

Universidad Latina de Costa Rica
Facultad de Ingeniería y Tecnología de la Información
Escuela de Ingeniería Civil

**Análisis comparativo entre conexiones de acero a momento tipo endplate y bolted
utilizando pernos SAE J429 de grado 5 y pernos ASTM A325.**

*Trabajo final de graduación para optar por el grado académico de Licenciado en
Ingeniería Civil.*

Proponente:

Yozair Yigael Cruz Cantun

Mayo de 2020

Tribunal Examinador

Consejo Asesor

Agradecimientos

Primeramente, le agradezco a Dios por darme salud y fuerzas para enfrentar esta etapa de etapa de mi vida. No hay palabras para expresar mi gratitud por mi familia, mi madre, padre, hermanas, tíos, tías, primos y primas, por su motivación y consejos presentes en todo momento durante mi vida.

Agradezco a mi tutor de tesis, el Ingeniero Gerardo Chacon Rojas, quien con su conocimiento, experiencia y visión me oriento durante el proceso de la realización de esta investigación.

Mis agradecimientos infinitos a David Araya, Juan José Bozzoli y Alejandro Chinchilla, guerreros quienes me acompañaron en muchas batallas y pruebas durante nuestra formación en la universidad como Ingenieros Civiles.

Finalmente, le agradezco de corazón a todos, que de una manera u otra se involucraron y colaboraron en el proceso de este trabajo de investigación.

Dedicatoria

Le dedico este trabajo final de investigación a mi sobrino, Yavin Zahavi Roberts Cruz, quien representa la nueva generación y el futuro en mi familia.

A mi madre, padre y hermanas quienes han sido mi inspiración y me dan brindado su apoyo incondicional durante toda mi vida.

Epígrafe

“If I cannot do great things, I can do small things in a great way”

-Dr. Martin Luther King, Jr.-

Resumen

El presente trabajo de investigación analizara el comportamiento de dos tipos de conexiones a momento viga-columna de acero siendo estos, bolted flange y extended endplate en un edificio de acero de cinco niveles con marcos clasificados como marcos de momento intermedio, IMF por sus siglas en ingles. Para las conexiones de viga columna estudiadas se variarían los tipos de pernos estructurales utilizadas en las conexiones para determinar si existe cambio alguno en el comportamiento de estos. Los pernos que se utilizaran en este trabajo de investigación son ASTM A325 y SAE J429 grado 5. Los pernos ASTM A325 cuentan con una base de datos amplia en cuando a sus propiedades, por otra parte, los pernos SAE J429 no cuentan con una base de datos de igual magnitud y confiabilidad. Por esta razón se utilizarán datos de trabajos de investigaciones y sus correspondientes pruebas de laboratorio como los valores experimentales necesarios para este trabajo de investigación. Se elaborarán curvas de momento-rotación con el fin de clasificar las conexiones viga-columna como rígidos, semi rígidos o simples y determinar el efecto generado al variar las configuraciones de los pernos, así como el tipo de pernos. Esto se logrará aplicando cargas de diseño a las conexiones y analizándolas mediante el método de elementos finitos en cual se aplicará utilizando un programa computacional de diseño especializado. Los parámetros de este estudio, como las cargas de diseño y las características geométricas, se determinarán a partir de códigos, estándares y manuales que rigen en el área de estudio.

Palabras Claves.

CONEXIÓN VIGA COLUMNA, ASTM A325, SAE J429, BOLTED, ENDPLATE, RÍGIDO, SEMI RÍGIDO, MÉTODO DE ELEMENTOS FINITOS, CONEXIONES DE MOMENTO, CURVA DE MOMENTO – ROTACIÓN.

Abstract

The following study will analyse the behaviour of two types of steel beam to column moment connections: bolted flange and extended endplate, in a five-story steel building with intermediate moment frames, IMF. The types of structural bolts used in the beam to column connection will be varied to determine if there is any change in their behaviour. The bolts used in the research study are ASTM A325 and grade 5, SAE J429. The ASTM A325 bolts have an extensive database regarding their properties, while on the other hand, the SAE J429 bolts do not possess such database of equal magnitude and reliability. For this reason, data from previous research studies and their laboratory test results will be used as experimental values for this study. Moment-rotation curves will be used to determine the effect generated by varying the type of bolts and bolt configuration, as well as to classify the beam to column connections as rigid, semi rigid, or simple. This will be achieved by applying design loads to the modelled connections and analysing them using the finite element method used by a specialized design computer program. The parameters of the study such as design loads and geometric characteristics will be determined by governing codes, standards, and manuals in the area.

Keywords

BEAM TO COLUMN CONNECTION, ASTM A325, SAE J429, BOLTED, ENDPLATE, RIGID, SEMI RIGID, FINITE ELEMENT METHOD, MOMENT CONNECTIONS, MOMENT – ROTATION CURVE.

Tabla de Contenidos

CAPÍTULO I.....	1
Problema y Propósito.....	2
1. Estado actual del problema.	2
2. Planteamiento del problema.	7
2.1. Enunciado del problema.	7
2.2. Formulación del problema.....	9
3. Justificación del estudio de investigación.	10
4. Objetivos.....	12
4.1. Objetivo general.....	12
4.2. Objetivos específicos.	12
5. Alcance y Limitaciones.	13
5.1. Alcances.	13
5.2. Limitaciones.....	13
6. Delimitaciones.....	14
6.1. Delimitaciones temporales.....	14
6.2. Delimitaciones espaciales.....	14
CAPÍTULO II.....	15
Fundamentación Teórica	16
1. Obras de construcción.....	16
1.1. Materiales de construcción.	16
2. Acero estructural.....	17
2.1. Tipos de aceros estructurales.....	17
2.1.1. Perfiles de acero.	17

2.1.1.1.	Perfiles laminados en frío.....	17
2.1.1.2.	Perfiles laminados en caliente.....	18
2.2.	Ventajas del acero estructural.....	20
2.2.1.	Alta resistencia.....	20
2.2.2.	Uniformidad.....	20
2.2.3.	Elasticidad.....	20
2.2.4.	Durabilidad.....	20
2.2.5.	Ductilidad.....	21
2.2.6.	Tenacidad.....	21
2.2.7.	Ampliaciones de estructuras existentes.....	21
2.2.8.	Otras propiedades.....	21
2.3.	Desventajas del acero estructural.....	22
2.3.1.	Corrosión.....	22
2.3.2.	Protección contra el fuego.....	22
2.3.3.	Susceptibilidad al pandeo.....	22
2.3.4.	Fatiga.....	22
2.3.5.	Fractura frágil.....	22
2.4.	Relación de la curva esfuerzo – deformación del acero estructural.....	23
2.4.1.	Curva esfuerzo- deformación no característico.....	24
2.4.1.1.	Procedimiento gráfico.....	25
2.5.	Especificaciones y códigos.....	27
2.5.1.	Internacionales.....	27
2.5.1.	Costa Rica.....	27
3.	Aceros estructurales modernos.....	28
3.1.	Aceros al carbono.....	28

3.2.	Aceros de alta resistencia y baja aleación.	29
3.3.	Aceros de alta resistencia, baja aleación y resistentes a la corrosión.	29
3.4.	Aceros adicionales.....	29
4.	Conexiones atornilladas de acero.....	30
4.1.	Tipos de tornillos.....	30
4.1.1.	Tornillos comunes.	30
4.1.2.	Tornillos de alta resistencia.	30
4.1.2.1.	Ventajas de los tornillos de alta resistencia.....	30
4.2.	Perno A325.....	31
4.2.1.	Propiedades mecánicas.	31
4.2.2.	Propiedades químicas.....	32
4.3.	Perno SAE J429 grado 5.	32
4.3.1.	Propiedades mecánicas.	32
4.3.2.	Propiedades químicas.....	33
4.4.	Tamaño de agujeros para pernos.....	34
5.	Juntas de acero de alta resistencia.....	35
5.1.	Juntas sin holgura.....	35
5.2.	Juntas pretensionadas.....	35
5.3.	Juntas de fricción.	35
5.4.	Juntas mixtas.....	35
6.	Transmisión de carga.	36
6.1.	La junta traslapada.	36
6.2.	La junta a tope.	36
6.3.	Conexión de plano doble.	37
6.4.	Conexión de cortante múltiple.....	38

7.	Tipos de fallas en conexiones apernadas.....	39
8.	Conexiones apernadas de alta resistencia.	40
8.1.	Separación y distancias a bordes de tornillos.....	40
8.1.1.	Separación mínima.	40
8.1.2.	Distancias mínimas al borde.	40
8.2.	Conexión de aplastamiento.....	41
8.2.1.	Resistencia al cortante.	41
8.2.2.	Resistencia al aplastamiento.....	41
8.3.	Conexión de fricción.	41
8.3.1.	Resistencia al deslizamiento.	41
8.4.	Conexiones apernadas resistentes al momento.	42
9.	Métodos de análisis.	43
9.1.	Método de elementos finitos.	43
9.1.1.	Aplicaciones y capacidades analíticas.	45
9.1.2.	Modelo para análisis en software.	49
9.1.2.1.	Mallado.....	51
9.1.2.1.1.	Tipos de elementos finitos.	52
9.1.2.1.1.1.	Elementos finitos en una dimensión.	52
9.1.2.1.1.2.	Elementos finitos en dos dimensiones.....	54
9.1.2.1.1.3.	Elementos finitos en tres dimensiones.	55
9.1.3.	Análisis lineal y no lineal.....	56
9.1.3.1.	Análisis lineal.....	56
9.1.3.2.	Análisis no lineal.....	56
9.2.	Esfuerzos equivalentes.....	57
9.2.1.	Criterio de Mohr.....	57

9.2.2.	Criterio de von Mises.....	59
9.3.	Clasificación de una conexión.....	62
9.3.1.	Clasificaciones de rigidez para conexiones viga – columna.....	62
9.3.1.1.	Clasificación de rigidez mediante AISC y Eurocode.....	63
9.3.1.2.	Clasificación de rigidez mediante el Eurocode.	67
9.3.1.2.1.	Método de componentes.	68
9.3.1.2.1.1.	Resistencia al momento de diseño.	68
9.3.1.2.1.2.	Rigidez.....	69
CAPÍTULO III.....		70
Marco Metodológico.....		71
1.	Definición del enfoque metodológico y métodos de investigación.	71
2.	Sujetos y fuentes de información.	71
2.1.	Sujetos de información.....	71
2.2.	Fuentes de información.....	72
3.	Definición de variables.....	73
4.	Instrumentos y técnicas utilizadas en la recopilación de los datos.	75
5.	Sustentación de la confiabilidad y la validez de los instrumentos de la investigación.	78
CAPÍTULO IV		79
Análisis de los Datos.....		80
1.	Análisis cuantitativo.	80
1.1.	Modelo.	80
1.1.1.	Cargas de diseño.	83
1.2.	Diseño de conexiones.....	83
1.2.1.	Endplate.	83

1.2.2.	Bolted.....	92
1.2.3.	Conexiones endplate y bolted modelados.....	100
1.3.	IDEA StatiCa.....	100
1.3.1.1.	Diseño de las conexiones.....	100
1.3.1.2.	Diseño de los elementos.....	101
1.3.1.2.1.	Elementos generales.....	101
1.3.1.2.1.1.	Elementos generales – conexiones endplate.....	104
1.3.1.2.1.2.	Elementos generales – conexiones bolted.....	111
1.3.1.3.	Propiedades de pernos utilizados.....	116
1.3.1.3.1.	Pernos ASTM A325.....	116
1.3.1.3.2.	Pernos SAE J429.....	117
1.3.1.3.2.1.	Pernos SAE – M.....	117
1.3.1.3.2.2.	Pernos SAE – E.....	121
1.3.1.4.	Factores de IDEA StatiCa.....	122
1.3.1.4.1.	Mallado.....	123
2.	Interpretación de los resultados.....	124
2.1.	Análisis Rigidez.....	124
2.1.1.	Revisión General.....	124
2.1.2.	Esfuerzos equivalentes.....	126
2.1.3.	Deformaciones plásticas.....	129
2.1.4.	Clasificación de rigidez.....	131
2.1.4.1.	Eurocode.....	131
2.1.4.1.1.	Conexiones tipo endplate.....	132
2.1.4.1.1.1.	Modelo: ASTM A325.....	132
2.1.4.1.1.2.	Modelo: SAE – M.....	133

2.1.4.1.1.3. Modelo: SAE – E.	134
2.1.4.1.2. Conexiones tipo bolted.	135
2.1.4.1.2.1. Modelo: ASTM A325.....	135
2.1.4.1.2.2. Modelo: SAE – M.....	136
2.1.4.1.2.3. Modelo: SAE – E.	137
2.1.4.2. AISC y FEMA.	139
2.1.4.2.1. Conexiones endplate.....	139
2.1.4.2.2. Conexiones bolted.....	143
CAPÍTULO V	147
Conclusiones y Recomendaciones	148
1. Conclusiones.....	148
2. Recomendaciones.....	149
Bibliografía.....	150
1. Bibliografías citadas.....	150
2. Bibliografías consultadas.....	152
Glosario.....	153
Anexos.....	154

Índice de Tablas

Tabla 1: Propiedades mecánicas de los pernos A325.....	31
Tabla 2: Propiedades químicas de los pernos A325.	32
Tabla 3: Propiedades mecánicas de pernos SAE J429.....	33
Tabla 4: Propiedades químicas de los pernos SAE J429.....	33
Tabla 5: Tamaño de agujeros para pernos.....	34
Tabla 6: Distancias mínimas al borde.....	40
Tabla 7: Aplicaciones del método de elementos finitos en ingeniería.	46
Tabla 8: Matriz de sujetos de información.	72
Tabla 9: Matriz de variable conceptual, operativa e instrumental.	73
Tabla 10: Desglose del trabajo de investigación.	76
Tabla 11: Datos geométricos de la columna.....	102
Tabla 12: Datos geométricos de la viga.....	103
Tabla 13: Datos de prueba uniaxial de pernos SAE.	117
Tabla 14: Clasificación de rigidez, endplate con pernos ASTM.....	132
Tabla 15: Clasificación de rigidez, endplate con pernos SAE M.....	133
Tabla 16: Clasificación de rigidez, endplate con pernos SAE E.	134
Tabla 17: Clasificación de rigidez, bolted con pernos ASTM.....	135
Tabla 18: Clasificación de rigidez, bolted con pernos SAE M.....	136
Tabla 19: Clasificación de rigidez, bolted con pernos SAE E.	137

Índice de Figuras

Figura 1: Perfiles laminados en frío.	18
Figura 2: Perfiles laminados en caliente.	19
Figura 3: Diagrama de esfuerzo-deformación característico de un acero estructural....	24
Figura 4: Curva esfuerzo - deformación, teoría del 0,2%.	25
Figura 5: Vista ampliada de la parte inicial de la curva esfuerzo - deformación.	26
Figura 6: La junta traslapada.	36
Figura 7: La junta a tope.	37
Figura 8: Conexión de plano doble.	37
Figura 9: Conexión de cortante múltiple.	38
Figura 10: Fallas en juntas atornilladas.	39
Figura 11: El proceso del análisis en el método de elementos finitos.	44
Figura 12: Mallado o Idealización utilizando elementos de diferentes tamaños.	52
Figura 13: Elementos finitos en una dimensión.	53
Figura 14: Elementos finitos en dos dimensiones.	54
Figura 15: Elementos finitos en tres dimensiones.	55
Figura 16: Transformación de esfuerzos.	57
Figura 17: Circulo de Mohr para análisis uniaxial.	58
Figura 18: Criterio de von Mises.	60
Figura 19: Definición de rigidez, esfuerzo y ductilidad características de una curva momento rotación de una conexión parcialmente restringida.	62
Figura 20: Clasificación de conexiones utilizando la curva de la conexión.	63
Figura 21: Viga de extremo fijo una carga uniforme.	64
Figura 22: Viga con momento y rotación final.	64
Figura 23: Momento versus rotación de una viga.	65
Figura 24: Clasificación de conexiones utilizando la curva de la conexión.	66
Figura 25: Clasificación por rigidez de una conexión segun el Eurocode.	67
Figura 26: Clasificación de conexiones utilizando la rigidez secante de la conexión. ...	67
Figura 27: Rigidez inicial y rigidez secante para una conexión viga-columna.	69
Figura 28: Modelo base de un edificio de 5 niveles.	80
Figura 29: Marco elegido del modelo base.	81

Figura 30: Conjunto de viga – columna elegido del modelo base.	82
Figura 31: Configuraciones de conexiones de acero tipo endplate.	83
Figura 32: Geometría de una conexión endplate de ocho pernos.	85
Figura 33: Configuración de una conexión de acero tipo bolted.	92
Figura 34: Geometría de los elementos para la conexión tipo bolted.	93
Figura 35: Calculo de cortante en la rótula plástica.	94
Figura 36: Fallas por bloque de cortante en la conexión tipo bolted.	98
Figura 37: Nomenclatura de medidas para los perfiles de acero segun AISC.	101
Figura 38: Columna y viga para las conexiones endplate.	104
Figura 39: Carga de diseño para las conexiones bolted.	105
Figura 40: Detalle constructivo de la placa para conexiones endplate.	106
Figura 41: Placa para las conexiones endplate.	107
Figura 42: Soldadura de penetración en las alas de viga para conexiones endplate. .	108
Figura 43: Soldadura de penetración en el alma de viga para conexiones endplate. .	109
Figura 44: Placas rigidizadores en la columna para las conexiones endplate.	109
Figura 45: Vista transparente típica de las conexiones endplate.	110
Figura 46: Columna y viga para las conexiones bolted.	111
Figura 47: Carga de diseño para las conexiones bolted.	112
Figura 48: Placa en el alma de viga para las conexiones bolted.	112
Figura 49: Detalle constructivo de las placas superior e inferior para conexiones bolted.	113
Figura 50: Placas en las alas de la viga para las conexiones bolted.	114
Figura 51: Placas rigidizadores en la columna para las conexiones bolted.	115
Figura 52: Vista transparente típica de las conexiones bolted.	115
Figura 53: Propiedades de los pernos ASTM A325.	116
Figura 54: Curva esfuerzo - deformación de pernos SAE.	119
Figura 55: Propiedades de los pernos SAE J429, SAE M.	120
Figura 56: Propiedades de los pernos SAE J429, SAE E.	121
Figura 57: Parámetros de IDEA StatiCa.	122
Figura 58: Detalle del mallado utilizado.	123

Figura 59: Revisión general de las conexiones endplate con pernos (a)ASTM, (b)SAE–M y (c)SAE–E.....	124
Figura 60: Revisión general de las conexiones bolted con pernos (a)ASTM, (b)SAE–M y (c)SAE–E.....	125
Figura 61: Distribución de esfuerzos equivalentes en las conexiones endplate con pernos (a)ASTM, (b)SAE–M y (c)SAE–E.	127
Figura 62: Distribución de esfuerzos equivalentes en las conexiones bolted con pernos (a)ASTM, (b)SAE–M y (c)SAE–E.	128
Figura 63: Deformaciones plásticas en las conexiones endplate con pernos (a)ASTM, (b)SAE–M y (c)SAE–E.....	129
Figura 64: Deformaciones plásticas en las conexiones bolted con pernos (a)ASTM, (b)SAE–M y (c)SAE–E.....	130
Figura 65: Curva momento - rotación, endplate con pernos ASTM.....	132
Figura 66: Curva momento - rotación, endplate con pernos SAE M.....	133
Figura 67: Curva momento - rotación, endplate con pernos SAE E.	134
Figura 68: Curva momento - rotación, bolted con pernos ASTM.....	135
Figura 69: Curva momento - rotación, bolted con pernos SAE M.....	136
Figura 70: Curva momento - rotación, bolted con pernos SAE E.	137
Figura 71: Clasificación mediante AISC-FEMA de la conexión endplate, ASTM.....	139
Figura 72: Clasificación mediante AISC-FEMA de la conexión endplate, SAE M.	140
Figura 73: Clasificación mediante AISC-FEMA de la conexión endplate, SAE E.	141
Figura 74: Curvas de momento - rotación transpuestas de las conexiones endplate..	142
Figura 75: Clasificación mediante AISC-FEMA de la conexión bolted, ASTM.....	143
Figura 76: Clasificación mediante AISC-FEMA de la conexión bolted, SAE M.	144
Figura 77: Clasificación mediante AISC-FEMA de la conexión bolted, SAE E.	145
Figura 78: Curvas de momento - rotación transpuestas de las conexiones bolted.....	146

CAPÍTULO I

Problema y Propósito.

1. Estado actual del problema.

En el pasado, el ámbito de construcción a nivel global ha sido dominado por el concreto reforzado y sus derivas. Sin embargo, en los últimos años ha surgido la demanda para construir y llegar a nuevas alturas, lo que motivo a expandir la rama de materiales de construcción para obtener el mejor resultado posible. En zonas del mundo que presentan eventos naturales considerables frecuentemente, la metodología de construcción varía considerablemente, no solamente se busca construir edificaciones con materiales resistan los esfuerzos requeridos, adicionalmente deben poseer el comportamiento adecuado ante eventos naturales como sismos para asegurar la seguridad de los usuarios. La solución que ha surgido a lo largo del tiempo es el uso del acero estructural como elementos principales de construcción. Para asegurar que toda una construcción sea apta para soportar dichos eventos, se deben analizar todos los componentes de la edificación, desde los elementos más grandes hasta los elementos más pequeños, ya que una edificación de diversos elementos es tan resistente que su elemento más débil. Para esto, existen códigos y estándares que rigen para el diseño y construcción con el acero estructural basándose en eventos naturales, para asegurar que estructuras resistan las condiciones críticas esperadas.

(Simões da Silva y Girão Coelho, 2000), generaron un modelo para realizar la evaluación no lineal de la ductilidad en elementos utilizados en conexiones de acero a partir de conjuntos de resortes y anclajes rígidos con el fin de simular el comportamiento real de dichas conexiones. A raíz de este modelo se puede analizar conexiones de diferentes geometrías y se determinó que a pesar de ser distintas comparten características mecánicas como por ejemplo la presencia de una zona de falla, una zona de tensión, una zona de compresión y una zona de corte. Tomando en cuenta las similitudes entre conexiones, se presentaron soluciones las cuales permitieron caracterizar de forma analítica los componentes de una conexión tomando en cuenta el comportamiento ante rotaciones por momento inducido como resultado de cargas aplicadas.

Por su parte (Swanson, 2002), analizo stub columns, su objetivo principal no era analizar las conexiones con distintos tipos de pernos, pero aun así se realizó la comparación como un extra en su trabajo de investigación. Analizó las columnas que pretendía estudiar utilizando dos configuraciones de conexiones con distintos pernos, una con pernos SAE¹ grado 5 y otra con pernos ASTM² tipo A325. La comparación de los pernos en esta investigación no fue detallada pues se salía del objetivo general de la misma, pero se obtuvo resultados finales que dieron a saber que existe una diferencia entre el desempeño de las conexiones en el rango elástico a raíz de la variación los pernos, los cuales anteriormente se consideraban idénticos. Para este estudio no se cuantifico la diferencia existente ya que se salía de los objetivos principales del estudio el cual se enfocaba en el comportamiento de las columnas.

(Melenciuc, Ștefancu y Olteanu, 2009), diseñaron conexiones de acero tomando en cuenta eventos sísmicos en el proceso de diseño con enfoque en la ductilidad y la capacidad de disipación los cuales se consideran principios fundamentales cuando se espera que elementos experimenten deformaciones a lo largo de su vida útil. Cuando se toma en cuenta la sismicidad en un diseño estructural se considera que los elementos presentaran deformaciones locales más allá de sus límites elásticos, situando los elementos en condiciones críticas en términos estructurales. En esta investigación el diseño sísmico realizado tenía como objetivo permitir que dichas deformaciones sucedan sin que los elementos experimenten pérdidas significativas en su capacidad total, así como su funcionamiento. Este análisis determino que al tomar en cuenta elementos dúctiles con capacidad de disipación de energía, estos poseen la habilidad de resistir las fuerzas aplicadas, pero presentan una dificultad en el proceso de remplazar o reparar componentes de una estructura dañada debido a fuerzas sísmicas de gran magnitud.

Tomando los resultados de la investigación sobre columnas realizado por Swanson en el año 2002, (Prinz, Nussbaumer, Borges y Khadka, 2013), analizaron en condiciones de laboratorio el comportamiento de 6 configuraciones de conexiones viga-

¹ Society of Automotive Engineers.

² American Society of Testing Materials.

columna de acero estructural utilizando múltiples pernos por fila para determinar el comportamiento de las conexiones. Con base a los resultados obtenidos en esta investigación se determinó que una conexión viga-columna no se comporta como una conexión completamente rígida si no como una conexión semirrígida esta comprobación permito ajustar los modelos para mejor asimilar el comportamiento real a una conexión ante cargas aplicadas. El análisis comprueba que la presencia de múltiples pernos por fila aumenta considerablemente la capacidad a momento de las conexiones analizadas lo que llevo a fomentar el uso de esta metodología como una solución si se requiere una resistencia a momento mayoren una conexión dada.

De igual manera, utilizando de referencia los resultados de la investigación sobre columnas realizado por Swanson en el año 2002, (Primož y Može, 2016), analizaron varios aspectos del comportamiento de pernos y sus orificios bajo varias condiciones. Se analizó la capacidad a deformación, rigidez y la capacidad de soporte en los orificios de pernos. Los orificios de pernos deben ser elaboradas de tal forma que permitan el funcionamiento y desempeño necesario de los pernos en una conexión. Evaluaron placas con uno y dos orificios para obtener el comportamiento de los elementos bajo condiciones distintas. Al evaluar más de una configuración se obtienen valores que asimilan comportamientos bajo diferentes condiciones los cuales permiten definir si hay similitudes en los comportamientos de los orificios. Las pruebas de laboratorio realizadas presentan resultados que indican que se alcanzó capacidades de carga promedios altos llegando hasta cinco veces la resistencia última del acero analizado. Este comportamiento se debe al alargamiento del orificio del perno experimentado durante la resistencia última, este alargamiento causa que el esfuerzo promedio se vuelva casi constante permitiendo alcanzar valores de capacidades altas. Este comportamiento de alargamiento es debido a la ductilidad de los aceros utilizados, la ductilidad en las placas de acero permite la redistribución de la fuerza aplicada y contribuye a la suma global de resistencias máximas por pernos en la conexión.

(Simões da Silva, Shahbazian, Gentili y Augusto, 2016), determinaron que la predicción de la rotación por momento en conexiones de acero estructural por resultado de cargas sísmicas solo es posible para pocas tipologías de elementos

experimentalmente. Se realizaron la propuesta de una metodología general llamada método componente, basado en la predicción de respuestas cíclicas experimentalmente en conexiones de viga a columna de acero. Este método de análisis fue comparado con simulaciones de elementos finitos en tres dimensiones determinando así que este método de predicción permite generar deformaciones ante cargas cíclicas en conexiones con una exactitud tal que posibilita la identificación de formas de fallas en conexiones de viga columna.

Por otra parte, (Zhu, Rasmussen y Zhang, 2016), generaron un modelo de conexión de acero basando en el método componente con el fin de predecir el rango total del comportamiento de una conexión de acero, incluyendo el rango elástico, rango inelástico, rango post – esfuerzo ultimo y rango post – fractura. El objetivo de esta investigación era generar modelos suficientemente simples y precisos para conexiones de viga a columna de acero para así poder implementarlos en la creación de modelos para ser analizados con el método de elementos finitos.

(Marmol, 2018), elaboro un modelo sencillo de cortante doble utilizando pernos SAE y pernos A325, en el tornillo las deformaciones son mayores en los SAE. Al aplicar una pretensión en los pernos, se establece que la pretensión de los pernos SAE no son tan efectivas como los pernos A325 ya que los pernos SAE cuentan con cabezas más pequeñas que los A325. Aun con las diferencias, se determina que los resultados de capacidad son los mismos. Se afirma que, afirmativamente hay diferencias entre los pernos, pero los resultados finales están dentro de los rangos aceptables. Mide la diferencia en el vástago más pequeño que tiene el SAE con respecto al A325 y la diferencia es tal que se considera que no afecta ya que se permite tomar en cuenta solo la parte no arrosada de los pernos.

Tomando como base la investigación de la Ingeniera Marmol del año 2018 anteriormente mencionada, (Fallas, 2018), elabora de igual manera un modelo simple de cortante doble utilizando pernos SAE grado 5 y pernos ASTM, pero adicionalmente, se obtienen datos importantes al fallar los pernos SAE grado 5 a tensión y así obtener valores de curvas de esfuerzo – deformación para dichos pernos. Al comparar las nubes de curvas de esfuerzo – deformación de los pernos SAE grado 5 y los pernos A325 se

observa que la rigidez elástica del perno A325 es más que el perno SAE. Esto permite elaborar un modelo más cercano a la realidad. En este trabajo de investigación se mide así mismo cuanto se desplaza en total la conexión y se observa que efectivamente hay un desplazamiento entre piezas presentes en la conexión.

Basándose en el trabajo de investigación de la Ingeniera Marianela Fallas, (Herrera, 2020), realizado una investigación para comprobar si los pernos SAE J429 cumplen los criterios de diseño para las conexiones a doble cortante establecidos en Costa Rica. Cabe destacar que este trabajo de investigación realizado por Herrera esta en proceso y se defenderá en mayo de 2020. Esta investigación tenía como objetivo determinar si los pernos SAE J429 podrían ser utilizados en conexiones de doble cortante y aplastamiento en construcción de acero que utilicen pernos ASTM tipo A325. Los resultados de esta investigación determinaron que los pernos SAE J429 poseen una ductilidad levemente mayor a los pernos ASTM A325 al comparar sus respectivas curvas de esfuerzo-deformación. Adicionalmente se logró determinar que no existe diferencias significativas en los esfuerzos últimos y a cortante entre los pernos ASTM A325 y los pernos SAE J429. Además, se pudo observar que los pernos SAE J429 presentan un comportamiento más dúctil a tracción y a cortante en comparación con los pernos ASTM A325.

2. Planteamiento del problema.

2.1. Enunciado del problema.

FEMA³ 350 (2000), este código fue creado para proporcionar y recomendar criterios a tomar en cuenta en el proceso de diseño y construcción de edificios con marcos de acero estructural resistente a cargas de momento. Se enfoca en presentar una mejora en la resistencia y rendimiento sísmico de los edificios al experimentar cargas inducidas por eventos sísmicos.

EN⁴ 1998-1 (2004), esta norma establece parámetros que se deben tomar en cuenta y aplicar en el diseño y construcción de obras de ingeniería civil ubicados en regiones sísmicas. El propósito de esta norma es afirmar que en el evento que se presente actividad sísmica, se asegure principalmente la seguridad de personas, que se limiten los daños y pérdidas en estructura lo más posible para que la infraestructura principal afirme la seguridad y funcionamiento de la obra de tal forma que permita la evacuación de las instalaciones.

EN 1993-1-1 (2005), esta norma proporciona reglas básicas y disposiciones complementarias de diseño a seguir para elementos estructurales de acero que tengan espesores mayores de 3 milímetros. Esta norma se enfoca con requerimientos de capacidad, calidad de funcionamiento y durabilidad de estructuras de acero.

Código Sísmico de Costa Rica, (2010) establece normas y especificaciones que se deben cumplir en cuanto al diseño de elementos estructurales de acero. Con respecto a conexiones emperradas que formen parte de un sistema sismorresistente, este código indica los requisitos que se deben cumplir, así como posibles excepciones y hace referencia a otras normas y especificaciones pertinentes al diseño estructural para elementos de acero.

³ Federal Emergency Management Agency.

⁴ European Standard.

ANSI⁵/AISC⁶ 358-16 (2016), establece los requerimientos para elaborar el diseño de conexiones de acero, factores de carga que se deben considerar en un análisis estructural, estados límites de falla que deben ser considerados en conexiones. así como los requisitos para la soldadura para la unión de elementos de acero.

ANSI/AISC 360-16 (2016), indica disposiciones generales los cuales deben ser tomadas en cuenta en el diseño de diversos tipos de conexiones elaboradas en acero estructural. El tipo de conexión es definido con base a las necesidades y condiciones estructurales de demanda en el punto de conexión.

La capacidad de soporte de una estructura de acero está relacionada directamente a las características de todos los elementos que lo componen. El comportamiento de conexiones en estructuras de acero es de vital importancia en cuanto a la respuesta de una edificación ante un evento sísmico ya que puede definir la capacidad global del sistema estructural. Para que una estructura de acero posea una alta capacidad nominal, este debe contar con elementos, miembros y conexiones con características definidas como, una buena capacidad para disipar energía, un comportamiento dúctil, así como la capacidad de actuar en sus rangos inelásticos durante un evento sísmico. Los tipos de conexiones a utilizar son elegidos en función al desempeño y comportamiento requerido de una estructura. En la actualidad la tecnología sigue avanzando de forma imparable lo que causa que se modifiquen diseños de conexiones o hasta que se elaboren conexiones totalmente nuevas utilizando componentes generalmente mejores que los pasados. Toda nueva modificación o nuevo diseño requiere ser sometido a estudios y análisis estipulados por normas y especificaciones pertinentes para determinar su funcionalidad.

⁵ American National Standards Institute

⁶ American Institute of Steel Construction.

2.2. Formulación del problema.

Luego de la reseña realizada de las investigaciones pasadas sobre el tema y el enunciado el problema indicado anteriormente en párrafos precedentes se tiene que la pregunta que pretende responder el presente trabajo de investigación es:

¿Cuál será la diferencia en el comportamiento de pernos SAE J429 grado 5 en comparación con pernos ASTM A325 ante cargas sísmicas en conexiones de momento de acero tipo endplate y bolted?

3. Justificación del estudio de investigación.

Desde la década de los noventa se ha invertido en investigaciones en el ámbito de concreto reforzado y sus derivadas con respecto al de acero reforzado. Esto llevo a que se realicen pocas investigaciones enfocadas al acero reforzado como material estructural principal con respecto a los de concreto reforzado. El peso de la investigación y las decisiones a nivel de Código de un país como Costa Rica deben estar fundamentadas en investigaciones se tienen que ser realizada basadas en lo que indican las normas extranjeras, primordialmente las normas americanas. Las normas americanas han solucionado su manera de construir bajo las condiciones y propiedades de su territorio, pero cada país enfrente distintas complicaciones y complejidades las cuales deben ser tomadas en cuanto al momento de tomar decisiones sobre las normas y regulaciones que regirán en la zona.

En estructuras de acero complejas se utiliza acero estructural el cual presenta resistencias más bajas comparado con otros tipos de aceros, esto se da ya que los aceros estructurales presentan características que mejoran propiedades como flexibilidad y ductilidad. La mejora de estas propiedades resulta en una disminución en la resistencia bruta de la estructura, pero generan un efecto beneficioso a la respuesta de dicha estructura ante cargas de la naturaleza. En zonas que presentan actividad sísmica, el enfoque para diseñar elementos de construcción tiene que modificarse para tomar en cuenta no solo la resistencia de los elementos de construcción, pero adicionalmente la respuesta de estos ante las condiciones cargas que serán impuestas a lo largo de su vida útil. Las fuerzas sísmicas causan y de cierta manera hasta obligan a construir con materiales aptos a resistir estas fuerzas.

En Estados Unidos de América se elaboran todos los pernos de tal forma que cumplan con la norma ASTM 325, norma el cual regula todos los aspectos de pernos de alta resistencia. Lo anterior para asegurar que los pernos posean una resistencia necesaria y funcionen debidamente como elementos estructurales en conexiones o uniones. Por esta razón, en el pasado se consideraba que los pernos SAE grado 5 eran idénticos a los pernos ASTM A325 ya que poseen similares resistencias.

Últimamente, investigaciones realizadas han logrado determinar varias diferencias que poseen los pernos SAE y A325: la geometría es considerablemente distinta al comparar los pernos, la metalurgia de ambos pernos es distinta. Sin embargo, a pesar de las diferencias, a nivel general de investigaciones, estudios y ensayos, se observó que ambos pernos presentan la misma resistencia al ser evaluados.

En esta investigación se pretende evaluar el comportamiento de dos tipos de pernos de igual resistencia a momento para determinar si las propiedades como la ductilidad, la flexibilidad, así como su composición química afectaran el funcionamiento de un tipo de perno con respecto a otro elaborado con aleaciones de metales distinta y distintas características que lo hacen más rígido. El comportamiento de los pernos mencionados ha sido estudiado de forma simple, utilizando conexiones de doble cortante simplificando el comportamiento y al análisis debido a la falta de datos confiables en su momento. En esta investigación se evaluará el comportamiento de los pernos SAE J429 grado 5 y ASTM A325 en dos conexiones completas, endplate y bolted ante cargas cíclicas. Los resultados de esta investigación permitirán afirmar si se puede o no desprestigiar la diferencia entre los pernos en conexiones de momento ante con cargas sísmicas.

4. Objetivos.

4.1. Objetivo general.

Analizar conexiones de acero tipo endplate y bolted utilizando pernos SAE J429 de grado 5 y pernos ASTM A325.

4.2. Objetivos específicos.

Definir la geometría de las conexiones de acero a momento endplate y bolted según las especificaciones AISC y FEMA.

Aplicar el elemento finito como herramienta de cálculo para comparar momentos de curvatura y sus efectos de los pernos estudiados.

Determinar el efecto que tiene la variación de los pernos analizados en las curvas de momento rotación de las conexiones.

Evaluar el comportamiento en conexiones de momento endplate y bolted utilizando pernos SAE de grado 5 y pernos ASTM A325.

5. Alcance y Limitaciones.

5.1. Alcances.

Este trabajo analizara únicamente dos tipos específicos de conexiones de acero, endplate y bolted.

En este trabajo de investigación se estudiarán pernos SAE grado 5 y pernos ASTM A325 exclusivamente.

Se modelarán las conexiones utilizando el programa de cómputo el cual utiliza el método del elemento finito para realizar cálculos.

Para este trabajo de investigación no se analizarán las conexiones a escala real ni a escala reducida dado la complejidad del ensayo.

En este trabajo de investigación se diseñarán las placas, perfiles y soldaduras de tal manera que posean capacidades mayores a las de los pernos estudiados.

5.2. Limitaciones.

Se utilizarán normas extranjeras como referencias las cuales no están ajustadas a la situación actual del estudio.

Existe escasez de información de relevancia de la curva de esfuerzo – deformación de los pernos SAE grado 5.

Para este trabajo de investigación no se analizará el fenómeno de pretensionado en los pernos utilizados.

Los pernos estudiados en este trabajo de investigación se considerarán idénticos en cuanto a sus características geométricas.

En el programa de cómputo a utilizar se tienen que efectuar simplificaciones para generar el mallado y modelar el roscado de los pernos y los perfiles.

Para este trabajo de investigación no se realizarán pruebas de laboratorio para obtener curvas de esfuerzo – deformación real para los pernos SAE grado 5.

6. Delimitaciones.

6.1. Delimitaciones temporales.

Se cuenta con solamente ocho meses para elaborar el trabajo de investigación en su totalidad, tiempo en el cual se debe realizar el diseño, pruebas de laboratorio y análisis respectivo.

Las últimas versiones de las normas AISC 358 y AISC 360 que serán utilizadas como referencia para el diseño de la conexión fueron publicadas en el año 2016.

La norma FEMA – 350 utilizado para diseñar las conexiones de acero tipo bolted fueron publicadas en el año 2000.

Para este trabajo de investigación se consultará la versión del año 2010 del Código Sísmico de Costa Rica el cual cuenta con una revisión en el año 2014.

6.2. Delimitaciones espaciales.

En este trabajo se utilizarán normas extranjeras que están elaboradas tomando en cuenta características y requisitos de las zonas correspondientes.

Este trabajo de investigación tiene como delimitación espacial el territorio del país de Costa Rica ya que se utilizarán valores y parámetros de normas, pero solo aquellos que se consideren relevantes al país.

CAPÍTULO II

Fundamentación Teórica

1. Obras de construcción.

En la carrera de ingeniería civil se encuentran diversas ramas de las cuales se pueden elegir para laborar. La ingeniería civil se divide en: Ingeniería de Transportes, Ingeniería Hidráulica, Ingeniería Geotécnica e Ingeniería de Construcción. Estas ramas son distintas e independientes entre sí, pero en muchos casos existen situaciones en las que se requiere la combinación de dos o más de las ramas para la elaboración de un proyecto. Debido a los avances tecnológicos constantes se ven innovaciones que permiten la solución de problemas con más y más complejidad.

1.1. Materiales de construcción.

El material de construcción mundialmente más reconocido es el concreto reforzado. Este material y sus derivadas pueden trazar sus comienzos a Egipto donde se utilizaron ladrillos de barro para elaborar construcciones sólidas, Grecia y Roma donde se tiene evidencia de la utilización de cal mezclado con arena para crear mortero. En el año 1877 se funda la primera asociación en Alemania, Cemento Portland, el cual fija especificaciones para controlar la calidad del concreto moderno. Adicionalmente existen otros materiales de construcción, que debido al alto costo del concreto reforzado, han experimentado incremento en su demanda durante los últimos años. La madera es un material de construcción comúnmente utilizado para combinar la naturaleza a una obra, su uso ha incrementado y ha sido fomentado en países que prometen la meta de llegar a ser carbono neutral en un futuro cercano. El acero es igualmente un material de construcción importante, ya que elementos de acero son utilizados comúnmente para reforzar el concreto y adicionar capacidad de resistente en los elementos de concreto reforzado. Sin embargo, el acero como tal puede desempeñarse adecuadamente como el material estructural principal en una construcción dado las condiciones adecuadas.

