

PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL ECUADOR

FACULTAD DE INGENIERÍA

CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL



Trabajo de Integración Curricular

Tema: Diseño y evaluación de una conexión estructural precalificada en acero, del tipo placa final rigidizada con pernos (BSEEP), para una estructura sometida a carga sísmica, en la zona de Manta (Manabí).

AUTOR:

Daniel Sebastián Benavides Moya

Alexis Omar Ulcuango Coyago

QUITO DM, 02 DE JUNIO DE 2023

Tabla de contenido

1	Introducción	6
1.1	Justificación	6
1.2	Planteamiento del Problema	7
1.3	Objetivo general y específicos	7
1.4	Alcance	7
2	Fundamentación teórica	8
2.1	AISC 358-16	8
2.2	NEC-SE-DS (PELIGRO SÌSMICO DISEÑO SISMO RESISTENTE)	8
2.3	Diagrama momento- curvatura	9
2.4	Espectro de aceleraciones	9
2.5	Momento probable	10
2.6	Conexiones Precalificadas	10
2.7	Tipos de conexiones.....	10
2.8	Conexión placa final rigidizada con pernos (BSEEP, Bolted Stiffened End Extended Plate)	11
2.9	Método de componentes	12
3	Diseño de conexión en acero tipo placa final rigidizada con pernos	12
3.1	Diseño acorde al capítulo 6 de la norma (AISC 358-16, 2016).....	12
3.1.1	Propiedades del material.....	12
3.1.2	Propiedades geométricas de los elementos.....	13
3.1.3	Límites de los elementos precalificados (Ductilidad)	13
3.1.3.1	Elemento Viga.....	14
3.1.3.2	Elemento Columna.....	15
3.1.4	Diseño preliminar en base (AISC 358-16, 2016, Tabla 6.1)	16
3.1.5	Diseño de Placa final y Pernos	17
3.1.5.1	Cálculo del momento a la cara de la columna.....	17
3.1.5.2	Diámetro requerido de los pernos	18
3.1.5.3	Fuerza del perno a tensión.....	19
3.1.5.4	Resistencia del perno a momento.....	19
3.1.5.5	Espesor de la placa	19
3.1.5.6	Cálculo de la carga de fuerza mayorada ubicada en las alas.....	20
3.1.5.7	Resistencia a rotura de pernos por corte.....	20

3.1.5.8	Resistencia al desgarre y aplastamiento en la placa y el ala de la columna.	21
3.1.5.9	Soldadura.....	21
3.1.6	Diseño por el lado de la columna	22
3.1.6.1	Chequeo del ala de la columna para fluencia por flexión.	22
3.1.6.2	Chequeo por fluencia del alma de la columna	23
3.1.6.3	Chequeo de resistencia al pandeo del alma de la columna	23
3.1.6.4	Chequeo por arrugamiento del alma de la columna	24
4	Análisis por el método de componentes.....	24
4.1	Cortante en el alma de la columna.....	26
4.1.1	Resistencia de diseño.....	26
4.1.2	Coefficiente de rigidez (BS EN 1993-1-1, 2005, 6.3.2)	27
4.2	Compresión transversal en el ala de la columna.....	28
4.2.1	Resistencia de diseño.....	28
4.2.2	Coefficiente de rigidez (BS EN 1993-1-1, 2005, 6.3.2)	29
4.3	Tracción transversal en el alma de la columna	29
4.3.1	Coefficiente de rigidez.....	31
4.4	Flexión en las alas de la columna	31
4.4.1	Coefficiente de rigidez.....	33
4.5	Flexión en la placa final.....	33
4.5.1	Coefficiente de rigidez.....	35
4.6	Compresión en el ala y alma de la viga	35
4.6.1	Resistencia de diseño.....	35
4.7	Alma de la viga a tensión.....	37
4.8	Pernos a tensión	39
4.9	Corte en pernos	39
4.9.1	Coefficiente de rigidez.....	40
4.10	Tabla resumen.....	41
4.11	Curvas de deformación	42
4.11.1	Cortante en el alma de la columna.....	42
4.11.2	Compresión transversal en el alma de la columna	43
4.11.3	Tensión transversal en el alma de la columna	43
4.11.4	Flexión en las alas de la columna	44

