. Por eso en los siguientes incrementos, entre 0.08 y 0.10 rad, se aprecia como las tensiones cedentes se trasladan hacia zonas del ala y el alma paulatinamente más alejadas de la plancha.

Es importante medir el alejamiento paulatino de la zona de tensiones cedentes con respecto a la plancha extrema a medida que se incrementan las rotaciones. A los 0.0075 rad, cuando las alas han alcanzado la plastificación, esta zona se ubica a 160 mm de la plancha, distancia que es igual al largo del rigidizador. A los 0.07 rad, cuando el alma ha alcanzado la plastificación, la zona se ubica a 300 mm de la plancha. Finalmente, a los 0.10 rad la zona de tensiones cedentes se ubica 400 mm de la plancha extrema. Este alejamiento ocurre, como ya se mencionó, porque al plastificarse una sección de la viga las tensiones elevadas se redistribuyen hacia zonas con mayor rigidez.

Como ya se dijo, la viga es el único miembro de la conexión que presenta comportamiento plástico. Sin embargo es interesante observar la evolución de tensiones en el rigidizador y la plancha extrema. Para la rotación inicial el rigidizador presenta una concentración de tensiones en las zonas aledañas a la viga y la plancha extrema. En los siguientes incrementos, entre 0.005 y 0.0075 rad, se evidencia como esas zonas de tensiones elevadas se amplifican, abarcando casi la totalidad del rigidizador. Para los incrementos posteriores, entre 0.01 y 0.10 rad, las tensiones disminuyen progresivamente.

La plancha extrema presenta un comportamiento similar, solo que la disminución de tensiones ocurre más tardíamente. Para la rotación inicial la plancha extrema presenta una concentración de tensiones en las zonas aledañas a la viga y al rigidizador, igualmente en el interior de los agujeros. En los siguientes incrementos, entre 0.005 y 0.03 rad, se evidencia como en esas zonas las tensiones aumentan. Es importante destacar que en este rango de rotaciones las zonas de concentración de tensiones prácticamente no aumentan su perímetro, debido a la gran rigidez de la plancha extrema. Para los incrementos posteriores, entre 0.04 y 0.10 rad, las tensiones disminuyen progresivamente.

La disminución de tensiones en el rigidizador y la plancha extrema para altas rotaciones ocurre gracias a la plastificación de las alas y el alma, ya que

la energía provista por el momento es disipada en esas zonas de la viga, transformándose en deformaciones plásticas. Estas deformaciones son tratadas en la siguiente sección.

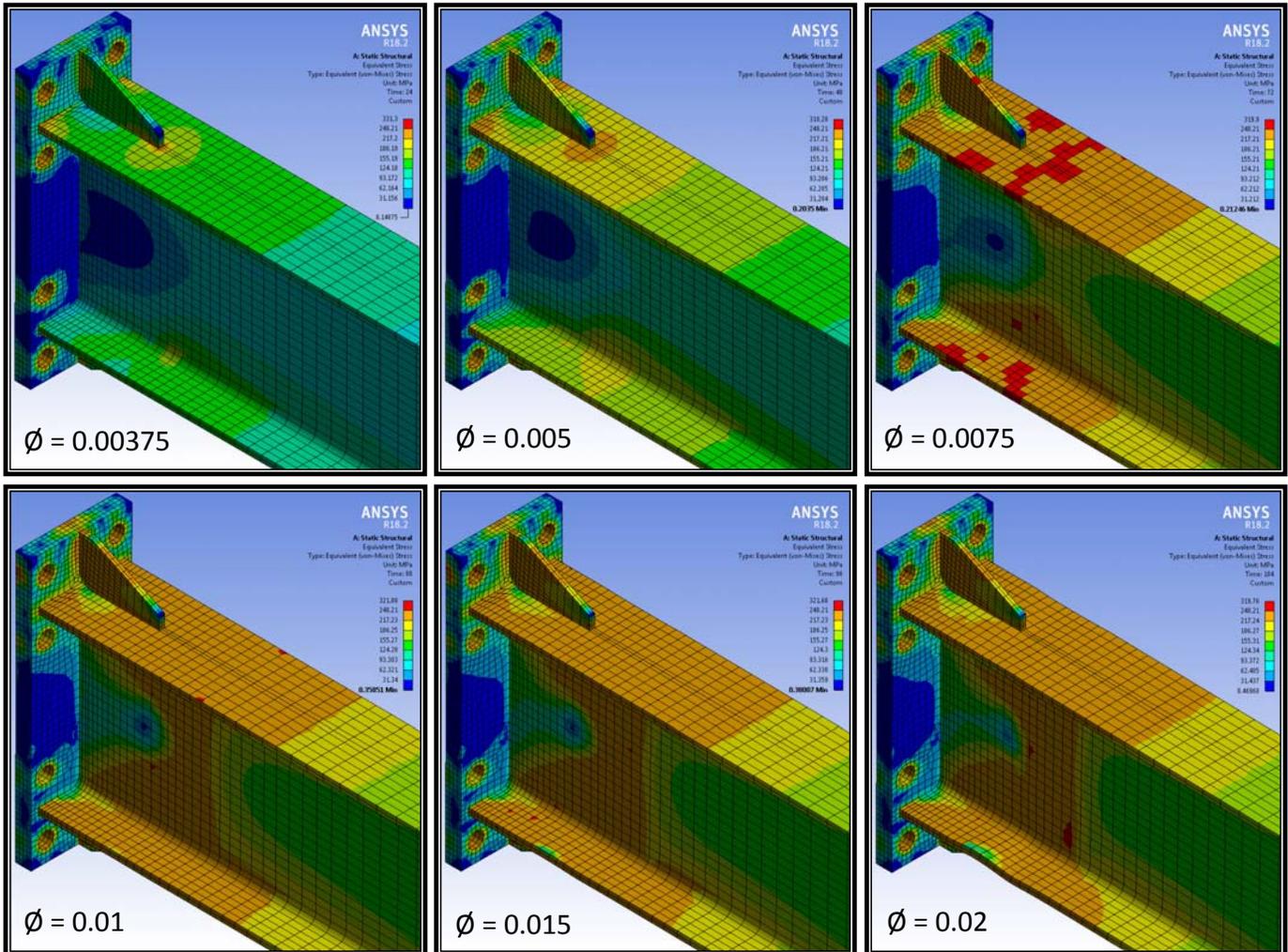


Figura 123: Evolución de tensiones de Von Mises para rotaciones hasta 0.02 rad. Fuente: Propia.