2. Acero estructural.

2.1. Tipos de aceros estructurales.

El acero se define como una combinación de hierro y cantidades pequeñas de carbono, usualmente menos del 1,0% y pequeños porcentajes de algunos otros elementos. El termino hierro dulce se refiere al hierro con un contenido muy bajo de carbono, menor o igual al 0,15%. Por otra parte, el termino hierro colado se utilizado para referirse al hierro con un contenido alto de carbono, mayor o igual al 2,0%.

El primer uso del metal para una estructura grande tuvo lugar en Shrophire, Inglaterra (aproximadamente a 140 millas al noreste de Londres) en 1779, ahí se construyó con hierro colado el puente Caolbrookdale en forma de acro de 100 pies de claro sobre el Río Severn. Se dice que este puente (que aún está en pie) fue un hito en la historia de la ingeniería porque cambio el curso de la Revolución Industrial al introducir al hierro como material estructural. Supuestamente este hierro era cuatro veces más fuerte que la piedra y treinta veces más que la madera.

(McCormac y Csernak, 2012, p.7)

2.1.1. Perfiles de acero.

2.1.1.1. Perfiles laminados en frío.

Existen algunos perfiles de acero rolados o laminados en frio, estos se fabrican doblando láminas delegadas de acero de bajo contenido de carbono o baja aleación en prácticamente cualquier sección transversal que se desee. Estos perfiles suelen utilizarse en los miembros más ligeros de una estructura, por esta razón suelen ser utilizados en techos, pisos, muros y paneles. Si bien el laminado en frio reduce la ductilidad del elemento, se incrementa en alguna proporción la resistencia que poseen estos elementos.

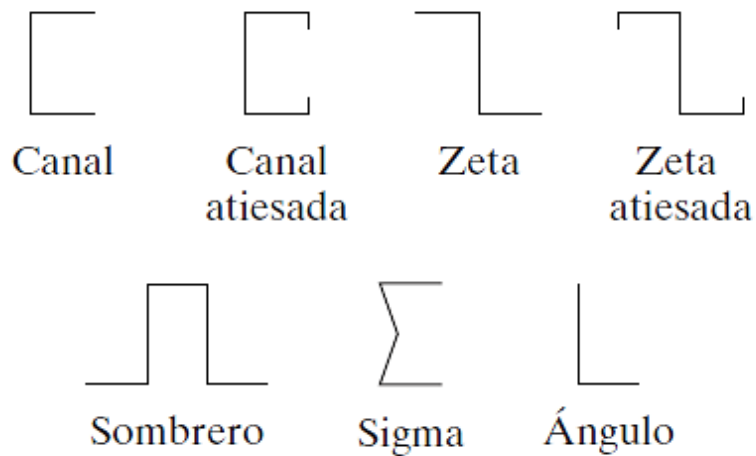


Figura 1: Perfiles laminados en frío.

Fuente: (McCormac & Csernak, 2012)

2.1.1.2. Perfiles laminados en caliente.

El acero estructural puede ser laminado de forma económica en diversas geometrías sin afectar negativamente sus propiedades físicas y desempeño. Los miembros más convenientes son generalmente aquellos que poseen momentos de inercia grandes con respecto a sus áreas. Los perfiles de acero estructural laminados más comunes son los perfiles I, T, C.

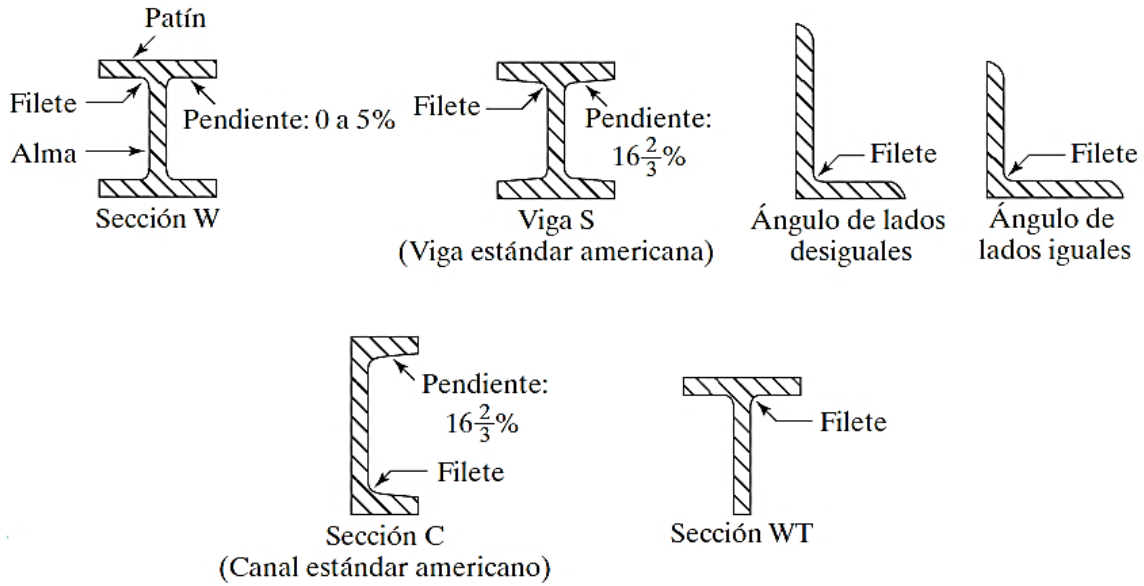


Figura 2: Perfiles laminados en caliente.

Fuente: (McCormac & Csernak, 2012).

Los perfiles estructurales se identifican mediante un sistema estandarizado establecido por el manual para usarse en planos, especificaciones y diseños de modo que todos los molinos puedan usar la misma nomenclatura. Ejemplos de este sistema de identificación con los siguientes:

Una W27 × 114 es una sección W con aproximadamente 27 pulgadas de peralte y un peso de 114 libras por pie.

Una C10 × 30 es un canal con 10 pulgadas de peralte y peso de 30 libras por pie.

U WT18 × 151 es una te estructural que se obtiene al cortar en dos una W36 × 302.

2.2. Ventajas del acero estructural.

El acero es un material estructural mucho más versátil cuando se compara con otros materiales semejantes, a continuación, se analizarán propiedades estructurales del acero como material estructural.

2.2.1. Alta resistencia.

El acero posee una alta resistencia por unidad de peso lo cual implica que su uso genera estructuras de bajo peso comparación a otros materiales de construcción. Esta propiedad es de gran importancia ya que permite su uso en la construcción de puentes con grandes claros, edificaciones con alturas considerables y otras estructuras que presenten condiciones deficientes en la cimentación.

2.2.2. Uniformidad.

Dado su naturaleza, las propiedades del acero no cambian apreciablemente con el tiempo, como sucede con estructuras elaboradas de concreto reforzado los cuales requieren de un tiempo determinado para lograr su resistencia deseada.

2.2.3. Elasticidad.

El acero posee un comportamiento más cercano a la hipótesis la ley de Hooke hasta esfuerzos bastantes altos en comparación con la mayoría de otros materiales. Esta propiedad permite calcular de forma exacta valores de momentos de inercia de una estructura lo que permite predecir con precisión el comportamiento de una estructura de acero.

2.2.4. Durabilidad.

Si una estructura de acero cuenta con un mantenimiento adecuado, la estructura contaría con una vida útil y vida funcional de duración indefinida. Bajo condiciones específicas algunos de los aceros modernos no requieren se ningún manteamiento a base de pintura.

2.2.5. Ductilidad.

Según McCormac y Csernak (2012): “La ductilidad es la propiedad que tiene un material para soportar grandes deformaciones sin fallar bajo esfuerzos de tensión altos.” (p.2). Cuando un elemento se prueba a tensión, este experimenta una reducción en su sección transversal considerable, así como un alargamiento en el punto o sección de falla y posteriormente sucede la fractura. Un material que no cuente con la propiedad de ductilidad generalmente es un material duro, frágil y posiblemente experimentara ruptura al ser sometido a una fuerza repentina. El acero es dúctil por naturaleza, lo cual permite distribuir las altas concentraciones de esfuerzos en sus puntos a lo largo de sus miembros evitando así fallas prematuras ante cargas repentinas.

2.2.6. Tenacidad.

La tenacidad es la propiedad de un material para absorber energía en grandes cantidades. Los aceros estructurales son tenaces ya que poseen una alta resistencia y son dúctiles. Un miembro de acero será capaz de resistir grandes fuerzas aun cuando este cargado y presente deformaciones considerables. Esta propiedad es de vital importancia ya que implica que, durante su fabricación y montaje, los miembros de acero pueden ser sometidos a grandes deformaciones sin presentar daños o fracturas.

2.2.7. Ampliaciones de estructuras existentes.

En comparación a otros materiales de construcción, las estructuras elaboradas con miembros de acero se adaptan fácilmente a posibles ampliaciones sin necesidad de intervenciones considerables. Se puede lograr añadir nuevos elementos estructurales, ya sean secciones o hasta miembros enteros a la estructura existente. Por ejemplo, existe la posibilidad de ampliar el tamaño de un puente de acero.,

2.2.8. Otras propiedades.

El acero presenta una facilidad para unir miembros por medio de diversos tipos de conexiones.

Se pueden prefabricar y cuentan con una rapidez de montaje.

Es posible utilizar los miembros después de desmontar una estructura.

El acero es un material reciclable por excelencia.

2.3. Desventajas del acero estructural.

2.3.1. Corrosión.

Al estar expuestos al aire y agua, la mayoría de los aceros son susceptibles a experimentar algún tipo de corrosión, por esta razón deben ser protegidos periódicamente con el uso de pintura. Las fallas por corrosión-fatiga pueden ocurrir si los miembros de acero son sometidos a esfuerzos cíclicos en ambientes corrosivos.

2.3.2. Protección contra el fuego.

A pesar de que los miembros estructurales son incombustibles, en incendios, sus resistencias se reducen considerablemente por las altas temperaturas alcanzadas. Al ser un metal, el acero es un excelente conductor de calor de manera que, si un miembro de acero no cuenta con la protección adecuada, este puede transmitir el calor a zonas adyacentes de la estructura. Por esta razón, una estructura de acero debe protegerse mediante instalación de sistemas de rociadores, así como materiales aislantes que cumplan con los requisitos de seguridad de la zona.

2.3.3. Susceptibilidad al pandeo.

La susceptibilidad del pandeo está en función a la geometría de los miembros, mientras más largo y esbelto sea un miembro a compresión, mayor será el peligro de pandeo. Para evitar que suceda el pandeo se requiere de elementos de acero adicionales para rigidizar y así evitar el proceso pandeo.

2.3.4. Fatiga.

Si un elemento de acero es sometido a un gran número de esfuerzos o cambios en la magnitud de esfuerzos tensionales, este puede experimentar una reducción en su resistencia como resultado de fatiga.

2.3.5. Fractura frágil.

El acero puede, bajo ciertas condiciones, experimentar la pérdida de ductilidad y puede experimentar una fractura frágil en puntos de concentración de esfuerzos. Este

fenómeno se presenta ante cargas que produzcan fatiga, bajas temperaturas y condiciones de esfuerzos triales.

2.4. Relación de la curva esfuerzo – deformación del acero estructural.

Para tener la capacidad de analizar estructuras de acero, se deben entender los diagramas esfuerzo-deformación los cuales presentan información valiosa para comprender el comportamiento del acero ante situaciones de cargas específicas. Los diagramas esfuerzo-deformación brindan información relativa de un material lo cual puede ser utilizada para desarrollar métodos de diseño aceptables y confiables. Si un espécimen de acero estructural dúctil es sometido a una fuerza de tensión, esta se alargará como resultado de la carga. Si la magnitud de la carga se incrementa a una razón constante, el alargamiento aumentara de forma lineal dentro de ciertos límites hasta llegar al límite proporcional. El límite proporcional indica el esfuerzo mayor para el que aún es válida la ley de Hooke (el punto más alto de la porción recta en el diagrama esfuerzo-deformación). El esfuerzo de fluencia es aquel esfuerzo en el que se presenta un incremento brusco en el alargamiento/deformación sin un incremento en el esfuerzo, esta se considera la propiedad más importante del acero ya que muchos procedimientos de diseño y revisión se llevan a cabo tomando como referencia este valor. El esfuerzo de fluencia es un límite para dos tipos de deformaciones, la deformación que se experimenta antes de este esfuerzo se denomina deformación elástica y la deformación que se presenta después de este esfuerzo se denomina deformación plástica. Después de la deformación plástica existe un rango denominado endurecimiento por deformación, este rango no resulta muy importante para el análisis estructural.

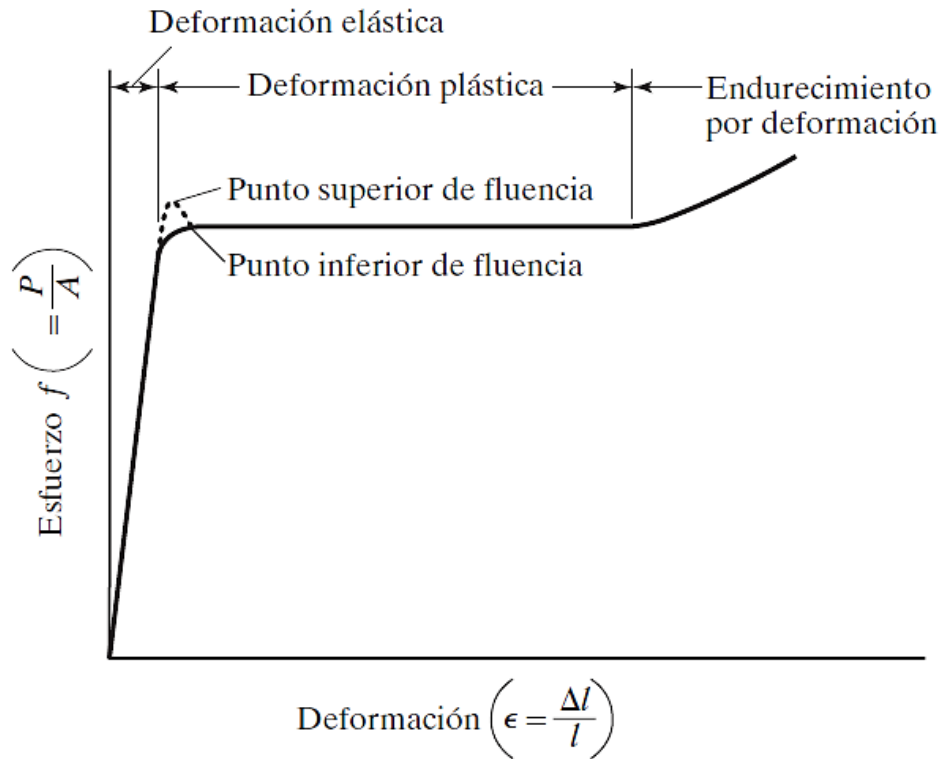


Figura 3: Diagrama de esfuerzo-deformación característico de un acero estructural.

Fuente: (McCormac & Csernak, 2012).

2.4.1. Curva esfuerzo- deformación no característico.

En los instantes que la curva de esfuerzo deformación se desarrolla de forma distinta a la curva característica, se suele utilizar un método de análisis grafico el cual utiliza la teoría del 0,2%. Este método consiste en crear una línea paralela a la parte elástica de la curva, es decir, una línea que sea de igual pendiente que el módulo de elasticidad del material ensayado. Esta línea es transferida y ubicada en la deformación unitaria de 0,002 y se prolonga hasta que la esta atraviere la curva de esfuerzo – deformación del material. La intercesión de esta línea con la curva será el límite de elasticidad del material a utilizar. Los fundamentos de esta metodología grafica se muestra en las figuras siguientes.

2.4.1.1. Procedimiento gráfico.

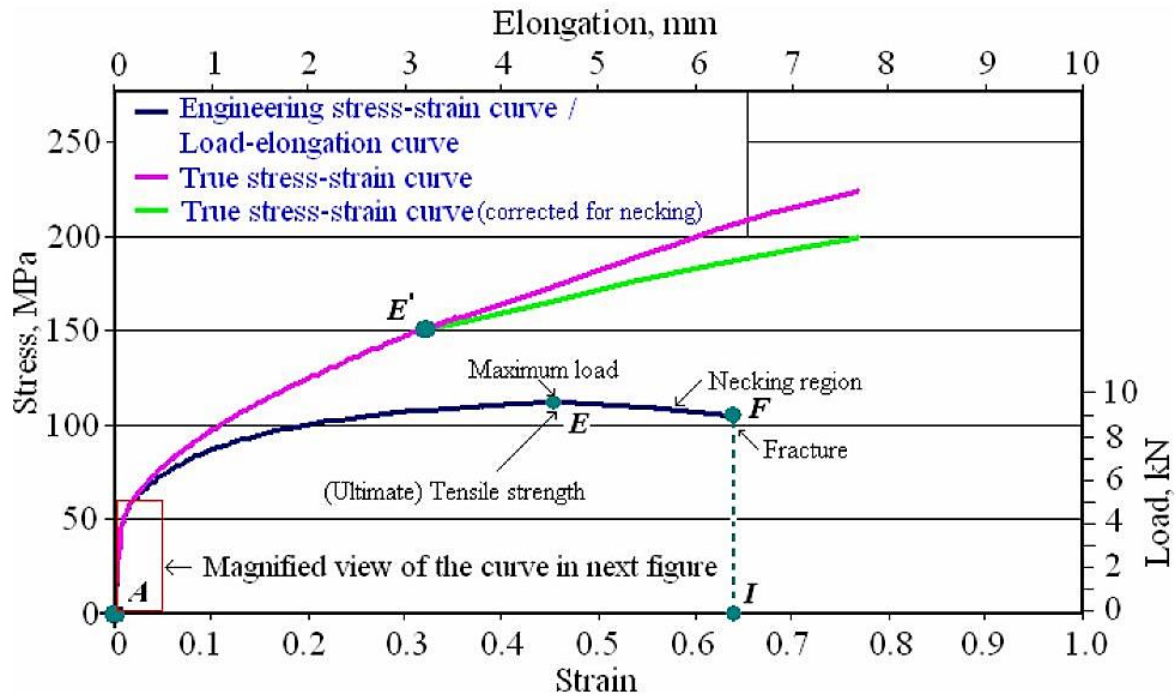


Figura 4: Curva esfuerzo - deformación, teoría del 0,2%.

Fuente: (Kailas, 2004).

Las tres curvas presentadas en la figura anterior son las que típicamente se obtienen de un ensayo en el cual un espécimen es sujeto a una carga uniaxial conminutamente incrementada. Se observa que en la sección inicial de la prueba las curvas son proporcionales en su comportamiento. Durante el análisis, es común intercambiar entre la curva real de esfuerzo – deformación y la curva simplificada utilizado en ingeniería, ya que la diferencia entre las curvas son factores constantes. La forma y tamaño de la curva simplificada esfuerzo – deformación utilizado en ingeniería dependen de varios factores como: la composición del material, el tratamiento termino, el historial previo de deformación plástica, la tasa de deformación aplicada, la temperatura y el estado de tensión impuesto sobre la muestra durante el ensayo.

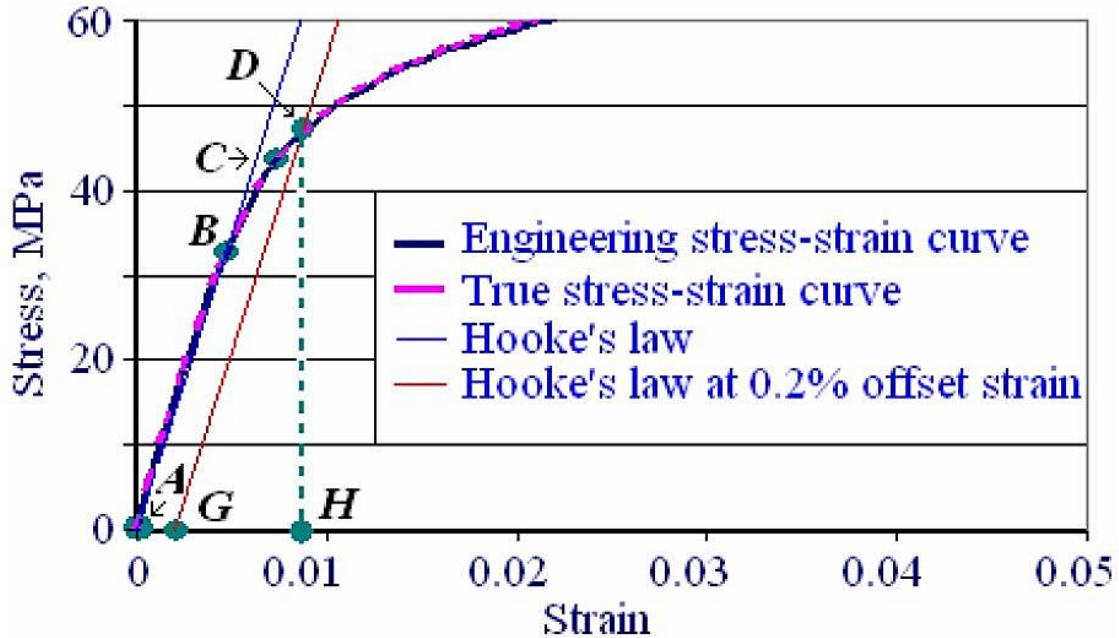


Figura 5: Vista ampliada de la parte inicial de la curva esfuerzo - deformación.

Fuente: (Kailas, 2004)

A lo largo del segmento AB de la curva, se observa que la deformación es proporcional al esfuerzo aplicado, así como lo define la Ley de Hooke, por esta razón el punto B se conoce como el límite proporcional del material. Adicionalmente, la pendiente del segmento AB brinda el valor del módulo de elasticidad del material. El punto C se conoce como el límite elástico teórico, pero no existe forma exacta para determinar el punto en donde el material comienza a deformarse plásticamente, por esta razón se utiliza la teoría del 0,2% para determinar el valor del límite de elasticidad, denotado por el punto D. Este valor es utilizado en el diseño estructural para evitar las dificultades que existen para determinar el límite elástico teórico real.

2.5. Especificaciones y códigos.

2.5.1. Internacionales.

Los códigos o reglamentos especifican valores que deben ser utilizados para el diseño como cargas de diseño, esfuerzos de diseño, tipos de construcción calidad de los materiales entre otros factores. Es importante indicar que los reglamentos varían considerablemente de país a país. Existen organizaciones como el AISC y la ASSHTO⁷ que publican especificaciones las cuales no son obligatorias a menos que estén contenidas en el código de construcción de la zona. La mayoría de los códigos de construcciones adoptan las especificaciones AISC y casi todos los departamentos de transportes adoptan las especificaciones ASSHTO.

2.5.1. Costa Rica.

Costa Rica cuenta con un código sísmico publicado en el año 2010 el cual cuenta con una revisión en el año 2014. Este es por ley del país el código que establece los parámetros y rangos de aceptabilidad en obras de construcción del país. Como menciona en la parte anterior, siendo un código de construcción, adapta y hace referencia a las especificaciones del AISC.

La utilización de las especificaciones y códigos aseguran el buen funcionamiento a las estructuras antes, durante y después de casos extremos de cargas o esfuerzos posibles que pueda experimentar la estructura a lo largo de su vida útil. Algo importante a destacar acerca de las especificaciones es que no están hechas para restringir al ingeniero, sino fueron elaboradas con el fin de proteger al público.

⁷ American Association of State Highway and Transportation Officials.

3. Aceros estructurales modernos.

La ASTM especifica los porcentajes exactos máximos de carbono, magnesio, silicio, etc., que se permiten en los aceros estructurales. Las propiedades físicas y mecánicas de los perfiles de acero, proceso de laminado, tratamiento térmico aplicado, determinan principalmente su composición química. La composición química del acero es de gran importancia ya que define propiedades como soldabilidad, resistencia a corrosión, resistencia, etc. En la actualidad existe una amplia cantidad de aceros clasificados por la ASTM e incluidos en la especificación AISC. Los aceros estructurales se dividen en varias clasificaciones según el ASTM: los aceros al carbono A36, A53, A500, A501 y A529; los aceros de baja aleación y alta resistencia A572, A618, A913 y A992; y finalmente los aceros de baja aleación y alta resistencia y resistentes a la corrosión A242, A588 y A 847. Ver Anexo No. 1: Especificaciones aplicables de la ASTM a diversos perfiles estructurales.

3.1. Aceros al carbono.

Estos aceros tienen como principales elementos de resistencias al carbono y magnesio en cantidades cuidadosamente dosificadas. Los aceros al carbono tienen contenidos de metales limitados a los siguientes porcentajes máximos: 1,70% de carbono, 1,65% de magnesio, 0,60% de silicio y 0,60% de cobre. Los aceros al carbono se dividen en cuatro categorías dependiendo de su contenido de carbono:

Acero de bajo contenido de carbono: < 0,15%.

Acero dulce: 0,15 a 0,29% (los aceros estructurales al carbono se ubican en esta categoría).

Acero medio contenido carbono: 0,30 a 0,59%.

Acero con alto contenido de carbono: 0,60 a 1,70%.

3.2. Aceros de alta resistencia y baja aleación.

Este tipo de aceros cuentan con altas resistencias y ciertas propiedades como resultado de la adición de uno o más agentes de aleación como es el columbio, vanadio, cromo, silicio, cobre y níquel, aparte del carbono y magnesio. Estos aceros generalmente poseen una mayor resistencia a la corrosión atmosférica que los aceros al carbono.

El termino baja aleación se utiliza arbitrariamente para describir aceros en los que el total de elementos de aleación no excede el 5,0% de la composición total del acero.

3.3. Aceros de alta resistencia, baja aleación y resistentes a la corrosión.

Los aceros se vuelven más resistentes a la corrosión cuando se alean con pequeños porcentajes de cobre. Cuando este tipo de acero se expone a la atmosfera, sus superficies se oxidan y se forma una película adhesiva muy comprimida (capa de oxido), que impide una mayor oxidación y elimina la necesidad de la aplicación de pintura. Después que ocurre este fenómeno el acero adquiere un color que va del rojo oscuro al café y al negro. Estos aceros tienen gran aplicación especialmente en estructuras con miembros expuestos y que presentan una dificultad de pintar como son los puentes.

3.4. Aceros adicionales.

Adicionalmente a los grupos de aceros de alta resistencia, existen aceros de ultra alta resistencia que tienen fluencias entre 160 klb/plg² y 300 klb/plg². Estos aceros no tienen asignados un numero de clasificación por el ASTM y por ende no han sido incluidos en el Manual del Acero.

4. Conexiones atornilladas de acero.

El remachado fue utilizado por muchos años como un método para conectar los miembros de una estructura de acero. En la actualidad casi no se utilizan los remachas ya que hay una demanda y utilización mayor de pernos y soldaduras como métodos para la elaboración de conexiones de acero estructural. El montaje de acero por medio de tornillos es un proceso que es más rápido y requiere mano de obra menos especializado que cuando se utilizan remaches o soldadura.

4.1. Tipos de tornillos.

4.1.1. Tornillos comunes.

Los tornillos sin tornear son conocidos también como tornillos ordinarios o tornillos comunes. La ASTM designa estos tornillos como tornillos A307, son fabricados con aceros al carbono con características de esfuerzos y deformaciones muy similares a los fabricados con el acero A36 y están disponibles en diámetros de $\frac{1}{2}$ a $1 \frac{1}{2}$ pulgada en incrementos de $\frac{1}{8}$ pulgada. Para reducir costos, estos tornillos se fabrican con cabezas y tuercas cuadradas, pero también se usan las cabezas hexagonales ya que presentan diversos beneficios.

4.1.2. Tornillos de alta resistencia.

Los tornillos de alta resistencia se fabrican de acero al carbono mediano tratado térmicamente y aceros aleados, estos poseen resistencias a la tensión de dos o más veces la resistencia de los tornillos comunes. Estos tornillos son utilizados para conectar miembros de acero estructural en campo, así como en conexiones de taller. Los tornillos de alta resistencia proporcionan una solución satisfactoria a las dificultades que experimentaban las conexiones con tornillos comunes ante cargas vibratorias.

4.1.2.1. Ventajas de los tornillos de alta resistencia.

Los tornillos de alta resistencia presentan ventajas al ser utilizadas con respecto a sus contrapartes. Algunas de estas ventajas constructivas se mencionan a continuación: Las cuadrillas de hombres requeridas para realizar el trabajo con menores en comparación si se utiliza remaches.

Se requiere un número menor de tornillos para lograr la misma resistencia en comparación con los remaches.

Para elaborar juntas atornilladas no se requiere de un entrenamiento complejo o experiencia determinada como si se necesita para conexiones soldadas.

Resulta menos ruidoso en comparación con el remachado.

Se necesita equipo más barato para realizar las conexiones atornilladas.

No hay riesgo de fuego ni peligro por lanzamientos de remaches calientes.

Las pruebas realizadas bajo las mismas condiciones indican que las conexiones atornilladas presentan una mayor resistencia en comparación a conexiones remachadas y soldadas.

Presentan facilidad para quitar los tornillos en el caso que la estructura se modifique.

4.2. Perno A325.

La especificación ASTM A325 cubre pernos de acero de alta resistencia hexagonales.

4.2.1. Propiedades mecánicas.

La siguiente tabla muestra las propiedades mecánicas comunes de los pernos ASTM A325.

Tabla 1: Propiedades mecánicas de los pernos A325.

Diámetro nominal, (pulg.)	Resistencia a la fluencia mínima, ksi	Resistencia a la tracción mínima, ksi
$1/2 - 1$	92	120
$1 1/8 - 1 1/2$	81	105

Fuente: 2019, Elaboración propia basado en la página electrónica siguiente:

<https://www.portlandbolt.com/technical/specifications/astm-a325/>

4.2.2. Propiedades químicas.

La siguiente tabla muestra las propiedades químicas de los pernos ASTM A325.

Tabla 2: Propiedades químicas de los pernos A325.

Elemento	120ksi, %	150ksi, %
Carbono	0,30 – 0,52	0,30 – 0,48
Manganeso	0,60 min.	0,60 min.
Fosforo	0,035 máx.	0,035 máx.
Azufre	0,040 máx.	0,040 máx.
Silicio	0,15 – 0,30	-
Boro	0,003 máx.	0,003 máx.
Cobre	-	-
Níquel	-	-

Fuente: 2019, Elaboración propia basado en la página electrónica siguiente:

<https://www.portlandbolt.com/technical/specifications/astm-a325/>

4.3. Perno SAE J429 grado 5.

La gran diferencia que se puede apreciar de los pernos SAE J429 grado 5 es que tienen una cabeza hexagonal estándar en lugar de una cabeza hexagonal pesada como los pernos A325 también poseen una longitud de desarrollo de su rosca más larga.

4.3.1. Propiedades mecánicas.

La siguiente tabla muestra las propiedades mecánicas comunes de los distintos grados de los pernos SAE J429.

Tabla 3: Propiedades mecánicas de pernos SAE J429.

Grado	Diámetro nominal, (pulg)	Tamaño total de carga de prueba, ksi	Resistencia a la fluencia mínima, ksi	Resistencia a la tracción mínima, ksi
1	1/4 – 1 1/2	33	36	60
2	1/4 – 3/4	55	57	74
	> 3/4 – 1 1/2	33	36	60
5	1/4 – 1 1/2	85	92	120
	> 1 – 1 1/2	74	81	105
8	1/4 – 1 1/2	120	130	150



Fuente: 2019, Elaboración propia basado en la página electrónica siguiente:

<https://www.portlandbolt.com/technical/specifications/sae-j429/>

4.3.2. Propiedades químicas.

La siguiente tabla muestra las propiedades químicas de los distintos grados de los pernos SAE J429.

Tabla 4: Propiedades químicas de los pernos SAE J429.

Grado	Material	Carbono, %	Fosforo, %	Azufre, %	Marca
1	Acero de bajo o medio contenido de carbono.	0,55 máx.	0.030 máx.	0.050 máx.	
2	Acero de bajo o medio contenido de carbono.	0,15 – 0,55	0.030 máx.	0.050 máx.	
5	Acero de medio contenido de carbono.	0,28 – 0,55	0.030 máx.	0.050 máx.	
8	Acero de aleación de medio contenido de carbono.	0,28 – 0,55	0.030 máx.	0.050 máx.	

Fuente: 2019, Elaboración propia basado en la página electrónica siguiente:

<https://www.portlandbolt.com/technical/specifications/sae-j429/>

4.4. Tamaño de agujeros para pernos.

Para definir el tamaño de agujeros para tornillos usualmente se le agrega 1/16 de pulgada al diámetro nominal del tornillo o perno, esto para que los pernos tengan un espacio libre pequeño en el caso que se realicen los agujeros en taller ya sea por perforación o punzonamiento.

La siguiente tabla dispone de los parámetros y requisitos que se deben cumplir según la AISC.

Tabla 5: Tamaño de agujeros para pernos.

	Estándar (diámetro)	Agrandados (diámetro)	De ranura corta (ancho x longitud)	De ranura larga (ancho x longitud)
1/2	9/16	5/8	9/16 × 11/16	9/16 × 1 1/4
5/8	11/16	13/16	11/16 × 7/8	11/16 × 1 9/16
3/4	13/16	15/16	13/16 × 1	13/16 × 1 7/8
7/8	15/16	1 1/16	15/16 × 1 1/8	15/16 × 2 3/16
1	1 1/6	1 1/4	1 1/16 × 1 5/16	1 1/16 × 2 1/2
≥ 1 1/8	$d + 1/8$	$d + 5/16$	$(d + 1/8) \times (d + 3/8)$	$(d + 1/8) \times (2,5 \times d)$

Fuente: Elaboración propia basado en la Tabla J3.3, Capítulo J, ASIC 360-16.

5. Juntas de acero de alta resistencia.

Las juntas de acero de alta resistencia son apretadas sin holgura, pretensionadas o de fricción. El tipo de junta debe ser elegido tomando en consideración el tipo de carga que van a soportar los sujetadores para asegurar el mejor desempeño a nivel global de la estructura.

5.1. Juntas sin holgura.

Para la mayoría de las conexiones apernadas de acero, los tornillos se aprietan hasta lo que se llama la condición de apretado sin holgura. Esta condición se da cuando las piezas en la conexión están en contacto fijo entre sí. Esta condición se logra al apretar los tornillos usando una llave hasta que el tornillo no se pueda apretar más o hasta cuando se generen unos cuantos impactos de una llave neumática.

5.2. Juntas pretensionadas.

En este tipo de junta los tornillos se llevan primeramente a la condición de apretado sin holgura, seguidamente son llevados a esfuerzos de 70% de sus esfuerzos mínimos a tensión y finalmente son apretados aún más.

5.3. Juntas de fricción.

Las juntas de fricción son instaladas de forma similar a juntas pretensionadas, la única diferencia está en el tratamiento de las superficies de las piezas de contacto o de empópane. Estas conexiones son sometidas a tensión directa, por esta razón es deseable usar conexiones que no se deslicen, llamadas conexiones de fricción. Para lograr la condición deseada en este tipo de conexión, los tornillos deben apretarse hasta alcanzar una condición de tensión total, este proceso es caro y requiere de una inspección especializada.

5.4. Juntas mixtas.

En ocasiones se puede ver la necesidad de utilizar una combinación de tornillos con soldadura o con remaches. Algunas reglas específicas para tales situaciones están reguladas en la Especificación AISC.

6. Transmisión de carga.

6.1. La junta traslapada.

Dado el acomodo de las piezas de este tipo de junta, el centro de gravedad de la fuerza de un miembro no es colineal con el centro de gravedad del otro miembro. Esta discrepancia en las fuerzas de gravedad de los miembros se puede producir una flexión no deseable en la conexión.

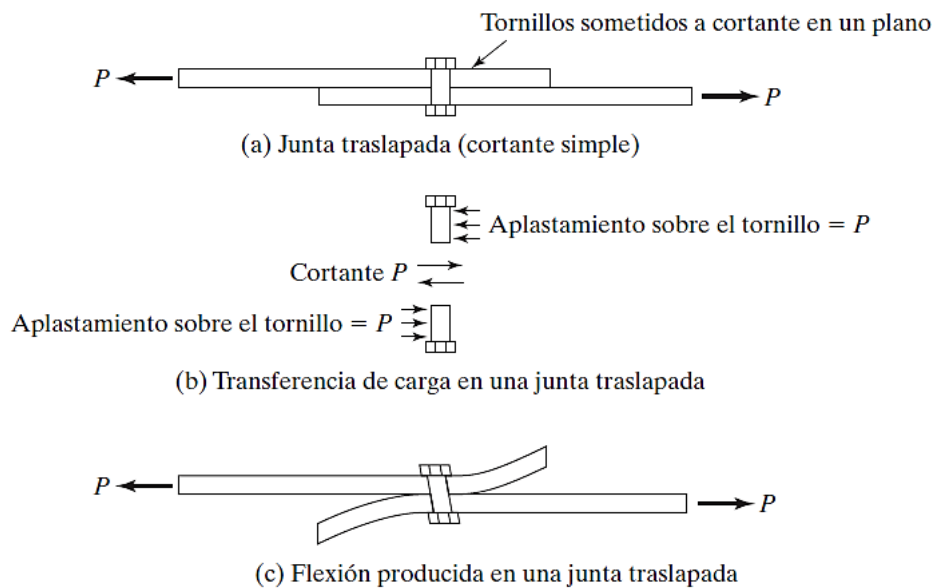


Figura 6: La junta traslapada.

Fuente: (McCormac & Csernak, 2012).

6.2. La junta a tope.

En este tipo de junta se conectan tres miembros a través de tornillos, en el caso que la resistencia sea despreciable, se considera que los miembros se deslizaran, sometido así los tornillos a cortante doble y aplastamiento. En este tipo de junta como se tiene una condición de simetría, la fuerza total P se reparte en dos partes.

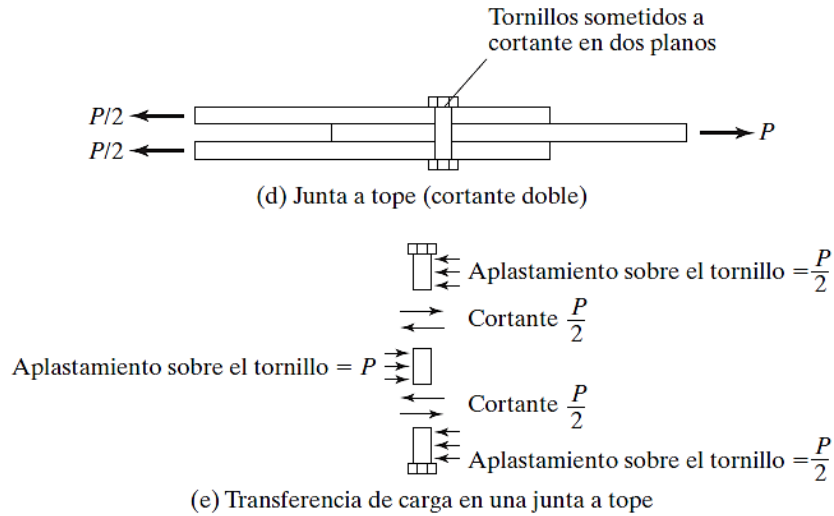


Figura 7: La junta a tope.

Fuente: (McCormac & Csernak, 2012).

6.3. Conexión de plano doble.

Este tipo de conexión se da cuando los tornillos de la conexión son sujetos a cortante simple y a aplastamiento, pero no se presenta el momento flexionante.

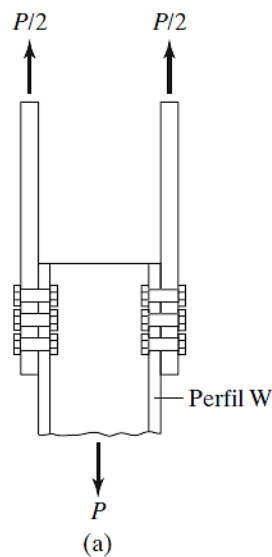


Figura 8: Conexión de plano doble.

Fuente: (McCormac & Csernak, 2012).

6.4. Conexión de cortante múltiple.

Una conexión de cortante múltiple se da cuando se tiene una junta que conecta a las de tres miembros. Los tornillos quedan sometidos a Dorantes múltiples en cuatro o más planos dependiendo del número de miembros en la conexión.

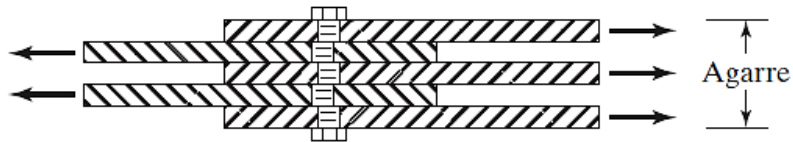


Figura 9: Conexión de cortante múltiple.

Fuente: (McCormac & Csernak, 2012).

7. Tipos de fallas en conexiones apernadas.

Las juntas atornilladas pueden ocurrir diversas fallas, estas posibilidades deben ser tomadas en cuenta para diseñar y así evitar que la conexión falle de una manera no esperada.