4.11.5	Flexión en la placa final.....	44
4.11.6	Pernos a tensión.....	45
4.11.7	Corte en pernos.....	46
4.12	Cálculo de rigidez efectiva para momento-rotación.....	46
4.13	Diagrama Momento-rotación.....	49
4.14	Análisis de resultados con el software IDEAStática.....	50
4.14.1	Base teórica del programa.....	50
4.14.2	Diseño de la conexión y datos obtenidos.....	50
5	Análisis de resultados.....	55
5.1	Diseño de la conexión en acero tipo placa final rigidizada (AISC 358-16, 2016)	55
5.2	Método de las componentes (BS EN 1993-1-8:2005).....	56
6	Conclusiones.....	56
7	Bibliografía.....	57

Ecuación 1	Momento Probable (AISC 358-16, 2016, 2.4-1).....	18
Ecuación 2	Cortante al final de la viga (AISC 358-16, 2016, 6.8-2).....	18
Ecuación 3	Momento final (AISC 358-16, 2016, 6.8-1).....	18
Ecuación 4	Diámetro requerido para el perno (AISC 358-16, 2016, 6.8-3).....	18
Ecuación 5	Resistencia del perno a tensión (AISC 360-16, 2016, J3-1).....	19
Ecuación 6	Parámetro del mecanismo de línea de falla de la placa final (AISC 358-16, 2016, Tabla 6.3).....	19
Ecuación 7	Espesor de la placa perno (AISC 358-16, 2016, 6.8-5).....	19
Ecuación 8	Fuerza mayorada en las alas perno (AISC 358-16, 2016, 6.8-6).....	20
Ecuación 9	Resistencia a rotura en los pernos por corte perno (AISC 358-16, 2016, 6.8-11).....	20
Ecuación 10	Resistencia aplastamiento y desgarre perno (AISC 360-16, 2016, J3-6a).....	21
Ecuación 11	Resistencia al aplastamiento de la placa (AISC 358-16, 2016, 6.8-12).....	21
Ecuación 12	Parámetro del mecanismo de la línea de falla del ala de la columna rigidizada (AISC 358-16, 2016, Tabla 6.5).....	22
Ecuación 13	Requisito para fluencia por flexión del ala de la columna (AISC 358-16, 2016, 6.8-13).....	22
Ecuación 14	Resistencia de diseño a flexión del ala de la columna (AISC 358-16, 2016, 6.8-14).....	23
Ecuación 15	Fuerza de diseño equivalente del ala de la columna (AISC 358-16, 2016, 6.8-14).....	23
Ecuación 16	Resistencia a fluencia local del alma (AISC 358-16, 2016, 6.8-16).....	23
Ecuación 17	Resistencia al pandeo del alma (AISC 358-16, 2016, 6.8-20).....	24