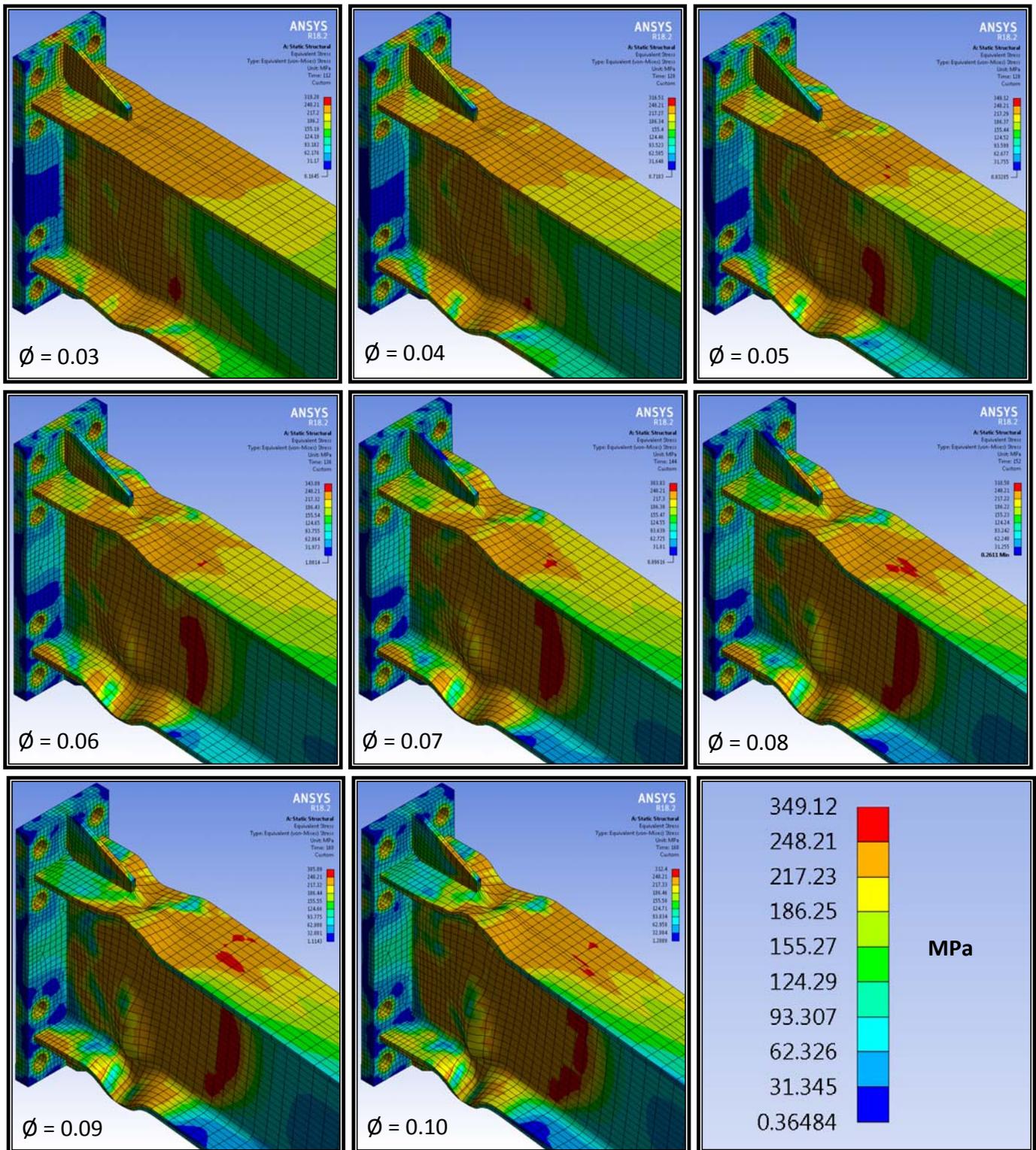


Figura 124: Evolución de tensiones de Von Mises para rotaciones mayores a 0.02 rad. Fuente: Propia.

IV.2.2 Deformaciones en la conexión

En la Figura 125 se aprecian las magnitudes de las deformaciones unitarias resultantes del análisis. En la leyenda el color rojo indica deformaciones plásticas ($\epsilon > 0.00124$). Las deformaciones mostradas corresponden al final del último ciclo de carga establecido en el protocolo, asociado a una rotación de 0.10 rad. En esta vista general de la conexión la deformada se muestra a escala real. Se puede apreciar el alto grado de deformación en la viga y la prácticamente nula deformación en la columna. Solo la viga presenta deformaciones plásticas, siendo análogo con las tensiones estudiadas en la sección IV.2.1.

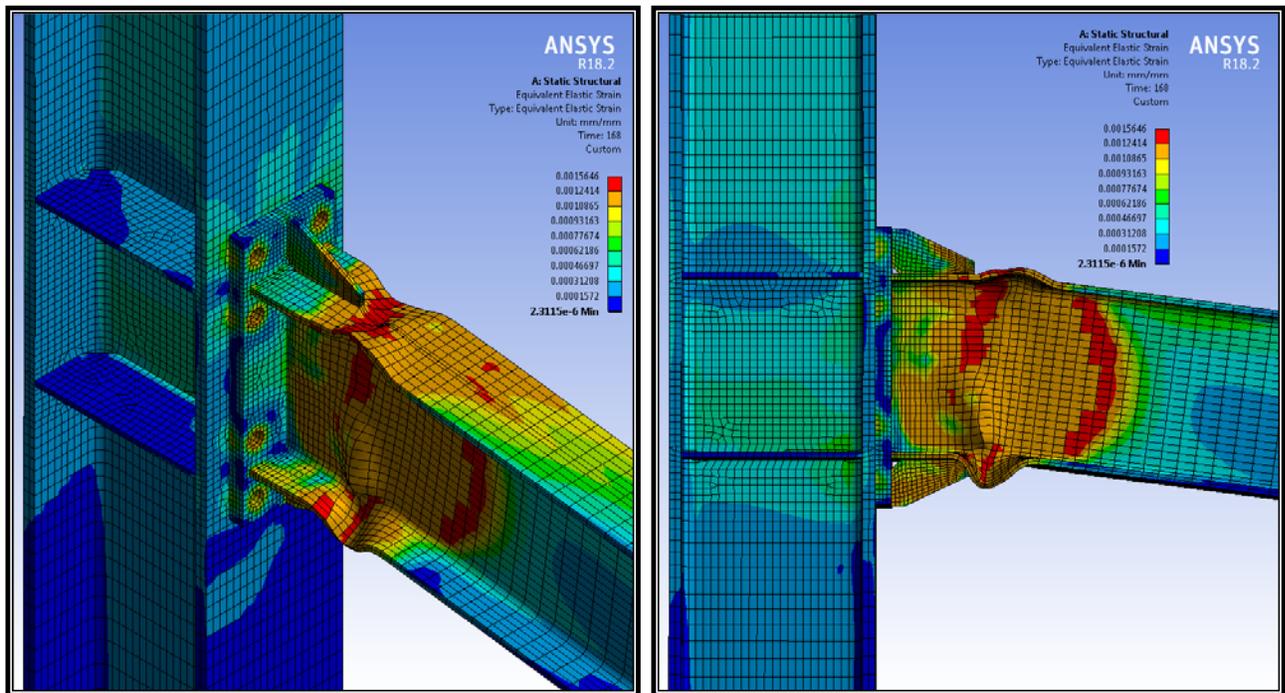


Figura 125: Distribución de deformaciones unitarias de Von Mises en la conexión: Vista isométrica (izquierda) y Vista de perfil (derecha). Fuente: Propia.