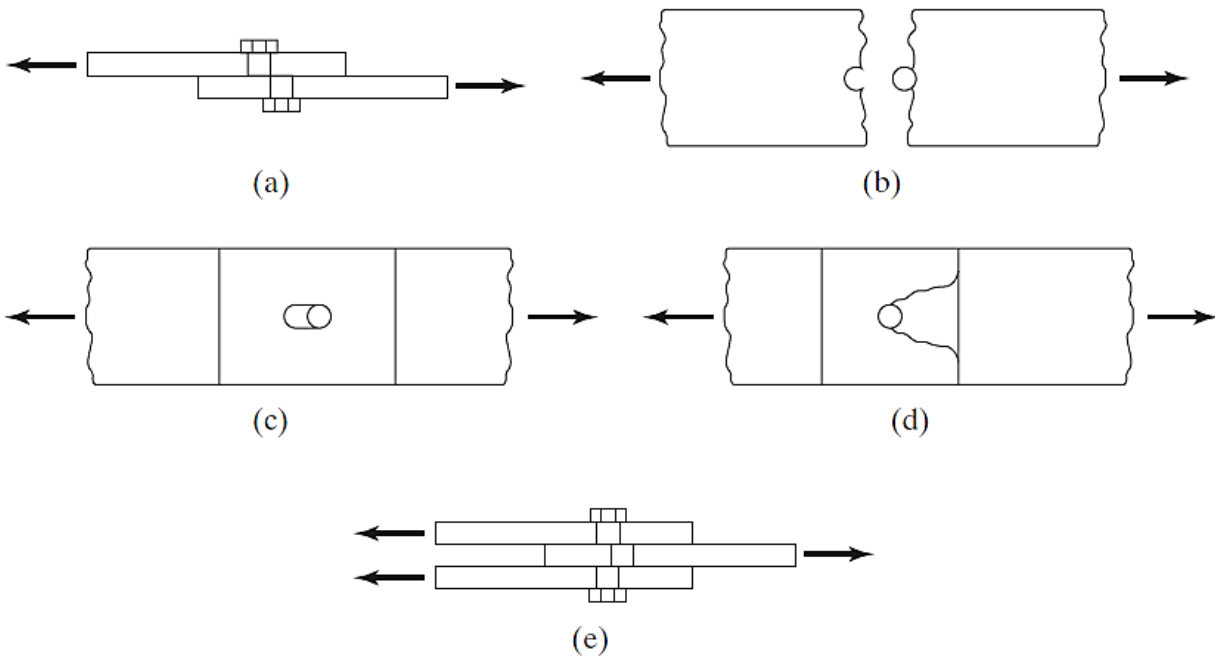


Figura 10: Fallas en juntas atornilladas.

Fuente: (McCormac & Csernak, 2012)

- a) Falla por cortante del tornillo en el plano entre miembros.
- b) Falla a tensión de las placas a través del agujero de un tornillo.
- c) Falla del tornillo y/o placa por aplastamiento entre ambos.
- d) Falla debido al desgarramiento de una parte del miembro.
- e) Falla por cortante de los tornillos a lo largo de dos planos.

8. Conexiones apernadas de alta resistencia.

8.1. Separación y distancias a bordes de tornillos.

8.1.1. Separación mínima.

La especificación AISC en su capítulo J3.3 estipula la distancia mínima medida centro a centro para agujeros de tornillos o pernos estándar. Para agujeros de este tipo, la distancia mínima centro a centro no deber ser menor de $2 \frac{2}{3}$ diámetros, siendo preferible tres veces el diámetro.

8.1.2. Distancias mínimas al borde.

Para definir la distancia mínima al borde en una placa se coloca el tornillo o perno a 1,5 o 2,0 veces el diámetro de este, para que el metal de la placa en la zona tenga una resistencia al cortante por lo menos igual al sujetador utilizado en el agujero. Si los pernos se colocan muy cerca de los bordes de una miembro, se puede ocasionar que, si el agujero es punzonado, se genere que el acero opuesto al agujero se abombe o hasta se agriete. Si el tornillo o perno se ubican cerca del borde hay la posibilidad de que el sujetador desgarré al metal.

Tabla 6: Distancias mínimas al borde.

Diámetro del tornillo, pulg	Distancia mínima al borde, pulg
$\frac{1}{2}$	$\frac{3}{4}$
$\frac{5}{8}$	$\frac{3}{4}$
$\frac{3}{4}$	1
$\frac{7}{8}$	$1 \frac{1}{8}$
1	$1 \frac{1}{4}$
$1 \frac{1}{8}$	$1 \frac{1}{2}$
$1 \frac{1}{4}$	$1 \frac{5}{8}$
Mayores de $1 \frac{1}{4}$	$1 \frac{1}{4} \times \text{Diámetro}$

Fuente: Elaboración propia basado en el Tabla J3.4, Capítulo J, ASIC 360-16.

8.2. Conexión de aplastamiento.

8.2.1. Resistencia al cortante.

Es las conexiones de aplastamiento se considera que los tornillos son sometidos a corte y aplastamiento como consecuencia del deslizamiento entre los miembros. Este deslizamiento se considera que se da ya que supone para este tipo de conexión que las cargas transmitidas son mayores que la resistencia a la fricción generada al apretar los tornillos. La resistencia de diseño o LRFD⁸ de un tornillo sujeto a un cortante simple es igual a ϕ veces la resistencia nominal a cortante del tornillo multiplicado por el área de la sección transversal del tornillo. Por otra parte, la resistencia permisible o ASD⁹ de un tornillo es igual a su resistencia nominal al cortante dividida entre Ω y multiplicado por su sección transversal.

8.2.2. Resistencia al aplastamiento.

La resistencia al aplastamiento de una conexión no se determina, más bien se basa en la resistencia de los elementos conectados y del acomodo o arreglo de los tornillos. Está relacionada directamente a la separación entre tornillos y a la distancia de estos a los bordes.

8.3. Conexión de fricción.

8.3.1. Resistencia al deslizamiento.

La mayoría de las conexiones apernadas con agujeros de dimensiones estándar se diseñan como conexiones de aplastamiento, pero hay casos como en puentes en donde se debe impedir el deslizamiento de los miembros. Por este motivo se diseñan conexiones de alta resistencia de tal forma que se impida el deslizamiento y así evitar poner la estructura en una situación no deseada. Este tipo de conexiones solos y utilizan cuando se considera que el deslizamiento va a actuar de forma adversa al desempleo de la estructura.

⁸ Load & Resistance Factor Design.

⁹ Allowable Stress Design.

8.4. Conexiones apernadas resistentes al momento.

Las conexiones de acero resistentes al momento son usualmente utilizadas en sistemas de edificios y estructuras resistentes a cargas laterales. Estas conexiones son empleadas para conectar voladizos a columnas y para elaborar vigas de acero continuas de longitudes considerables. Las conexiones que se presentan a continuación son algunas de las que son comúnmente utilizadas en estructuras para unir miembros, usualmente viga y columna, de tal forma que la unión entre los miembros disipe las cargas aplicadas los cuales pueden afectar a un edificio o estructura de manera negativa.

9. Métodos de análisis.

9.1. Método de elementos finitos.

El método de elementos finitos es una herramienta de análisis sumamente útil en ingeniería civil ya que permite aproximar y estudiar hasta cierta magnitud el comportamiento físico de estructuras ante condiciones de cargas que son muy complejas para métodos analíticos regulares. Al utilizar el método de elementos finitos es posible mejorar las aproximaciones de la solución al invertir más capacidad computacional para refinar el análisis hasta llegar a obtener una aproximación deseada.

Dado un problema físico, este puede ser analizado para brindar una solución con la creación de un modelo matemático representativo el cual es evaluado utilizando el método de elementos finitos. Al utilizar el método de elementos finitos se puede obtener una percepción en cuanto al problema físico planteado a partir del modelo matemático. Este método de análisis no permite predecir la respuesta real de un problema físico ya que es difícil representar la naturaleza y su comportamiento exactamente utilizando fórmulas y modelos matemáticos.

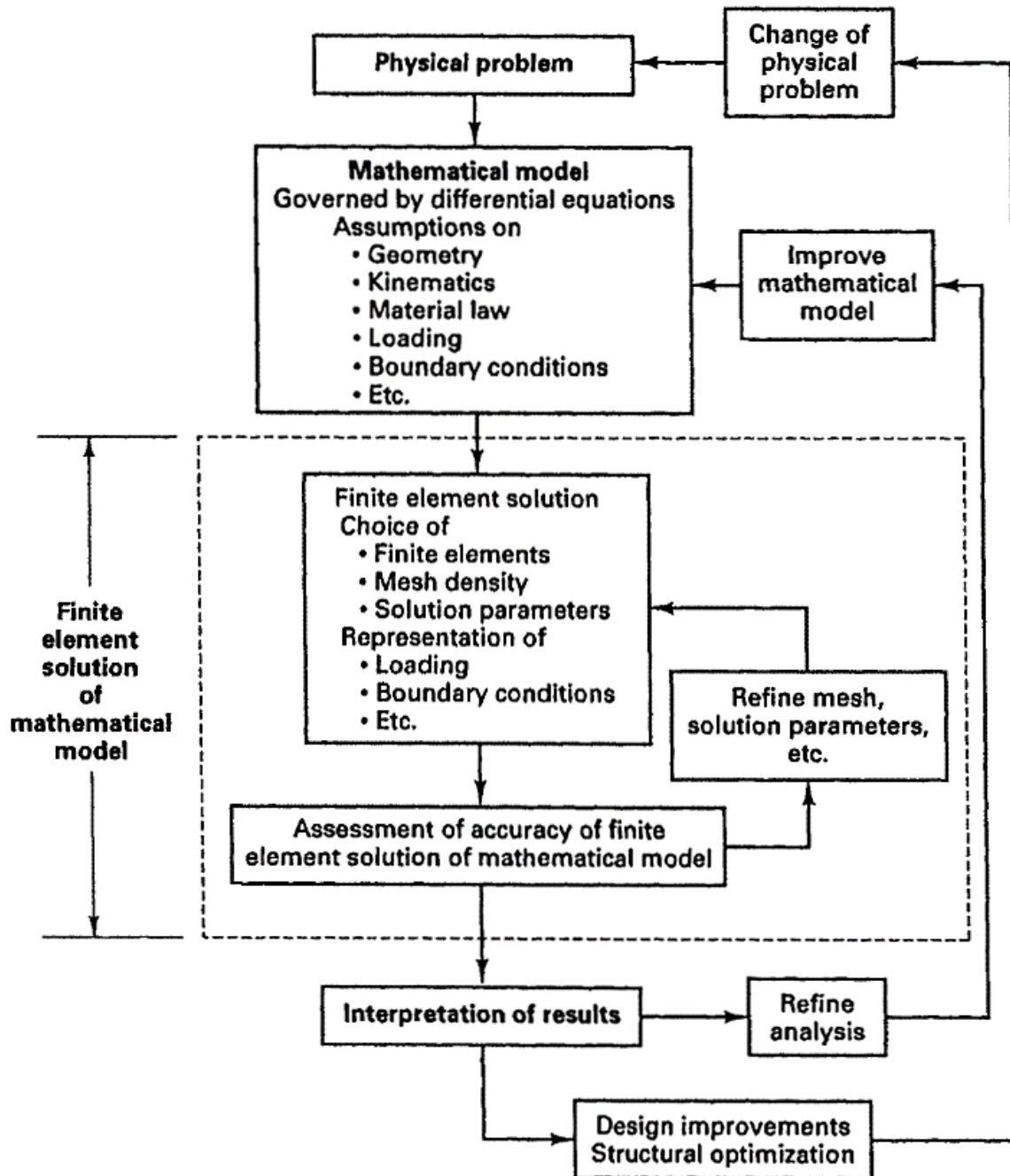


Figura 11: El proceso del análisis en el método de elementos finitos.

Fuente: (Bathe, 2014).

9.1.1. Aplicaciones y capacidades analíticas.

El método de elementos finitos tiene diversas aplicaciones en la rama de ingeniería civil y es utilizado ampliamente para aproximar el comportamiento de materiales y estructuras bajo condiciones específicas. La aplicación de este método de análisis permite proponer soluciones numéricas a problemas y situaciones que se tienen comúnmente cuando se realizan diseños o análisis de estructuras complejas. Este método consiste en realizar una aproximación a un sistema real, esto se logra a partir de un modelo idealizado. Un modelo de elemento finito consiste en nodos, los cuales indican la posición de las variables de cálculo, elementos que representan el dominio idealizado y conectan a los nodos establecidos, y el contorno bajo sus condiciones específicas lo que establece los grados de libertad del modelo.

Un sistema real constituye de una cantidad infinita de incógnitas, pero el modelo de elementos finitos asimila de forma exacta el sistema real utilizando una cantidad finita de incógnitas con las cuales se logra aproximar el comportamiento del sistema real con una confiabilidad aceptable. Eso permite aproximar la solución y el comportamiento de un sistema ante diversas condiciones de cargas.

La siguiente tabla que se presenta a continuación indica algunas aplicaciones más comunes del método de elementos finitos en el área de la ingeniería.

Tabla 7: Aplicaciones del método de elementos finitos en ingeniería.

Área de estudio	Problemas de equilibrio	Problemas de valor propio	Problemas de propagación
1. Ingeniería estructural.	Análisis estático de cerchas, marcos, placas, techos, muros de corte, puentes y estructuras de concreto pretensado.	Frecuencias naturales y modos de estructuras; Estabilidad de las estructuras.	Propagación de ondas de esfuerzos; Respuesta de estructuras a cargas aperiódicas.
2. Estructuras aeronáuticas.	Análisis estadístico de alas de aviones, fuselajes, aletas, cohetes, naves espaciales y estructuras de misiles.	Frecuencias naturales, aleteo y estabilidad de aeronaves, cohetes, naves espaciales y estructuras de misiles.	Respuesta de estructuras de aeronaves a cargas aleatorias; Respuesta dinámica de aeronaves y naves espaciales a cargas aperiódicas.
3. Transferencia de calor.	Distribución de temperatura en estado estacionario en sólidos u fluidos.	—	Flujo de calor transitorio en boquillas de cohetes, motores de combustión interna, alas de turbinas y estructuras de construcción.
4. Geomecánica.	Análisis de excavaciones, muros de contención, aberturas subterráneas, análisis de tensiones en suelos, presas, pilotes y cimientos de máquinas.	Frecuencias naturales y modos de presas y sistemas de reservorios, interacción suelo-estructura.	Interacción de las estructuras del suelo dependientes del tiempo, filtración transitoria en suelos y rocas, propagación de ondas de esfuerzos en suelos y rocas.

Tabla 7 (continuación): Aplicaciones del método de elementos finitos en ingeniería.

Área de estudio	Problemas de equilibrio	Problemas de valor propio	Problemas de propagación
5. Hidráulica, hidrodinámica.	Análisis de flujos potenciales, flujos de superficie libre, flujos de capa límite, flujos viscosos, análisis de estructuras hidráulicas y presas.	Períodos naturales y modos de cuencas poco profundas, lagos y puertos, salpicaduras de líquidos en contenedores rígidos y flexibles.	Análisis de problemas de flujo de fluido inestable y propagación de olas, filtración transitoria en acuíferos y medios porosos, dinámica de gases acelerados, flujos magneto hidrodinámicos.
6. Ingeniería nuclear.	Análisis de recipientes de presión nuclear y estructuras de contención, distribución de temperatura en estado estacionario en componentes del reactor.	Frecuencias naturales y estabilidad de las estructuras de contención, distribución del flujo de neutrones.	Respuesta de las estructuras de contención del reactor a cargas dinámicas, distribución de temperatura imprecisa en componentes del reactor, análisis térmico y viscoelástico de estructuras más frágiles.
7. Ingeniería biomecánica.	Análisis de esfuerzos de globos del ojo, huesos y dientes, capacidad de carga de los sistemas de implantes y prótesis, la mecánica de las válvulas del corazón.	—	Análisis de impacto del cráneo, dinámica de estructuras anatómicas.

Tabla 7 (continuación): Aplicaciones del método de elementos finitos en ingeniería.

Área de estudio	Problemas de equilibrio	Problemas de valor propio	Problemas de propagación
8. Diseño mecánico.	Problemas de concentración de esfuerzos, análisis de recipientes a presión, pistones, materiales compuestos, enlaces y engranajes.	Frecuencias naturales y estabilidad de articulaciones, engranajes y herramientas mecánicas.	Problemas de grietas y fracturas bajo cargas dinámicas.
9. Electromecánica y electromagnetismo.	Análisis de estado estacionario de máquinas síncronas y de inducción, pérdidas de corriente y núcleo en máquinas eléctricas, magnetostática.	—	Comportamiento transitorio de dispositivos electromecánicos como motores, magneto dinámico.

Fuente: Elaboración propia basado en (Rao, 2004).

9.1.2. Modelo para análisis en software.

Dado que el método de elementos finitos es un proceso analítico matemático complejo, es recomendado realizar algunos pasos para facilitar el proceso de estudio para de esa forma tener un respaldo de lo realizado en el caso que se requieren hacer cambios en los parámetros o condiciones del estudio. Para lograr la solución general en un problema utilizando el método de elementos finitos se utilizan pasos los cuales hacen referencia a métodos estáticos de análisis estructurales. Según (Rao, 2004), El procedimiento por seguir para este método se presenta a continuación:

Paso 1: Discretización de la estructura – Este primer paso consiste en dividir la estructura o región de estudio en subdivisiones de elementos, permitiendo así que la estructura sea moldeada con elementos finitos adecuados. En este paso se decide el número, tipo, tamaño y disposición de los elementos finitos a utilizar.

Paso 2: Selección de un modelo apropiado de interpolación o desplazamiento – Dado la dificultad de predicción de desplazamiento de una estructura compleja es compleja, se asume soluciones adecuadas en los elementos para aproximar la solución desconocida que debe ser simple desde el punto de vista computacional, pero a la vez deben cumplir con los criterios y rangos de convergencia.

Paso 3: Derivación de matrices de rigidez y vectores de carga de los elementos – A partir del modelo supuesto de desplazamiento, se derivan la matriz de rigidez y el vector de carga del elemento (e) de estudio utilizando condiciones de equilibrio o un principio de variación adecuado.

$$\text{Matriz de Rigidez} \rightarrow [K^{(e)}]$$

$$\text{Vecotr de carga} \rightarrow \vec{P}^{(e)}$$

Paso 4: Montaje de ecuaciones de elementos para obtención de las ecuaciones generales de equilibrio – Dado que la estructura está compuesta de diversos elementos finitos, las matrices de rigidez y los vectores de carga individuales de los elementos deben ensamblarse de manera adecuada y las ecuaciones de equilibrio general deben elaborarse.

$$[K]\vec{\Phi} = \vec{P}$$

Donde:

$[K]$: la matriz de rigidez.

$\vec{\Phi}$: el vector de desplazamientos nodales.

\vec{P} : el vector de cargas o fuerzas nodales

Paso 5: Solución para los desplazamientos nodales desconocidos – Las ecuaciones de equilibrio general deben modificarse para tener en cuenta las condiciones del borde o límite de la región de estudio. Luego de la incorporación de las condiciones de límite, se puede establecer las ecuaciones de equilibrio. Para problemas lineales, el vector de desplazamientos nodales puede ser obtenido de forma sencilla. Sin embargo, para problemas de naturaleza no lineal, se requiere aplicar una secuencia de iteraciones para obtener la solución, con cada iteración representando una modificación en la matriz de rigidez y/o el vector de carga.

Paso 6: Determinación de los esfuerzos y las tensiones de los elementos – A partir de los desplazamientos nodales establecidos, en el caso que sea necesario, los esfuerzos y las tensiones de los elementos pueden ser averiguados con la utilización de las ecuaciones necesarias de mecánica de sólidos o mecánica estructural.

9.1.2.1. Mallado.

Para elaborar un modelo con una precisión adecuada se requiere realizarle un mallado a la zona de estudio para definir el comportamiento de los elementos, definir elementos unidos, elementos separados, espacios de posibles desplazamientos y movimientos permitidos. El mallado está definido por la metodología de análisis utilizada para el modelo de la región bajo estudio, un mallado preciso brinda resultados más confiables. La calidad del mallado está directamente relacionada con la exactitud y precisión de los resultados del análisis, un mallado de calidad mala o pobre puede brindar resultados no aceptables. Se debe asegurar en todo lo posible que el mallado propuesto para el sistema bajo análisis sea de buena calidad para asegurar resultados que se acoplen de la mejor manera a la realidad.

Se recomienda la realización del mallado de tal forma que sea lo más ajustado posible a la forma de las figuras bajo estudio, pero no necesariamente deberán ser extremadamente detalladas para contar con resultados aceptables. Para realizar un mallado óptimo, se detallan con mayor interés las zonas en donde se esperan que se presenten las deformaciones de mayor magnitud. Sin importar que tan detallado sea una zona, se debe asegurar de igual manera que las figuras generadas por los elementos finitos a lo interno y en la superficie de los elementos estudiados sean lo más regulares posibles. Esto para asegurar la regularidad en el mallado, lo que contribuirá de forma positiva en la calidad de la malla y por consiguiente se obtendrá resultados semejantes a la realidad. La figura que presenta a continuación ejemplifica el proceso de mallado para un elemento, en las partes del elemento donde se considera que no habrá muchas deformaciones se establece un mallado con una regularidad definida, por otra parte, en la zona donde se considera que ocurrirán las deformaciones se detalla el mallado para estudiar dichas zonas con más precisión.



Figura 12: Mallado o Idealización utilizando elementos de diferentes tamaños.

Fuente: (Rao, 2004)

9.1.2.1.1. Tipos de elementos finitos.

Para realizar un análisis mediante el método de elementos finitos, es de vital importancia elegir el tipo o tipos de elementos a utilizar en el estudio. Las características como tamaño, forma, cantidad y configuración de estos elementos definen directamente la precisión y confiabilidad de los resultados. Al utilizar el método de elementos finitos, la limitante principal en muchos casos es la capacidad computacional disponible en ese momento para realizar el análisis correspondiente. Idealmente se busca elaborar un modelo que sea lo más cercano posible a la geometría de los elementos originales. Se debe tomar en cuenta que al disminuir los tamaños y aumentar la cantidad de elementos finitos, la precisión de los resultados aumenta, pero de igual manera aumenta el requerimiento computacional para realizar los cálculos necesarios del análisis. Por esta razón, al utilizar el método de elementos finitos, se tiene que equilibrar entre la precisión deseada y la capacidad computacional disponible.

9.1.2.1.1.1. Elementos finitos en una dimensión.

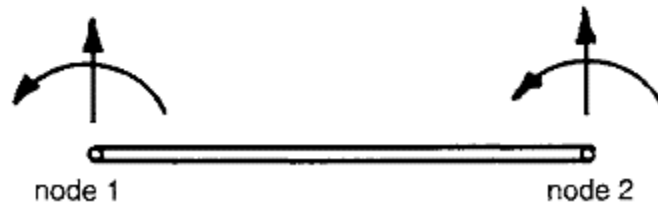
Normalmente este tipo de análisis se utiliza para analizar elementos que pueden ser expresados esquemáticamente como un segmento de línea. Este tipo de elementos finitos se utiliza para idealizar procesos como la distribución de temperatura a lo largo del tiempo, deformación de una barra ante cargas axiales y deformaciones de una viga. Se considera que estos elementos poseen dos nodos, uno en cada extremo los cuales definen los grados de libertad del elemento finito.



(a)



(b)



(c)

Figura 13: Elementos finitos en una dimensión.

Fuente: (Rao, 2004)

9.1.2.1.1.2. Elementos finitos en dos dimensiones.

Para análisis que involucren una configuración que pueda ser expresada en dos coordenadas espaciales, se hace uso de elementos finitos en dos dimensiones. El elemento más útil para este tipo de análisis es el elemento triangular, aunque existen casos en donde otros elementos como los cuadriláteros brinden ventajas mayores. Estos elementos utilizan múltiples grados de libertad en sus nodos los que resulta en una mejor idealización que permite inferir el comportamiento de elementos como placas.

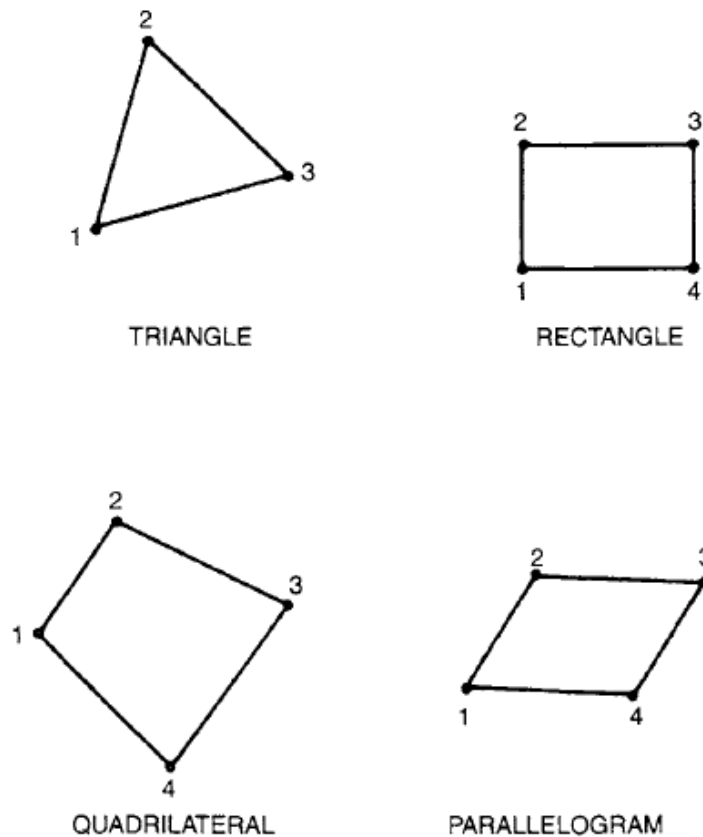


Figura 14: Elementos finitos en dos dimensiones.

Fuente: (Rao, 2004)

9.1.2.1.1.3. Elementos finitos en tres dimensiones.

Si un cuerpo posee la geometría, propiedades y otros parámetros que pueden describirse mediante tres coordenadas espaciales independientes, este cuerpo puede idealizarse utilizando los elementos tridimensionales que se muestran en la siguiente figura. El tetraedro es el elemento tridimensional básico análogo al elemento triangular en el caso de elementos bidimensionales. Hay casos en los que se pueden obtener otros elementos deseados ensamblando un cierto número de tetraedros, esto es ventajoso en el proceso de modelaje computacional ya que se puede utilizar un tipo de elemento para idealizar elementos como prismas rectangulares los cuales fueron utilizados en este trabajo de investigación.

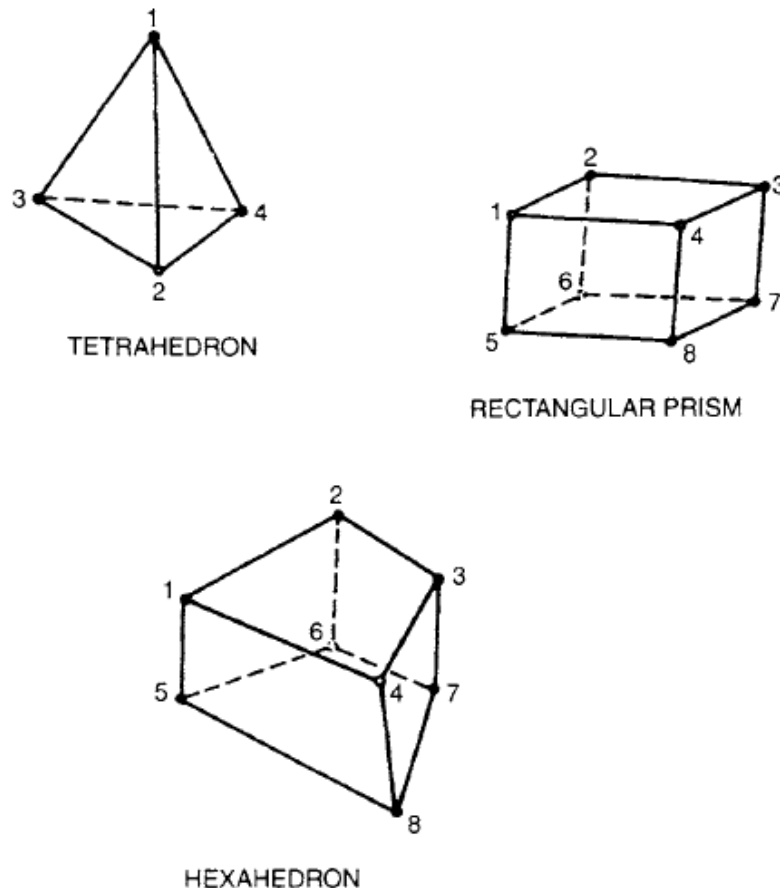


Figura 15: Elementos finitos en tres dimensiones.

Fuente: (Rao, 2004)

9.1.3. Análisis lineal y no lineal.

El método de elementos finitos define metodologías para analizar modelos de acuerdo con las condiciones de estudio. Se debe elegir la metodología adecuada para asegurar que el estudio sea realizado con un modelo y criterios de análisis que representen en lo más posible la situación real analizada. Es posible combinar metodologías de análisis para lograr una mejor aproximación del comportamiento del modelo a la vida real.

9.1.3.1. Análisis lineal.

La metodología de análisis lineal considera que, durante todo el proceso de ensayo: durante aplicación de cargas y deformaciones, el material estudiado mantiene su rigidez inicial. Es decir, al aplicar cargas, el material estudiado no cambia de forma, los soportes del modelo no sufren cambios. En este análisis se considera que se cumple la Ley de Hooke con respecto a la relación de esfuerzo y deformación de un elemento. Esta consideración permite realizar cálculos y verificaciones más simples que en un análisis no lineal. Esto se debe a que, en un análisis lineal, los materiales de los elementos estudiados se comportan de manera similar, al incrementar el esfuerzo, su deformación aumenta a una relación proporcional lineal.

9.1.3.2. Análisis no lineal.

Por su parte el análisis no lineal considera que el material experimenta cambios en su rigidez durante el proceso de aplicación de cargas y deformaciones. Por esta razón la matriz de rigidez debe actualizarse para reflejar los cambios de rigidez en el elemento, volviendo esta metodología un proceso iterativo. Para lograr estudiar un modelo de este tipo los programas de análisis manejan técnicas especializadas de cálculo y modelaje para simular de manera confiable las condiciones variables de este tipo. Al realizar un análisis no lineal, los materiales no se comportan de manera similar ya que experimentan cambios en sus propiedades volviendo el proceso de análisis característico para ese tipo de material en específico.

9.2. Esfuerzos equivalentes.

9.2.1. Criterio de Mohr.

Este criterio es conocido ya que permite de forma adecuada, transformar esfuerzos sobre cualquier plano dentro de un sólido. Esto se logra a partir de la utilización de esfuerzos principales denominados: σ_x , σ_y y τ_{xy} , y ángulos de rotación: θ_p , el cual se define respecto a uno de los ejes. El criterio de Mohr consiste en transformar los esfuerzos presentes en cada eje principal a sus componentes normal y tangencial respectivos para el nuevo plano establecido. Para ensayos uniaxiales, los componentes normales, σ_x , y tangenciales, τ_{xy} , se obtienen con las ecuaciones que se presentan a continuación.

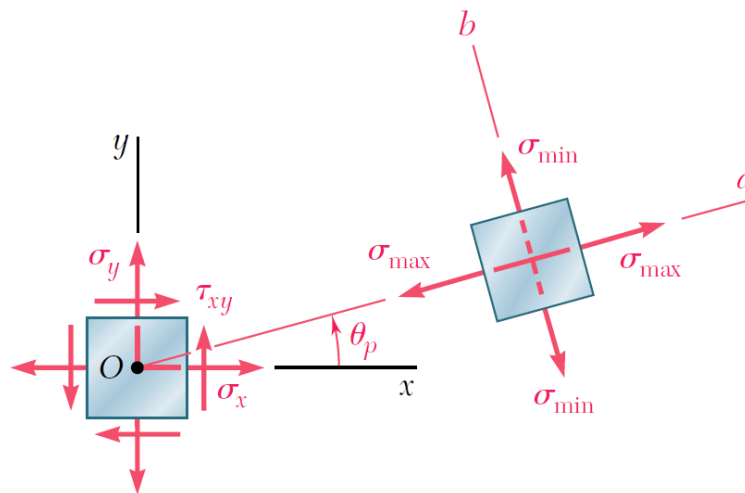


Figura 16: Transformación de esfuerzos.

Fuente: (Beer, Johnston, DeWolf, & Mazurek, 2012)

$$\sigma_{ave} = \frac{\sigma_x + \sigma_y}{2}$$

$$R = \sqrt{\left(\frac{\sigma_x - \sigma_y}{2}\right)^2 + \tau_{xy}^2}$$

$$\sigma_{max} = \sigma_{ave} + R$$

$$\sigma_{min} = \sigma_{ave} - R$$

Sustituyendo las ecuaciones anteriores se tiene que:

$$\sigma_{max,min} = \frac{\sigma_x + \sigma_y}{2} \pm \sqrt{\left(\frac{\sigma_x - \sigma_y}{2}\right)^2 + \tau_{xy}^2}$$

$$\tau_{max} = \sqrt{\left(\frac{\sigma_x - \sigma_y}{2}\right)^2 + \tau_{xy}^2}$$

Estas ecuaciones permiten elaborar el Circulo de Mohr el cual representa de forma gráfica los esfuerzos normales en su eje horizontal y los esfuerzos tangenciales en su eje vertical.

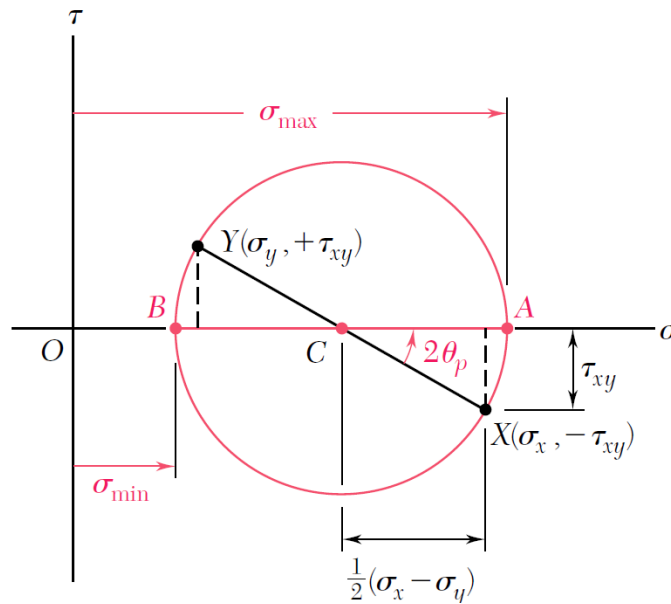


Figura 17: Circulo de Mohr para análisis uniaxial.

Fuente: (Beer, Johnston, DeWolf, & Mazurek, 2012)

9.2.2. Criterio de von Mises.

La relación entre fuerzas externas, que caracterizan lo que es el estrés y deformación de un elemento o cuerpo, que caracterizan la tensión, se denominan relaciones de estrés-tensión. Relaciones de este tipo representan propiedades del material del cuerpo estudiado y estas relaciones se conocen como ecuaciones constitutivas.

El esfuerzo de von Mises es uno de los valores utilizado para determinar si un material dado fallara o se fracturara. Este criterio de von Misis establece un rendimiento que indica si la tensión de von Mises de un material bajo carga es igual o mayor que el límite de rendimiento del mismo material bajo tensión simple, si esto se cumple, entonces se considera que el material dado fallara. El esfuerzo de von Mises es un criterio de rendimiento, ampliamente utilizado para metales y otros materiales dúctiles. Este criterio establece que se producirá una falla en un cuerpo si los componentes del estrés actuando en el son mayores que el criterio siguiente.

$$u_d = \frac{1}{6G} (\sigma_a^2 - \sigma_a \sigma_b + \sigma_b^2)$$

Donde:

σ_a y σ_b : esfuerzos principales.

G : módulo de rigidez.

u_d : la energía de distorsión por unidad de volumen en un material isotrópico bajo esfuerzos normales.

En el caso particular, cuando se realiza un ensayo a tensión sobre un cuerpo que comienza a fallar, se tiene:

$$\sigma_a = \sigma_Y \quad y \quad \sigma_b = 0$$

$$(u_d)_Y = \frac{\sigma_Y^2}{6G}$$

Por ende, el criterio de máxima distorsión-energía o el criterio de von Mises indica que un cuerpo no fallara o se fracturara siempre y cuando:

$$u_d < (u_d)_Y$$

Puesto de otra manera.

$$(\sigma_a^2 - \sigma_a\sigma_b + \sigma_b^2) < \sigma_Y^2$$

Lo anterior se puede presentar de forma gráfica, afirmando que un cuerpo no fallara o se fracturara siempre y cuando las coordenadas de σ_a y σ_b estén dentro del área de la elipse que se muestra en la siguiente figura.

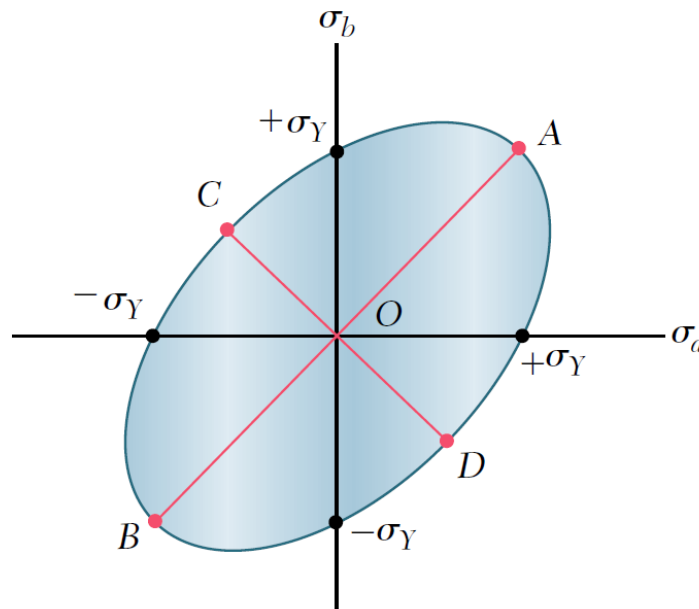


Figura 18: Criterio de von Mises.

Fuente: (Beer, Johnston, DeWolf, & Mazurek, 2012)

El área de la elipse está limitada por la siguiente ecuación:

$$\sigma_a^2 - \sigma_a\sigma_b + \sigma_b^2 = \sigma_Y^2$$

La elipse presenta interacciones en los ejes principales en:

$$\sigma_a = \pm\sigma_y$$

$$\sigma_a = \pm\sigma_y$$

Se puede observar que el eje mayor de la elipse va del punto A al punto B y el eje menor va del punto C al punto D. Las ubicaciones de estos puntos se presentan a continuación.

$$A: \sigma_a = \sigma_b = +\sigma_Y$$

$$B: \sigma_a = \sigma_b = -\sigma_Y$$

$$C: \sigma_a = -\sigma_b = -0.577\sigma_Y$$

$$D: \sigma_a = -\sigma_b = +0.577\sigma_Y$$

El valor de von Mises no es un estrés real, es más bien un valor teórico que permite comparar entre el estrés tridimensional general y el límite de estrés uniaxial de un material. Esta comparación se hace simple con el uso de una escala de color el cual es utilizado por la mayoría de los programas computacionales para apreciar fácilmente la distribución de los esfuerzos en los cuerpos analizados.

9.3. Clasificación de una conexión.

Al clasificar una conexión se realiza una de las consideraciones más importantes ya que esto influye de gran manera el proceso de determinar el comportamiento característico de una conexión. La clasificación de una conexión toma en cuenta valores y características de rigidez, esfuerzo y ductilidad de la conexión como un todo.

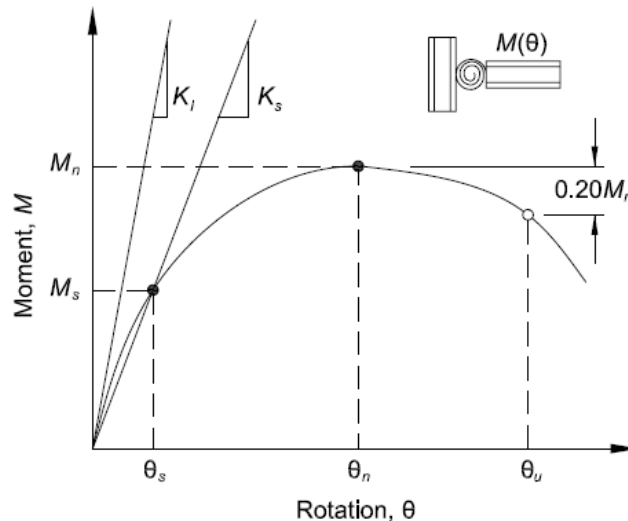


Figura 19: Definición de rigidez, esfuerzo y ductilidad características de una curva momento rotación de una conexión parcialmente restringida.

Fuente: (American Institute of Steel Construction, 2016)

9.3.1. Clasificaciones de rigidez para conexiones viga – columna.

En la actualidad existen diversas especificaciones para clasificar una conexión viga – columna de acero. Para este trabajo de investigación por una parte se tomaron como referencia lo estipulado por las normas AISC y por otra parte el Eurocode, para así lograr clasificar las conexiones a momento estudiadas por dos metodologías distintas. Las especificaciones comparten metodologías generales para la clasificación de conexiones por rigidez, por este motivo se espera que las clasificaciones mediante las dos metodologías brindan resultados semejantes para de esta forma tener una manera más de validar los resultados experimentales de este trabajo de investigación.