Ecuación 18 Resistencia por arrugamiento del alma de la columna (AISC 358-16, 2016, 6.8-23)	24
Figura 1: Sección transversal de la columna	13
Figura 2: Sección transversal de la viga	13
Figura 3: Revisión de ductilidad. (AISC 341-16, 2016, Tabla D1.1)..	Error! Bookmark not defined.
Figura 4: continuación (AISC 341-16, 2016, Tabla D1.1)...	Error! Bookmark not defined.
Figura 5: Límites de dimensiones de perfiles precalificados. (AISC 358-16, 2016, Tabla 6.1).....	Error! Bookmark not defined.
Figura 6: Distancias mínimas al borde. (AISC 360-16, 2016, Tabla J3.4M).....	Error! Bookmark not defined.
Figura 7: Sección transversal acotada de viga y placa	17
Figura 8: Vista lateral de la conexión.....	17
Figura 9: Fuerzas de diseño perno (AISC 358-16, 2016).....	20
Figura 10: Visualización del efecto de corte en pernos.....	20
Figura 11: Visualización de los esfuerzos desgarre y aplastamiento	21
Figura 12: Dimensiones acotadas de la placa.....	22
Figura 13: Visualización del pandeo en la viga y columna, respectivamente.....	24
Figura 14: Componentes básicos (BS EN 1993-1-8, 2005, Tabla 6.1)	Error! Bookmark not defined.
Figura 15: Tabla de coeficientes de rigidez para corte del patín (BS EN 1993-1-8, 2005, Tabla 6.11).....	Error! Bookmark not defined.
Figura 16: Determinación del centro de rotación (BS EN 1993-1-8, 2005, Tabla 5.4).	Error! Bookmark not defined.
Figura 17: Factores de reducción para la interacción en corte (BS EN 1993-1-8, 2005, Tabla 6.3).....	Error! Bookmark not defined.
Figura 18: Esfuerzo del alma de la columna en tensión (BS EN 1993-1-8, 2005)	Error! Bookmark not defined.
Figura 19: Tabla 6.4. Longitudes efectivas para ala de columna sin rigidizar (BS EN 1993-1-8, 2005, Tabla 6.4)	Error! Bookmark not defined.
Figura 20: Fuerzas de palanca según el modo (BS EN 1993-1-8, 2005, Tabla 6.2)	Error! Bookmark not defined.
Figura 21: Valores de alpha para alas de columna rigidizadas y placas finales. (BS EN 1993-1-8, 2005, Figura 6.11).....	33
Figura 22 Factor de reducción para la interacción con corte	Error! Bookmark not defined.
Figura 23 Tabla resumen de las resistencias y coeficientes de rigidez de cada elemento. (Elaboración propia).....	Error! Bookmark not defined.
Figura 24 Resistencia de diseño del cortante en el alma de la columna vs deformación (Elaboración propia).....	42
Figura 25 Resistencia de diseño compresión transversal en el alma de la columna vs deformación (Elaboración propia).....	43

Figura 26 Resistencia de diseño tensión transversal en el alma de la columna vs deformación (Elaboración propia).....	43
Figura 27 Resistencia de diseño flexión en las alas de la columna vs deformación (Elaboración propia).....	44
Figura 28 Resistencia de diseño flexión en la placa final vs deformación (Elaboración propia).....	45
Figura 29 Resistencia de diseño pernos a flexión vs deformación (Elaboración propia).....	45
Figura 30 Resistencia de diseño Corte en pernos vs deformación (Elaboración propia).....	46
Figura 31 Diagrama Momento-Rotación (Elaboración propia)	49
Figura 32: Vista tridimensional de la placa diseñada.....	50
Figura 33: vista lateral de la conexión.....	51
Figura 34: Vista frontal de la conexión	51
Figura 35: Esfuerzos debido a las cargas obtenidas del programa Etabs	51
Figura 36: Esfuerzos calculados con la norma (AISC 358-16, 2016).....	52
Figura 37: Visualización del pandeo de la viga bajo carga extrema.	52
Figura 38: Factores de incremento de cargas del programa para generar pandeo catastrófico.	53
Figura 39: Visualización de los esfuerzos equivalentes en la conexión.....	54
Figura 40: Visualización bidimensional de esfuerzos equivalentes	54
Figura 41: Escala de colores de esfuerzos arrojados por IDEASTatica	55

1 Introducción

1.1 Justificación

El Ecuador es una zona de alto peligro sísmico lo que ocasiona que se tomen en consideración ciertos aspectos al momento de diseñar estructuras de acero, es aquí en donde entra la experiencia y conocimiento de los diseñadores los cuales determinan el desempeño de la estructura a través de consideraciones en normas técnicas específicas para garantizar un correcto desempeño ante efectos gravitacionales y sísmicos.