IV.2.2.1 Deformaciones en la viga, los rigidizadores y la plancha extrema

La Figura 126a muestra las deformaciones unitarias a escala real en la viga, los rigidizadores y la plancha extrema. La viga presenta dos zonas con deformaciones plásticas, indicadas en color rojo. La primera en el alma a una distancia de 400 mm de la plancha extrema, siendo análoga a las tensiones estudiadas en la sección IV.2.1.1. La segunda en las alas y mitad superior del alma, cerca de donde termina el rigidizador. Es precisamente en esta zona donde se evidencia la deformada de la viga, destacándose el pandeo local en alas y alma.

Los rigidizadores y la plancha extrema presentan valores de deformaciones unitarias análogos a las tensiones estudiadas en la sección IV.2.1.1.

IV.2.2.2 Deformaciones en la columna y planchas de continuidad

Los valores de deformaciones unitarias en la columna y planchas de continuidad se muestran en la Figura 126b, siendo análogos a las tensiones estudiadas en la sección IV.2.1.2. El código de colores de esta figura es prácticamente idéntico al de la Figura 121b.

Al igual que en la viga, la deformada se muestra a escala real. La columna presenta deformaciones prácticamente imperceptibles a simple vista.

IV.2.2.3 Deformaciones en los pernos

Los valores de deformaciones unitarias en los pernos se muestran en

la Figura 127, siendo análogos a las tensiones estudiadas en la sección IV.2.1.3. El código de colores de esta figura se asemeja al de la Figura 122.

Al igual que en la viga, la deformada se muestra a escala real. Los pernos presentan deformaciones prácticamente imperceptibles a simple vista.

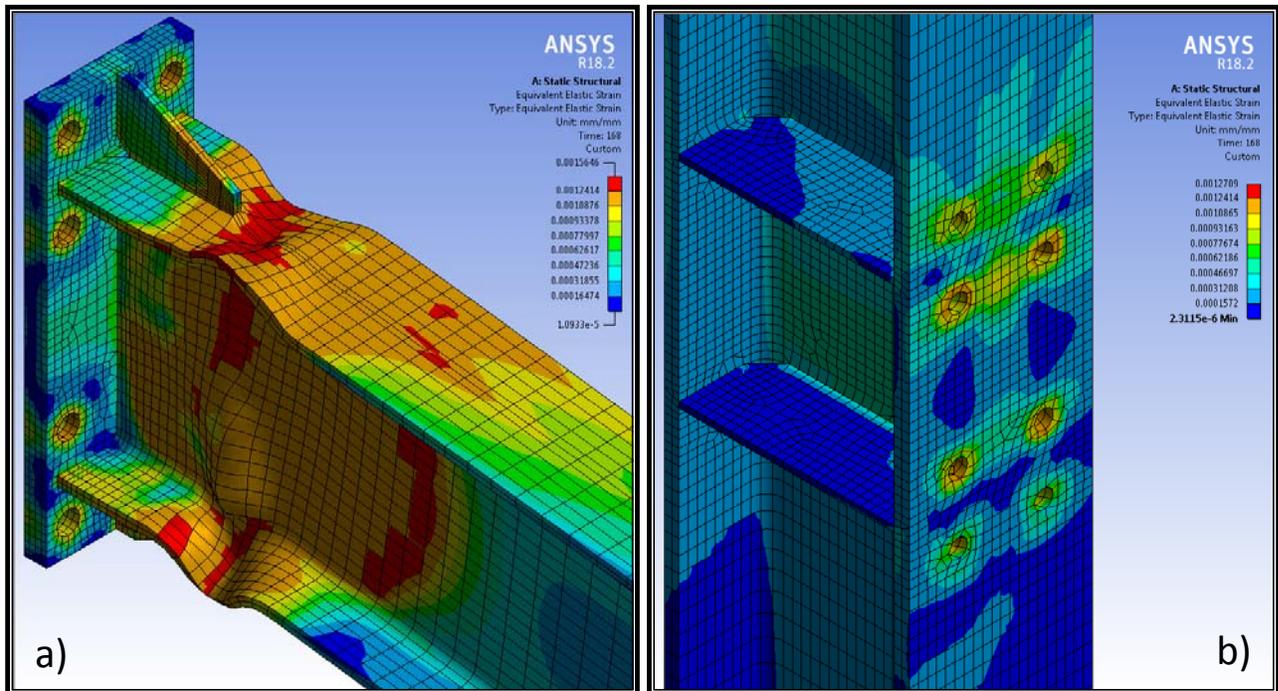


Figura 126: Distribución de deformaciones unitarias de Von Mises: a) En la viga, los rigidizadores y la plancha extrema. b) En la columna. Fuente:

Propia.

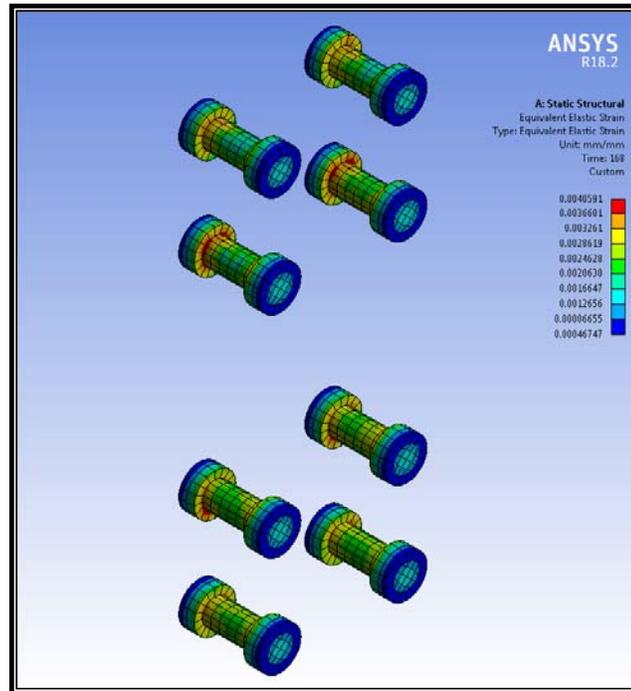


Figura 127: Distribución de deformaciones unitarias de Von Mises en los pernos. Fuente: Propia.