9.3.1.1. Clasificación de rigidez mediante AISC y Eurocode.

Esta metodología consta en generar las curvas de momento – rotación de forma experimental de la conexión bajo condiciones de cargas de diseño, las cuales son analizadas con los límites establecidos para determinar la clasificación de la conexión. Se utiliza como base una línea típica de viga para definir los límites de clasificación entre una conexión de momento completamente restringida, conexión de momento parcialmente restringida o una conexión de cortante simple.

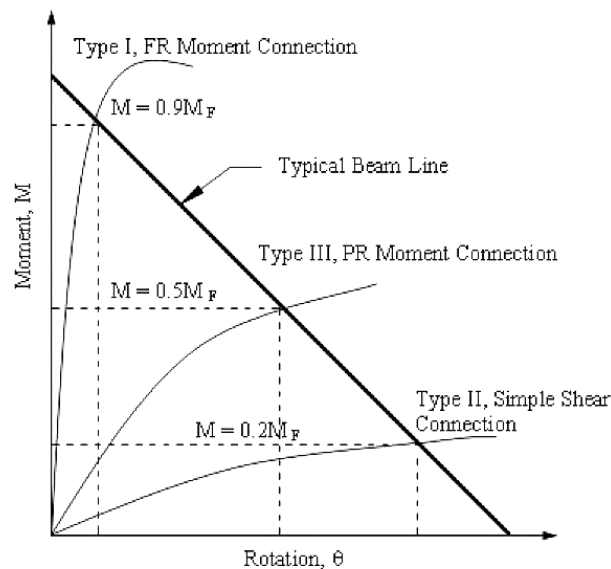


Figura 20: Clasificación de conexiones utilizando la curva de la conexión.

Fuente: (American Institute of Steel Construction, 2016)

Como se puede observar en la figura anterior, este método de clasificación se basa en crear líneas típicas en una gráfica para establecer los parámetros y límites de los tres tipos posibles de la conexión estudiada. Para establecer los parámetros, se establece una condición de empotramiento perfecto en la viga, esta simplificación permite determinar los valores a partir de los cuales se puede crear la línea típica de la viga. Esto se logra realizando la simplificación de acuerdo con lo establecido por las normativas AISC y Eurocode, con respecto al análisis de una viga en empotramiento perfecto.

$$M_A = -\frac{W \times l^2}{12}$$

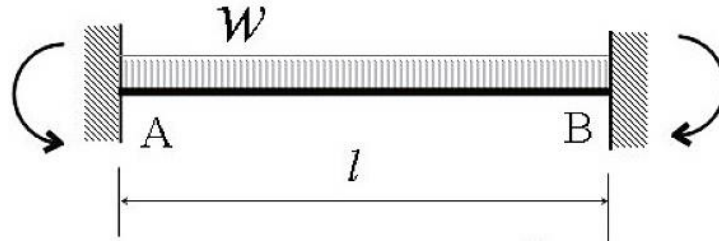


Figura 21: Viga de extremo fijo una carga uniforme.

Fuente: (Faridmehr, Tahir, & Lahmer, 2016).

Cuando una viga se encuentra bajo las condiciones presentadas en la figura anterior, se puede determinar su momento y rotación finales. Esto permite establecer respuestas correspondientes a las condiciones de carga de la viga. El momento en el extremo A de la viga se puede definir de la siguiente forma, mostrada en la siguiente figura y ecuación.

$$M_A = \frac{4 \times E \times I}{L} \times \theta_A + \frac{2 \times E \times I}{L} \times \theta_B$$

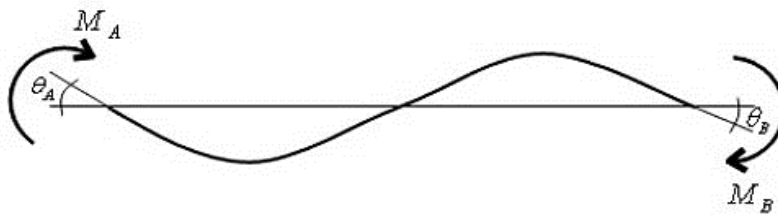


Figura 22: Viga con momento y rotación final.

Fuente: (Faridmehr, Tahir, & Lahmer, 2016)

Considerando que las rotaciones en los puntos A y B son iguales, se puede modificar la ecuación de Momento en el punto A.

$$M_A = \frac{2 \times E \times I}{L} \times \theta - \frac{W \times l^2}{12}$$

Se realizan dos simplificaciones a la ecuación anterior, la primera considerando que el momento en A es igual a cero para una viga simple, y la segunda, considerando

que la rotación es igual a cero. Con estos valores se puede realizar a línea típica de la viga estudiada.

$$(0) = \frac{2 \times E \times I}{L} \times \theta - \frac{W \times l^2}{12} \rightarrow \theta = \frac{W \times l^3}{24 \times E \times I}$$

$$M_A = \frac{2 \times E \times I}{L} \times (0) - \frac{W \times l^2}{12} \rightarrow M_A = -\frac{W \times l^2}{12}$$

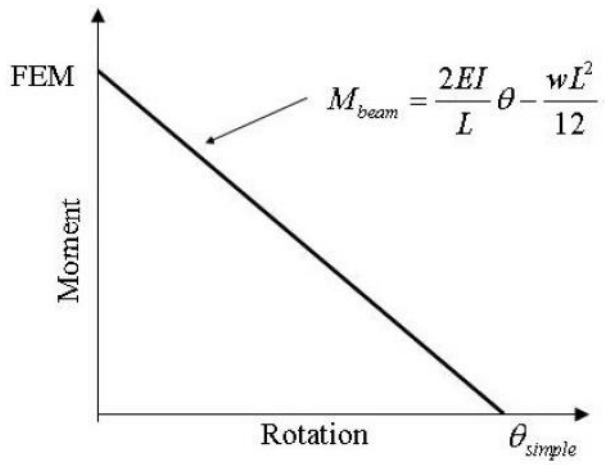


Figura 23: Momento versus rotación de una viga.

Fuente: (Faridmehr, Tahir, & Lahmer, 2016)

Una vez establecido los limites asociados que definen la rigidez de una conexión y teniendo la curva de momento – rotación de la conexión se pueden transponer los resultados para obtener la clasificación de la conexión estudiada dependiendo de la zona en la que se desarrolla la parte inicial de la curva de la conexión.

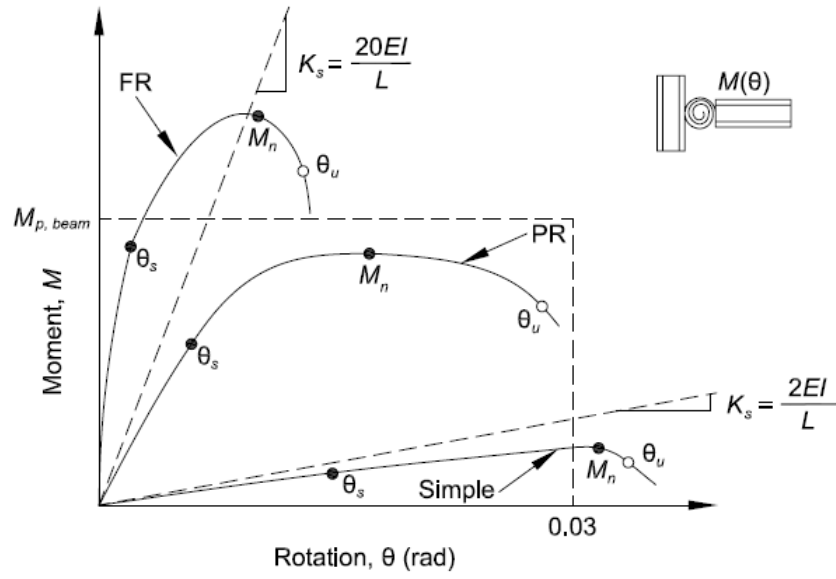


Figura 24: Clasificación de conexiones utilizando la curva de la conexión.

Fuente: (American Institute of Steel Construction, 2016)

9.3.1.2. Clasificación de rigidez mediante el Eurocode.

Por su parte esta metodología se basa en clasificar las conexiones mediante la determinación de la rigidez secante de la conexión y comparando el resultado para lograr la clasificación respectiva. La rigidez secante se obtiene de la curva de momento – rotación de la conexión específicamente en la parte elástica de la curva, siendo esta la zona en donde la deformación es proporcional al esfuerzo aplicado. El Eurocode clasifica las conexiones como rígida, semi rígida y fija nominalmente.

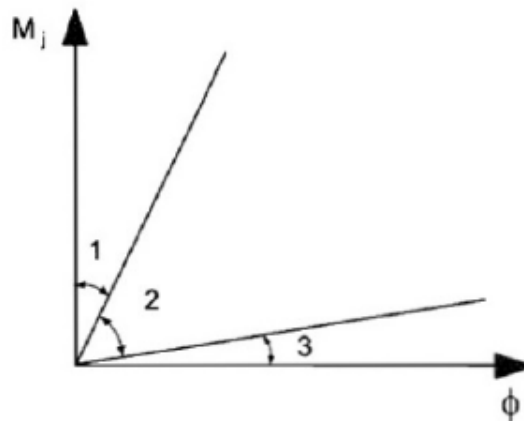


Figura 25: Clasificación por rigidez de una conexión según el Eurocode.

Fuente: (Faridmehr, Tahir, & Lahmer, 2016)

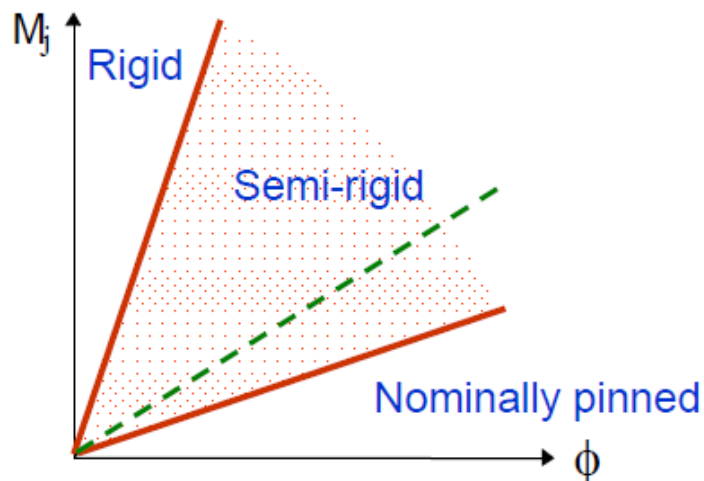


Figura 26: Clasificación de conexiones utilizando la rigidez secante de la conexión.

Fuente: (Weynand & Jaspart, 2014)

9.3.1.2.1. Método de componentes.

Para determinar el valor de rigidez secante de una conexión, el Eurocode realiza el método de componentes para analizar y caracterizar cada elemento presente en una conexión viga – columna. Este método de componentes consta de tres pasos fundamentales que son identificar los componentes activos en la conexión, determinar la respuesta de los componentes ante las condiciones de estudio y finalmente ensamblar los componentes de tal forma que representen los resultados para idealizar el comportamiento de la conexión estudiada. El método de componentes determina las capacidades de todos los elementos en una conexión, calculando los esfuerzos de diseño que se aplican a cada elemento por separado para identificar el elemento más crítico.

9.3.1.2.1.1. Resistencia al momento de diseño.

El componente relevante en la conexión es el que presente la fuerza que sea menor entre todos los componentes. Este valor es utilizado para definir el momento de diseño, es decir:

$$F_{Rd} = \min [F_{Rd,i}]$$

Resistencia al momento plástico de diseño se define con la siguiente ecuación.

$$M_{j,Rd} = F_{Rd} \times z$$

La resistencia al momento elástico de diseño para la conexión se obtiene en función al momento plástico de diseño como se muestra en la siguiente ecuación.

$$M_{j,el,Rd} = \frac{2}{3} \times M_{j,Rd}$$

9.3.1.2.1.2. Rigidez.

La rigidez inicial se obtiene utilizando la siguiente ecuación:

$$S_{j,ini} = \frac{E \times h^2}{\sum_i \frac{1}{k_i}}$$

La rigidez secante se obtiene a partir de la rigidez inicial y el coeficiente de rigidez teórica de la conexión estudiada.

$$S_j = \frac{S_{j,ini}}{\eta}$$

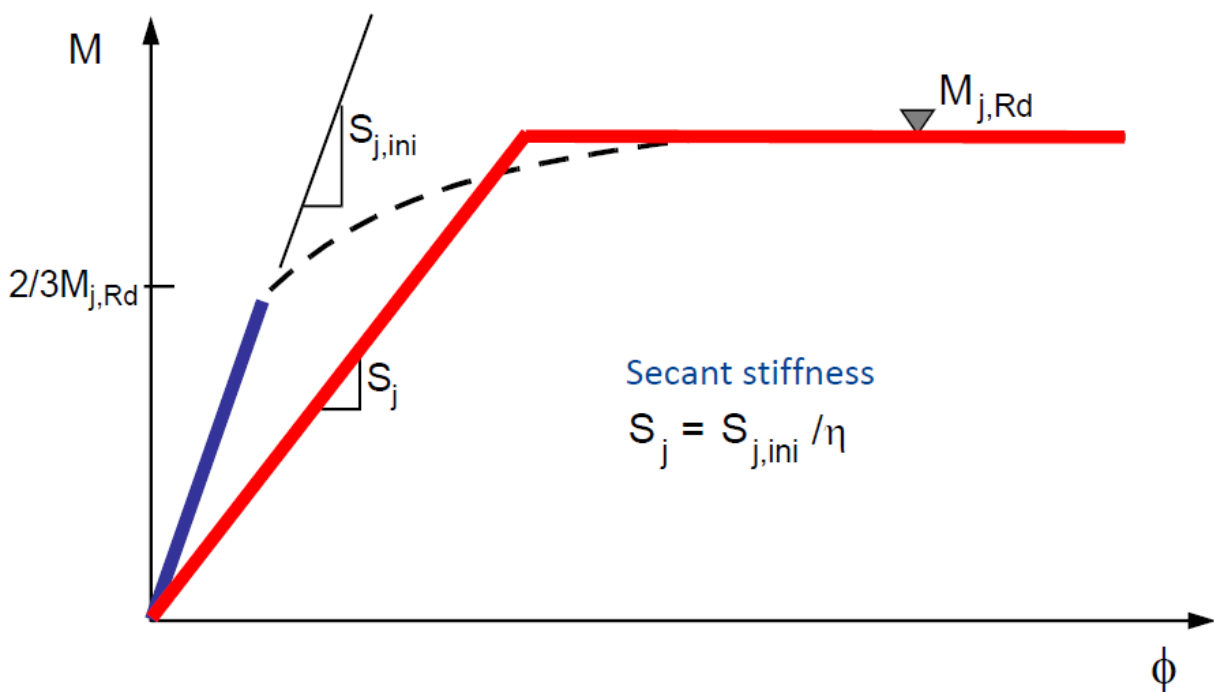


Figura 27: Rigidez inicial y rigidez secante para una conexión viga-columna.

Fuente: (Weynand & Jaspart, 2014)

CAPÍTULO III

Marco Metodológico.

1. Definición del enfoque metodológico y métodos de investigación.

El presente trabajo de investigación tiene un enfoque cuantitativo, esto debido a que el diseño conlleva una metodología del análisis el cual no es sustentable a ninguna influencia por la percepción del investigador. El diseño y análisis de las conexiones estudiadas en este trabajo de investigación serán realizadas según lo estipulado por las normas, especificaciones y códigos regentes en el área de estudio. Los análisis se pueden llevar a cabo por diferentes investigadores y aun así los resultados deberían ser coherentes y similares dentro de un rango de incertidumbre determinado.

La metodología de investigación para este trabajo es cuantitativa de corte analítica y corte experimental. De mayor medida este trabajo tiene un aspecto analítico ya que el proceso de análisis incluye determinar aspectos de comportamiento de materiales que componen una conexión de acero estructural. Se diseñarán conexiones de acero estructural según las especificaciones AISC los cuales serán analizados mediante el método de elementos finitos para determinar su comportamiento en condiciones de cargas sísmicas según lo establecido por el código sísmico de Costa Rica. Así mismo, el presente trabajo tiene de menor medida un aspecto experimental debido a que se realizaran pruebas de laboratorio para obtener diagramas de esfuerzo-deformación para los pernos SAE J429. Esto se logrará fallando varios pernos de esa tipología según lo que indican las normas ASTM E8 y ASTM F606. Estas pruebas contribuirán para ampliar la base de datos del diagrama de esfuerzo deformación correspondiente a los pernos SAE J429 grado 5.

2. Sujetos y fuentes de información.

El presente trabajo de investigación tendrá como insumos los siguientes:

2.1. Sujetos de información.

Los sujetos de información para este trabajo de investigación serán los que se indican en la siguiente matriz.

Tabla 8: Matriz de sujetos de información.

Nombre	Descripción profesional	Tema
Rafal Kauffman Incer	Ingeniero Civil, Profesor de Mecánica de Sólidos.	Consulta sobre conceptos de mecánica de sólidos.
Ronald Eugenio Jiménez Castro	Ingeniero Civil, Profesor de Estructuras II.	Análisis lineal de las conexiones.
Wilson Alberto González Arroyo.	Ingeniero Civil, experto en modelaje y mallado en el programa ANSYS, el cual utiliza el método de elementos finitos.	Mallado, modelo y distribuciones de carga para el modelo de las conexiones. Análisis no lineal de las conexiones.
Marianela Fallas	Ingeniera Civil, elaboro una investigación sobre un modelo sencillo de doble cortante utilizando los pernos SAE J429.	Consulta sobre el mallado para el modelo y diagrama de esfuerzo-deformación de los pernos SAE J429.
Gerardo Chacón	Ingeniero Civil, experto en análisis del acero estructural.	Supervisor durante la elaboración el experimento para determinar las curvas de esfuerzo- deformación de los pernos SAE J429. Determinación de las cargas de diseño a utilizar.

Fuente: Elaboración Propia.

2.2. Fuentes de información.

Para el presente trabajo de investigación, las fuentes de información a las que se van a recurrir son especializadas en el área de investigación, siendo estos, normas, especificaciones, códigos, libros, publicaciones y revistas.

3. Definición de variables.

Las variables en consideración para la elaboración de este trabajo de investigación son las siguientes:

Tabla 9: Matriz de variable conceptual, operativa e instrumental.

Variable	Definición Conceptual	Definición Operativa	Definición Instrumental
Tipos de acero estructural.	Se entiende como acero estructural a una aleación de metales en una proporción determinada que permita el funcionamiento elástico y resistencia óptima para ser utilizada en construcciones.	Recurre al proveedor para obtener características mecánicas y químicas según la norma correspondiente, contemplando los aceros disponibles en el país.	Se analizar el comportamiento de diferentes aceros bajo cargas sísmicas definidas por normas de análisis sismorresistentes.
Tipo de conexión de acero.	Se define conexión como la combinación de elementos estructurales y elementos de unión para transmitir cargas entre dos o más miembros. Las conexiones son utilizadas para unir elementos y piezas para asegurar la estabilidad de una estructura a lo largo de su vida útil	Para la selección de las conexiones para el análisis sísmico se recurrirá a las especificaciones de diseño sismorresistente en estructuras de acero tomando en cuenta las condiciones de estudio.	Se utilizará el programa de análisis por el método de elementos finitos para estudiar los tipos de conexiones bajo condiciones específicas de cargas cíclicas.

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 9 (continuación): Matriz de variable conceptual, operativa e instrumental.

Variable	Definición Conceptual	Definición Operativa	Definición Instrumental
Ciclo de Carga	Se define ciclo de carga cuando un elemento estructural en estudio es sometido a cargas cíclicas de diversas magnitudes. Los ciclos de carga incluyen normalmente intervalos de carga y descarga para análisis el comportamiento de los elementos bajo condiciones específicas de esfuerzos y cargas con el fin de generar fisuras o fallas controladas en los elementos para su posterior estudio.	En el diseño sismorresistente, las características de las cargas a aplicar en las conexiones estudiadas estarán definidas por normas y especificaciones que rigen en el país.	La aplicación de los ciclos de cargas a las conexiones de acero estudiadas será realizada a través del programa de cómputo utilizando el método de elementos finitos, tomando en cuenta los rangos de cargas definidas por las normas y especificaciones consultadas.

Fuente: Elaboración propia.

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

Para el diseño de las conexiones estudiadas se utilizaron pernos de tipo ASTM A325 y SAE J429, tomando en cuenta lo estipulado por la especificación ASIC que contempla el procedimiento adecuado para conexiones de acero estructural.

La elaboración de los modelos de conexiones de acero a estudiar será realizada en su totalidad con el programa de cómputo IDEA StatiCa, el cual utiliza principalmente el método de elementos finitos, tomando como referencia y soporte otros programas de diseño. Con dicho programa se construirán las conexiones y se propondrán sus respectivos mallados para trabajar con modelos que posean un mallado aceptable para así asegurar resultados confiables.

Las magnitudes de cargas, ciclos de cargas y proceso de recopilación de datos serán establecidos por las normas regentes en el análisis de conexiones de acero bajo condiciones sísmicas. El programa de IDEA StatiCa, utiliza principalmente las especificaciones del Eurocode como sustento matemático, adicionalmente hace uso de parámetros de las normas de AISC para definir la geometría de elementos y condiciones de cargas.

Seguidamente se presenta una tabla con el resumen de los pasos generales a realizar en este trabajo de investigación, tanto en la recopilación de datos, diseños, cálculos, análisis y proceso de datos.

Tabla 10: Desglose del trabajo de investigación.

Paso	Descripción
1	Se eligió un modelo de un edificio con 5 niveles para ser la base de la investigación. Del modelo seleccionando se determinaron, mediante un análisis convencional, las cargas correspondientes a la zona de estudio.
2	Utilizando el método de capacidad se obtuvieron las cargas de diseño para la investigación, así como las dimensiones iniciales de los elementos estructurales.
3	Con las dimensionales iniciales de los elementos se procedió a diseñar las conexiones apernadas. Se utilizó una guía de diseño del AISC para la conexión a momento tipo endplate y la especificación FEMA-350 para diseñar la conexión tipo endplate.
4	Se definieron los valores geométricos para los elementos estructurales, viga y columna, así como las propiedades de sus materiales. Así mismo se investigaron las propiedades necesarias de los pernos ASTM A325.
5	Tomando como referencia los resultados de trabajos de investigaciones previos, se obtuvieron los valores de esfuerzos de fluencia, esfuerzos últimos, y los módulos de elasticidad para los lotes de pernos SAE J429.
6	Se modelaron todas las conexiones necesarias en el programa de diseño que utiliza el método de elementos finitos llamando IDEA StatiCA.
7	Se realizó un rediseño para definir las nuevas geometrías de los elementos en las conexiones apernadas para asegurar que se los pernos sean los elementos que fallaran primero.
9	Se realizaron los cambios de geometría en los modelos ingresando las nuevas dimensiones de los elementos para las correspondientes conexiones.
10	Una vez definidas las conexiones finales se configuraron los parámetros necesarios en el programa, como, por ejemplo, las dimensiones de los elementos máximos y mínimos para el mallado a utilizar, número de iteraciones, entre otros.

Fuente: Elaboración propia, 2020.

Tabla 10 (continuación): Desglose del trabajo de investigación.

Paso	Descripción
11	Los modelos fueron revisados por el chequeo más rápido del programa de diseño para identificar alguna mejora o modificación necesaria.
12	Se procedió a realizar el análisis por el método de elementos finitos a todas las conexiones.
13	A partir de los primeros resultados de análisis se realizaron modificaciones necesarias en el programa de diseño para afinar el proceso de análisis y de esta manera obtener resultados lo más precisos y confiables posible considerando la capacidad computacional disponible para la investigación.
14	Con los resultados finales del análisis por el método de elementos finitos, se procedió a recopilar y agrupar los resultados según las conexiones analizadas.
15	Para clasificar las conexiones por su rigidez, se utilizaron dos metodologías diferentes. La primera siendo el criterio establecido por el AISC para clasificar conexiones a momento, y la segundo con base a los criterios del Eurocode. El programa IDEA StatiCa utiliza la metodología del Eurocode para clasificar conexiones a partir de su rigidez.
16	Del programa de diseño el cual utiliza los parámetros del Eurocode, se obtuvieron los resultados de la clasificación por rigidez de las conexiones estudiadas.
17	Se trazaron las curvas de momento – rotación de las conexiones y se realizó el procedimiento establecido por el AISC referente a la clasificación de conexiones por su rigidez.
18	Se compararon los resultados de clasificación para las conexiones obtenidos por el AISC y el Eurocode.
19	Se procedió a comprar las conexiones a partir de resultados adicionales del análisis para obtener una mejor comparación entre las conexiones apernadas estudiadas.

Fuente: Elaboración propia, 2020.

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

Los datos recopilados en este trabajo de investigación van a ser obtenidas utilizando fuentes confiables. Esto ya que se utilizarán los procedimientos establecidos por los códigos, normas y especificaciones que rigen para elaborar el diseño geométrico de los miembros y elementos de las conexiones de acero. De igual manera los equipos utilizados para los análisis cuentan con la precisión, exactitud y calibración establecidas por las códigos, normas y especificaciones que rigen en el respectivo proceso. La confiabilidad de esos procesos se verificará según los rangos de aceptabilidad establecida por cada norma, especificación o código regente en el proceso para asegurar que los ensayos sean realizados con los equipos en estados óptimos analíticos.

Por su parte, los programas informáticos utilizados para analizar las conexiones estudiadas contemplaran los valores y combinaciones de carga estipulado por las normas rigentes en la zona. La confiabilidad en este caso se verifica antes, durante y después del análisis para asegurar que se cumplan con los rangos de aceptabilidad.

Para definir la geometría de los elementos en las conexiones de viga – columna estudiadas se hará referencia a las normas ASIC para la conexión tipo endplate y a la norma FEMA para las conexiones tipo bolted. La confiabilidad de los resultados será valorada durante el proceso de diseño asegurando que se cumplan con los lineamientos establecidos por las normas mencionadas anteriormente. De igual manera se realizará la verificación en el caso que se hagan cambios en las conexiones para asegurar que los resultados no se salgan los límites de diseño establecidas por las normas correspondientes.

CAPÍTULO IV

Análisis de los Datos.

1. Análisis cuantitativo.

1.1. Modelo.

Para este trabajo de investigación se tomó como base del análisis un modelo de un edificio existente de la base de datos del profesor tutor, el Ingeniero Gerardo Chacon. El modelo elegido consta de un edificio de 5 niveles diseñado y construido con los elementos estructurales de acero.

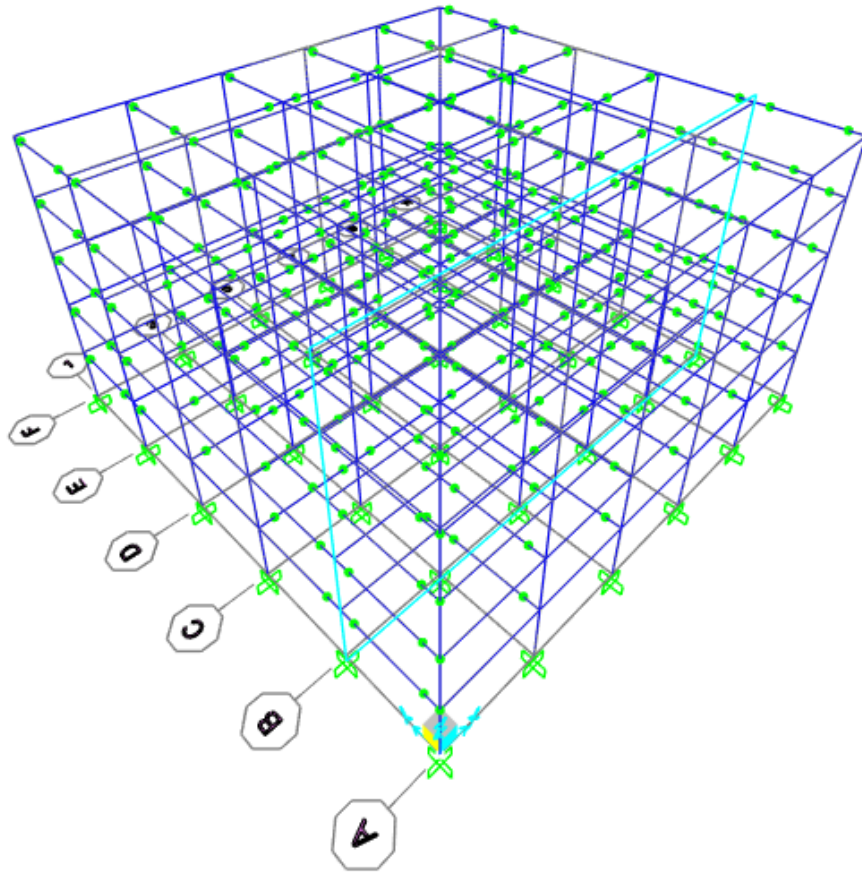


Figura 28: Modelo base de un edificio de 5 niveles.

Fuente: Ing. Gerardo Chacon.

Del modelo del edificio presentado en la figura anterior, se eligió un marco específico del cual se tomó una conexión viga – columna para definir los elementos del modelo a realizar. Para efectos de este trabajo de investigación se tomó el marco con designación B, este se puede apreciar en la figura siguiente. Del modelo, se considera que el marco elegido posee las características de un maco de momento intermedio, por esta razón, para efectos de este trabajo de investigación, de igual manera, el marco se consideró como tal.

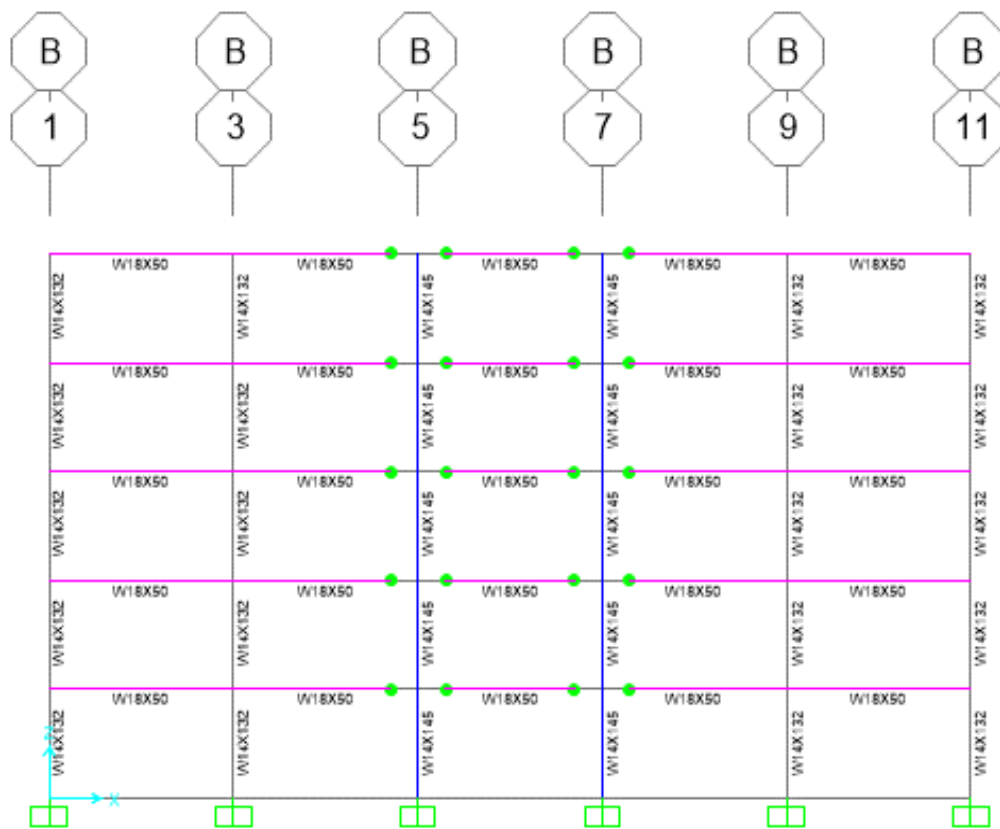


Figura 29: Marco elegido del modelo base.

Fuente: Ing. Gerardo Chacon.

Una vez definido el marco, se tomó un conjunto de viga y columna ubicados en uno de los extremos del primer nivel de dicho marco para ser analizados, ya que se consideró por criterio que existe una condición crítica de diseño en esa zona. Tomando en cuenta las consideraciones que rigen para un marco de momento intermedio, se procedió a diseñar las conexiones viga – columna.

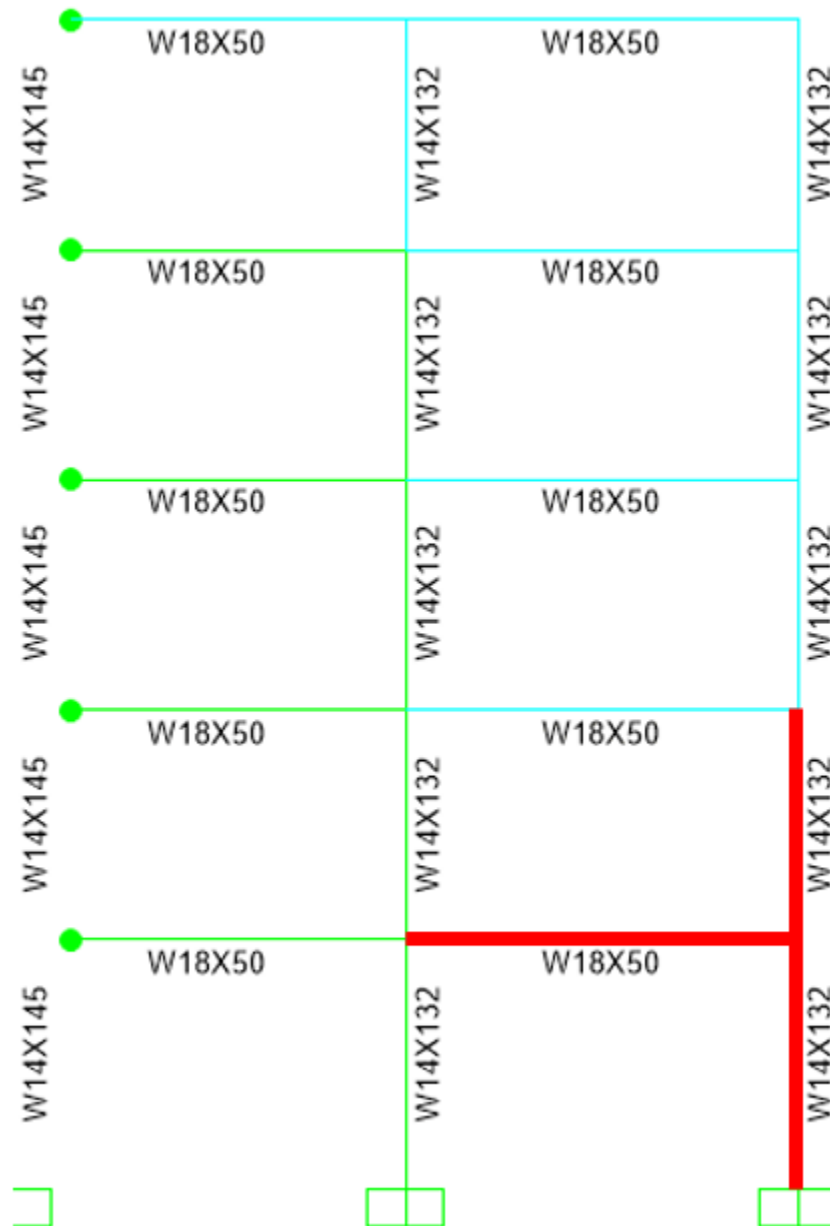


Figura 30: Conjunto de viga – columna elegido del modelo base.

Fuente: Ing. Gerardo Chacon.

1.1.1. Cargas de diseño.

A partir del análisis estructural del modelo propuesto se obtuvieron los valores de diseño a utilizar en la verificación de las conexiones a analizar en esta investigación. Las cargas finales utilizadas para la verificación de las conexiones y posterior modelaje fueron las siguientes: una carga de momento de 421,55 kN-m, una fuerza cortante de 283,21 kN, y finalmente una fuerza axial de 1137 kN.

1.2. Diseño de conexiones.

1.2.1. Endplate.

La geometría de las conexiones utilizadas en este trabajo de investigación fue verificada según especificaciones y normas especializadas de diseño para asegurar el correcto desempeño y capacidad de las conexiones. Para las conexiones endplate se utilizó la guía de diseño No. 4 del AISC: "Extended End-Plate Moment Connections" y la publicación del AISC correspondiente a conexiones precalificadas para marcos de momento especiales e intermedios de acero. Esta guía indica el procedimiento para verificar la capacidad y estados límites presentes en una conexión tipo endplate ante cargas de diseño que incorporen pernos ASTM A325 o ASTM A490. La conexión elegida para este trabajo de investigación fue una variación de la conexión endplate rigidizada con ocho pernos utilizando pernos ASTM A325 y pernos SAE J429.

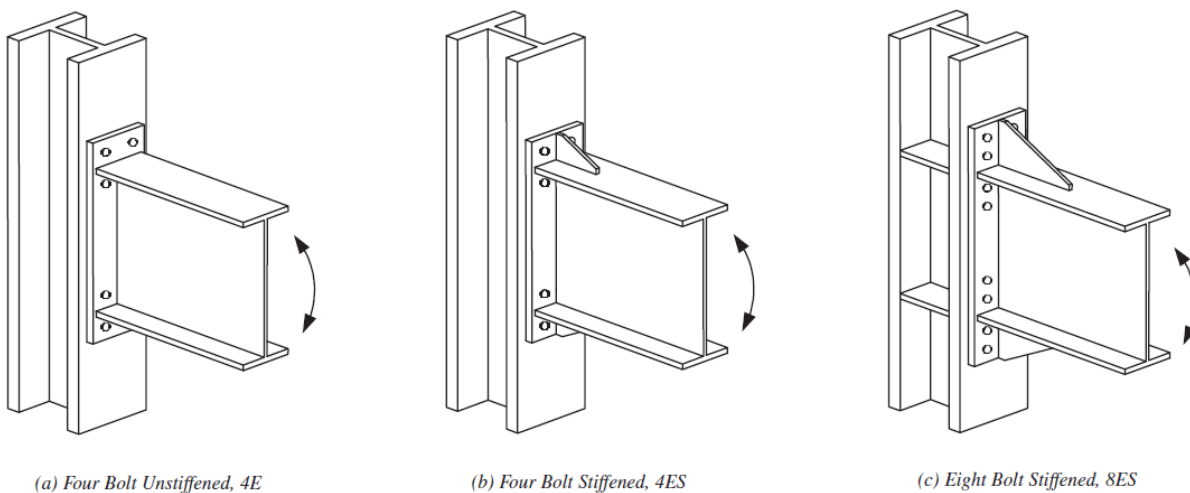


Figura 31: Configuraciones de conexiones de acero tipo endplate.

Fuente: (American Institute of Steel Construction, 2003)

Esta metodología de diseño tiene como fundamento la verificación de los elementos involucrados para asegurar que cada componente sea capaz de resistir las cargas de diseño que se le estarán aplicando a la conexión. Los cuatro parámetros de diseño que esta guía utiliza para una conexión a momento sujeto a cargas cíclicas son las siguientes: el momento de diseño requerido para la conexión, la resistencia de pernos utilizados en la conexión, la resistencia de la placa y la resistencia a flexión de las alas de la columna.

El primer paso en este procedimiento de diseño es determinar la dimensión de los miembros siendo estos la viga y columna para calcular el momento en la cara de la columna seleccionada.

$$M_{uc} = M_{pe} + V_u \times L_p$$

Donde:

$$M_{pe} = 1.1 \times R_y \times F_y \times Z_x$$

$$L_p = L_{st} + t_p$$

V_u : cortante en la rótula plástica.

L_p : distancia de la cara de la columna a la rótula plástica.

L_{st} : longitud de la placa rigidizadora.

t_p : espesor de la placa endplate.

R_y : relación entre el límite de elasticidad esperando y el límite de elasticidad mínimo especificado, 1.1 para $F_y = 50 \text{ ksi}$ y 1.5 para $F_y = 36 \text{ ksi}$, según (AISC Seismic Provisions, 2002).

d : profundidad de la viga.

El segundo paso es elegir una configuración de las tres configuraciones para conexiones endplate y establecer los valores geométricos de la conexión ($g, p_{fi}, p_{fo}, p_b, etc.$) que se muestra en la siguiente figura y propiedades de los pernos.