El uso de estructuras de acero se ha incrementado con el paso del tiempo en el Ecuador y seguirá creciendo aún más con los años venideros. El acero estructural permite erigir estructuras muy livianas y resistentes con gran desempeño. Sin embargo, las conexiones de las que precisan estas estructuras para su ensamblaje deben ser cuidadosamente diseñadas por profesionales puesto que de lo contrario la integridad del sistema se ve comprometida.

1.2 Planteamiento del Problema

El diseño y construcción de estructuras de acero requieren de ingenieros con experiencia en este tipo de material, que puede ser adquirido a través del uso de normas ya sean nacionales o internacionales, es por esto por lo que el presente proyecto de integración busca fomentar una buena práctica de diseño en conexiones de acero considerando cargas gravitacionales y cargas sísmicas.

1.3 Objetivo general y específicos

OBJETIVO GENERAL:

- Diseñar y analizar el desempeño de una conexión metálica tipo placa final rigidizada con pernos considerando efectos sísmicos y gravitacionales de la zona de Manta (Manabí).

OBJETIVOS ESPECÍFICOS:

- Especificar los conceptos al comportamiento de los elementos que conforman una conexión cuando estos se conectan entre sí.
- Obtener la resistencia y Estado Límite de la conexión de acero tipo placa final rigidizada con pernos.
- Obtener las curvas de momento y rotación de la conexión de acero tipo placa final rigidizada con pernos.
- Modelar mediante métodos computacionales la conexión de acero tipo placa final rigidizada con pernos en software especializado.

1.4 Alcance

El presente trabajo de integración curricular estudiará la conexión tipo placa final rigidizada con pernos y la diseñará con base a lo estipulado en el código AISC 358-16 (American Institute of Steel Construction, 2016). Se procederá a simular el comportamiento de esta conexión en un software computacional. Esta conexión se encuentra en un edificio tipo,

cuyo diseño no será objeto de este estudio, no obstante, se encuentra diseñado usando el espectro sísmico de la Norma Ecuatoriana de la Construcción.

2 Fundamentación teórica

2.1 AISC 358-16

La norma AISC 358-16 (America Institute of Steel Construction, 2016), proporciona una guía detallada para el diseño, la fabricación y la instalación de las conexiones de marcos de acero sísmicos, con el objetivo de mejorar la resistencia y la seguridad estructural de los edificios en caso de un evento sísmico.

A su vez establece requisitos específicos para las conexiones precalificadas para marcos de acero especiales e intermedios. Las conexiones precalificadas son aquellas que se han evaluado y aprobado su uso en base a pruebas rigurosas, simulaciones y análisis de ingeniería para garantizar su rendimiento sísmico.

La norma AISC 358-16 (America Institute of Steel Construction, 2016), también incluye criterios de aceptación y pruebas de rendimiento para las conexiones, así como requisitos para la documentación de las conexiones y la calificación del personal que las fabrica e instala.

En resumen, la norma AISC 358-16 (America Institute of Steel Construction, 2016), es un documento importante para la industria de la construcción de edificios de acero sísmicos, ya que establece criterios rigurosos y requisitos específicos para las conexiones de marcos de acero que deben cumplirse para garantizar la resistencia y seguridad estructural de los edificios en caso de un evento sísmico.

2.2 NEC-SE-DS (PELIGRO SÍSMICO DISEÑO SISMO RESISTENTE)

Es la norma e incluye información sobre la sismicidad del Ecuador (MIDUVI, 2015), los tipos de suelos y la vulnerabilidad de las estructuras a los terremotos. También ofrece recomendaciones para el diseño de edificios y estructuras que puedan resistir mejor los terremotos, incluyendo información sobre la selección de materiales, la ubicación de los elementos estructurales y las técnicas de construcción recomendadas.

En resumen, el documento proporciona información valiosa para los ingenieros del Ecuador, y puede ayudar a reducir los riesgos sísmicos para las personas que viven y trabajan en la zona.