IV.2.2.4 Evolución de deformaciones

En la sección IV.2.1.4 se vio como las tensiones cedentes en la viga disipan la energía provista por el momento, transformándola en deformaciones plásticas. Por eso la presente sección muestra en una serie de imágenes la evolución de deformaciones unitarias a escala real en la viga, los rigidizadores y la plancha extrema, para las rotaciones incrementales de la conexión. La Figura 128 muestra las deformaciones unitarias para rotaciones hasta 0.05 rad, mientras que la Figura 129 las muestra para rotaciones mayores a 0.05 rad. En ambas figuras las zonas en color rojo representan deformaciones plásticas.

En la rotaciones iniciales, entre 0.00375 y 0.005 rad, se observa una

concentración de deformaciones en el ala superior, en una zona aledaña a la plancha extrema y al rigidizador, extendiéndose a toda el ala superior e inferior en la rotación 0.0075 rad. Este comportamiento es análogo a las tensiones estudiadas en la sección IV.2.1.4, donde se evidenció que a los 0.0075 rad las alas alcanzaban tensiones plásticas. La plastificación de las alas hace que a partir de los siguientes incrementos se empieza a observar la deformada a simple vista. Entre 0.01 y 0.02 rad se aprecia el pandeo local en el ala inferior, cerca de donde termina el rigidizador. Para los 0.02 rad se aprecia como en esa zona de la viga comienza a pandear el ala superior y el alma, se observa además que toda esa zona ya presenta deformaciones plásticas. Entre 0.03 y 0.07 rad se evidencia como el pandeo local en las alas y el alma se incrementa. A los 0.07 rad el alma ya presenta tensiones cedentes, como se evidenció en la sección IV.2.1.4, por eso en esta rotación amplias zonas del alma exhiben deformaciones plásticas. Habiéndose plastificado ya las alas y el alma, el pandeo local en estos elementos se incrementa aún más entre las rotaciones 0.08 y 0.10 rad. La liberación de energía mediante deformaciones inelásticas ha formado ya la rótula plástica.

Las deformaciones unitarias en los rigidizadores y la plancha extrema son completamente análogas a las tensiones estudiadas en la sección IV.2.1.4. El rigidizador exhibe deformaciones en aumento hasta los 0.0075 rad. Una vez que las alas se plastifican, las deformaciones al igual que las tensiones disminuyen. Esto se aprecia entre los 0.01 y 0.10 rad. La plancha extrema por su parte exhibe deformaciones en aumento hasta los 0.03 rad. Una vez que el ala comienza a plastificarse, las deformaciones al igual que las tensiones disminuyen. Esto se aprecia entre los 0.04 y 0.10 rad.

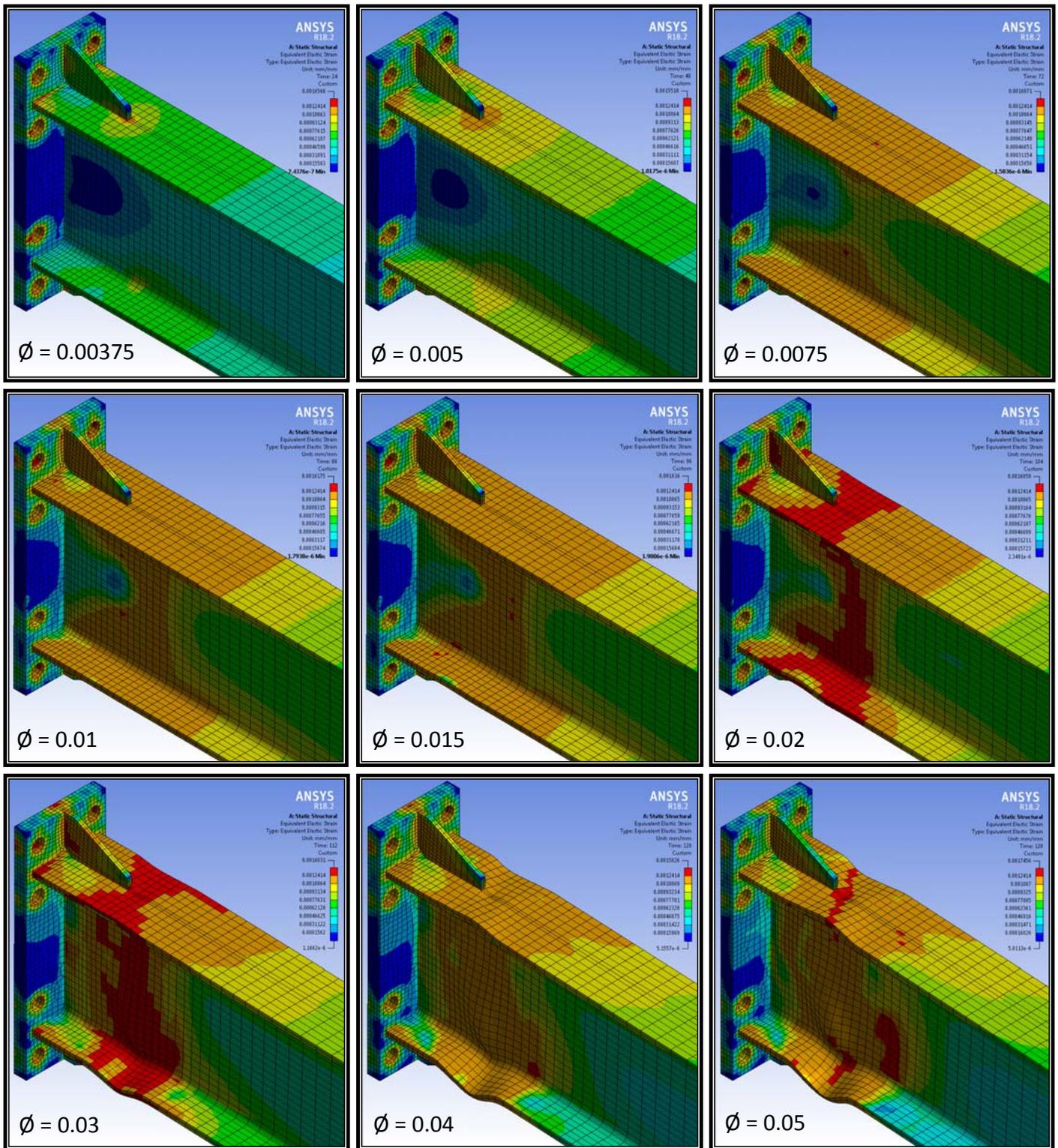


Figura 128: Evolución de deformaciones unitarias de Von Mises para rotaciones hasta 0.05 rad. Fuente: Propia.