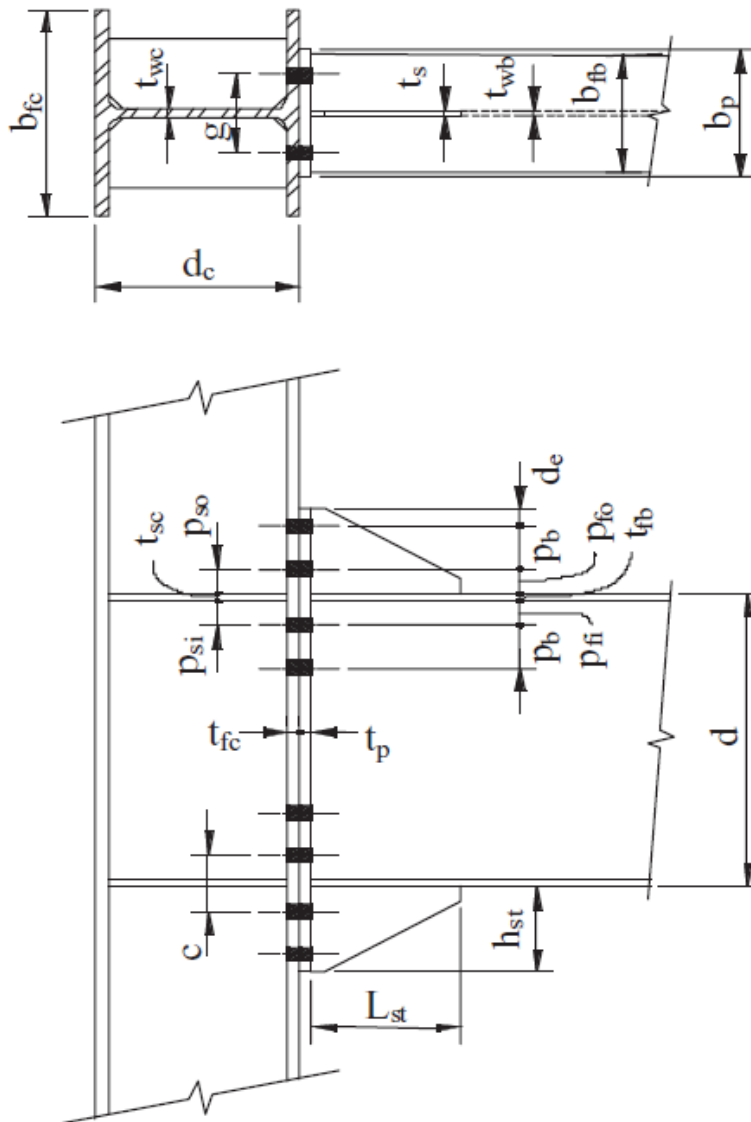


Figura 32: Geometría de una conexión endplate de ocho pernos.

Fuente: (American Institute of Steel Construcción, 2003).

El tercer paso es determinar el diámetro requerido para los pernos utilizando una de las expresiones siguientes dependiendo de la configuración elegida para la conexión.

Para conexiones endplate de cuatro pernos:

$$d_{b \text{ Req'd}} = \sqrt{\frac{2 M_{uc}}{\pi \phi F_t (h_0 + h_1)}}$$

Para conexiones endplate de ocho pernos:

$$d_{b \text{ Req'd}} = \sqrt{\frac{2 M_{uc}}{\pi \phi F_t (h_1 + h_2 + h_3 + h_4)}}$$

Donde:

$$\phi = 0.75$$

F_t : resistencia a la tensión especificado por LRFD, 90 ksi para pernos ASTM A325 y 113 ksi para pernos ASTM A490.

h_i : distancia desde la línea centro de la viga a la línea centro de la i-ésima fila de pernos en tensión.

El cuarto paso es seleccionar un diámetro de perno mayor al diámetro requerido obtenido en el paso anterior y calcular la fuerza del momento de pernos.

$$d_b > d_{b \text{ Req'd}}$$

$$P_t = F_t A_b = F_t \left(\frac{\pi d_b^2}{4} \right)$$

P_t : resistencia a tensión de los pernos.

A_b : área nominal de la sección transversal de los pernos seleccionados.

d_b : diámetro nominal de los pernos seleccionados.

Para conexiones endplate de cuatro pernos:

$$M_{np} = 2 P_t (h_0 + h_1)$$

Para conexiones endplate de ocho pernos:

$$M_{np} = 2 P_t (h_1 + h_2 + h_3 + h_4)$$

El quinto paso es determinar el grosor de la placa endplate a utilizar en la conexión.

$$t_{p\text{ Req'd}} = \sqrt{\frac{1.1 \phi M_{np}}{\phi_b F_{yp} Y_p}}$$

Donde:

$$\phi = 0.75$$

$$\phi_b = 0.90$$

F_{yp} : resistencia a la fluencia del material de la placa.

Y_p : parámetro del mecanismo de la línea de rendimiento de la placa de las tablas 3.1, 3.2 o 3.3 según (American Institute of Steel Construction, 2003).

El sexto paso es seleccionar un espesor de la placa mayor a la requerida calculado en el paso anterior.

$$t_{fd} > t_{p\text{ Req'd}}$$

El séptimo paso es calcular la fuerza factorizada presente en el ala de la viga

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

El octavo paso es revisar el cumplimiento de la resistencia a cortante de la placa extendida utilizando la siguiente relación:

$$\frac{F_{fu}}{2} < \phi R_n = \phi 0.6 F_{yp} b_p t_p$$

El noveno paso es verificar el cumplimiento de la resistencia a la ruptura por corte de la porción extendida de la placa.

$$\frac{F_{fu}}{2} < \phi R_n = \phi 0.6 F_{up} A_n$$

El décimo paso es verificar la resistencia a la ruptura por corte de los pernos en la conexión. Esto se realiza con la conservadora suposición que esta resistencia es proporcionada por los pernos en el ala en compresión.

$$V_u < \phi R_n = \phi (n_b) F_v A_b$$

Donde:

$$\phi = 0.75$$

n_b : número de pernos en el ala en compresión; cuatro para 4ES, ocho para 8ES.

F_v : resistencia nominal a cortante de los pernos según la Tabla J3.2 de la especificación AISC LRFD (AISC, 1999).

A_b : área nominal de los pernos.

El undécimo paso es verificar la capacidad de los pernos, la falla por rotura de la placa y el ala de la columna.

$$R_n = 1.2 L_c t F_u < 2.4 d_b t F_u$$

$$V_u < \phi R_n = (n_i) \phi R_n (\text{pernos internos}) + (n_o) \phi R_n (\text{pernos externos})$$

Donde:

L_c : distancia libre en dirección de la fuerza, entre el borde del orificio y el borde del orificio adyacente o el borde del elemento.

t : gruesor de la placa o ala de la columna.

F_u : resistencia ultima mínima para el material de la columna o la placa.

d_b : diámetro del perno.

$$\phi = 0.75$$

n_i : número de pernos internos. (dos para 4ES y cuatro para 8ES).

n_o : número de pernos externos. (dos para 4ES y cuatro para 8ES).

El duodécimo paso es verificar capacidad a flexión del ala de la columna.

$$t_{fc \text{ Reqtd}} = \sqrt{\frac{1.1 \phi M_{np}}{\phi_b F_{yc} Y_c}} \leq t_{fc}$$

En el caso que esta relación no se cumpla de debe incrementar el tamaño de la columna o agregar rigidizadores a el alma de la columna.

El decimotercer paso es verificar la resistencia a la deformación del alma de la columna. Se debe cumplir la siguiente relación:

$$\phi R_n > F_{fu}$$

$$\phi R_n = \phi C_t (6 k_c + N + 2 t_p) F_{yc} t_{wc}$$

Donde:

$$\phi = 1.0$$

$$C_t = 1.0$$

k_c : valor de diseño, distancia de la cara externa del ala a al filete en la unión ala – alma.

N : gruesor del ala de la viga más dos veces el tamaño de la ranura de soldadura utilizado.

El decimocuarto paso es verificar la resistencia al pandeo del alma de la columna sin rigidizadores en el ala en compresión de la viga.

$$\phi R_n > F_{fu}$$

$$h = \left(\frac{h}{t_w} \right) t_w$$

$$\phi R_n = \frac{\phi 24 t_{wc}^2 \sqrt{E F_{yc}}}{h}$$

Donde:

$$\phi = 0.90$$

El decimoquinto paso es verificar la resistencia a la deformación del alma de la columna sin rigidizadores en el ala en compresión de la viga.

$$\phi R_n > F_{fu}$$

$$\phi R_n = \phi 0.80 t_{wc}^2 \left[1 + 3 \left(\frac{N}{d_c} \right) \left(\frac{t_{wc}}{t_{fc}} \right)^{1.5} \right] \sqrt{\frac{E F_{yc} t_{fc}}{t_{wc}}}$$

Como parte final del procedimiento la guía recomienda realizar verificaciones adicionales para asegurar el comportamiento adecuado de la conexión. Estas verificaciones fueron realizadas haciendo uso de otras guías específicas para verificar condiciones adicionales de la configuración seleccionada para la conexión. Por ejemplo, la verificación específica para asegurar que la columna cumpla los requisitos de pandeo y zona panel ante las cargas de diseño.

1.2.2. Bolted.

La conexión bolted utilizada en esta investigación fue verificada mediante los criterios definidos por el FEMA – 350 así como la publicación del AISC correspondiente a conexiones precalificadas para marcos de momento especiales e intermedios de acero. El procedimiento para verificar esta conexión varía con respecto a la metodología anterior, pero de igual manera verifica los elementos de la conexión, analizando los estados límites, así como las capacidades los elementos para verificar que resisten las condiciones de diseño.

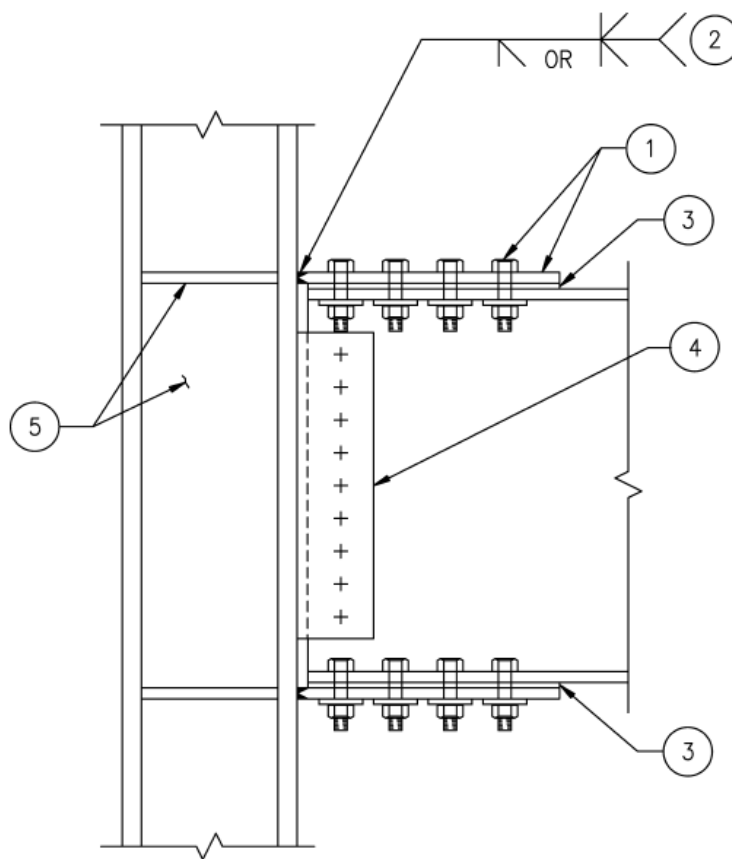


Figura 33: Configuración de una conexión de acero tipo bolted.

Fuente: (Federal Emergency Management Agency, 2000)

La especificación FEMA-350 utilizada para elaborar el diseño de la conexión de acreo viga – columna tipo bolted indica el procedimiento a seguir, así como los parámetros geométricos de los elementos que se utilizan en las ecuaciones. Los parámetros utilizados se presentan en la siguiente figura.

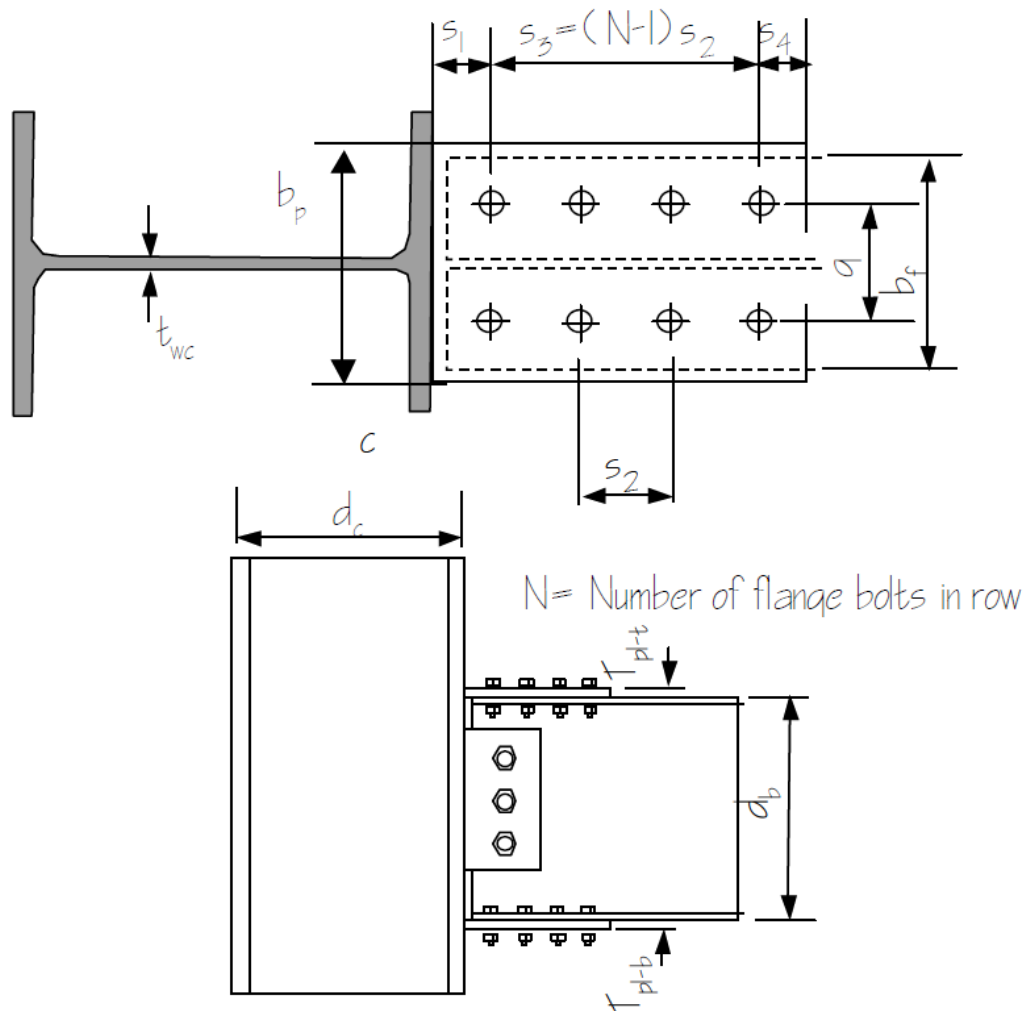


Figura 34: Geometría de los elementos para la conexión tipo bolted.

Fuente: (Federal Emergency Management Agency, 2000)

El primer paso para realizar el diseño de la conexión es calcular M_f y M_c .

$$C_{pr} = \frac{F_y + F_u}{2 F_y}$$

$$M_{pr} = C_{pr} R_y Z_e F_y$$

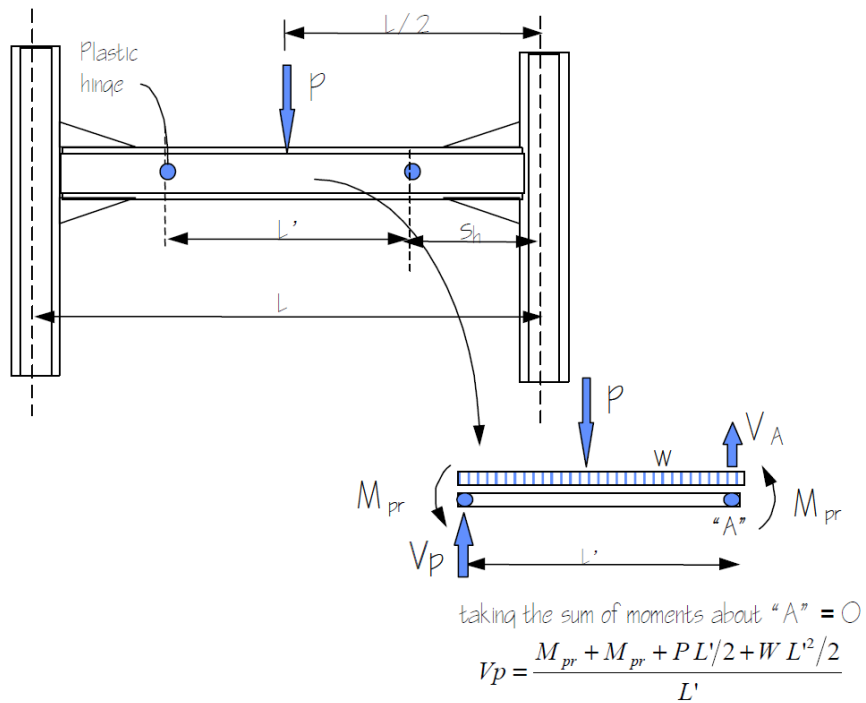


Figura 35: Calculo de cortante en la rótula plástica.

Fuente: (Federal Emergency Management Agency, 2000)

$$M_f = M_{pr} + V_p x$$

$$M_c = M_{pr} + V_p \left(x + \frac{d_c}{2} \right)$$

El segundo paso es calcular el momento en la cara de la columna en la ubicación del ala de la viga.

$$C_y = \frac{1}{C_{pr} \frac{Z_{be}}{S_b}}$$

$$M_{yf} = C_y M_f$$

Donde:

C_{pr} : coeficiente pico de la conexión según la Sección 3.2.5 de FEMA-350.

S_b : el módulo de sección elástica de la viga.

Z_{be} : el módulo plástico efectivo de sección de la viga

El tercer paso es calcular el espesor requerido en la zona panel.

$$t = \frac{C_y M_c \frac{h - d_b}{h}}{(0.90) 0.6 F_{yc} R_{yc} d_c (d_b - t_{fb})}$$

El cuarto paso es establecer el ancho de la placa de las alas basándose en la geometría de la viga y columna.

El quinto paso es calcular el espesor mínimo requerido para la placa en las alas.

$$t_p = \frac{d_b - \sqrt{d_b^2 - \frac{4.4 M_{yf}}{F_y b_p}}}{2}$$

El sexto paso es seleccionar el número, tamaño y grado de los pernos a utilizar en la conexión de tal forma que se cumpla la relación indica a continuación.

$$1.2 M_{yf} < M_{fail}$$

Donde:

M_{yf} : momento en la cara de la columna cuando la viga comienza a fallar.

M_{fail} : momento en la cara de la columna al inicio del fallo específico.

El séptimo paso es determinar el momento en la cara de la columna por falla a cortante de los pernos.

$$L_{TF1} = \frac{L - d_c}{L - d_c - (2 S_1 + S_3)}$$

$$M_{fail_{bolts}} = 2 N A_b (F_{v_{bolts}}) d_b L_{TF1}$$

Donde:

A_b : área de los pernos.

$F_{v_{bolts}}$: fuerza a cortante nominal de los pernos según AISC LRFD.

L_{TF1} : razón de longitud de transformación de momento.

N : número de pernos en la placa.

El octavo paso es calcular el momento en la cara de la columna para la falla por área neta de la placa en el alma de la viga.

$$L_{TF2} = \frac{L - d_c}{L - d_c - 2 S_1}$$

$$M_{fail_{FP}} = 0.85 F_{u-pl} \left(b - 2(d_{bt_{hole}} + 0.062) \right) t_{pl} (d_b + t_{pl}) L_{TF2}$$

Donde:

$d_{bt_{hole}}$: diámetro de los orificios en la placa para los pernos.

L_{TF2} : razón de transferencia de momento al agujero del perno más cercano a la cara la columna.

El noveno paso es calcular el momento en la cara de la columna para la falla por área neta del alma de la viga.

$$L_{TF3} = \frac{L - d_c}{L - d_c - 2(S_1 + S_3)}$$

$$M_{fail} = F_{u-b} \left(Z_b - 2(d_{bthole} + 0.062) \right) t_{fb} (d_b + t_{fb}) L_{TF2}$$

L_{TF3} : razón de transferencia de momento al agujero del perno más lejano a la cara de la columna.

El décimo paso es calcular el momento en la cara de la columna para el alargamiento de los agujeros de los pernos.

$$T_n = \min \begin{cases} T_n = 2.4 F_{u-b} (S_3 + S_1 - c) t_{fb} \\ T_n = 2.4 F_{u-pl} (S_3 + S_4) t_{pl} \end{cases}$$

$$M_{fail} = T_n \left(d_b + \frac{t_{PL-t} + t'_{PL-b}}{2} \right) L_{TF1}$$

El undécimo paso es revisar las fallas por bloques de cortante según el ASIC LRFD para asegurar que los elementos cumplan con los requisitos respectivos.

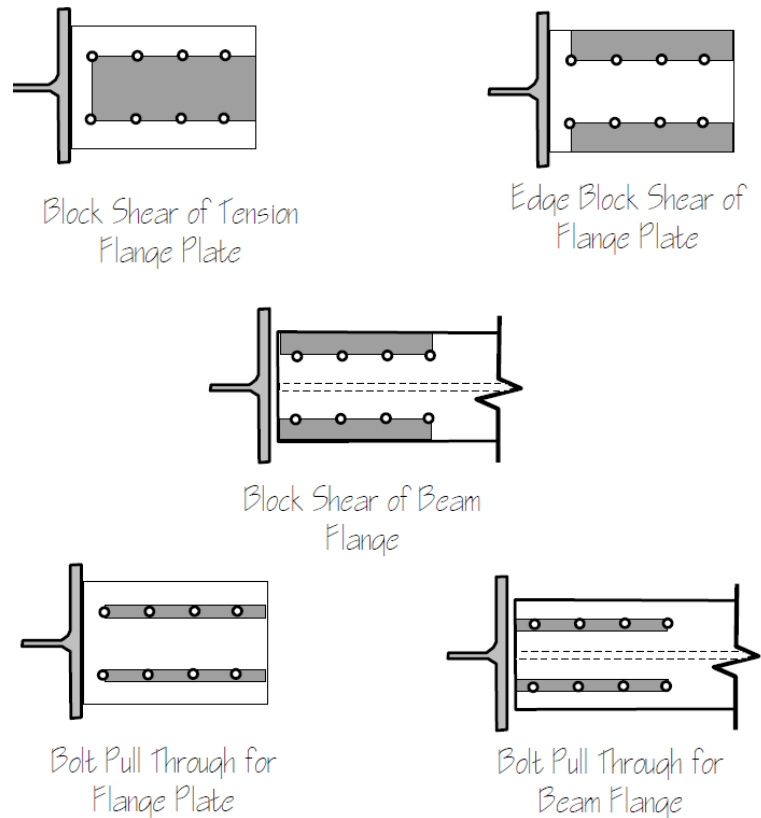


Figura 36: Fallas por bloque de cortante en la conexión tipo bolted.

Fuente: (Federal Emergency Management Agency, 2000)

El duodécimo paso es diseñar una placa apernada tal que resista la fuerza constante dada por la siguiente ecuación.

$$V_{web} = \frac{2 M_f}{L - d_c} + V_g$$

Donde:

V_g : cortante presente en la cara de la columna por cargas gravitacionales.

El decimotercer paso es calcular los requisitos de la placa continua.

$$t_{cf} < 0.4 \sqrt{1.8 b_f t_f \frac{F_{yb} R_{yb}}{F_{yc} R_{yc}}}$$

$$t_{cf} < \frac{b_f}{6}$$

Donde:

t_{cf} : espesor mínimo requerido para el ala de la comuna cuando no se utilizan placas continuas.

b_f : ancho del ala de la viga.

t_f : espesor del ala de la viga.

F_{yb} (F_{yc}): Esfuerzo de fluencia mínimo especificado de la viga (columna).

R_{yb} (R_{yc}): Relación del límite elástico esperando del material de la viga (columna) y la fluencia mínima especificado.

El decimocuarto paso confirmar si el tamaño de la columna y viga son adecuados para tal que se cumpla el criterio correspondiente tomando en cuenta la ubicación supuesta al inicio de la rótula plástica de la conexión.

$$s_h = \frac{d_c}{2} + L_p$$

El decimoquinto paso es detallar la geometría de la conexión diseñada. Para esta conexión de viga – columna, los pernos deben ser diseñadas para soportar fuerzas de corte.

1.2.3. Conexiones endplate y bolted modelados.

Las conexiones diseñadas mediante las metodologías anteriormente mencionadas varían en algunos aspectos con respecto a las conexiones utilizadas para el modelaje. Esto se dio ya que los procedimientos de diseño de las conexiones tienen como objetivo, distribuir las cargas aplicadas de la manera más eficiente entre todos los elementos para así asegurar la eficiencia y funcionamiento óptimo de la conexión y sus elementos. Los cambios mencionados fueron realizados por criterio para lograr condiciones de ensayo específicas en los modelos. Principalmente se realizaron las variaciones para establecer que los pernos sean los elementos estructurales con menos resistencia para fomentar su funcionamiento y participación ante las cargas aplicadas. Otra variación fue el cambio de la columna utilizada, a partir de las simulaciones iniciales, se observó que se generaba una concentración de esfuerzos en la zona panel de la columna, por esta razón se propuso otra columna con mayor peralte y peso para disminuir dicha concentración de esfuerzos. De igual manera, se utilizan placas de mayor grosor a las que inicialmente se propusieron con base a los procedimientos de diseño. Por último, los procedimientos de diseño recomendaban utilizar soldaduras de filete las cuales son comúnmente utilizadas en estas conexiones. Para todos los instantes que se requiere la aplicación de soldadura se utilizaron soldaduras de penetración total para evitar las complicaciones de capacidad que inicialmente existían.

1.3. IDEA StatiCa.

1.3.1.1. Diseño de las conexiones.

El procedimiento para generar los modelos experimentales en el programa de IDEA StatiCa fue el mismo para las 6 conexiones elaboradas. Se utilizaron los mismos elementos en general con la única variación de un modelo a otro siendo pernos distintos. Se elaboraron tres conexiones tipo endplate de ocho pernos, el primero utilizando pernos ASTM A325, y siguientes siendo con pernos SAE J429. Se utilizaron dos tipos de pernos SAE J429 ya que se contaba con datos experimentales de dos fuentes distintas, estos siendo los trabajos de investigación de Marianela Fallas (SAE M) y Esteban Herrera (SAE

E). Para las tres conexiones bolted se utilizaron las distribuciones de pernos de igual manera, una conexión con pernos ASTM A325 y dos con pernos SAE.

1.3.1.2. Diseño de los elementos.

1.3.1.2.1. Elementos generales.

El diseño y selección de materiales y geometría de los elementos que se consideran constantes en las conexiones bolted y endplate se elaboró de la siguiente forma. Los elementos que se consideraron constantes en las conexiones fueron los siguientes: columna, viga, placas necesarias, soldaduras de penetración correspondientes y la carga de diseño.

Las siguientes tablas y figuras muestran los datos geométricos y valores de estos elementos considerados constantes en las conexiones endplate y bolted respectivas.

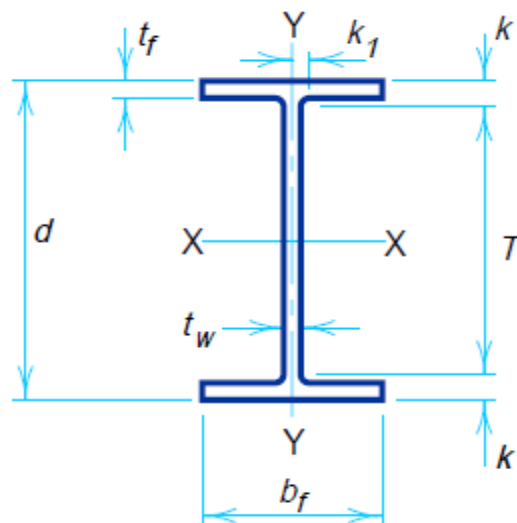


Figura 37: Nomenclatura de medidas para los perfiles de acero según AISC.

Fuente: (American Institute of Steel Construction, 2011)

Tabla 11: Datos geométricos de la columna.

Columna	
Perfil	W16x100
Tipo de Acero	ASTM A992
$F_{yc} =$	50.00 ksi
$F_{uc} =$	65.00 ksi
$A_c =$	29.40 in. ²
$d_c =$	16.97 in.
$t_{wc} =$	0.585 in.
$b_{fc} =$	10.43 in.
$t_{fc} =$	0.985 in.
$T =$	13.625 in.
$k_c =$	1.69 in.
$k_{1c} =$	0.938 in.
$W_{gc} =$	5.50 in.
$(b_f/2t_f)_c =$	5.30
$(h/t_w)_c =$	24.30
$I_{xc} =$	1490.00 in. ⁴
$S_{xc} =$	175.00 in. ³
$r_{xc} =$	7.10 in.
$I_{yc} =$	186.00 in. ⁴
$S_{yc} =$	35.70 in. ³
$r_{yc} =$	2.51 in.
$Z_{xc} =$	198.00 in. ³
$Z_{yc} =$	54.90 in. ³

Fuente: Elaboración propia basando en (American Institute of Steel Construction, 2011).

Tabla 12: Datos geométricos de la viga.

Viga	
Perfil	W18x50
Tipo de Acero	ASTM A992
Fyb =	50.00 ksi
Fub =	65.00 ksi
Ab =	14.70 in. ²
db =	17.99 in.
twb =	0.355 in.
bfb =	7.50 in.
tfb =	0.570 in.
T =	15.500 in.
kb =	1.25 in.
k1b =	0.813 in.
Wgb =	3.50 in.
(bf/2tf)b =	6.60
(h/tw)b =	45.20
lxb =	800.00 in. ⁴
Sxb =	88.90 in. ³
rxb =	7.38 in.
lyb =	40.10 in. ⁴
Syb =	10.70 in. ³
ryb =	1.65 in.
Zxb =	101.00 in. ³
Zyb =	16.60 in. ³

Fuente: Elaboración propia basando en (American Institute of Steel Construction, 2011).

1.3.1.2.1.1. Elementos generales – conexiones endplate.

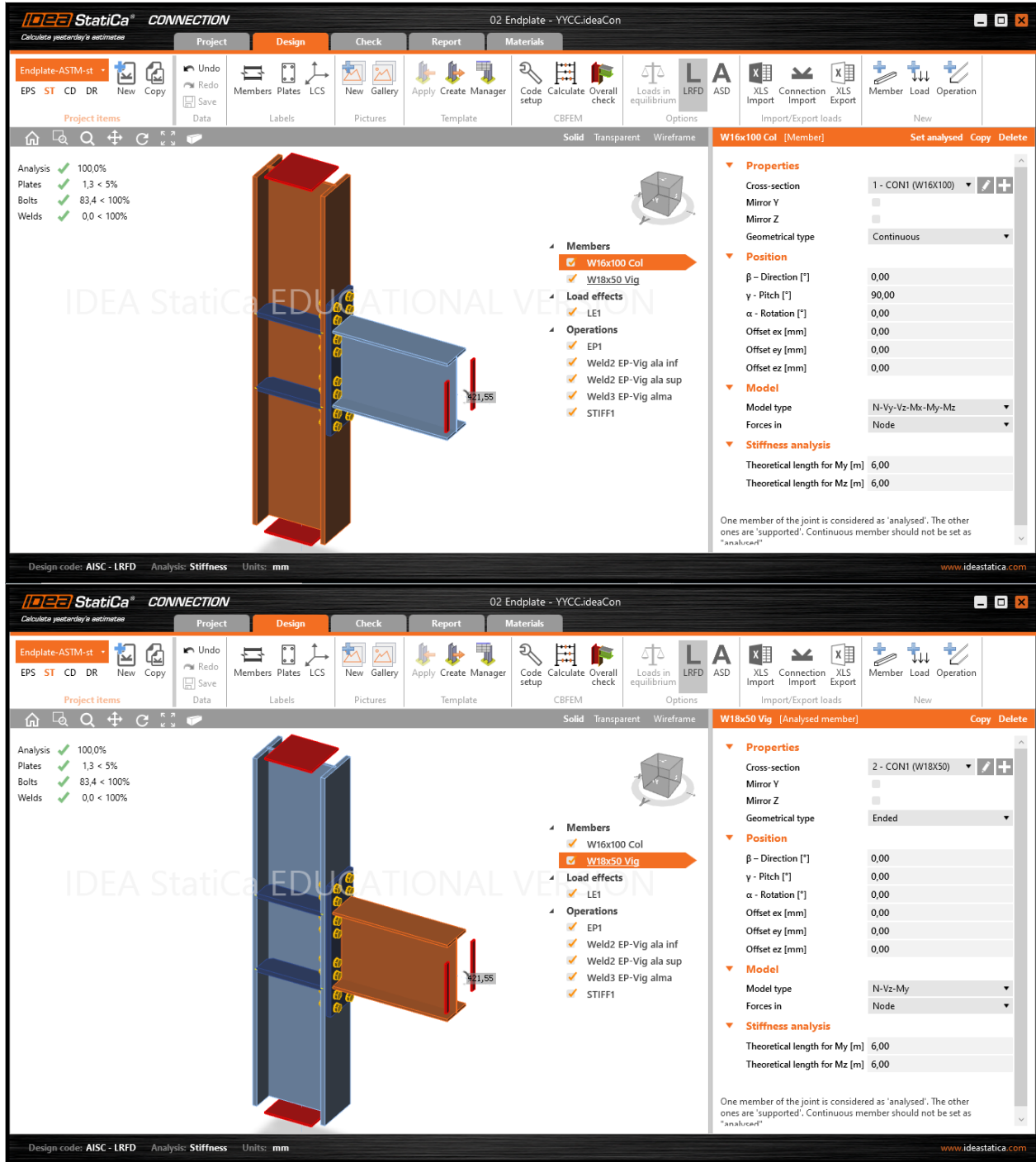


Figura 38: Columna y viga para las conexiones endplate.

Fuente: IDEA StatiCa 10.1, 2020.

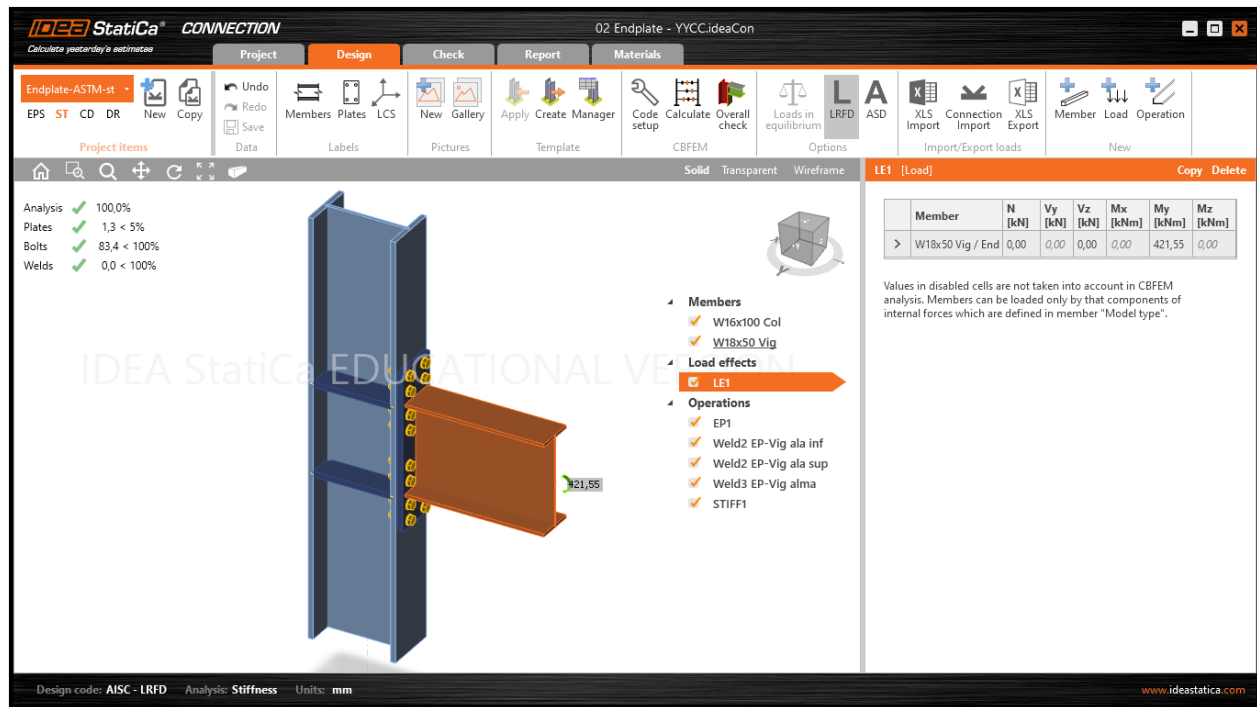


Figura 39: Carga de diseño para las conexiones bolted.

Fuente: IDEA StatiCa 10.1, 2020.

En la figura siguiente se presenta el detalle constructivo de la placa a utilizar en las conexiones endplate para este trabajo de investigación. Cabe destacar que la geometría propuesta fue el resultado de los cálculos realizados según la guía de diseño del AISC referente a conexiones a momento tipo endpalte.

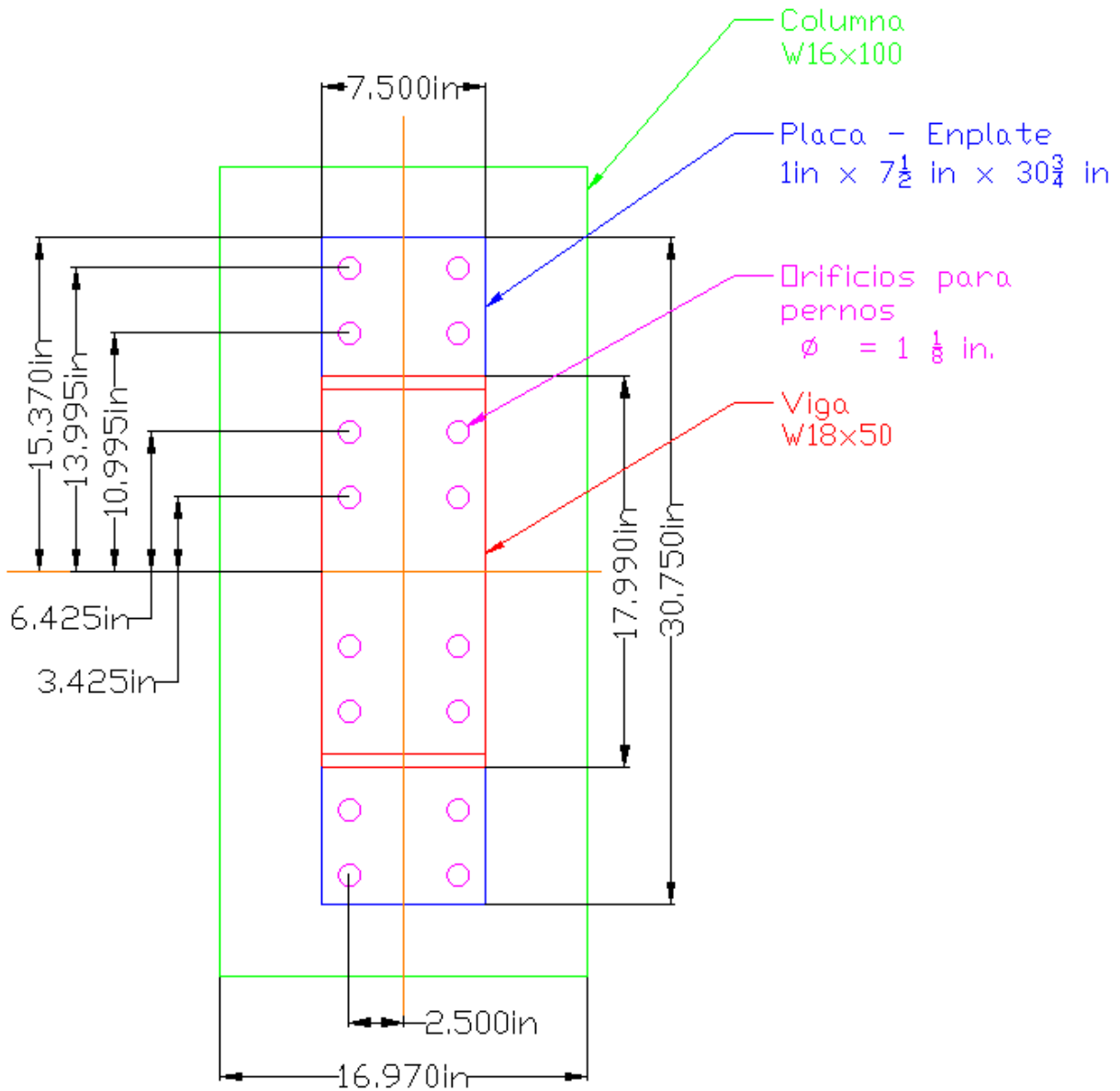


Figura 40: Detalle constructivo de la placa para conexiones endplate.

Fuente: Elaboración propia, AutoCAD 2019.