2.3 Diagrama momento- curvatura

Uno de los parámetros para el diseño de conexiones en acero, es el diagrama momento-curvatura, el cual permite evaluar la capacidad de carga y la capacidad de deformación de la conexión ante cargas extremas y deformaciones significativas. Este diagrama muestra la relación entre el momento resistente y la curvatura de la conexión, y permite determinar la capacidad de carga última y la capacidad de deformación de la conexión ante cargas sísmicas extremas.

Esta herramienta se encuentra descrita en la “ANSI/AISC 358-16 Prequalified Connections for Special and Intermediate Steel Moment Frames for Seismic Applications” como uno de los requisitos principales para el diseño de conexiones ya que se encarga de evaluar la capacidad de carga y la capacidad de deformación de las conexiones de acero sísmicas.

2.4 Espectro de aceleraciones

El espectro de aceleraciones es una herramienta utilizada en ingeniería para representar la respuesta sísmica de un edificio o estructura a diferentes niveles de excitación sísmica.

En esencia, el espectro de aceleraciones es una gráfica que muestra la relación entre la amplitud de la aceleración sísmica y la frecuencia de la onda sísmica. La amplitud de la aceleración se mide en términos de la aceleración máxima que se espera que experimente un edificio durante un evento sísmico, mientras que la frecuencia se mide en términos de la cantidad de ciclos por segundo que se producen durante la onda sísmica.

La forma del espectro de aceleraciones puede variar según las características geológicas y geotécnicas del sitio en el que se encuentra la estructura, así como según las propiedades dinámicas de la propia estructura. Sin embargo, en general, el espectro de aceleraciones típicamente muestra una respuesta máxima en una cierta frecuencia, que se conoce como la frecuencia natural de la estructura.

En la ingeniería sísmica, el espectro de aceleraciones se utiliza para estimar la capacidad de una estructura para resistir cargas sísmicas, y se compara con los requerimientos de diseño y las normas locales. Los ingenieros pueden utilizar la información del espectro de aceleraciones para diseñar estructuras resistentes a terremotos y para evaluar los efectos de los terremotos en edificios y otras estructuras existentes.

2.5 Momento probable

Se denomina Momento Probable al momento generado en la conexión debido a la disipación de energía cuando las rótulas plásticas superan el rango elástico. Este momento suele ser más alto que los momentos de diseño o los obtenidos en el cálculo por software.

2.6 Conexiones Precalificadas

Las conexiones precalificadas se refieren a las conexiones estructurales que han sido evaluadas y aprobadas por un organismo de certificación en este caso por la "ANSI/AISC. Estas conexiones se han diseñado y evaluado para cumplir con ciertos requisitos de resistencia, rigidez y deformación, y se consideran adecuadas para su uso en estructuras de acero bajo ciertas condiciones de carga y entorno específicos.

Las conexiones precalificadas en acero pueden ayudar a reducir el tiempo y los costos de diseño y construcción de una estructura de acero, ya que se han evaluado y aprobado previamente para su uso en una variedad de aplicaciones y condiciones. Además, las conexiones precalificadas pueden proporcionar una mayor certeza y confianza en la calidad y seguridad de una estructura de acero.

Es importante destacar que las conexiones precalificadas en acero pueden variar en función del país y la región, ya que las condiciones y construcción pueden diferir entre los diferentes lugares. Por lo tanto, es importante verificar las conexiones precalificadas que se ajusten a los requisitos y estándares locales antes de su uso.

2.7 Tipos de conexiones

Según la norma técnica "ANSI/AISC 360-16 Specification for Structural Steel Buildings, B3.4b ": Existen dos tipos de conexiones las cuales son:

- Conexiones Simples

Son las conexiones en las que no se considera la transmisión de momento puesto que es una magnitud despreciable, a partir de esto se supone que estas permiten una rotación relativa de sus miembros a conexión.

- Conexiones a momento

Se subclasifican en dos:

- Conexiones de Momento, Completamente Restringida (FR)

Este tipo de conexión transmite el momento y una rotación despreciable, de tal modo que en el análisis se pueda suponer que no existe rotación. La principal propiedad con la que esta conexión debe contar es que el ángulo de los miembros conectados se mantiene constante incluso en los estados límites resistentes. Esto debido a su alta resistencia y rigidez.