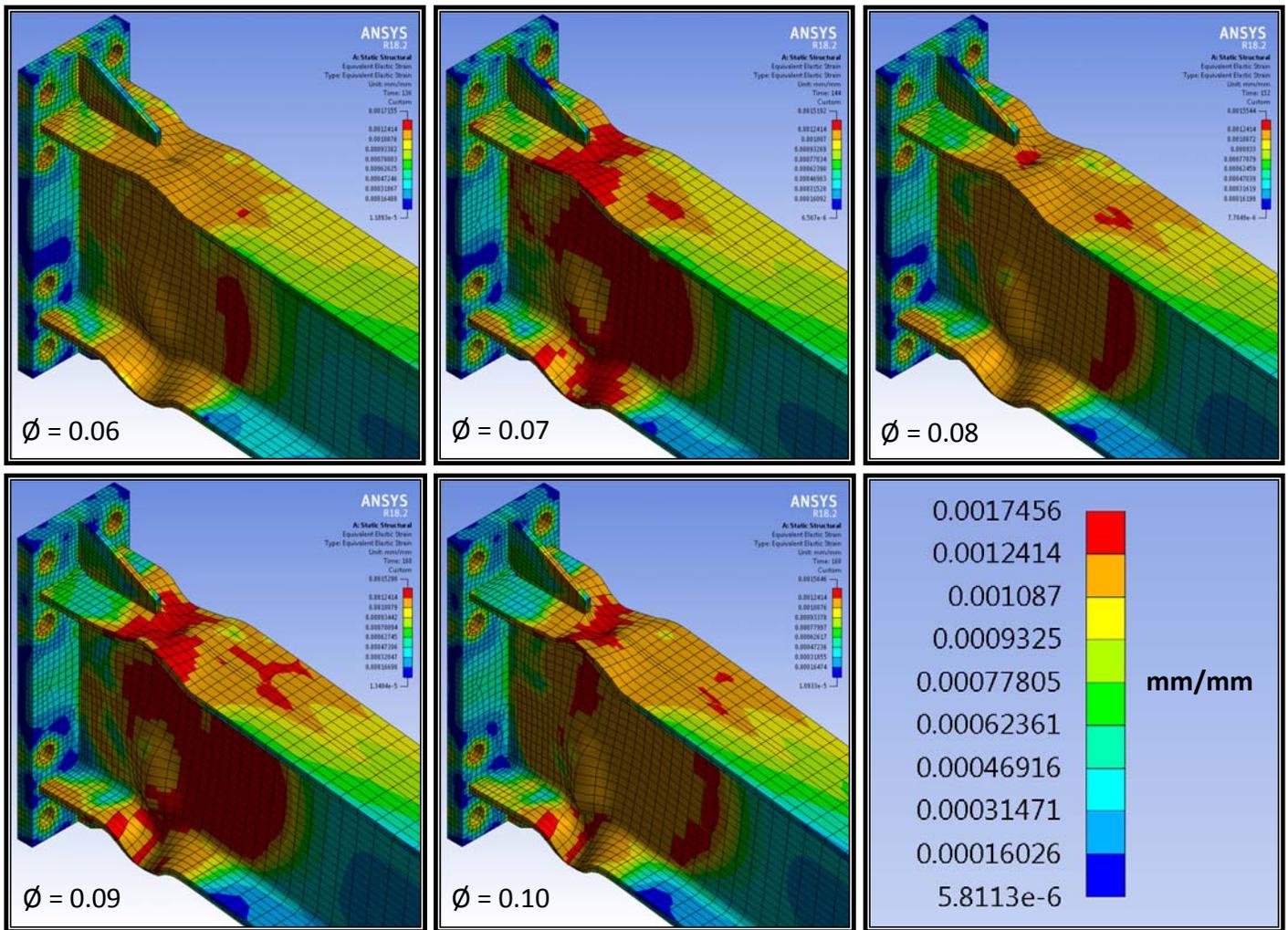


Figura 129: Evolución de deformaciones unitarias de Von Mises para rotaciones mayores a 0.05 rad. Fuente: Propia.

IV.2.3 Análisis del comportamiento de la conexión

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 las alas y el alma de la viga, en la zona donde termina el rigidizador. El ala se

plastifica súbitamente a los 0.0075 rad, mientras que el alma lo hace gradualmente entre los 0.02 y 0.07 rad. La plastificación de esta zona redistribuye las tensiones cedentes hacia áreas de la viga que se van alejando de la plancha extrema, causando una disminución de tensiones en esta última y en los demás elementos de la conexión. Resulta evidente que la rótula plástica se formó en la viga.

2. La deformada a escala real evidencia el pandeo local en las alas y el alma de la viga, sin embargo no evidencia flexión en la plancha extrema, alargamiento en los pernos o pandeo en los elementos de la columna. Lo que quiere decir que estos elementos de la conexión tienen la suficiente rigidez para permitir que la rótula plástica ocurra solo en la viga.
3. Las máximas tensiones y deformaciones unitarias registradas en la viga fueron $\sigma_{max} = 349.12 \text{ MPa}$ y $\varepsilon_{max} = 0.0017$ respectivamente. Ese valor de tensión está por debajo de la tensión última ($F_u = 399.90 \text{ MPa}$), mientras que el valor de deformación unitaria se encuentra antes del inicio del endurecimiento por deformación ($\varepsilon_{st} = 0.025$). Lo que sugiere que los elementos de la viga son lo suficientemente dúctiles para permitir la disipación de energía a través de la rótula plástica sin que se origine una falla frágil.
4. El comportamiento observado resultó adecuado para conexiones sismorresistentes de pórticos no arriostrados a momento. Esto se logró gracias a que la conexión modelada pasó primero por el proceso de precalificación del AISC 358-16. El criterio columna fuerte – viga débil prevaleció.

CAPITULO V

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

V.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 es capaz de garantizar que la disipación de energía inelástica ocurra en la viga. Este comportamiento va en pro de los criterios utilizados en la actualidad para el diseño de estructuras sismorresistentes, los cuales establecen que las zonas de disipación de energía inelástica (rotulas plásticas) se deben generar en las vigas, suficientemente alejadas de la conexión para evitar que las rótulas plásticas se formen en las columnas, impidiendo así un mecanismo de piso. Por lo tanto, se indica que el comportamiento presentado por la conexión de estudio es adecuado para que esta sea utilizada en edificaciones ubicadas en zonas sísmicas.
2. Se observó una concentración de tensiones superiores a la cedente en las alas y el alma de la viga, en una zona que al principio se ubicó a 160 mm de la plancha extrema, justo donde termina el rigidizador, y conforme aumentaban las rotaciones se alejó de la plancha extrema, ubicándose a 400 mm de esta en la rotación 0.10 rad. Por el contrario, los demás componentes de la conexión 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 en las alas y el alma de la viga,

mientras que en el resto de los componentes de la conexión no se presentaron. Por lo tanto, se puede concluir que la rótula plástica fue generada solo en la viga, siendo esta el único componente de la conexión que presentó comportamiento inelástico.