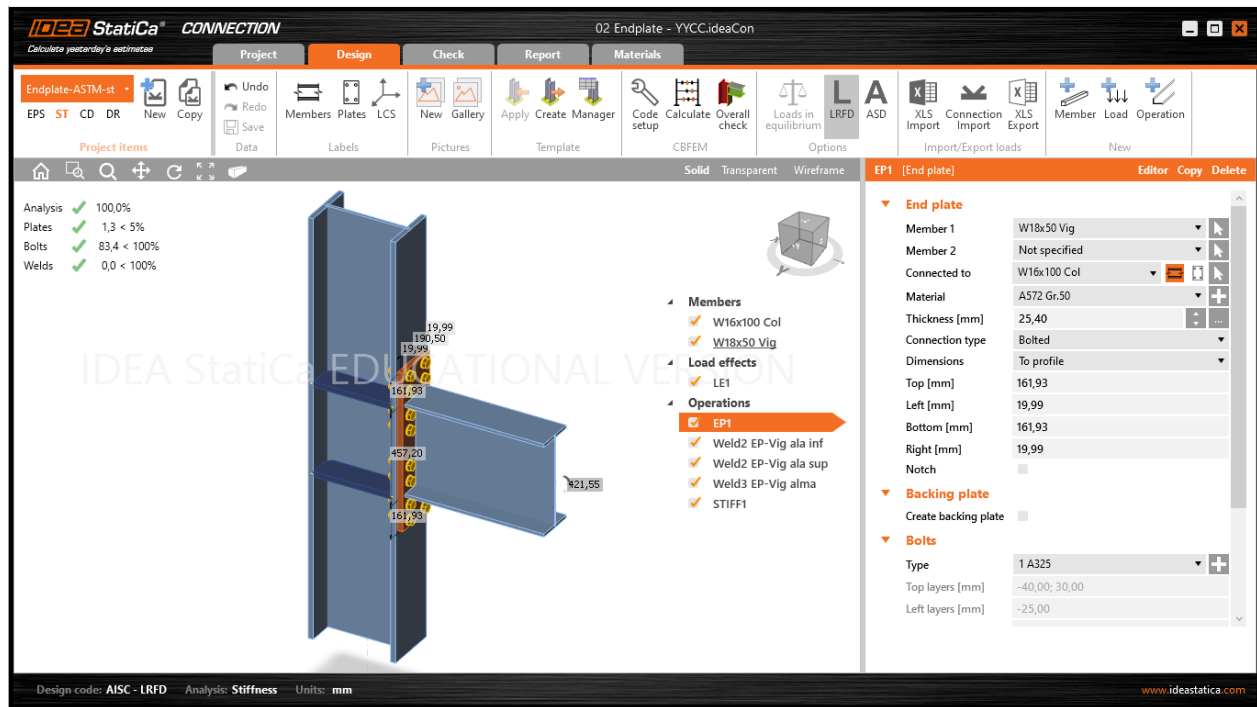


Figura 41: Placa para las conexiones endplate.

Fuente: IDEA StatiCa 10.1, 2020.

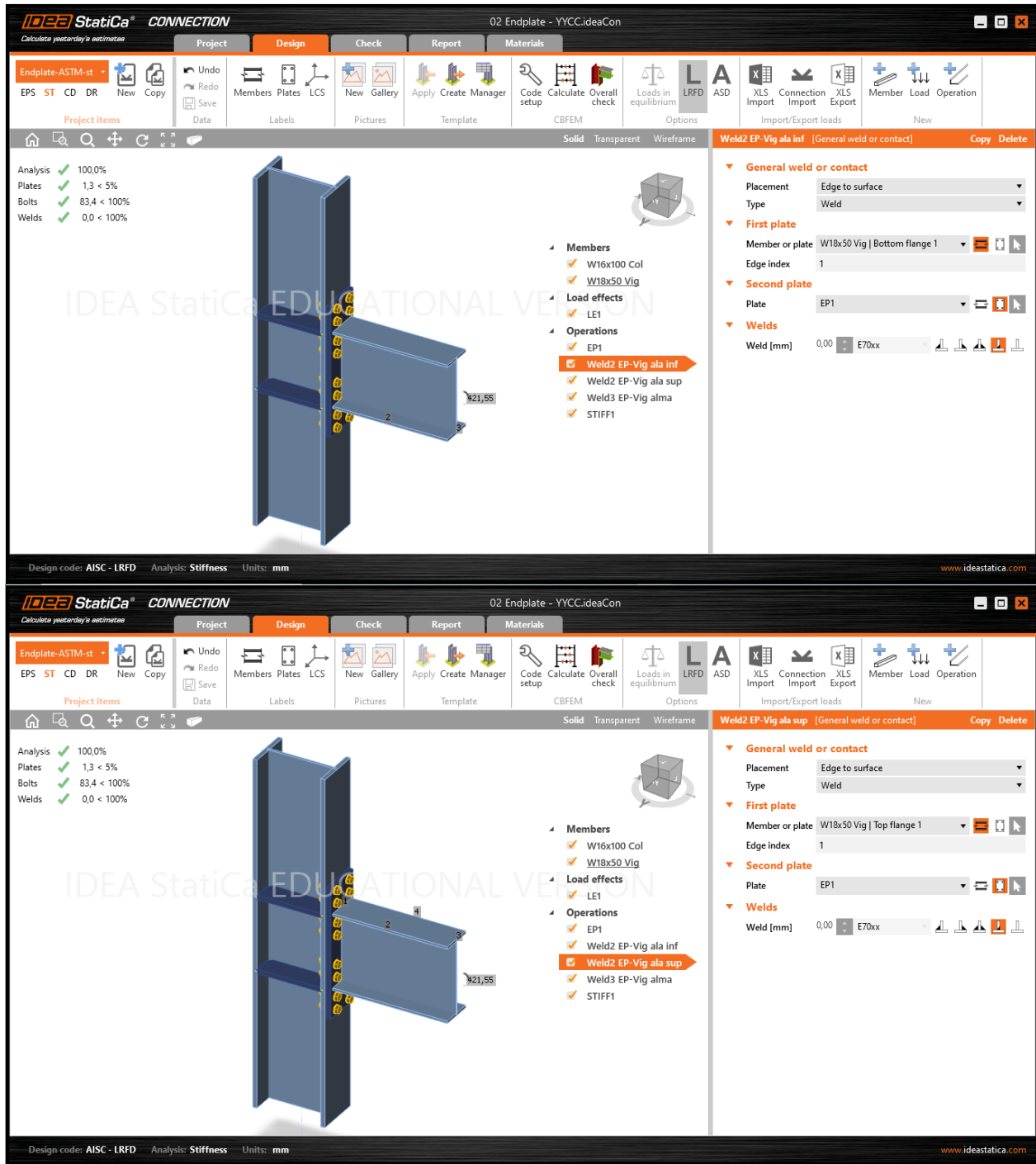


Figura 42: Soldadura de penetración en las alas de viga para conexiones endplate.

Fuente: IDEA StatiCa 10.1, 2020.

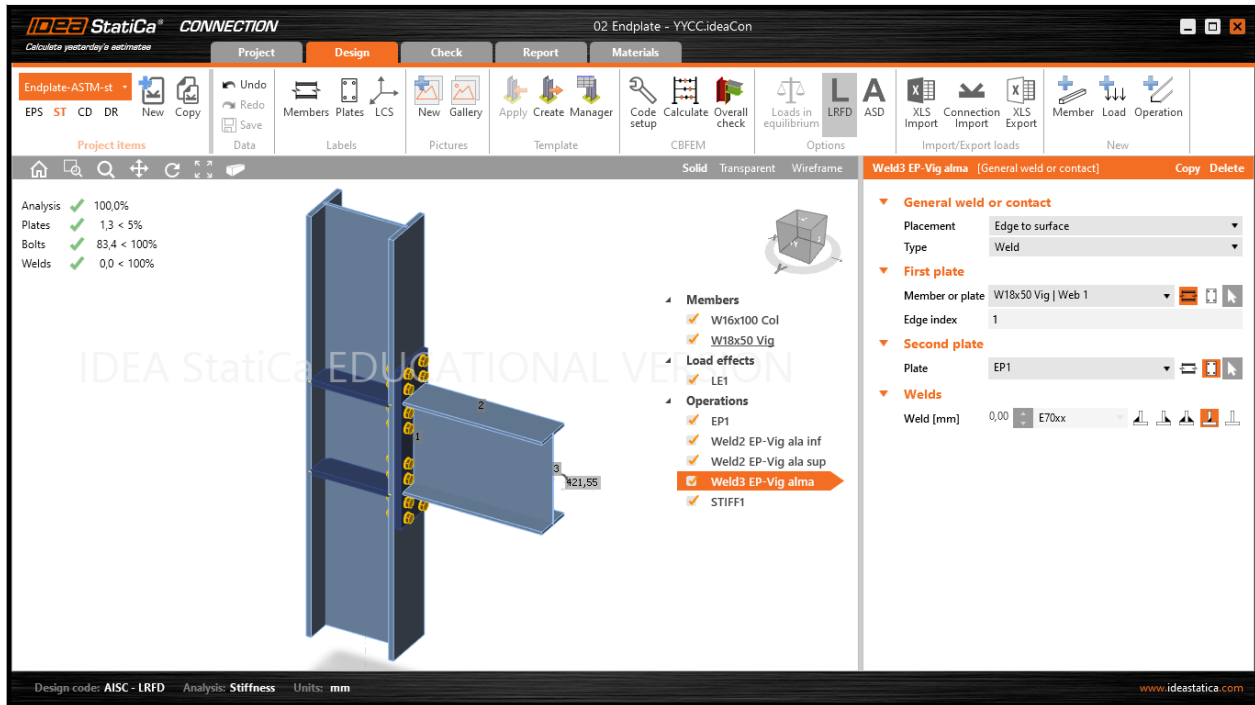


Figura 43: Soldadura de penetración en el alma de viga para conexiones endplate.

Fuente: IDEA StatiCa 10.1, 2020.

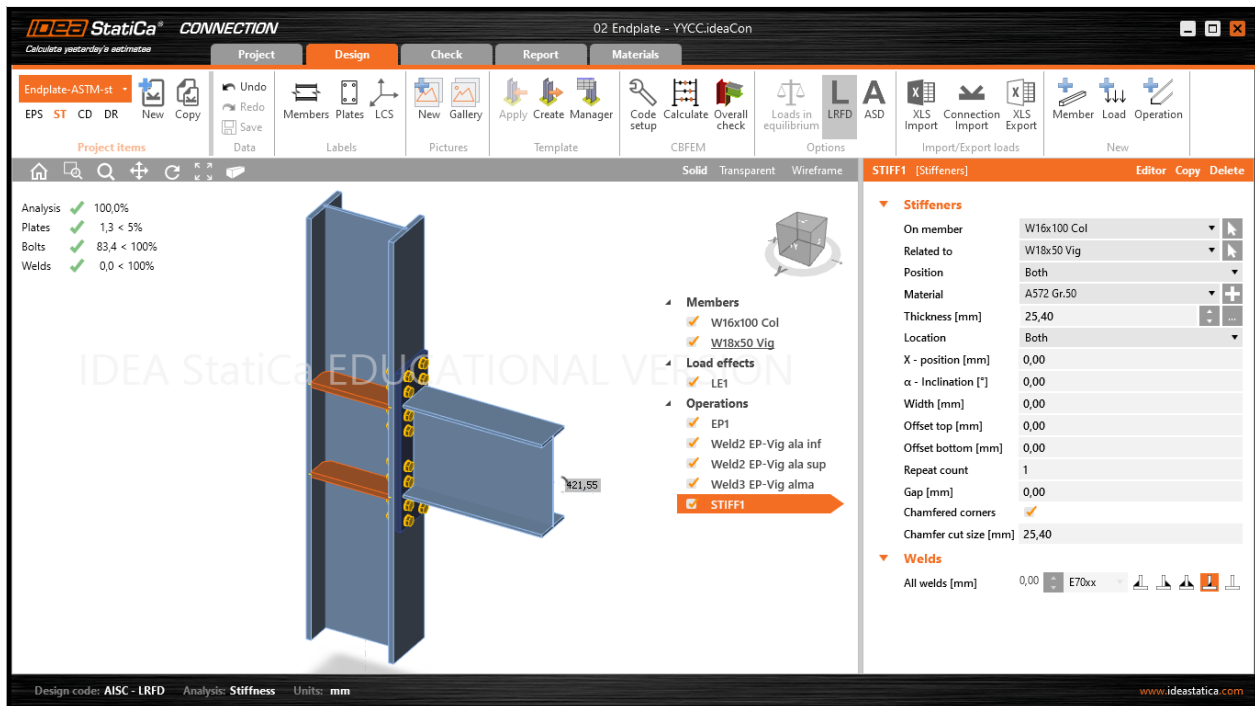
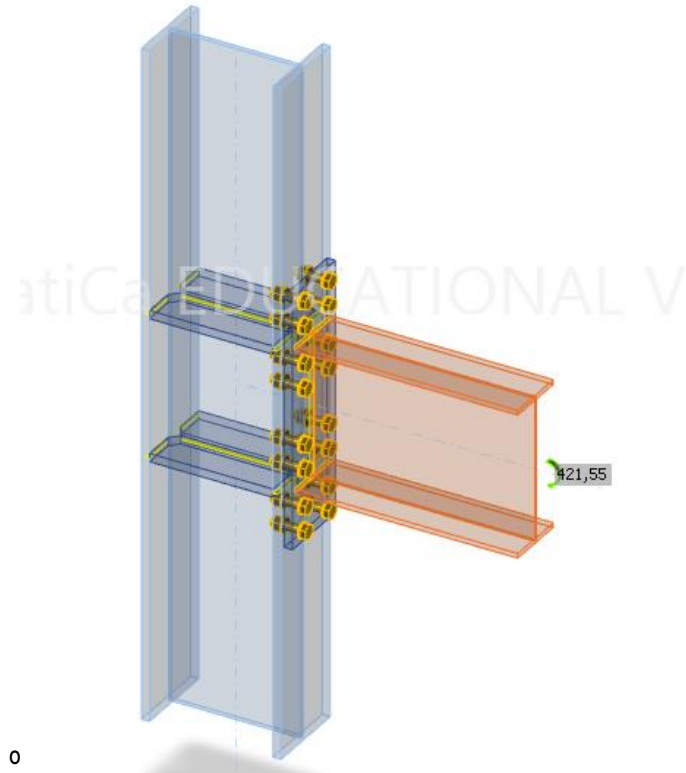


Figura 44: Placas rigidizadores en la columna para las conexiones endplate.

Fuente: IDEA StatiCa 10.1, 2020.



0

Figura 45: Vista transparente típica de las conexiones endplate.

Fuente: IDEA StatiCa 10.1, 2020.

1.3.1.2.1.2. Elementos generales – conexiones bolted.

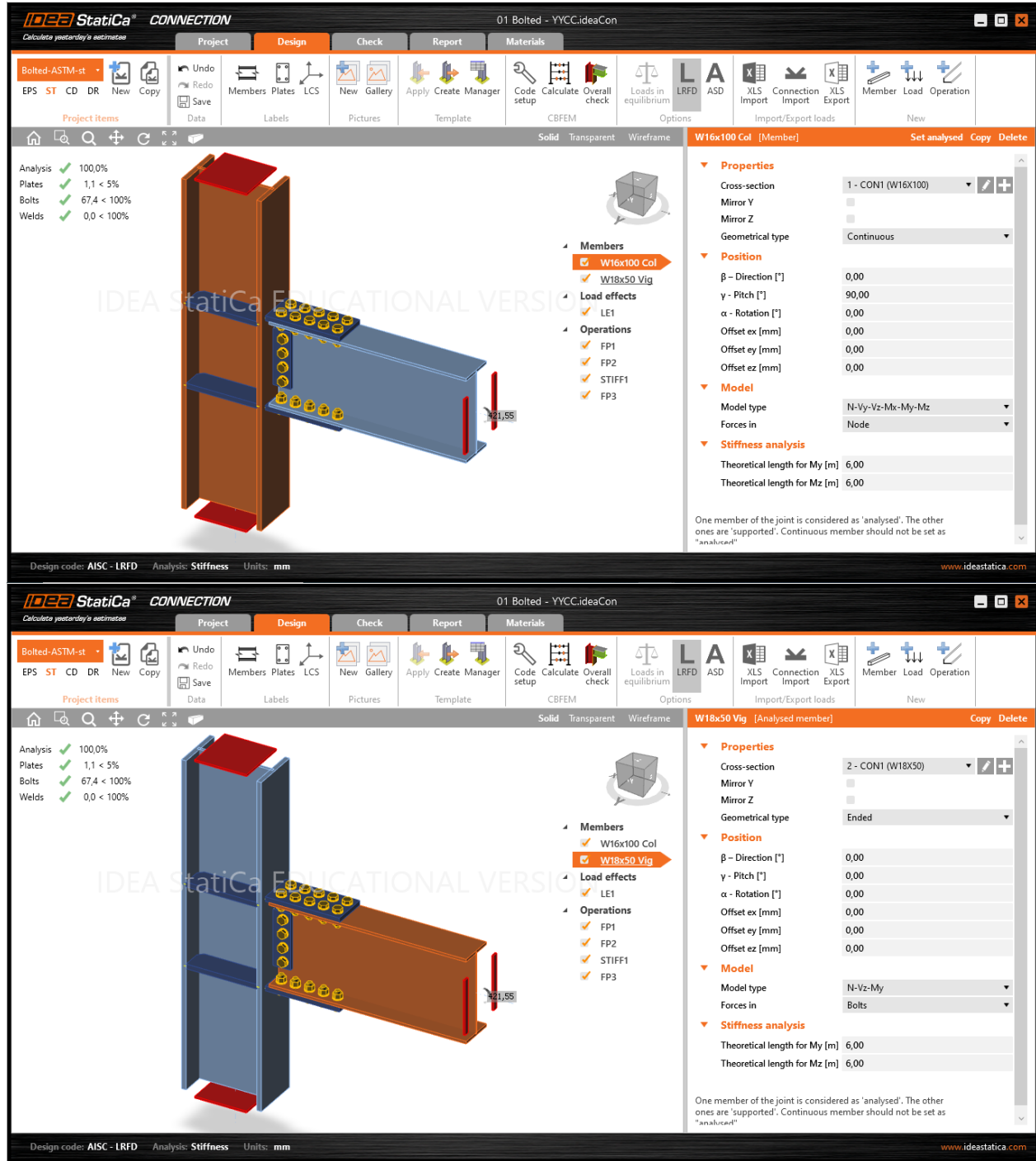


Figura 46: Columna y viga para las conexiones bolted.

Fuente: IDEA StatiCa 10.1, 2020.

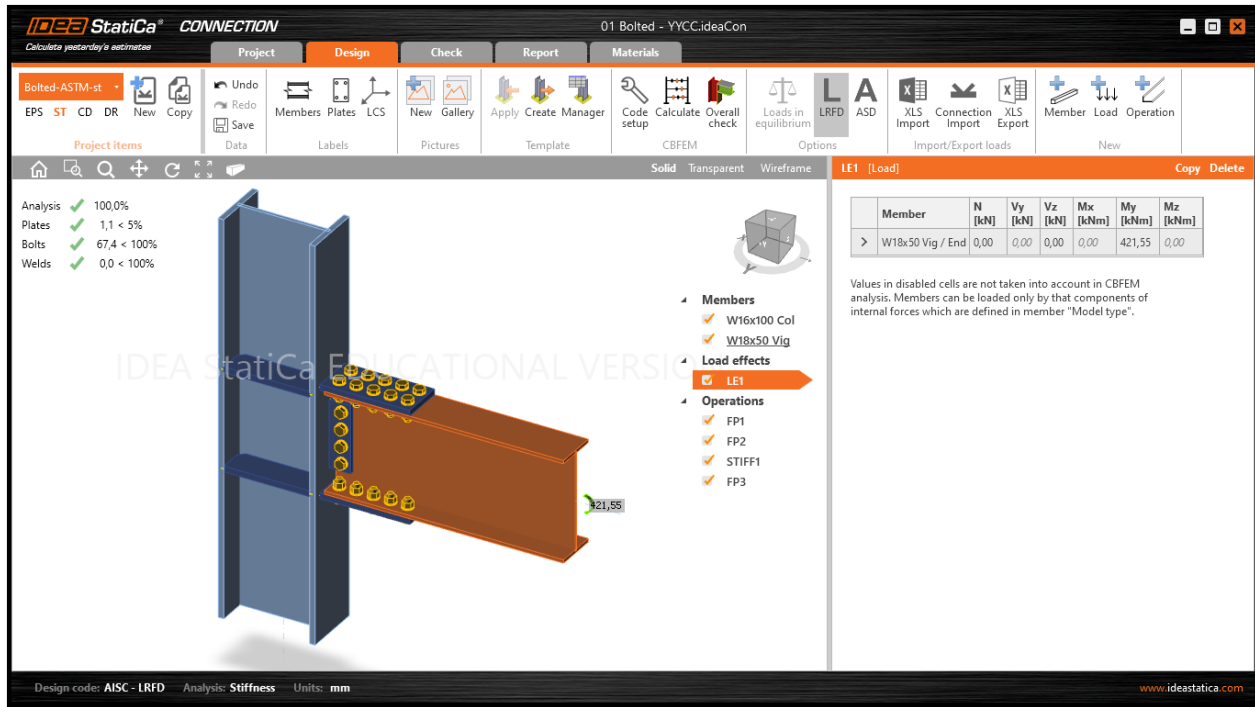


Figura 47: Carga de diseño para las conexiones bolted.

Fuente: IDEA StatiCa 10.1, 2020.

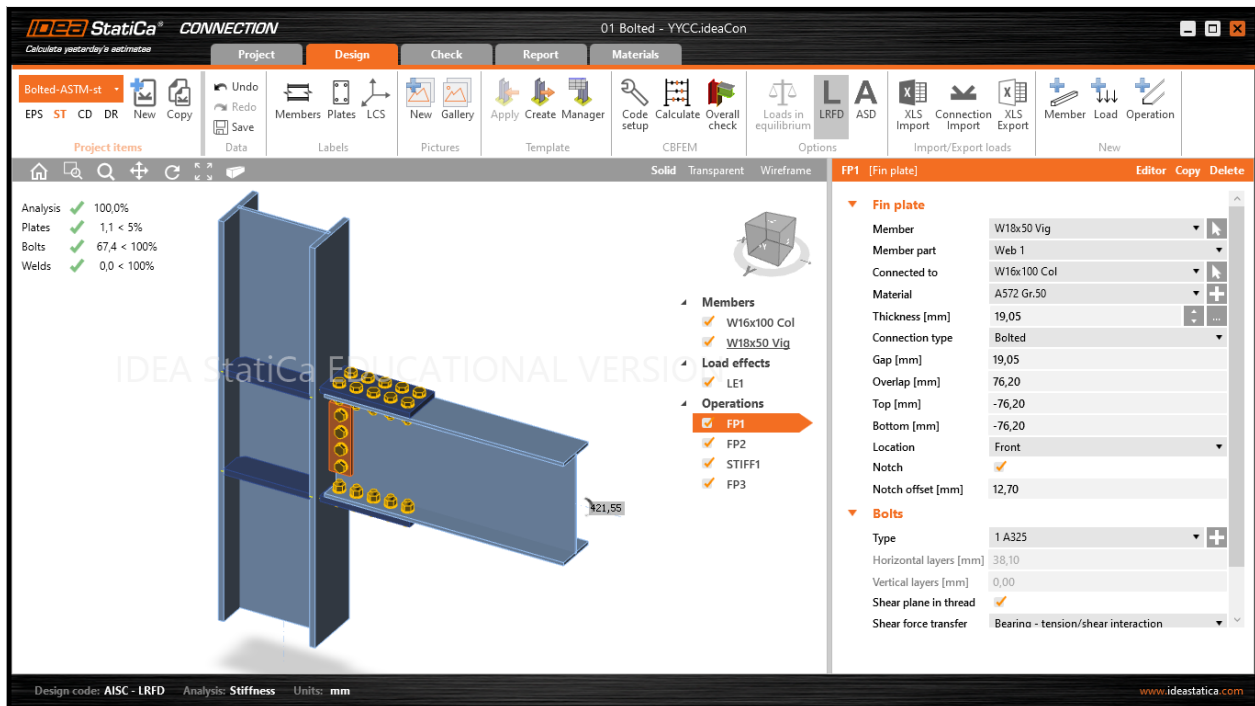


Figura 48: Placa en el alma de viga para las conexiones bolted.

Fuente: IDEA StatiCa 10.1, 2020.

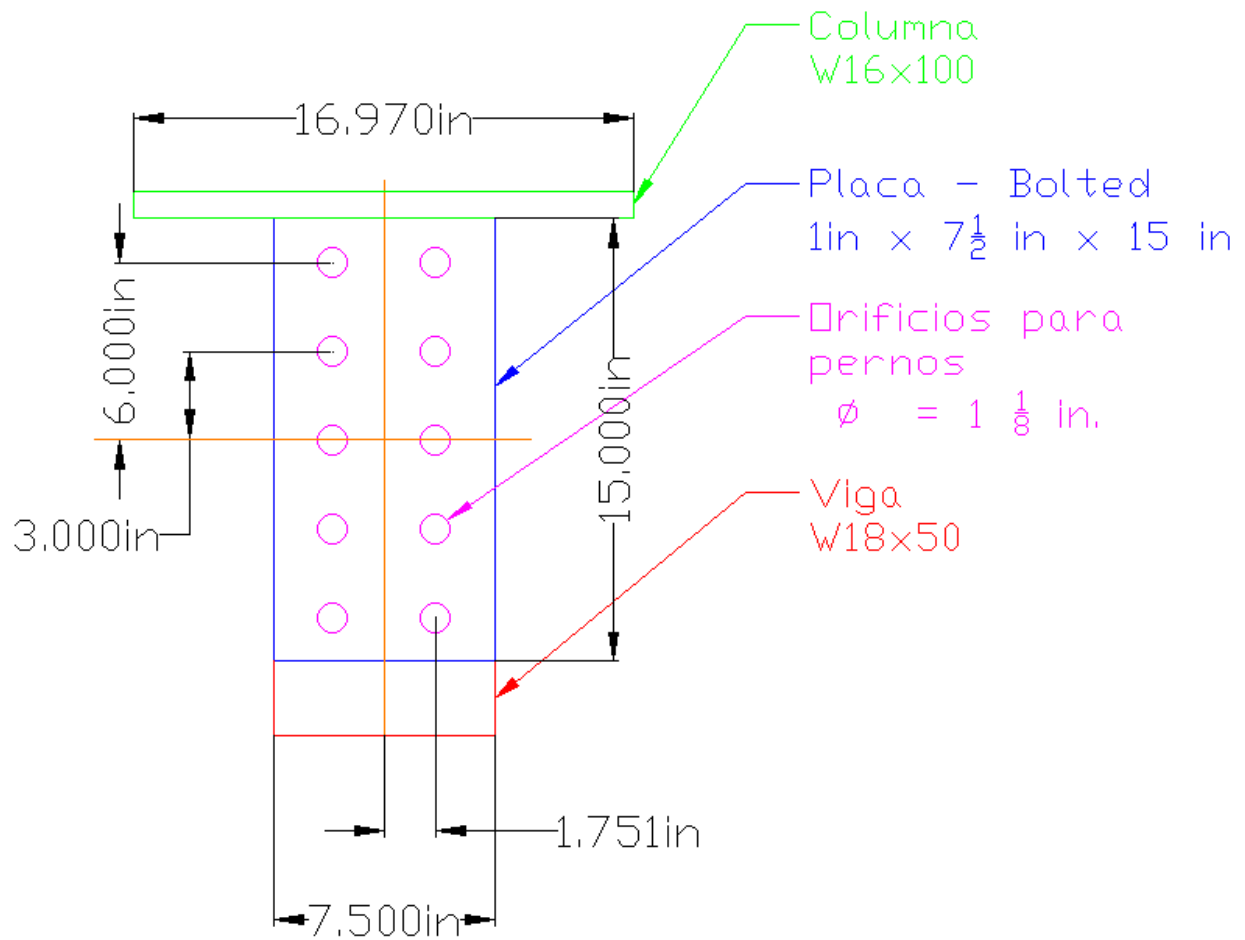


Figura 49: Detalle constructivo de las placas superior e inferior para conexiones bolted.

Fuente: Elaboración propia, AutoCAD 2019, 2020.

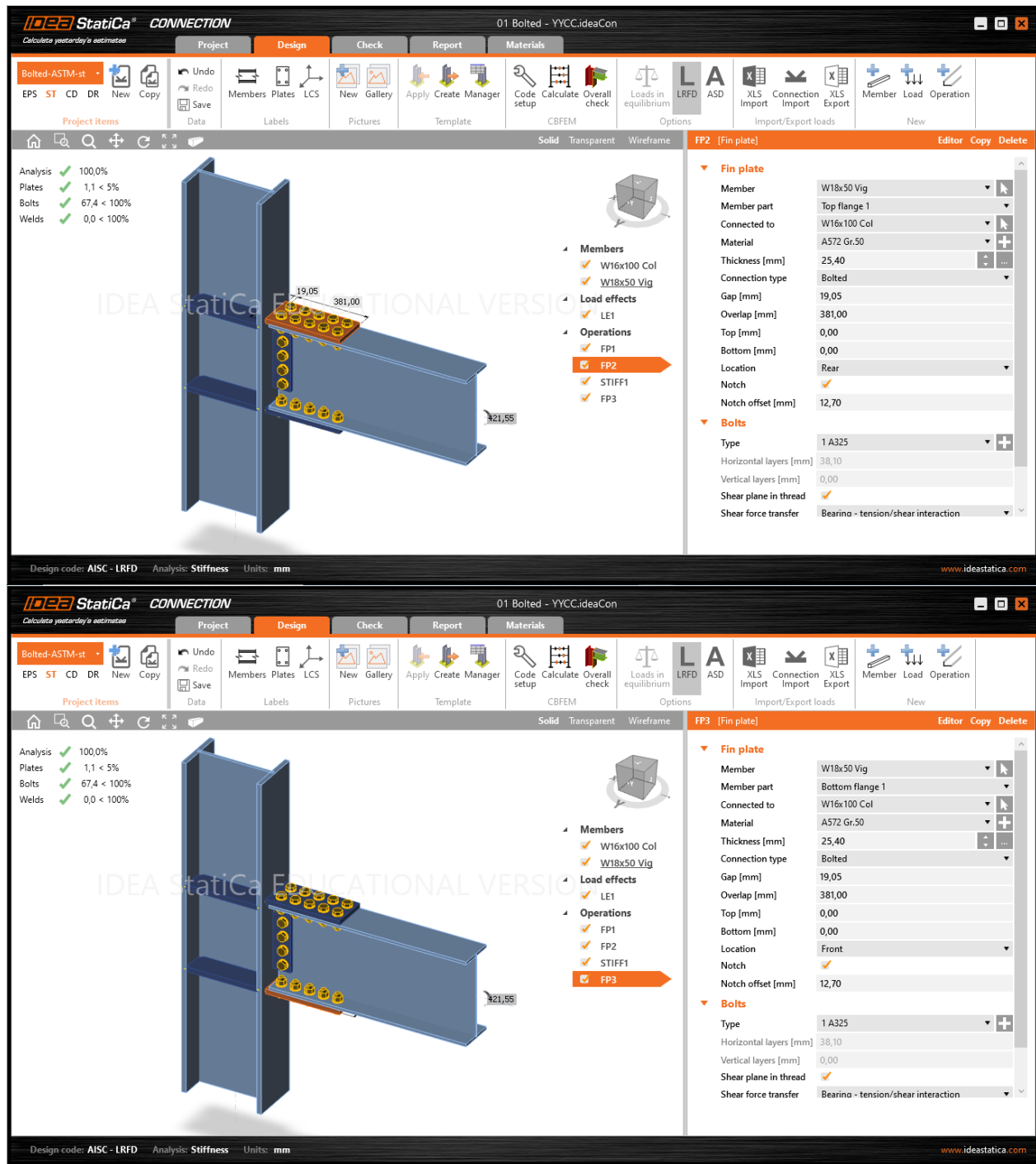


Figura 50: Placas en las alas de la viga para las conexiones bolted.

Fuente: IDEA StatiCa 10.1, 2020.

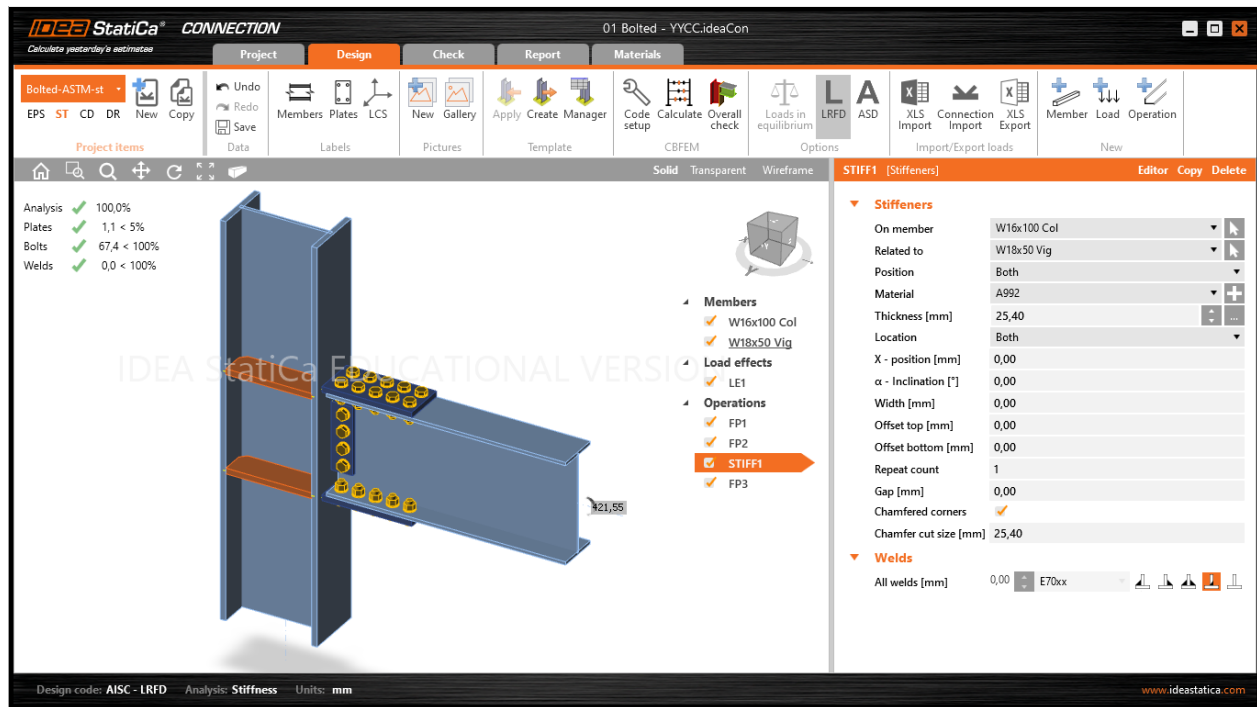


Figura 51: Placas rigidizadores en la columna para las conexiones bolted.

Fuente: IDEA StatiCa 10.1, 2020.

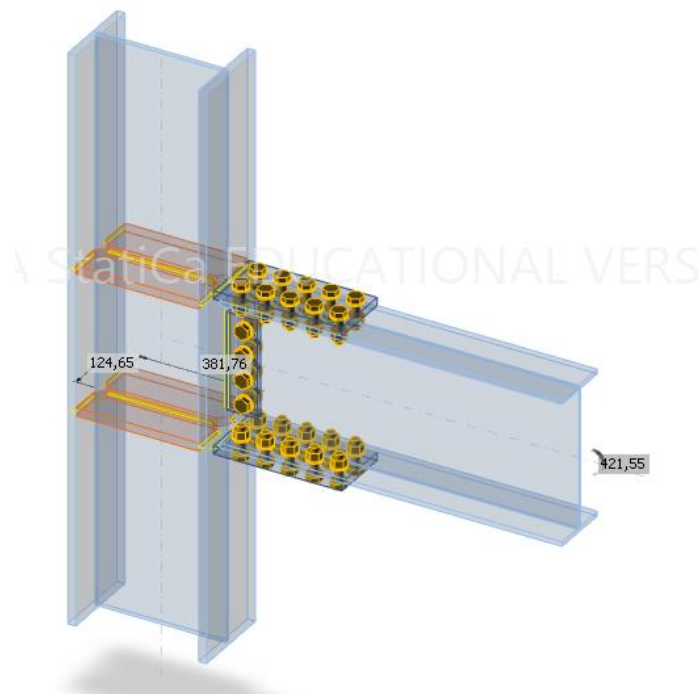


Figura 52: Vista transparente típica de las conexiones bolted.

Fuente: IDEA StatiCa 10.1, 2020.

1.3.1.3. Propiedades de pernos utilizados.

1.3.1.3.1. Pernos ASTM A325.

El programa de IDEA StatiCa cuenta con una base de datos el cual contiene las propiedades del Acero ASTM A325 y los correspondientes pernos. Adicionalmente, al ser un programa de diseño y revisión de conexiones, cuenta con una base de datos amplia que contiene valores geométricos de elementos estructurales como los pernos perfiles y placas.

▼ General	
Name	A325
▼ Physical properties	
m [kg/m ³]	7850
E [MPa]	210000,00
ν	0,3
G [MPa]	80769,23
α [1e-6/K]	12
λ [W/(m.K)]	45
c [kJ/(kg.K)]	0,49
▼ Properties specific to American standard	
fyb [MPa]	634,32
fub [MPa]	825,00
Elongation [-]	0,14

Figura 53: Propiedades de los pernos ASTM A325.

Fuente: IDEA StatiCa 10.1, 2020.

1.3.1.3.2. Pernos SAE J429.

Las propiedades de modulo elástico, esfuerzo de fluencia esfuerzo de ruptura y elongación de los pernos SAE J429 utilizados en este trabajando de investigación fueron tomados de investigaciones previamente realizados. Las propiedades restantes fueron consideradas iguales a los valores de los pernos ASTM A325 establecidos por el programa de IDEA StatiCa. Debido a las limitaciones del programa, para este trabajo de investigación las características geométricas utilizadas para los pernos SAE J429 se mantuvieron iguales a los de los pernos ASTM A325 definidos por el programa. Esta simplificación se realizó con base a los resultados de investigaciones previas, (Marmol Heudenfeld, 2018) y (Herrera Martínez, 2020), los cuales comprobaron que la falla de corte se da siempre por fuera de la zona roscada, lo que genera poco error al realizar esta simplificación.

1.3.1.3.2.1. Pernos SAE – M.

Los valores experimentales del primer lote de pernos SAE J429 utilizados fueron extraídos del trabajo de investigación de (Fallas Navarro, 2019). Para determinar los valores de elongación, esfuerzo de fluencia y esfuerzo máximo de los pernos se hizo uso de los valores experimentales de la prueba uniaxial realizado en el trabajo de investigación anteriormente mencionada.

Tabla 13: Datos de prueba uniaxial de pernos SAE.

Deformación Unitaria	Esfuerzo
[mm/mm]	[N/mm²] [MPa]
0.001	28.73
0.002	51.83
0.004	79.89
0.005	106.37
0.006	135.38
0.007	163.58
0.008	208.30
0.009	261.01

Fuente: Elaboración propia, basado en (Fallas Navarro, 2019).

Tabla 10 (continuación): Datos de prueba uniaxial de pernos SAE.

Deformación Unitaria [mm/mm]	Esfuerzo [N/mm²] [MPa]
0.011	331.94
0.012	386.59
0.014	449.38
0.015	521.72
0.016	582.98
0.018	625.04
0.019	655.50
0.020	695.94
0.022	729.03
0.023	758.81
0.024	783.63
0.027	804.34
0.028	812.62
0.030	819.24
0.033	825.03
0.034	833.31
0.037	839.09
0.039	844.04
0.041	851.46
0.042	855.60
0.045	859.72
0.047	865.51
0.050	869.64
0.053	872.94
0.055	876.23
0.058	877.88
0.060	878.70
0.062	874.57
0.064	872.05
0.066	865.42
0.069	856.23
0.070	847.07

Fuente: Elaboración propia, basado en (Fallas Navarro, 2019).

Tomando los valores de la tabla anterior se procedió a realizar el análisis gráfico establecido por la teoría del 0,2% para de esa forma obtener los valores de esfuerzo de fluencia y máximo asociados del primer lote de pernos SAE J429.

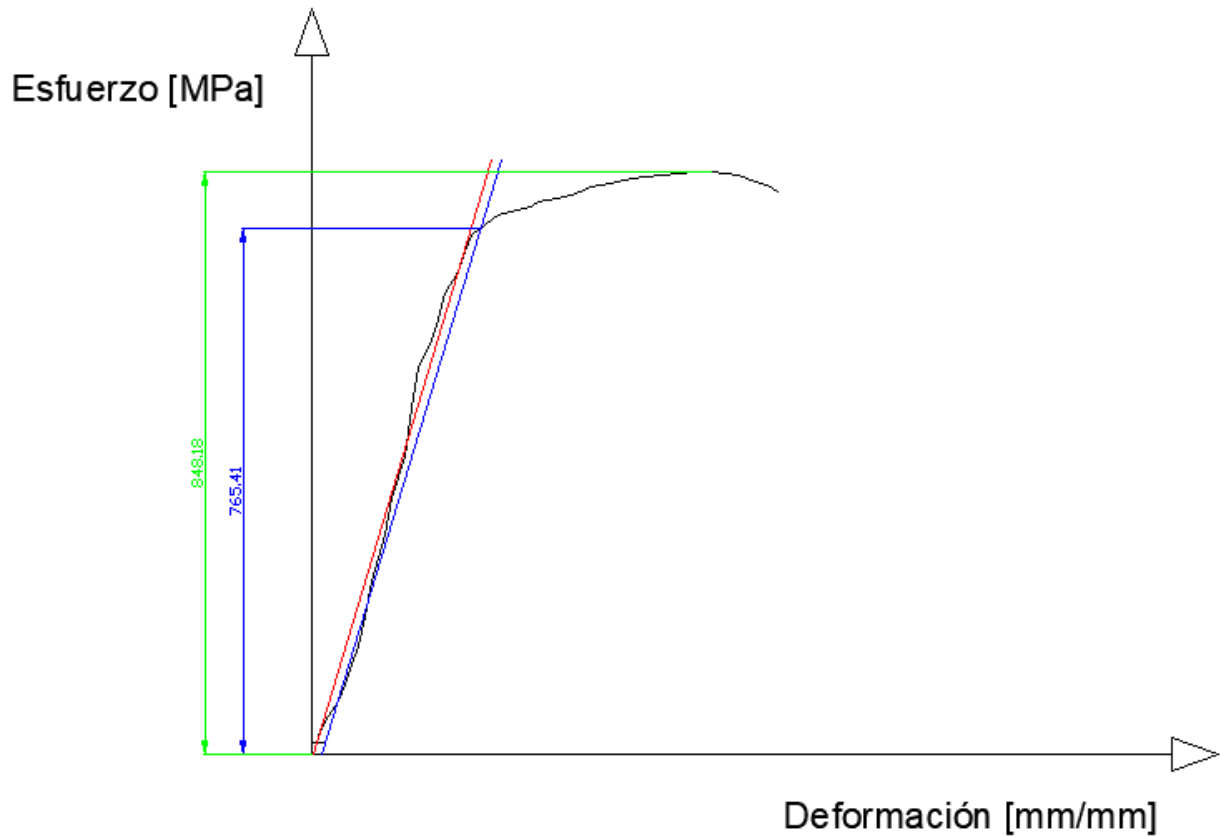


Figura 54: Curva esfuerzo - deformación de pernos SAE.

Fuente: Elaboración propia, AutoCAD 2019.

▼ General	
Name	SAE J429 M
▼ Physical properties	
m [kg/m ³]	7850
E [MPa]	31402,04
ν	0,3
G [MPa]	12077,71
α [1e-6/K]	12
λ [W/(m.K)]	45
c [kJ/(kg.K)]	0,49
▼ Properties specific to American standard	
f _y [MPa]	765,41
f _u [MPa]	848,18
Elongation [-]	0,18

Figura 55: Propiedades de los pernos SAE J429, SAE M.

Fuente: (Fallas Navarro, 2019).

1.3.1.3.2.2. Pernos SAE – E.

Los valores de elongación, esfuerzo de fluencia y esfuerzo máximo para este lote de pernos SAE J429 fueron tomados directamente de los resultados del trabajo de investigación de (Herrera Martínez, 2020).

▼ General	
Name	SAE J429 E
▼ Physical properties	
m [kg/m ³]	7850
E [MPa]	31402,04
ν	0,3
G [MPa]	12077,71
α [1e-6/K]	12
λ [W/(m.K)]	45
c [kJ/(kg.K)]	0,49
▼ Properties specific to American standard	
fyb [MPa]	746,03
fub [MPa]	916,81
Elongation [-]	0,17

Figura 56: Propiedades de los pernos SAE J429, SAE E.

Fuente: (Herrera Martínez, 2020)

1.3.1.4. Factores de IDEA StatiCa.

Code and calculation settings	
▼ Analysis and checks	
Stop at limit strain	<input type="checkbox"/>
Geometrical nonlinearity (GMNA)	<input checked="" type="checkbox"/>
Detailing	<input type="checkbox"/>
Concrete breakout resistance	<input checked="" type="checkbox"/>
Local deformation check	<input type="checkbox"/>
Friction coefficient in slip-resistance [-]	0,30
Base metal capacity at the fusion face	<input type="checkbox"/>
▶ Concrete block	
▼ LRFD - Resistance factors ϕ	
Tensile and shear strength - bolts	0,75
Combined tensile and shear strength - bolts	0,75
Bearing at bolt holes	0,75
Fillet welds	0,75
Material resistance factor	0,9
Slip resistant joint	1
Strength reduction factor for anchors in tension	0,7
Strength reduction factor for anchors in shear	0,65
▶ ASD - Safety factors Ω	
▼ Check settings	
Limit plastic strain [%]	5,00
Local deformation limit [%]	3,00
Warning plastic strain [%]	3,00
Warning check level [%]	95,00
Optimal check level [%]	60,00
Distance between bolts [d]	2,66

Figura 57: Parámetros de IDEA StatiCa.

Fuente: IDEA StatiCa, 2020.

1.3.1.4.1. Mallado.

El programa utilizado de IDEA StatiCa, permite modificar los parámetros del mallado para mejor ajustar los modelos y obtener resultados más precisos ya que analiza mediante el método de elementos finitos. Para mejora la precisión de los modelos, se utilizaron tamaños de elementos mínimos y máximos menores que los que utiliza el programa por defecto. De igual manera se aumentaron las divisiones de los elementos, así como el número de iteraciones. Cabe destacar que, al realizar cambios de este tipo, aumenta directamente el tiempo de análisis computacional para los modelos.

▼ **Model and mesh**

Default length of standard member [h]	1,5
Default length of member with hollow section [h]	2
Division of surface of the biggest circular hollow member	64
Division of arc of rectangular hollow member	5
Number of elements on biggest member web or flange	10
Number of elements on biggest web of RHS member	20
Number of analysis iterations	50
Divergent iterations count	5
Minimal size of element [mm]	1,00
Maximal size of element [mm]	10,00

Expand Collapse Reset Save OK Cancel

Figura 58: Detalle del mallado utilizado.

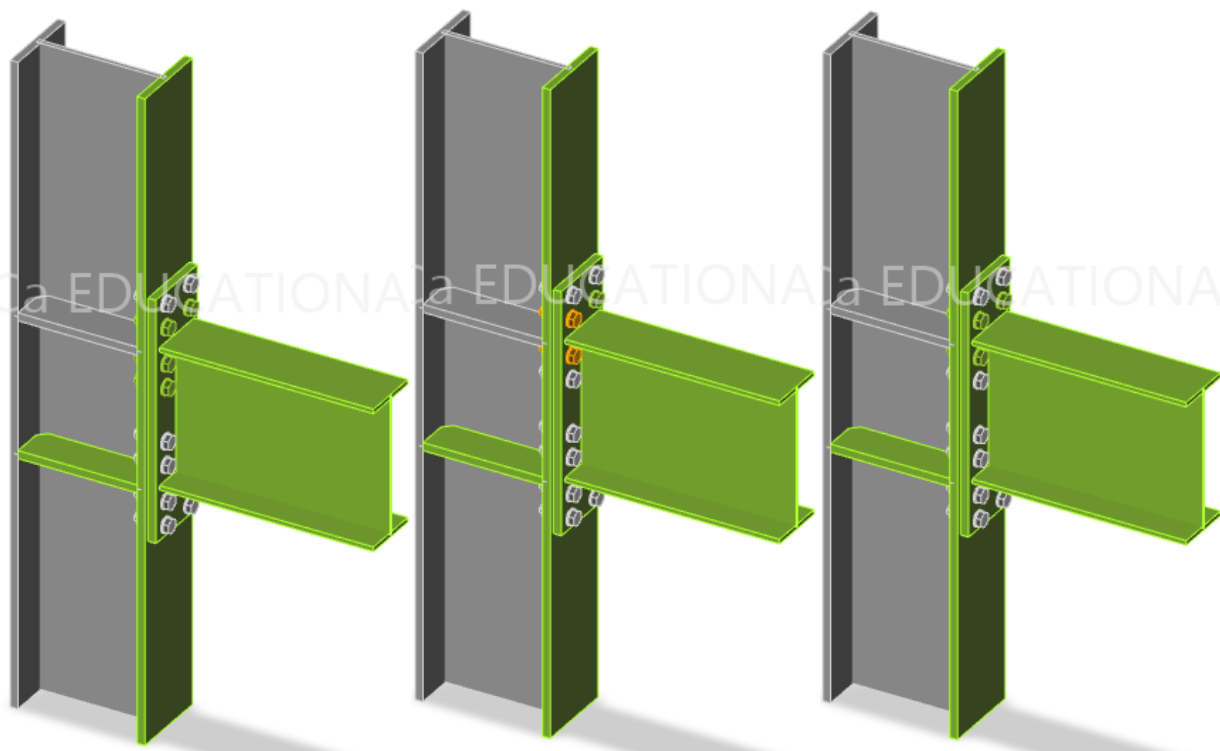
Fuente: IDEA StatiCa, 2020.

2. Interpretación de los resultados.

2.1. Análisis Rigidez.

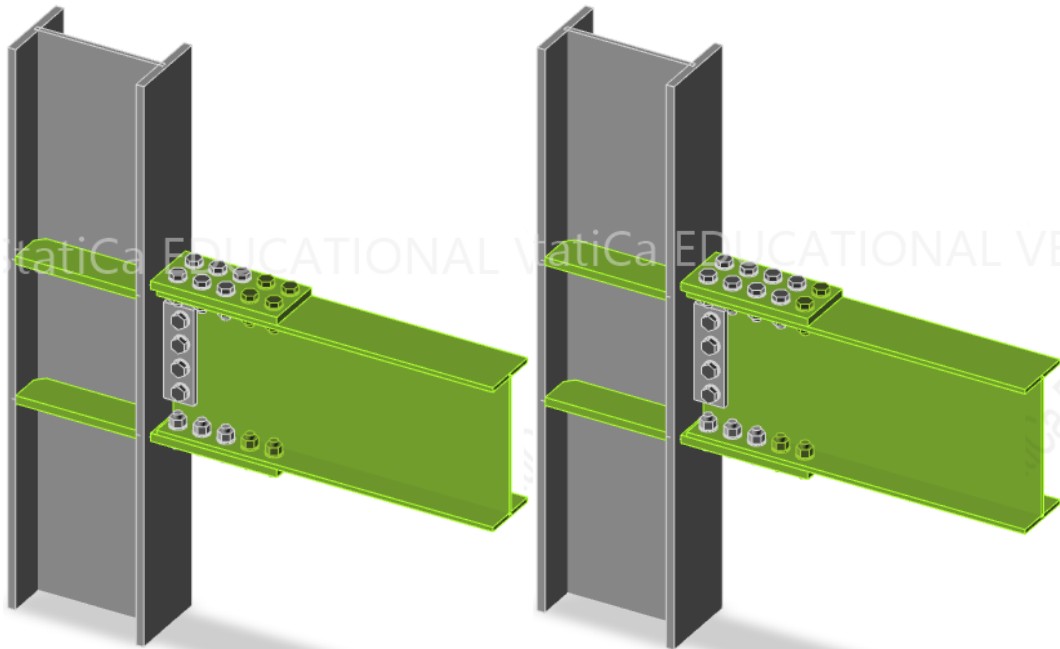
2.1.1. Revisión General.

El programa de IDEA StatiCa el cual fue utilizado para el análisis de las conexiones en esta investigación, realiza una revisión general del estado de la conexión para poder deducir si los elementos resisten las condiciones de cargas o si llegan a fallar y/o requieren modificaciones antes de realizar los análisis más específicos los cuales requieren más procesos computacionales. A continuación, se muestran los resultados de las revisiones generales de las conexiones endplate y seguidamente se presentan las conexiones bolted con las configuraciones de pernos en el orden ASTM A325, SAE M, SAE E respectivamente.



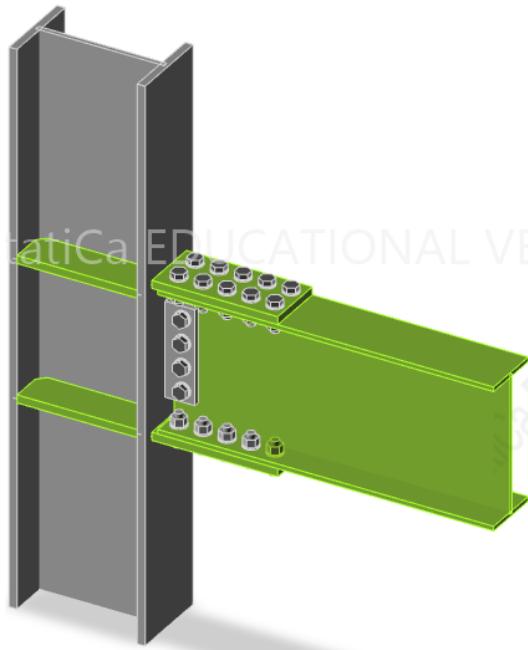
(a) (b) (c)
Figura 59: Revisión general de las conexiones endplate con pernos (a)ASTM, (b)SAE-M y (c)SAE-E.

Fuente: IDEA StatiCa, 2020.



(a)

(b)



(c)

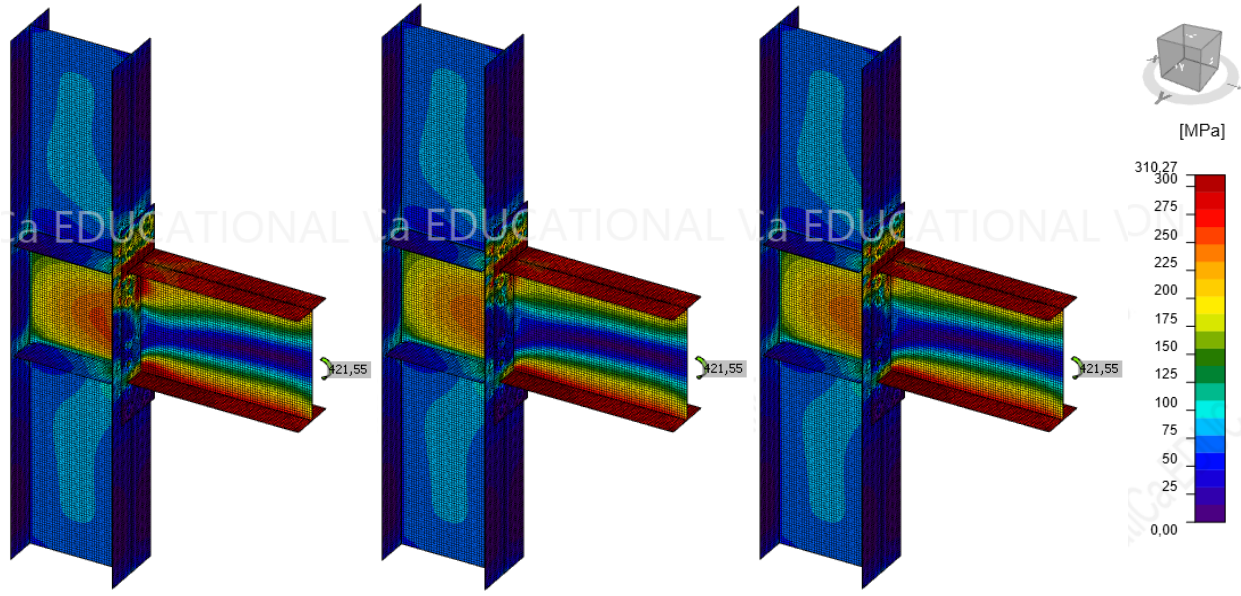
Figura 60: Revisión general de las conexiones bolted con pernos (a)ASTM, (b)SAE-M y (c)SAE-E.

Fuente: IDEA StatiCa, 2020.

Una vez que la revisión general se considera adecuado y se asegura que las conexiones cumplen con las condiciones de diseño, se procede a realizar la verificación a los análisis siguientes correspondientes a los modelos generados.

2.1.2. Esfuerzos equivalentes.

El análisis de esfuerzos equivalentes de von Mises muestran la distribución de los esfuerzos en las conexiones como resultado de la aplicación de las cargas de diseño. Esta revisión permite determinar las zonas de concentración de esfuerzos que pueden afectar negativamente al desempeño de la conexión como elemento estructural. En el caso que se observen concentraciones de esfuerzos en zonas no deseadas se pueden realizar las debidas modificaciones para mejorar los resultados. De igual manera se puede colaborar los esfuerzos esperados en el caso que se tengan hipótesis de la distribución de los esfuerzos según la configuración analizada. Se esperaba que existiera un comportamiento específico en cuanto a las concentraciones de esfuerzos de las conexiones especialmente en las alas de la viga debido a las configuraciones y naturaleza de las cargas de diseño. Como se puede apreciar en las figuras, la mayor concentración de esfuerzos está ubicado en las alas de la viga, es importante destacar que los esfuerzos equivalentes registrados máximos fueron de 310.27 MPa. Dado el material de la viga, este cuenta con una capacidad de fluencia de 350 MPa, lo que indica según el criterio de von Mises, que la viga no falla ya que el esfuerzo registrado es menor a su capacidad teórica.



(a) (b) (c)
 Figura 61: Distribución de esfuerzos equivalentes en las conexiones endplate con pernos
 (a)ASTM, (b)SAE-M y (c)SAE-E.

Fuente: IDEA StatiCa, 2020.

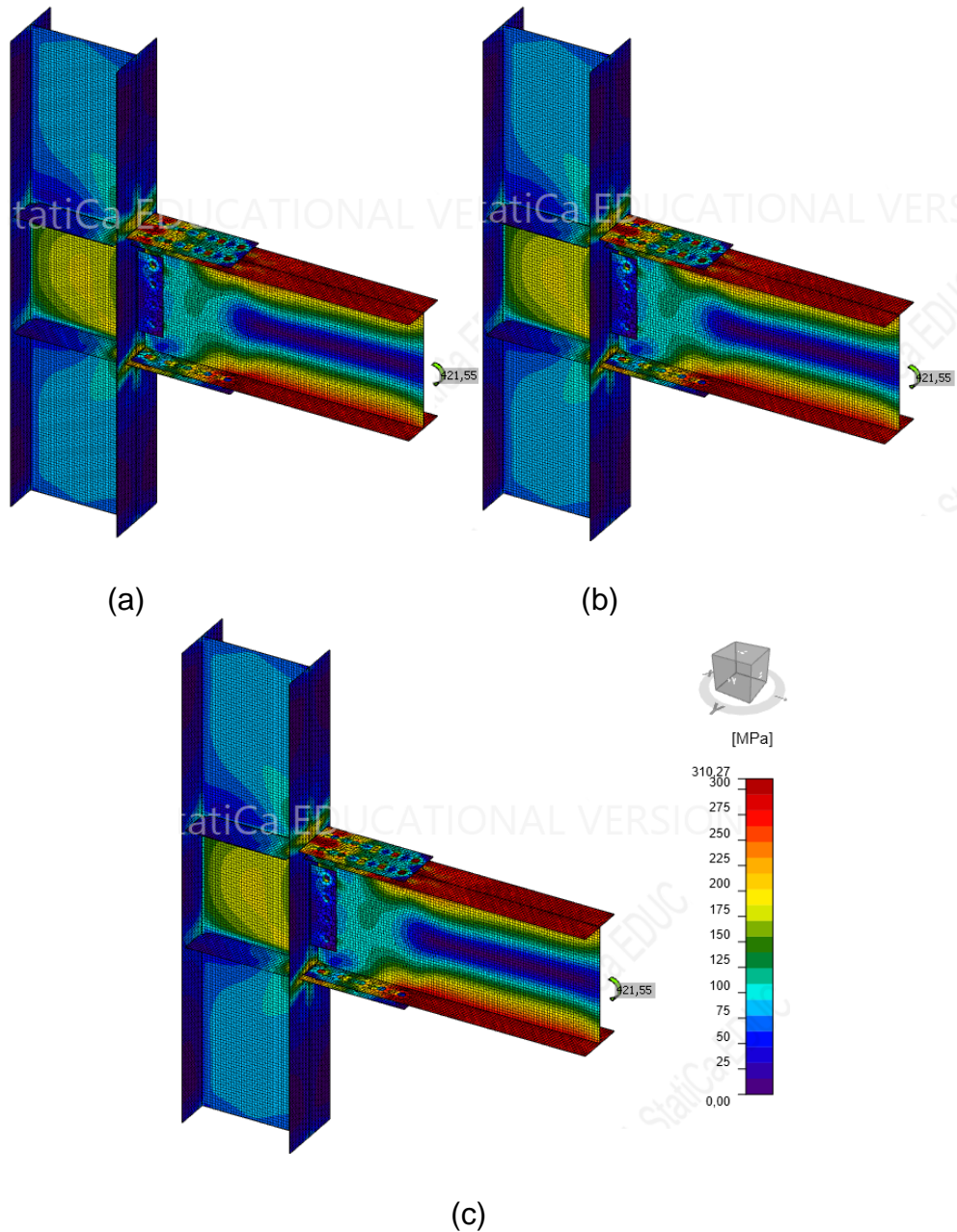


Figura 62: Distribución de esfuerzos equivalentes en las conexiones bolted con pernos (a)ASTM, (b)SAE-M y (c)SAE-E.

Fuente: IDEA StatiCa, 2020.

Se observa de las figuras anteriores, que existe un comportamiento similar en general entre los tipos de conexiones a pesar del cambio de los tipos de pernos utilizados. Se dan concentraciones de esfuerzos en las mismas zonas de un mismo tipo de conexión. Una observación importante es que el rango de distribución de esfuerzos registrados se mantiene igual en los conjuntos de conexiones.

2.1.3. Deformaciones plásticas.

A diferencia de los esfuerzos equivalentes, las deformaciones plásticas en las conexiones analizadas si varían al cambiar los pernos. Se observa que las conexiones tipo endplate con los pernos SAE presentan rangos de deformaciones plásticas máximas similares entre sí, pero distintas en relación con las conexiones de ASTM.

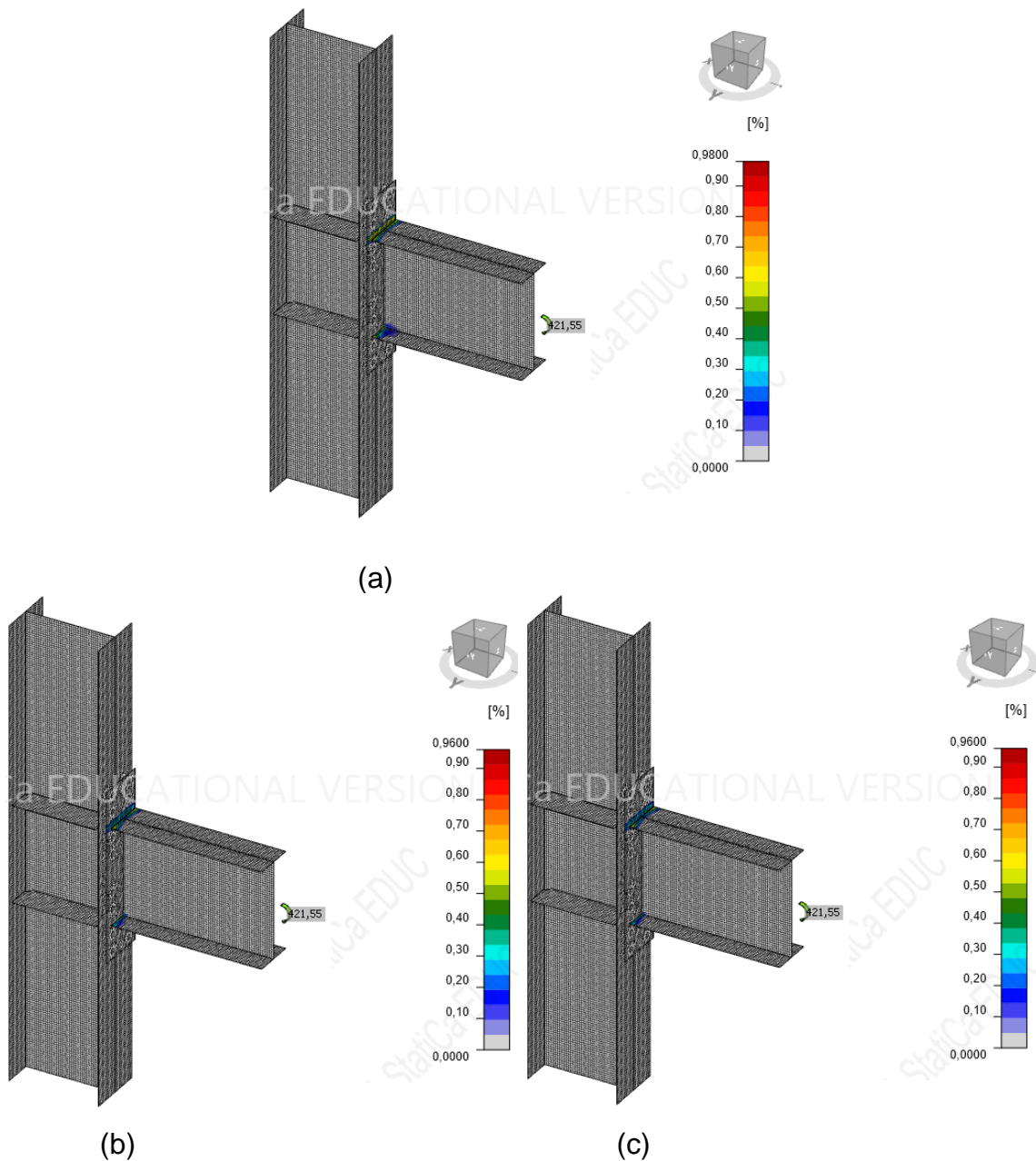


Figura 63: Deformaciones plásticas en las conexiones endplate con pernos (a)ASTM, (b)SAE-M y (c)SAE-E.

Fuente: IDEA StatiCa, 2020.

En las siguientes figuras se puede apreciar que las tres conexiones tipo bolted presentan rangos de deformaciones plásticas similares para los tres tipos de pernos analizados.

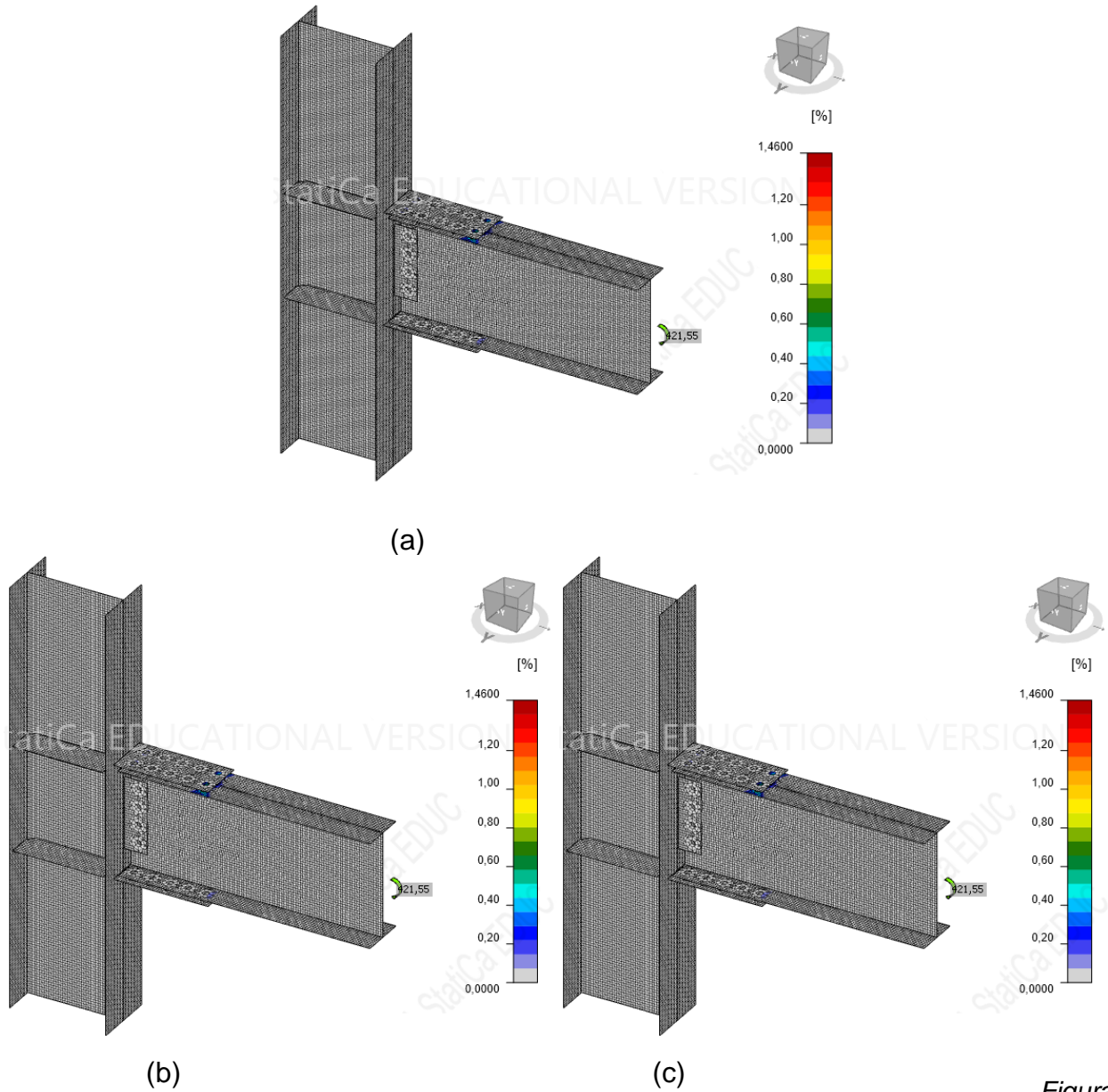


Figura 64: Deformaciones plásticas en las conexiones bolted con pernos (a)ASTM, (b)SAE-M y (c)SAE-E.

Fuente: IDEA StatiCa, 2020.

2.1.4. Clasificación de rigidez.

2.1.4.1. Eurocode.

Para el análisis de rigidez de las conexiones diseñadas en este trabajo de investigación se utilizó el programa de IDEA StatiCa, el cual utiliza el método de elementos finitos para crear las curvas de momento – rotación de las conexiones. Este programa toma como normativa principal el Eurocode para analizar y clasificar conexiones modeladas. Idea StatiCa utiliza las especificaciones del AISC hasta cierta magnitud en el proceso de diseño geométrico y aplicación de cargas, pero para la parte matemática analítica se refiere principalmente a los procedimientos y formulas definidas por el Eurocode.

2.1.4.1.1. Conexiones tipo endplate.

2.1.4.1.1.1. Modelo: ASTM A325.

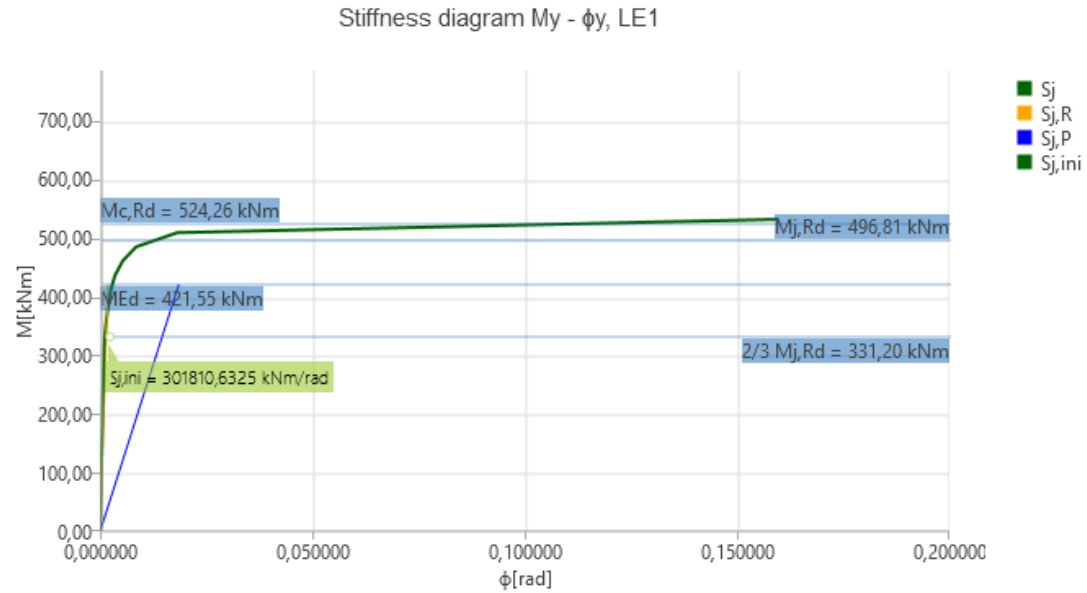


Figura 65: Curva momento - rotación, endplate con pernos ASTM.

Fuente: IDEA StatiCa, 2020.

Tabla 14: Clasificación de rigidez, endplate con pernos ASTM.

Item	Component	Loads	MEd	Mj,Rd	2/3 Mj,Rd	Sj,ini	Sjs	ϕ	ϕc	L	Sj,R	Sj,P	Class.
	Componente de fuerzas internas	Efecto de carga crítica	Momento de carga	Resistencia a la flexión	2/3 Valor límite	Rigidez de rotación inicial	Secante de rigidez rotacional	Deformación rotacional	Capacidad rotacional	Longitud teórica de viga	Valor límite - conexión rígida	Valor límite: junta fijada nominalmente	Clasificación de rigidez
			[kNm]	[kNm]	[kNm]	[kNm/rad]	[kNm/rad]	[rad]	[rad]	[m]	[kNm/rad]	[kNm/rad]	
W18x50 Vig	My	LE1	421.550	496.810	331.2067	301810.6325	148315.2793	0.002842	0.159795	6.00	227348.5604	22734.8560	Rigida

Fuente: Elaboración propia basado en, IDEA StatiCa, 2020.

2.1.4.1.1.2. Modelo: SAE – M.

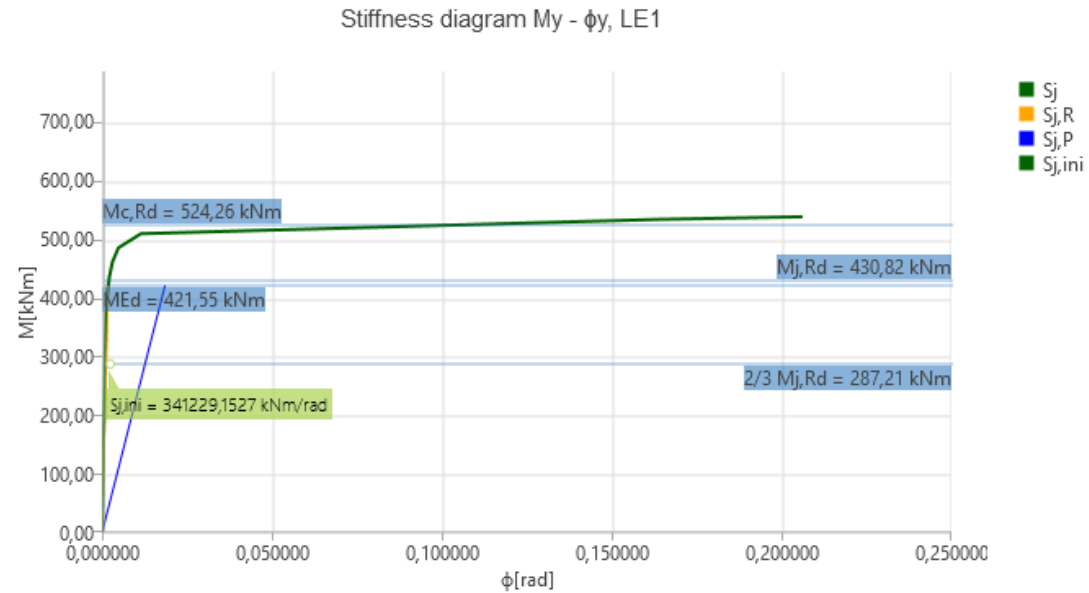


Figura 66: Curva momento - rotación, endplate con pernos SAE M.

Fuente: IDEA StatiCa, 2020.

Tabla 15: Clasificación de rigidez, endplate con pernos SAE M.

Item	Component Componente de fuerzas internas	Loads Efecto de carga crítica	MEd Momento de carga	Mj,Rd Resistencia a la flexión	2/3 Mj,Rd 2/3 Valor límite	Sj,ini Rigidez de rotación inicial	Sjs Secante de rigidez rotacional	Φ Deformación rotacional	Φ_c Capacidad rotacional	L Longitud teórica de viga	Sj,R Valor límite - conexión rígida	Sj,P Valor límite: junta fijada nominalmente	Class. Clasificación de rigidez
			[kNm]	[kNm]	[kNm]	[kNm/rad]	[kNm/rad]	[rad]	[rad]	[m]	[kNm/rad]	[kNm/rad]	
W18x50 Vig	My	LE1	421.550	430.820	287.2133	341229.1527	232360.4056	0.001814	0.206191	6.00	227348.5604	22734.8560	Rígida

Fuente: Elaboración propia basado en, IDEA StatiCa, 2020.

2.1.4.1.1.3. Modelo: SAE – E.

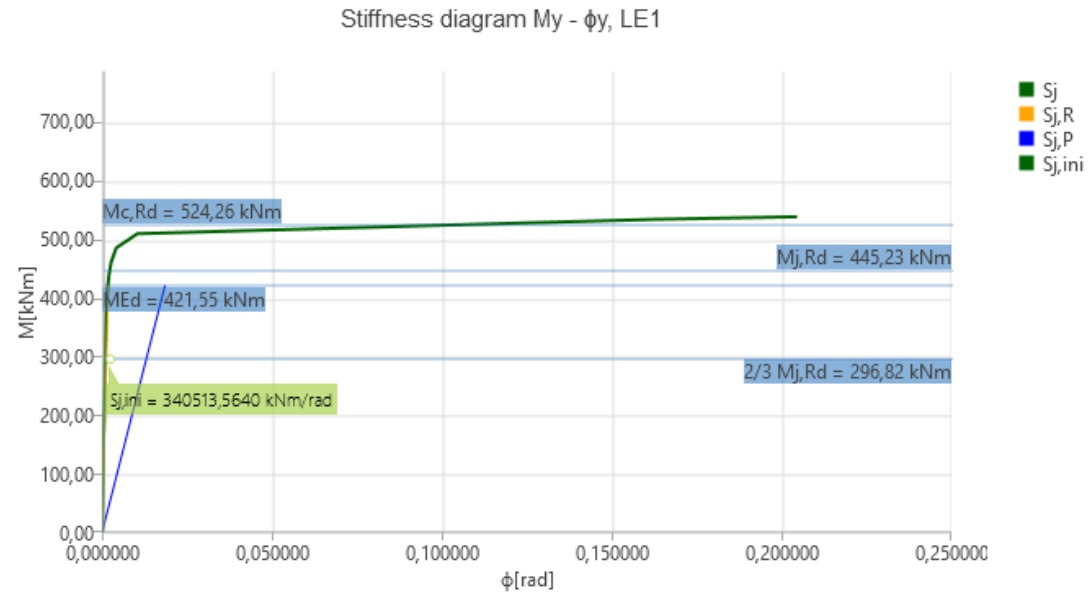


Figura 67: Curva momento - rotación, endplate con pernos SAE E.

Fuente: IDEA StatiCa, 2020.

Tabla 16: Clasificación de rigidez, endplate con pernos SAE E.

Item	Component Componente de fuerzas internas	Loads Efecto de carga crítica	MEd Momento de carga	Mj,Rd Resistencia a la flexión	2/3 Mj,Rd 2/3 Valor límite	Sj,ini Rigidez de rotación inicial	Sjs Secante de rigidez rotacional	ϕ Deformación rotacional	ϕ_c Capacidad rotacional	L Longitud teórica de viga	Sj,R Valor límite - conexión rígida	Sj,P Valor límite: junta fijada nominalmente	Class. Clasificación de rigidez
			[kNm]	[kNm]	[kNm]	[kNm/rad]	[kNm/rad]	[rad]	[rad]	[m]	[kNm/rad]	[kNm/rad]	
W18x50 Vig	My	LE1	421.550	445.230	296.8200	340513.5640	247981.7883	0.001700	0.204522	6.00	227348.5604	22734.8560	Rígida

Fuente: Elaboración propia basado en, IDEA StatiCa, 2020.