3. La conexión presentó una degradación de rigidez a medida que aumentaba la magnitud de las rotaciones a las que fue sometida. La degradación de rigidez se atribuye a las deformaciones plásticas ocurridas en las alas y el alma de la viga. El comportamiento inelástico de estos elementos de la viga ocasionó que presentaran 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 las alas y el alma de la viga.
4. La conexión presentó una degradación de su capacidad a momento para las rotaciones a las cuales fue sometida. La degradación de su capacidad a momento se atribuye a la formación de la rótula plástica en la viga, que causa una disminución de tensiones en el lado de la plancha extrema, lo que indica que parte del momento transferido de la viga a la cara de la columna se disipa en la rótula plástica.
5. La conexión de estudio cumplió con los requerimientos del AISC 341-16 para conexiones en pórticos no arriostrados a momento con un nivel de diseño ND2 (IMF), mas no así para pórticos no arriostrados a momento con un nivel de diseño ND3 (SMF). La conexión pudo desarrollar una rotación superior a la mínima requerida, pero su capacidad a momento para un ángulo de deriva de piso de 0.04 rad fue inferior a 0.8 veces el momento plástico de la viga ($0.8 M_p$), descartando su uso en sistemas SMF. Sin embargo para un ángulo de deriva de piso de 0.02 rad si alcanzo los $0.8 M_p$, de manera que puede ser usada en sistemas IMF.

6. La conexión presentó un comportamiento característico de una conexión rígida, ya que, al ser sometida a las cargas de análisis, desarrolló momentos de magnitudes elevadas en comparación a las rotaciones realizadas. Se determinó que la conexión fue capaz de resistir un momento de hasta 0.89 veces el momento plástico de la viga, lo que ocurrió para una rotación de 0.01 rad. Esto indica una capacidad de la conexión de estudio dentro de lo esperado para una conexión rígida.
7. Se establecieron las características de una conexión Plancha Extrema precalificada representativa de las conexiones de este tipo construidas en Venezuela. Las características establecidas fueron referentes a los perfiles más comunes en el mercado y las propiedades mecánicas de sus materiales. A partir de las características determinadas se pueden realizar modelos de análisis para otras investigaciones referentes a conexiones precalificadas de Plancha Extrema de uso nacional.

V.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 el modelo de análisis desarrollado. De esta manera, será posible evaluar otros fenómenos relacionados con el comportamiento de las conexiones Plancha Extrema. Para ello, se plantean las siguientes recomendaciones:

1. Se recomienda utilizar conexiones Plancha Extrema tipo 8 pernos rigidizada (8ES) en pórticos no arriostrados a momento con un nivel de diseño ND3 (SMF). Diversas investigaciones demuestran que

estas conexiones sí presentan el comportamiento adecuado para ser utilizadas en zonas de alta sismicidad.

2. 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.
3. Desarrollar el mismo análisis por elementos finitos realizado en la presente investigación, asignando al modelo un material con propiedades mecánicas diferentes para la unión de las alas con el alma. De esta forma, se pudiera evaluar la incidencia que tiene el endurecimiento por deformación en esas zonas del perfil debido al proceso de conformado en frío, sobre la capacidad de la conexión y sus miembros.
4. Desarrollar el análisis por elementos finitos de la conexión definiendo leyes constitutivas de los materiales que consideren el endurecimiento por deformación del acero en el 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.
5. Realizar modelos incorporando la soldadura en las uniones, con el objetivo de verificar si tiene alguna incidencia en los resultados obtenidos. Para esto, es necesario obtener resultados experimentales que permitan determinar el valor adecuado de su tensión cedente y última, así como la curva ideal que defina su comportamiento elástico y plástico en base a las deformaciones alcanzadas.
6. Evaluar si al cambiar el mallado continuo entre elementos por

formulaciones de contactos en las superficies de unión se observan variaciones relevantes en los resultados. Se pudiera probar tanto en el modelo del presente trabajo, así como también en un modelo con la incorporación de la soldadura.

7. Evaluar si una discretización más refinada del mallado permite disminuir o eliminar las singularidades obtenidas en el modelo. Sobre todo en la plancha extrema, donde los agujeros dificultan que se obtenga un mallado más limpio. Finalmente, se pudiera evaluar si las singularidades del mallado generan variaciones relevantes sobre los resultados del comportamiento de la conexión.

REFERENCIAS CONSULTADAS

- Adey, B., Grondin, G. y Cheng, J. (1997). Extended End Plate Moment Connections under Cyclic Loading. *Journal of Constructional Steel Research* [en línea], 46(3), 435-446. Disponible en: <https://www.researchgate.net>
- AISC (2011). *Steel Construction Manual*. Chicago: American Institute of Steel Construction.
- ANSI/AISC 341-16 (2016). *Seismic Provisions for Structural Steel Buildings*. Chicago: American Institute of Steel Construction.
- ANSI/AISC 358-16 (2016). *Prequalified Connections for Special and Intermediate Steel Moment Frames for Seismic Applications*. Chicago: American Institute of Steel Construction.
- ANSI/AISC 360-16 (2016). *Specification for Structural Steel Buildings*. Chicago: American Institute of Steel Construction.
- ANSYS V18.2 (2017). *ANSYS Documentation*. Canonsburg: ANSYS Inc.
- Arnal, M. (2017). *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 de Grado, Ingeniería Civil, Universidad Católica Andrés Bello, Caracas
- Argüelles, R. (2001). *Estructuras de acero: uniones y sistemas estructurales*. Madrid: Bellisco.
- ASCE/SEI 7-16 (2016). *Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures*. Reston: American Society of Civil Engineers.
- AWS D1.1 (2015). *Structural Welding Code Steel*. Miami: American Welding Society.