2.1.4.1.2. Conexiones tipo bolted.

2.1.4.1.2.1. Modelo: ASTM A325.

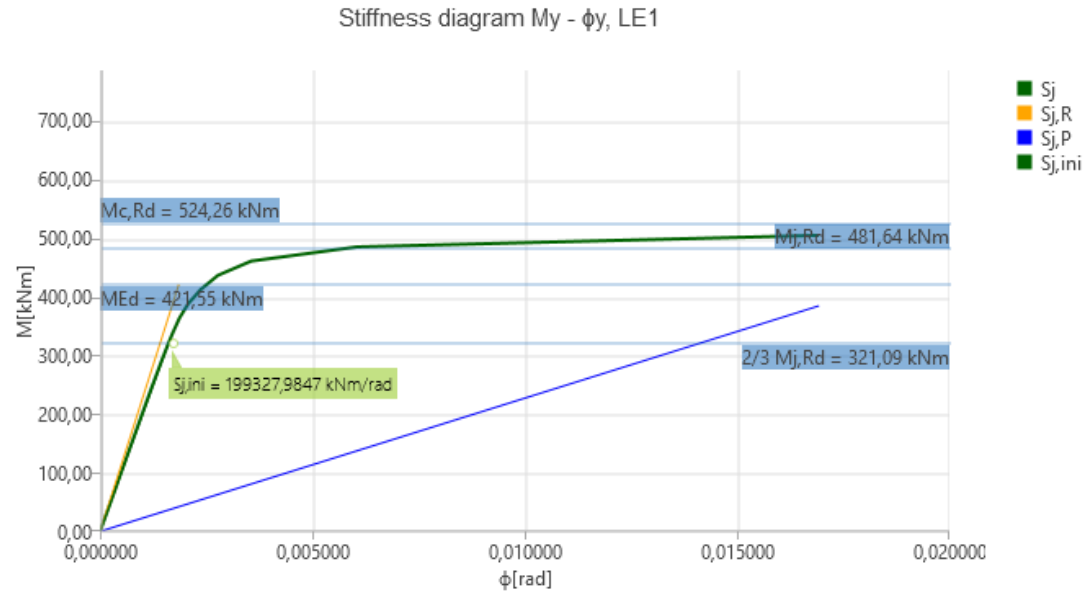


Figura 68: Curva momento - rotación, bolted con pernos ASTM.

Fuente: IDEA StatiCa, 2020.

Tabla 17: Clasificación de rigidez, bolted con pernos ASTM.

Item	Component Componente de fuerzas internas	Loads Efecto de carga crítica	ME,d Momento de carga	Mj,Rd Resistencia a la flexión	2/3 Mj,Rd 2/3 Valor límite	Sj,ini Rigidez de rotación inicial	Sjs Secante de rigidez rotacional	ϕ Deformación rotacional	ϕc Capacidad rotacional	L Longitud teórica - de viga	Sj,R Valor límite - conexión rígida	Sj,P Valor límite: junta fijada nominalmente	Class. Clasificación de rigidez
			[kNm]	[kNm]	[kNm]	[kNm/rad]	[kNm/rad]	[rad]	[rad]	[m]	[kNm/rad]	[kNm/rad]	
W18x50 Vig	My	LE1	421.550	481.640	321.0933	199327.9847	168106.3180	0.002508	0.016928	6.00	227348.5604	22734.8560	Semi-rigid

Fuente: Elaboración propia basado en, IDEA StatiCa, 2020.

2.1.4.1.2.2. Modelo: SAE – M.

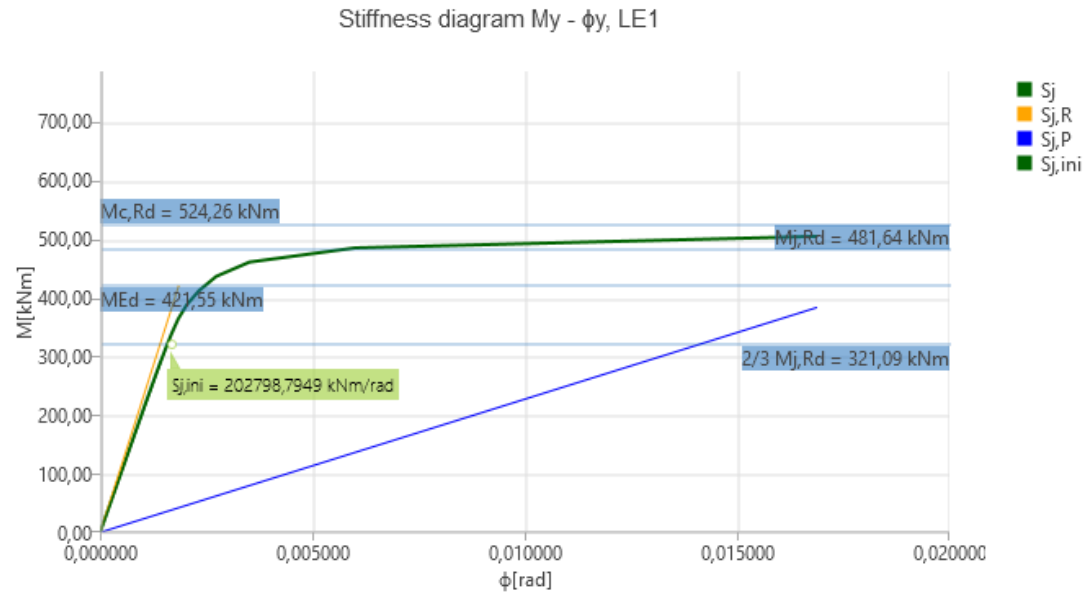


Figura 69: Curva momento - rotación, bolted con pernos SAE M.

Fuente: IDEA StatiCa, 2020.

Tabla 18: Clasificación de rigidez, bolted con pernos SAE M.

Item	Component Componente de fuerzas internas	Loads Efecto de carga crítica	MEd Momento de carga	Mj,Rd Resistencia a la flexión	2/3 Mj,Rd 2/3 Valor límite	Sj,ini Rigidez de rotación inicial	Sjs Secante de rigidez rotacional	Φ Deformación rotacional	Φ_c Capacidad rotacional	L Longitud teórica de viga	Sj,R Valor límite - conexión rígida	Sj,P Valor límite: junta fijada nominalmente	Class. Clasificación de rigidez
			[kNm]	[kNm]	[kNm]	[kNm/rad]	[kNm/rad]	[rad]	[rad]	[m]	[kNm/rad]	[kNm/rad]	
W18x50 Vig	My	LE1	421.550	481.640	321.0933	202798.7949	170590.2929	0.002471	0.016881	6.00	227348.5604	22734.8560	Semi-rígida

Fuente: Elaboración propia basado en, IDEA StatiCa, 2020.

2.1.4.1.2.3. Modelo: SAE – E.

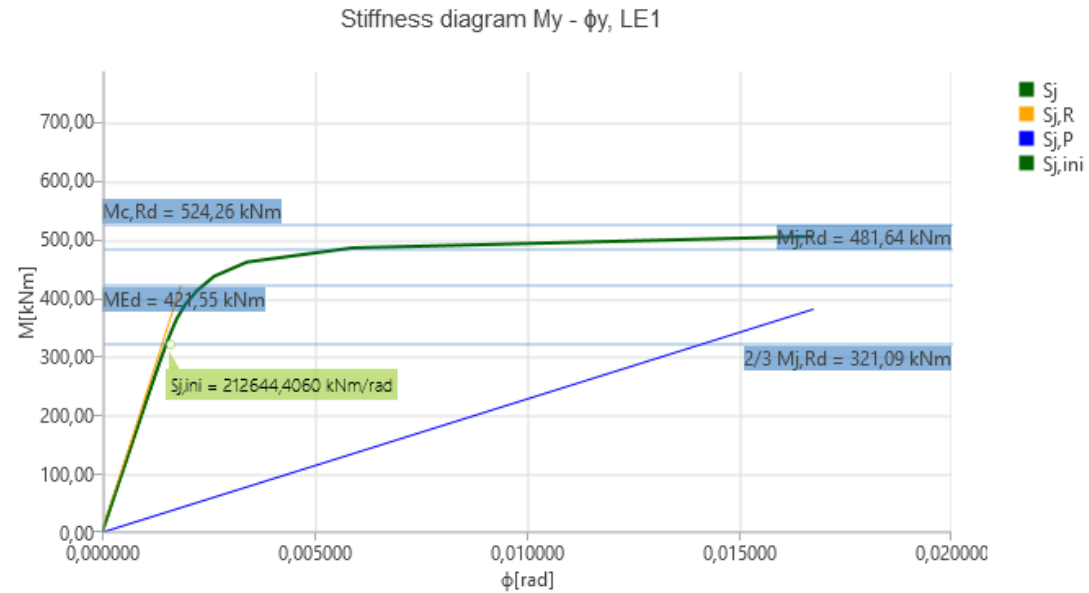


Figura 70: Curva momento - rotación, bolted con pernos SAE E.

Fuente: IDEA StatiCa, 2020.

Tabla 19: Clasificación de rigidez, bolted con pernos SAE E.

Item	Component Componente de fuerzas internas	Loads Efecto de carga crítica	MEd Momento de carga	Mj,Rd Resistencia a la flexión	2/3 Mj,Rd 2/3 Valor límite	Sj,ini Rigidez de rotación inicial	Sjs Secante de rigidez rotacional	ϕ Deformación rotacional	ϕ_c Capacidad rotacional	L Longitud teórica de viga	Sj,R Valor límite - conexión rígida	Sj,P Valor límite: junta fijada nominalmente	Class. Clasificación de rigidez
			[kNm]	[kNm]	[kNm]	[kNm/rad]	[kNm/rad]	[rad]	[rad]	[m]	[kNm/rad]	[kNm/rad]	
W18x50 Vig	My	LE1	421.550	481.640	321.0933	212644.4060	177568.1487	0.002374	0.016754	6.00	227348.5604	22734.8560	Semi-rígida

Fuente: Elaboración propia basado en, IDEA StatiCa, 2020.

De las curvas presentadas anteriormente, se puede observar que existe una leve diferencia entre los valores de rigidez rotacional inicial para un mismo tipo de conexión sin importar la variación en el tipo de perno utilizado. Se puede decir que no se presenta una variación considerable al modificar los tipos de pernos a un mismo tipo de conexión. Especialmente ya que la clasificación de rigidez de la conexión no varía ante un cambio de tipo de pernos utilizados. Para las conexiones tipo endplate, su clasificación se mantiene como una conexión rígida sin importar la variación en el tipo de pernos empleado. De igual forma, las conexiones tipo bolted mantienen su clasificación de semi – rígida a pesar de la variación de tipo de pernos.

Por otra parte, se puede apreciar que, al variar la configuración de los pernos, si se genera una diferencia considerable en la respuesta principalmente en la forma de la curva de momento rotación. Al cambiar la configuración de los pernos de una conexión tipo endplate a una conexión tipo bolted se pasa de una conexión rígida a una conexión semi – rígida.

2.1.4.2. AISC y FEMA.

2.1.4.2.1. Conexiones endplate.

01-Endplate - ASTM.

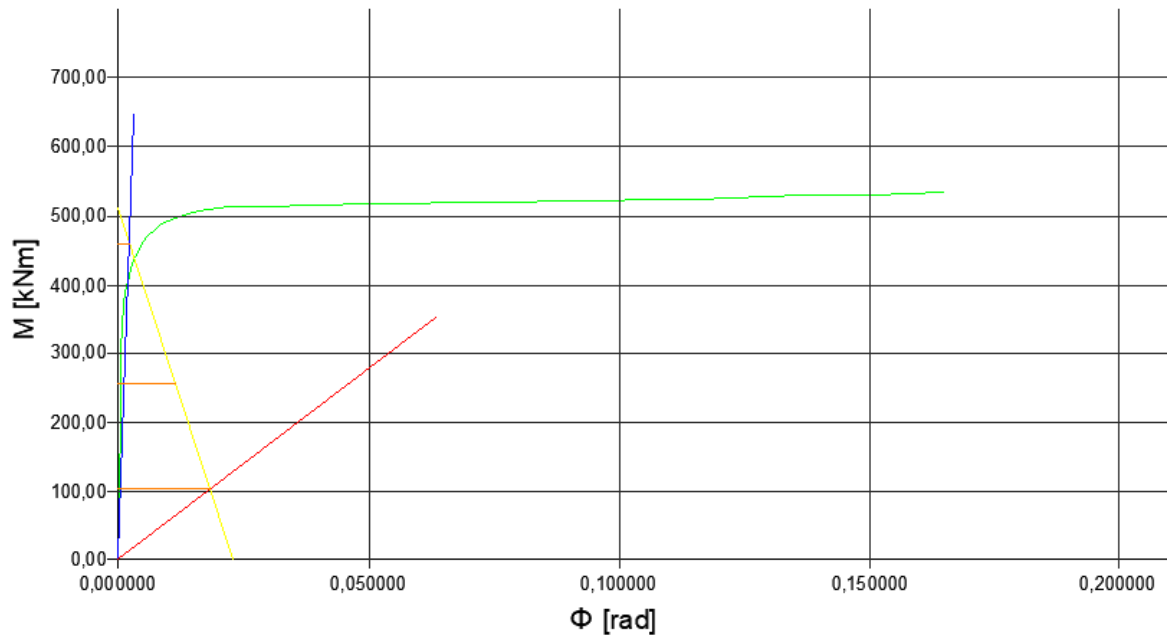


Figura 71: Clasificación mediante AISC-FEMA de la conexión endplate, ASTM.

Fuente: Elaboración propia, AutoCAD 2019.

02-Endplate - SAE - M.

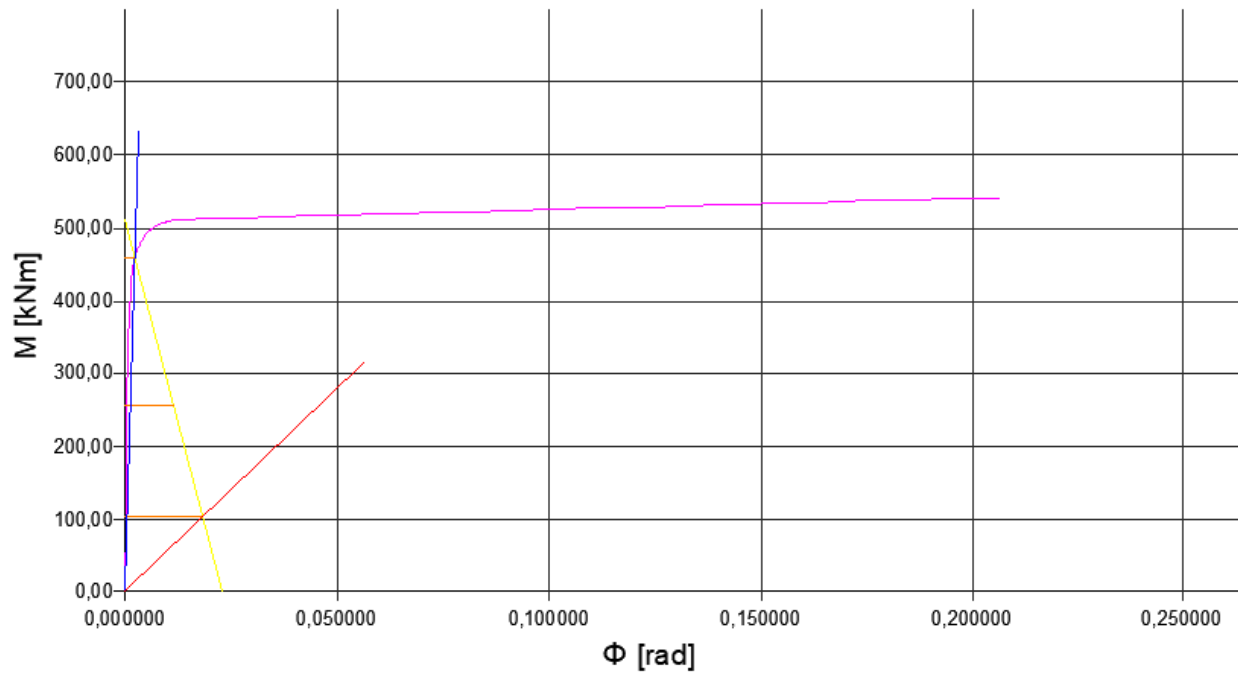


Figura 72: Clasificación mediante AISC-FEMA de la conexión endplate, SAE M.

Fuente: Elaboración propia, AutoCAD 2019.

03-Endplate - SAE - E.

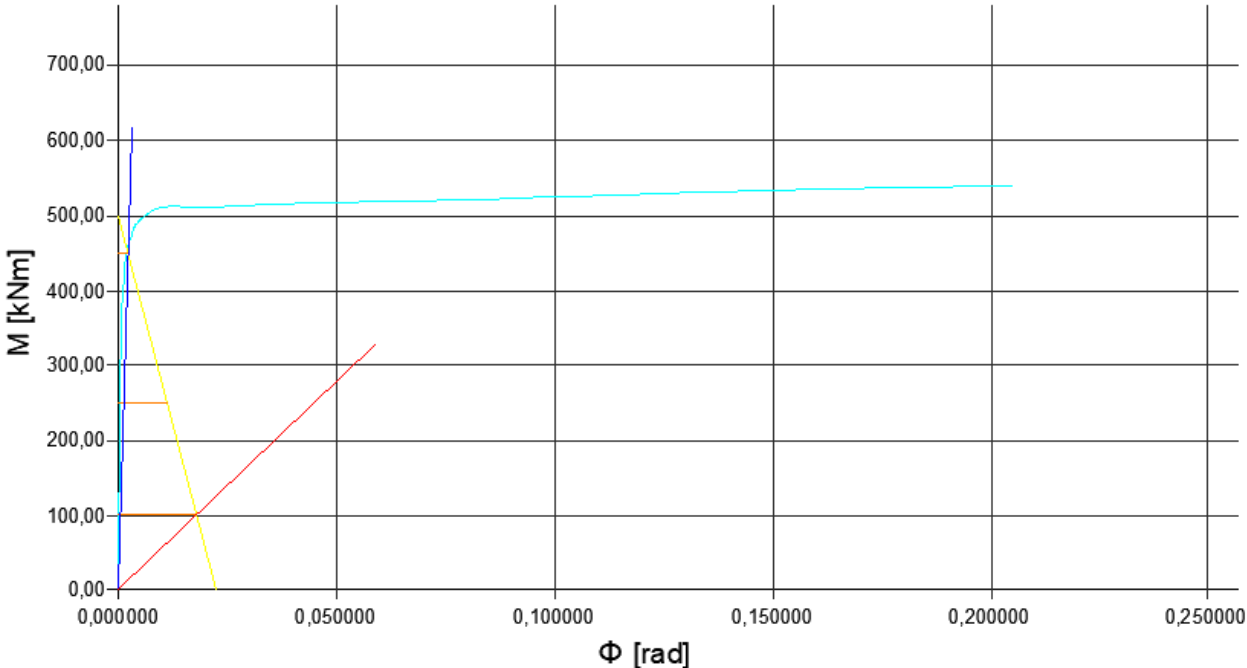


Figura 73: Clasificación mediante AISC-FEMA de la conexión endplate, SAE E.

Fuente: Elaboración propia, AutoCAD 2019.

Endplate - SAE E, SAE M, ASTM

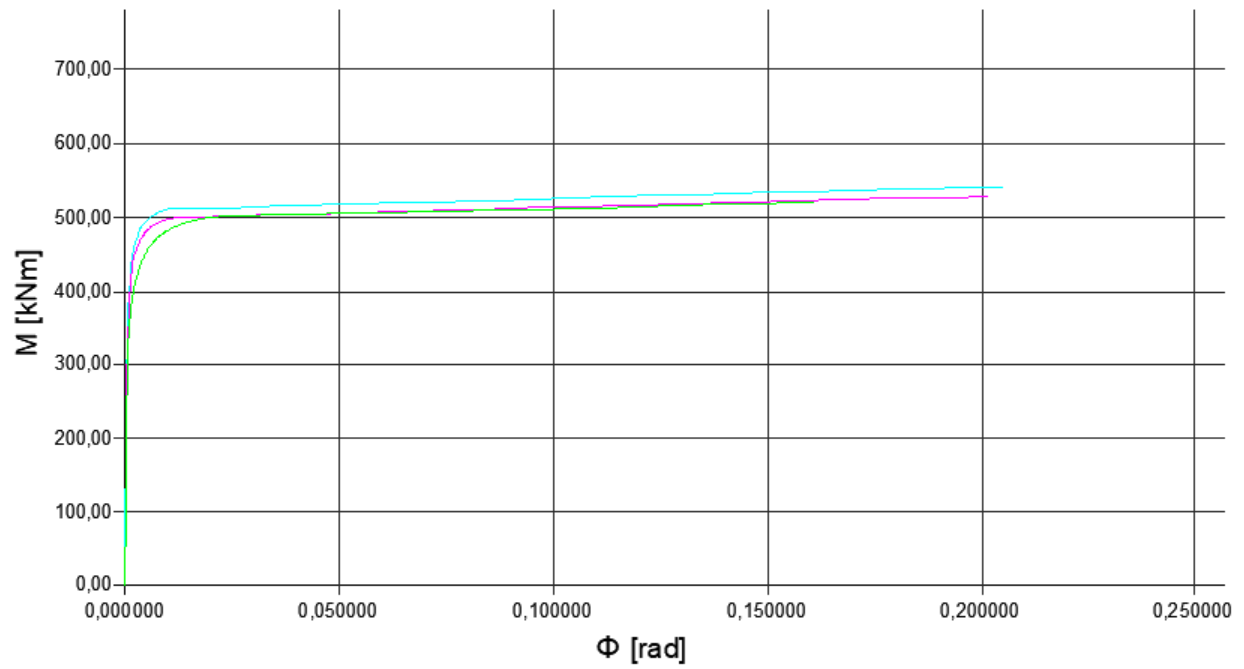


Figura 74: Curvas de momento - rotación transpuestas de las conexiones endplate.

Fuente: Elaboración propia, AutoCAD 2019.

2.1.4.2.2. Conexiones bolted.

04-Bolted - ASTM.

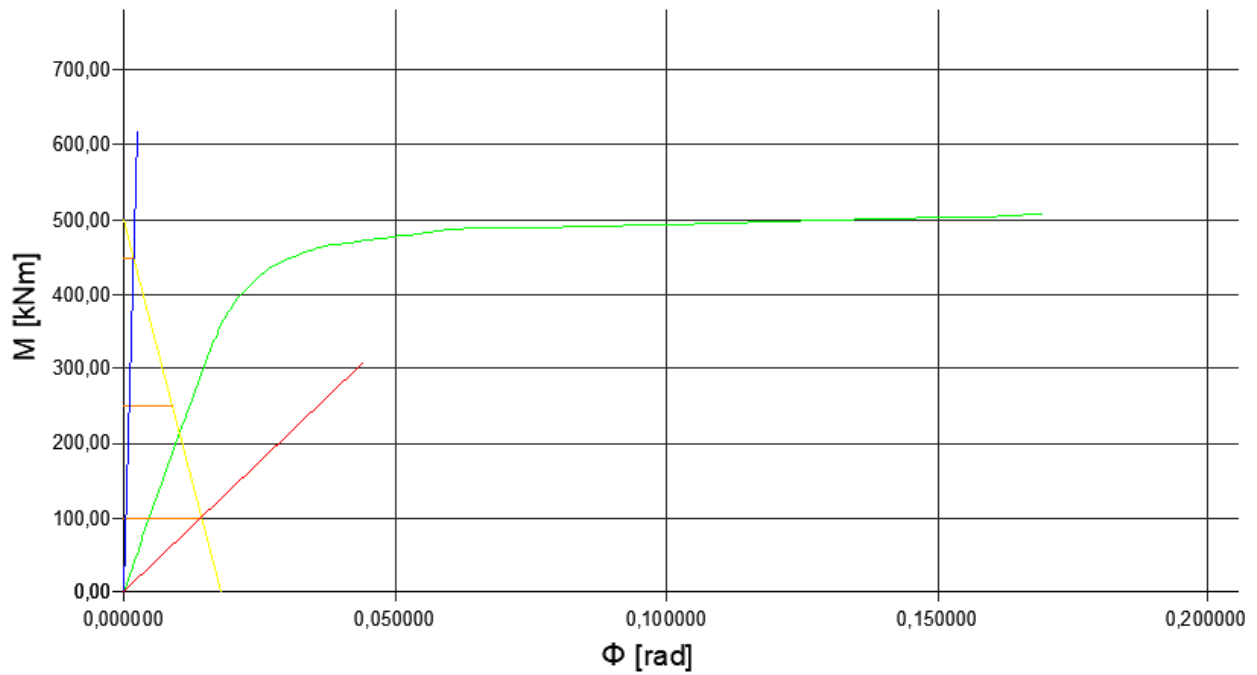


Figura 75: Clasificación mediante AISC-FEMA de la conexión bolted, ASTM.

Fuente: Elaboración propia, AutoCAD 2019.

05-Bolted - SAE - M.

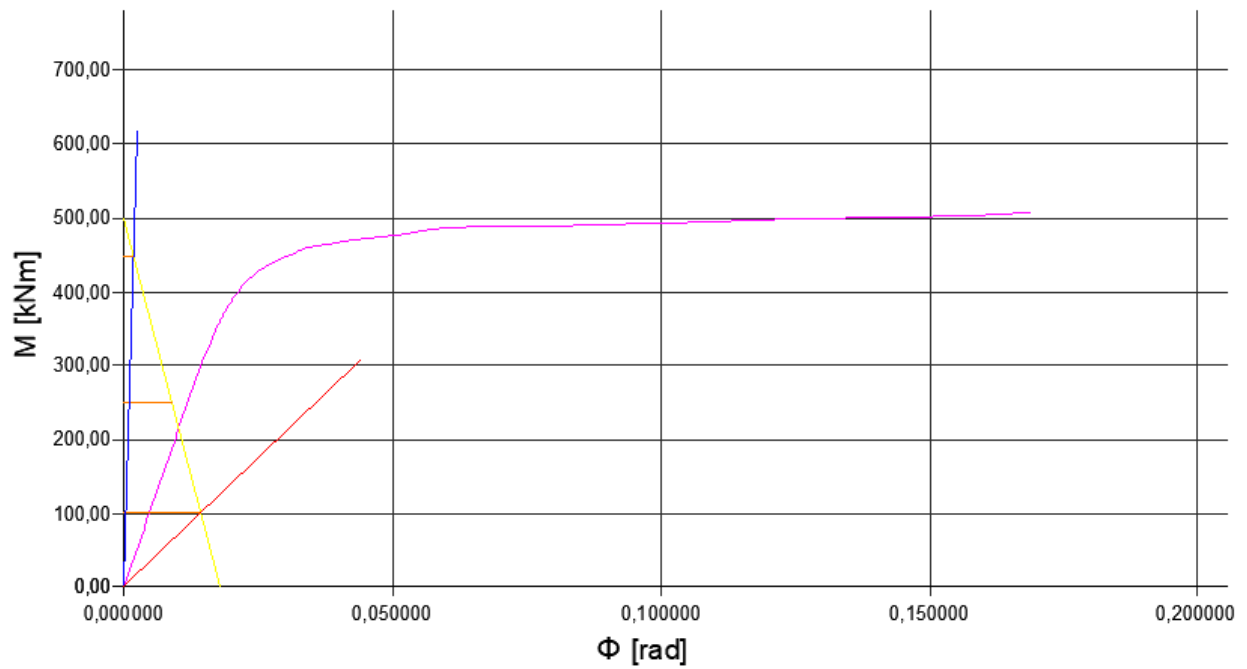


Figura 76: Clasificación mediante AISC-FEMA de la conexión bolted, SAE M.

Fuente: Elaboración propia, AutoCAD 2019.

06-Bolted - SAE - E.

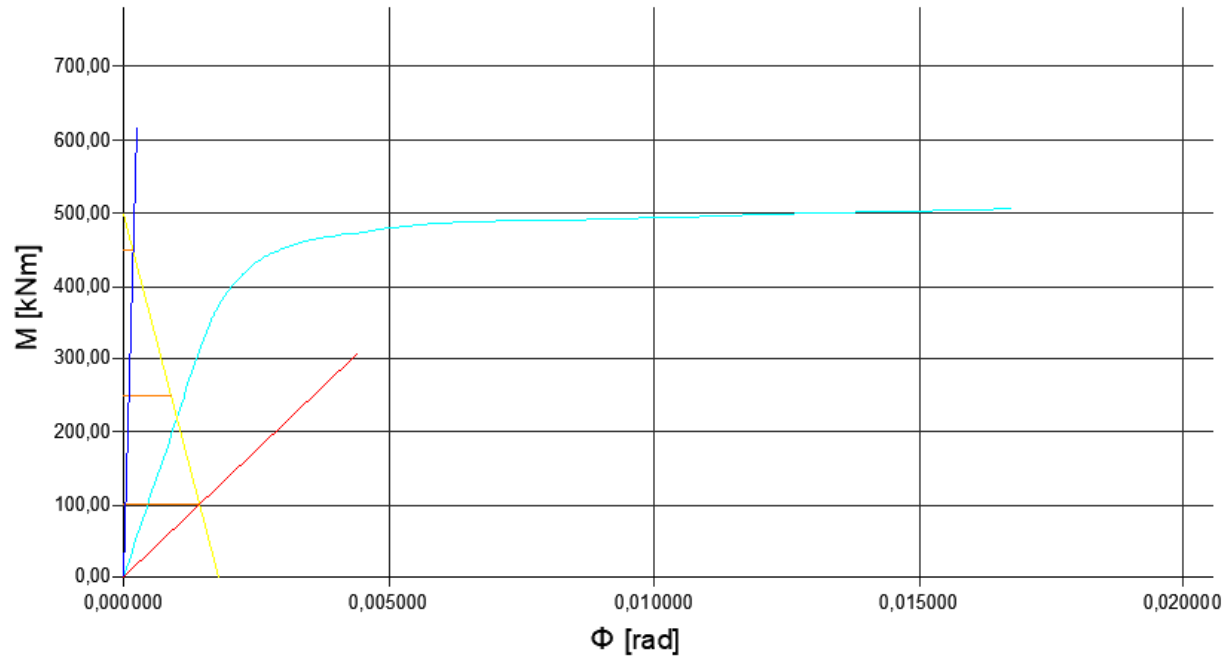


Figura 77: Clasificación mediante AISC-FEMA de la conexión bolted, SAE E.

Fuente: Elaboración propia, AutoCAD 2019.

Bolted - SAE E, SAE M, ASTM

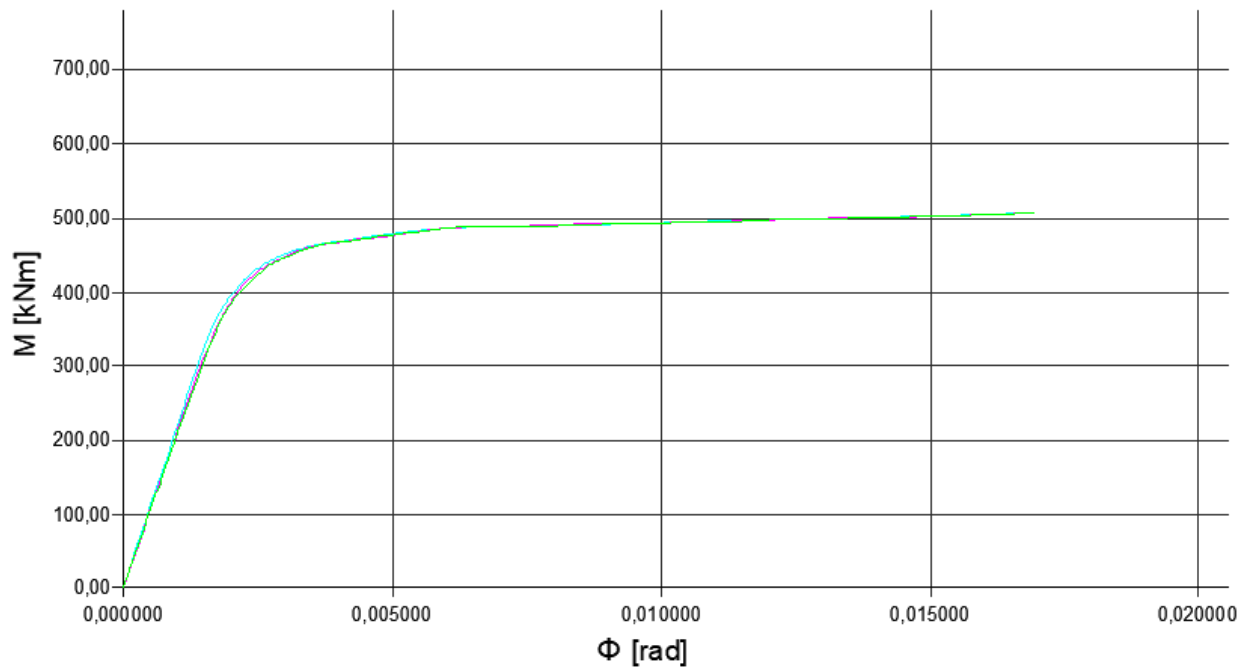


Figura 78: Curvas de momento - rotación transpuestas de las conexiones bolted.

Fuente: Elaboración propia, AutoCAD 2019.

De similar forma al análisis definido por el Eurocode, la metodología establecida por el ASIC y FEMA para clasificar las conexiones por su rigidez mediante este análisis gráfico definieron clasificaciones semejantes para las conexiones estudiadas. Las conexiones endplate se ubican dentro de la zona de conexiones completamente restringidas (FR) y por otra parte las conexiones tipo bolted se ubican en la zona de conexiones parcialmente restringidas (PR). El procedimiento establecido por el AISC y FEMA para la clasificación de conexiones mediante su rigidez es un método principalmente gráfico el cual se vuelve simple en gran parte a las simplificaciones y supuestos considerados por las especificaciones. Es importante destacar que, aunque se realizan esos supuestos y simplificaciones, la metodología brinda resultados similares a la metodología del Eurocode en cual se basa más en la realización de procesos matemáticos por el método de elementos finitos que se puede considerar como un método más preciso.

CAPÍTULO V

Conclusiones y Recomendaciones

1. Conclusiones.

Las clasificaciones de las conexiones modeladas manifestaron resultados semejantes mediante dos metodologías de análisis distintas.

Según los modelos analizados se observó que las conexiones apernadas son muy sensibles a cambios en la configuración de pernos, estos cambios pueden causar que una conexión deje de comportarse como rígida.

Se determinó que las conexiones con los pernos SAE J429 presentan una ductilidad relativamente mayor que las conexiones con pernos ASTM.

Tomando como referencia el modelo tipo endplate con pernos ASTM A325, se presentaron incrementos en la rigidez inicial de 13.06 % y un incremento en la capacidad rotacional del 29.03 % con los pernos SAE – M.

Tomando como referencia el modelo tipo endplate con pernos ASTM A325, se presentaron incrementos en la rigidez inicial de 12.82 % y un incremento en la capacidad rotacional del 27.99 % con los pernos SAE – E.

Tomando como referencia el modelo tipo bolted con pernos ASTM A325, se presentaron incrementos en la rigidez inicial de 1.74 % y un incremento en la capacidad rotacional del 0.27 % con los pernos SAE – M.

Tomando como referencia el modelo tipo bolted con pernos ASTM A325, se presentaron incrementos en la rigidez inicial de 6.68 % y un incremento en la capacidad rotacional del 1.02 % con los pernos SAE – E.

Los modelos analizados presentan comportamientos similares a pesar del cambio de pernos ASTM A325 a pernos SAE J429 de grado 5 en conexiones a momento tipo bolted de acero.

Los modelos analizados de las conexiones a momento tipo endplate, presentan aumentos considerables tanto en la rigidez inicial, y en las capacidades rotacionales al cambiar de pernos ASTM A325 a pernos SAE J429 grado 5.

2. Recomendaciones.

Se recomienda obtener varios lotes de fuentes distintas de los pernos SAE tipo J429 Grado 5 disponibles en el mercado nacional para ser analizados por medio de ensayos de laboratorio y obtener curvas de esfuerzo – deformación, para de esta manera mejorar la base de datos experimentales de los mismos.

Analizar los pernos J429 mediante ensayos para determinar experimentalmente de manera confiable propiedades adicionales como, razón de Poisson, coeficiente de expansión térmica, conductividad térmica entre otros, para mejorar los datos de entrada de futuros modelos que utilicen este tipo de pernos.

Realizar los ensayos a las configuraciones modeladas en escala real para determinar si se presenta variación alguna entre las clasificaciones de los modelos computacionales y las conexiones a escala real.

Se recomienda realizar el diseño y análisis respectivo a otros tipos de conexiones de acero estructural con los pernos utilizados en esta investigación para determinar si se logran obtener resultados similares.

Los resultados asociados a las conexiones de acero a momento tipo bolted estudiadas en este trabajo no están dentro de lo que se esperaba ya que se clasifican como conexiones parcialmente rígidas/ semi rígidas a pesar de que es una conexión precalificada según la especificación AISC 358. Por esta razón se recomienda realizar una revisión de validez por medios distintos a este trabajo de investigación, sean estos medios bibliográficos, otro programa computacional de análisis estructural como ANSYS. Eventualmente se podrían realizar análisis experimentales a este tipo de conexiones a momento en el caso que sean posibles para obtener resultados de estudio a escala reducida o a escala real.

Bibliografía.

1. Bibliografías citadas.

American Institute of Steel Construction. (2003). *Steel Design Guide 4: Extended End-Plate Moment Connections Seismic and Wind Applications* (Second Edition ed.).

American Institute of Steel Construction. (2011). *Steel Construction Manual* (14th Edition ed.). American Institute of Steel Construction.

American Institute of Steel Construction. (2016). *Specification for Structural Steel Buildings*. American National Standards Institute.

Bathe, K.-J. (2014). *Finite Element Procedures* (Second ed.). United States of America: Prentice Hall, Pearson Education, Inc.

Fallas Navarro, M. (Setiembre de 2019). *Análisis comparativo Estructural de unión apernada doble cortante con pernos tipo SAE J429 Grado 5 y ASTM A325 mediante método de elementos finitos utilizando datos experimentales*. San José, Costa Rica: Universidad Latina de Costa Rica.

Faridmehr, I., Tahir, M., & Lahmer, T. (2016, June 17). Classification System for Semi-Rigid Beam-to-Column Connections. *Latina American Journal of Solids and Structures*. Retrieved from <http://dx.doi.org/10.1590/1679-78252595>

Federal Emergency Management Agency. (2000). *Recommended Seismic Design Criteria for New Steel Moment-Frame Buildings*.

Herrera Martínez, E. (Marzo de 2020). *Análisis comparativo estructural de unión apernada a doble cortante con pernos SAE J429 Grado 5 y el ASTM A325 mediante ensayos y el método de elementos finitos utilizando datos experimentales*. Heredia, Costa Rica: Universidad Latina de Costa Rica.

Kailas, S. V. (2004, June). *Material Science*. Bangalore, India.

Marmol Heudendorf, I. (Abril de 2018). *Comparación simulada de conexiones apernadas de acero mediante pernos SAE y ASTM*. Heredia, Costa Rica: Universidad Latina de Costa Rica.

McCormac, J. C., & Csernak, S. F. (2012). *Diseño de Estructuras de Acero* (5 ed.). México D.F., Mexico: Alfaomega Grupo Editorial.

Rao, S. S. (2004). *The Finite Element Method in Engineering* (4th Edition ed.). Elsevier Science & Technology Books.

Weynand, K., & Jaspart, J.-P. (2014). *Design of Structural Steel Joints*.

2. Bibliografías consultadas.

Colegio Fererado de Ingenieros y Arquitectos de Costa Rica. (2010). *Código Sísmico de Costa Rica*. (E. T. Rica, Ed.) Costa Rica.

Asociación Latinoamericana del Acero. (2016). *Especificación para Construcciones de Acero, Julio 7, 2016*. American Institute of Steel Construction.

American Institute of Steel Construcccion. (2016). *Prequalified Connections for Special and Intermediate Steel Moment Frames for Seismic Aplications, including Supplement No. 1*. American National Standard Institute.

American Institute of Steel Construcccion. (2016). *Seismic Provisions for Structure Steel Buildings*. Chicago, Illinois, United States: American National Standards Insitute.

Rios, M. O. (2012). *Centro Bioenergetica*. Recuperado el 8 de diciembre de 2019, de <http://centrobioenergetica.squarespace.com/magnetismo/2012/4/15/curva-de-histeresis.html>

Glosario.

Anexos.

Anexo No. 1: Especificaciones aplicables de la ASTM a diversos perfiles estructurales.

Tipo de acero	Designación de la ASTM	Esfuerzo mínimo de fluencia F_y (klb/plg ²)	Esfuerzo de tensión F_u (klb/plg ²) ^a	Serie de perfiles aplicables														
				W	M	S	HP	C	MC	L	HSS		Tubo					
											Rect.	Redondo						
Al carbono	A36	36	58-80 ^b															
	A53 Gr. B	35	60															
	A500	Gr. B	42	58														
			46	58														
		Gr. C	46	62														
	50		62															
	A501	Gr. A	36	58														
		Gr. B	50	70														
	A529 ^c	Gr. 50	50	65-100														
		Gr. 55	55	70-100														
Baja aleación alta resistencia	A572	Gr. 42	42	60														
		Gr. 50	50	65 ^d														
		Gr. 55	55	55														
		Gr. 60 ^e	60	60														
		Gr. 65 ^e	65	65														
	A618 ^f	Gr. I & II	50 ^g	70 ^g														
		Gr. III	50	50														
	A913	50	50 ^h	60 ^h														
		60	60	75														
		65	65	80														
70		70	90															
A992	50	65 ⁱ																
Baja aleación alta resistencia resistente a la corrosión	A242	42 ^j	63 ^j															
		46 ^k	67 ^k															
		50 ^l	70 ^l															
	A588	50	70															
	A847	50	70															

= Especificación recomendada para el material
 = Otra especificación de material aplicable, cuya disponibilidad deberá confirmarse antes de la especificación
 = La especificación de material no aplica

Fuente: (American Institute of Steel Construction, 2011)