- Baei, M. (2012). Numerical Modelling of End-Plate Moment Connection Subjected to Bending and Axial Forces. *The Journal of Mathematics and Computer Science* [en línea], 4(3), 463-472. Disponible en: <http://www.isr-publications.com>
- Bakhos, A. y Bitonti, G. (2012). *Comportamiento sismorresistente de conexiones tipo empalme en vigas de acero como variante de conexión precalificada viga-columna tipo Flange Plate* [en línea]. Trabajo de Grado, Ingeniería Civil, Universidad Nueva Esparta, Caracas. Disponible en: <http://miunespace.une.edu.ve>
- Bernal, C. (2006). *Metodología de la investigación: para administración y economía* (2^{da} ed.). Bogotá: Pearson.
- Bertero, V., Anderson, J. y Krawinkler, H. (1994). *Performance of steel building structures during the Northridge earthquake* [en línea]. Berkeley: Universidad de California. Disponible en: <http://nrcresearchpress.com>
- Bowles, J. (1993). *Diseño de acero estructural* (Trad. C. García). México D.F.: Limusa (Original en Inglés, 1980).
- Bruneau, M., Uang, C. y Whittaker, A. (1998). *Ductile Design of Steel Structures*. Nueva York: McGraw-Hill.
- Campo, O. (2015). *Análisis del comportamiento de uniones metálicas viga-soporte mediante modelo de elementos finitos y comparación de resultados con el modelo de nudos y barras* [en línea]. Trabajo de Grado, Doctorado en Ingeniería Civil, Universidad Politécnica de Madrid, Madrid. Disponible en: <http://oa.upm.es>
- Cassano, A., Sanero, J. y Barrera, H. (2008). *Conexiones a momento en estructuras metálicas. Placa de extremo extendida (Extended End Plate). Una revisión de los métodos de cálculo y comparación con resultados obtenidos por el Método de Elementos Finitos* [en línea]. Paraná: Universidad Tecnológica Nacional. Disponible en:

<https://jornadasaie.org.ar>

Chávez, D. (2008). *Modelo analítico de conexiones semi-rígidas de acero* [en línea]. Trabajo de Grado, Maestría en Ingeniería Civil, Universidad Nacional Autónoma de México, México D.F. Disponible en: <http://www.ptolomeo.unam.mx>

COVENIN 1618:1998 (1998). *Estructuras de Acero para Edificaciones. Método de los Estados Límites*. Caracas: Comisión Venezolana de Normas Industriales

COVENIN 1756:2001 (2001). *Edificaciones sismorresistentes*. Caracas: Comisión Venezolana de Normas Industriales

COVENIN 2002-88 (1988). *Criterios y acciones mínimas para el proyecto de edificaciones*. Caracas: Comisión Venezolana de Normas Industriales

Crisafulli, F. (2014). *Diseño sismorresistente de construcciones de acero*. Santiago de Chile: ALACERO.

De Castro, C. (2009). *Teorías de falla bajo cargas estáticas* [en línea]. Bogotá: Universidad de Los Andes. Disponible en: <http://dim.usal.es>

Díaz, C. (2010). *Diseño óptimo de uniones semirrígidas mediante simulación numérica y modelos kriging* [en línea]. Trabajo de Grado, Doctorado en Ingeniería Estructural, Universidad Politécnica de Cartagena, Cartagena. Disponible en: <http://www.upct.es>

Eurocódigo 3 EN 1993-1-1 (2013). *Proyecto de estructuras de acero. Parte 1-1 Reglas generales y reglas para edificios*. Bruselas: Comité Européen de Normalisation.

Eurocódigo 3 EN 1993-1-8 (2013). *Proyecto de estructuras de acero. Parte 1-8 Uniones*. Bruselas: Comité Européen de Normalisation.

EXSA (2010). *Manual de soldadura*. Lima: Autor.

Felippa, C. (2004). *Introduction to Finite Element Methods* [en línea]. Boulder:

- Universidad de Colorado. Disponible en: <http://kis.tu.kielce.pl>
- FEMA 350 (2000). *Recommended seismic design criteria for new steel moment-frame buildings*. Washington: Federal Emergency Management Agency.
- FEMA 355D (2000). *State of the Art Report on Connection Performance*. Washington: Federal Emergency Management Agency.
- Fortoul, C. y Lamar, S. (2007). *Análisis estático de estructuras, formulación matricial*. Caracas: CITECI.
- Fratelli, M. (1991). *Proyectos estructurales de acero*. Caracas: Autor.
- Ghassemieh, M., Jalalpour, M. y Gholampour, A. (2014). Numerical evaluation of the extended endplate moment connection subjected to cyclic loading. *Current Advances in Civil Engineering* [en línea], 2(1), 35-43. Disponible en: <https://engagedscholarship.csuohio.edu>
- Ghobarah, A., Korol, R. y Osman, A. (1992). Cyclic Behavior of Extended End-Plate Joints. *Journal of Structural Engineering* [en línea], 118(5), 1333-1353. Disponible en: <https://www.researchgate.net>
- Girão, A. (2004). *Characterization of the ductility of bolted end plate beam-to-column steel connections* [en línea]. Trabajo de Grado, Doctorado en Ingeniería Estructural, Universidad de Coímbra, Coímbra. Disponible en: <https://www.researchgate.net>
- Gómez, E. (2005). *Conexiones precalificadas de plancha extrema para proyectos sismorresistentes de acero* [en línea]. Trabajo de Grado, Ingeniería Civil, Universidad Católica Andrés Bello, Caracas. Disponible en: <http://biblioteca2.ucab.edu.ve>
- González, C. (2008). *Guía para el cálculo estandarizado de conexiones simples y precalificadas en estructuras de acero* [en línea]. Trabajo de Grado, Ingeniería Civil, Universidad Católica Andrés Bello, Caracas.

Disponible en: <http://biblioteca2.ucab.edu.ve>

Guardiola, A. (2006). *Comportamiento de los nudos semi-rígidos en estructuras metálicas de edificación* [en línea]. Trabajo de Grado, Doctorado en Ingeniería Civil, Universidad Politécnica de Valencia, Valencia. Disponible en: <https://riunet.upv.es>

Guardiola, A. (2016). *Cálculo elástico y cálculo plástico de vigas de acero solicitadas a flexión* [en línea]. Valencia: Universidad Politécnica de Valencia. Disponible en: <https://riunet.upv.es>

Gutiérrez, A., Fortoul, C., Coca, M., Sivocrynski, J. y San Martín, H. (1982). *Manual de proyectos de estructuras de acero* (2^{da} ed.). Caracas: Siderúrgica del Orinoco.

Gutiérrez, M. (2011). *Adecuación de las conexiones sismorresistentes precalificadas del American Institute of Steel Construction (AISC) a la práctica de las estructuras de acero en Venezuela* [en línea]. Trabajo de Grado, Especialización en Ingeniería Estructural, Universidad Católica Andrés Bello, Caracas. Disponible en: <http://revistasenlinea.saber.ucab.edu.ve>

Hernández, A. (2012). *Diseño de un instrumento de cálculo para las conexiones precalificadas según AISC 358-10 aplicando la herramienta Microsoft Excel* [en línea]. Trabajo de Grado, Ingeniería Civil, Universidad Central de Venezuela, Caracas. Disponible en: <http://saber.ucv.ve>

Hurtado, J. (2010). *El proyecto de investigación, comprensión holística de la metodología y la investigación* (6^{ta} ed.). Caracas: Quirón.

Instituto Chileno del Acero. (2000). *Manual de diseño para estructuras de acero* (Vol. 1). Santiago de Chile: Autor.

Instituto Mexicano de la construcción en acero. (2002). *Manual de construcción en acero* (4^{ta} ed.). México D.F.: Limusa.

- Jayachandran, A. (2009). Investigations on the behaviour of semi-rigid endplate connections. *Advanced Steel Construction* [en línea], 5(4), 432-451. Disponible en: <http://ascjournal.com>
- Kim, J., Yoon, J. y Kang, B. (2007). Finite element analysis and modeling of structure with bolted joints. *Applied Mathematical Modelling* [en línea], 31(5), 895-911. Disponible en: <https://www.sciencedirect.com>
- Lee, H. (2018). *Finite Element Simulations with ANSYS Workbench 18* [en línea]. Tainan: Universidad Nacional Cheng Kung. Disponible en: <https://books.google.com>
- McCormac, J. (2002). Diseño de estructuras de acero método LRFD (Trad. J. de la Cera, 2da ed.). México D.F.: Alfaomega (Original en Inglés, 2002).
- McGuire, W. (1968). *Steel Structures*. New Jersey: Prentice Hall.
- Montgomery, J. (2002). *Methods for Modeling Bolts in the Bolted Joint* [en línea]. Orlando: Siemens. Disponible en: <http://wanderlodgurus.com>
- Morales, G. (2007). *Análisis y diseño del comportamiento de la conexión a momento de placa extrema ultima* [en línea]. Trabajo de grado, Maestría en Ciencias de Estructuras, Universidad Autónoma de Querétaro, Santiago de Querétaro. Disponible en: <http://ri.uaq.mx>
- Morrison, M., Quayyum, S. y Hassan, T. (2017). Performance enhancement of eight bolt extended end-plate moment connections under simulated seismic loading. *Engineering Structures* [en línea], 151, 444-458. Disponible en: <https://www.sciencedirect.com>
- Murray, T. (2006). *Fundamentos de diseño de conexiones con énfasis en el método de diseño por estados límites*. México D.F.: Instituto Mexicano de la construcción en acero.
- Murray, T. y Lee, W. (2002). *Steel Design Guide N° 16: Flush and Extended Multiple-Row Moment End-Plate Connections*. Chicago: American

Institute of Steel Construction.

Murray, T. y Sumner, E. (2003). *Steel Design Guide N° 4: Extended End-Plate Moment Connections, Seismic and Wind Applications*. Chicago: American Institute of Steel Construction.

Nonnast, R. (1993). *El proyectista de estructuras metálicas*. Madrid: Paraninfo.

PADT (2017). *ANSYS Meshing Advanced Techniques* [en línea]. Phoenix: Phoenix Analysis and Design Technologies Inc. Disponible en: <https://www.padtinc.com>

Piovan, M. (2014). *Calculo de uniones por pernos y soldadura* [en línea]. Buenos Aires: Universidad Tecnológica Nacional. Disponible en: <http://www.frbb.utn.edu.ar>

Prinz, G. (2013). Experimental testing and simulation of bolted beam-column connections having thick extended endplates and multiple bolts per row. *Engineering Structures* [en línea], 59, 434-447. Disponible en: <http://www.sciencedirect.com>

Ruiz, D. (2010). *Comportamiento de conexiones tipo placa-tope bajo carga cíclica y monótona mediante análisis de elemento finito* [en línea]. Trabajo de Grado, Maestría en Ingeniería Civil, Universidad Nacional Autónoma de México, México D.F. Disponible en: <http://www.ptolomeo.unam.mx>

Salegui, J. y Urdaneta, A. (2011). *Consideraciones sismorresistentes en el análisis y detallado de conexiones precalificadas Plancha Extrema tipos 4E, 4ES Y 8ES según la guía AISC 358-05* [en línea]. Trabajo de Grado, Ingeniería Civil, Universidad Nueva Esparta, Caracas. Disponible en: <http://miunespace.une.edu.ve>

Segui, W. (2000). *Diseño de estructuras de acero con LRFD* (Trad. J. Alonso, 2^{da} ed.). México D.F.: Thomson Editores (Original en Inglés, 1999).

- Shi, G., Shi, Y. y Wang, Y. (2007). Behaviour of end-plate moment connections under earthquake loading. *Engineering Structures* [en línea], 29(5), 703-716. Disponible en: <https://www.sciencedirect.com>
- Shi, G., Shi, Y., Wang, Y. y Bradford, M. (2008). Numerical simulation of steel pretensioned bolted end-plate connections of different types and details. *Engineering Structures* [en línea], 30(10), 2677-2686. Disponible en: <https://www.sciencedirect.com>
- Soto, H. (2005). *Conexiones*. Morelia: Centro Regional de Desarrollo en Ingeniería Civil.
- Steel Construction Institute (2012). *Steel Designers' Manual* (7^{ma} ed.). Londres: Wiley-Blackwell.
- Sumner, E. (2015). *End-plate moment connections: test results and finite element method validation* [en línea]. Blacksburg: Instituto Politécnico de Virginia. Disponible en: <https://www.researchgate.net>
- Takeuchi, C. (2001). *Conexiones en estructuras metálicas*. Bogotá: Universidad Nacional de Colombia.
- Tartaglia, R., D'Aniello, M. (2017). Nonlinear Performance of Extended Stiffened End Plate Bolted Beam-to-column Joints Subjected to Column Removal. *The Open Civil Engineering Journal* [en línea], 11(1), 369-383. Disponible en: <https://benthamopen.com>
- Tartaglia, R., D'Aniello, M., Rassati, G., Swanson, J. y Landolfo, R. (2018). Full strength extended stiffened end-plate joints: AISC vs recent European design criteria. *Engineering Structures* [en línea], 159, 155-171. Disponible en: <https://www.sciencedirect.com>
- Tremblay, R., Bruneau, M., Nakashima, M., Prion, H., Filiatrault, A. y De Vall, R. (1996). Seismic Design of Steel Buildings: Lessons from the 1995 Hyogo-ken Nanbu Earthquake. *Canadian Journal of Civil Engineering* [en línea], 23, 727-759. Disponible en: <https://www.eng.buffalo.edu>

- Valarino, E., Yaber, G. y Cemborain, M. (2010). *Metodología de la investigación paso a paso*. México D.F.: Trillas.
- Villegas, L. (2009). *Calificación de procedimiento de soldadura y evaluación metalúrgica de junta a tope p8-p8* [en línea]. Trabajo de Grado, Ingeniería de Materiales, Universidad Simón Bolívar, Caracas. Disponible en: <http://159.90.80.55>
- Vinnakota, S. (2006). *Estructuras de acero: comportamiento y LRFD* (Trad. R. del Bosque). México D.F.: McGraw-Hill (Original en Inglés, 2006).