- Conexiones de Momento, Parcialmente Restringidas (PR)

Al igual que la conexión de momento completamente restringida (FR), transmite momento, con la peculiaridad de que esta puede tener una rotación no despreciable. Debido a esto el análisis de este tipo de conexiones debe considerar la relación entre la fuerza y la deformación de la conexión.

2.8 Conexión placa final rigidizada con pernos (BSEEP, Bolted Stiffened End Extended Plate)

La conexión BSEEP (Bolted Stiffened End Extended Plate) es una conexión de acero diseñada para unir dos vigas o una viga y una columna. Esta conexión es de las más usadas en estructuras de acero y es una de las conexiones precalificadas según el estándar AISC 358-18.

La conexión BSEEP consta de dos placas de extremo extendidas (EP) que se unen mediante pernos a una placa de acero (la placa de conexión) que se encuentra en el extremo de la viga o columna. Las placas EP proporcionan una mayor rigidez y resistencia a la conexión, mientras que la placa de conexión distribuye la carga transmitida por los pernos a la viga o columna.

La conexión BSEEP es una opción popular debido a su facilidad de montaje y su capacidad para soportar cargas elevadas. Además, esta conexión se puede utilizar en una variedad de configuraciones, como en vigas de extremo empotrado, vigas empotradas en una columna y vigas conectadas a una columna mediante placas de extremo.

2.9 Método de componentes

El método de componentes (CM) genera un modelo matemático donde el desempeño de una conexión puede ser evaluado tomando en consideración la flexibilidad de esta. Se lo considera una aplicación de la teoría de elementos finitos.

A diferencia de su análoga americana: la guía de diseño AISC 360-16, donde la conexión es evaluada como un todo, el método de componentes del euro código 3 considera cualquier conexión como una serie de componentes individuales básicos los cuales poseen su propia resistencia y rigidez para tensión, compresión y corte. Así mismo, la interacción entre estos esfuerzos engrandece o disminuye la magnitud del efecto de estos a diferencia de si los mismos actuaran individualmente. De esta forma, se puede modelar una conexión como una serie de resortes con su propia rigidez y resistencia y caracterizarlos por su relación esfuerzo-deformación y la manera en la que están dispuestos.

3 Diseño de conexión en acero tipo placa final rigidizada con pernos

3.1 Diseño acorde al capítulo 6 de la norma (AISC 358-16, 2016)

3.1.1 Propiedades del material

Estos valores son obtenidos del modelo computacional en Etabs y corresponden al módulo de elasticidad, límite de fluencia, resistencia a la tracción, relación entre el límite elástico esperado y el mínimo especificado.

$$E := 20389021.32 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} \quad F_y := 35180 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} \quad F_u := 45699.53 \cdot \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} \quad R_y := 1.1$$

3.1.2 Propiedades geométricas de los elementos

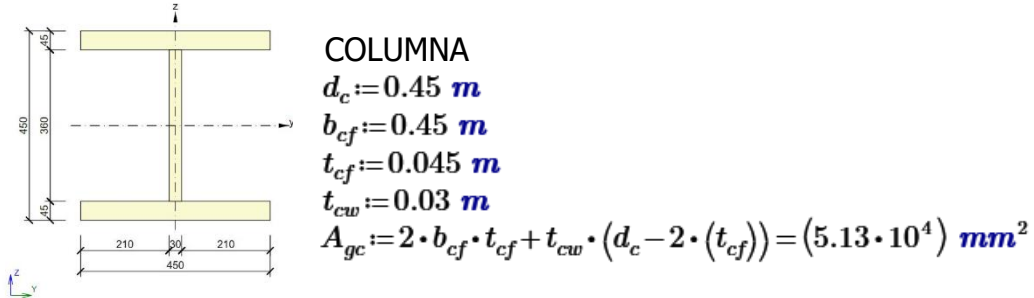


Figura 1: Sección transversal de la columna

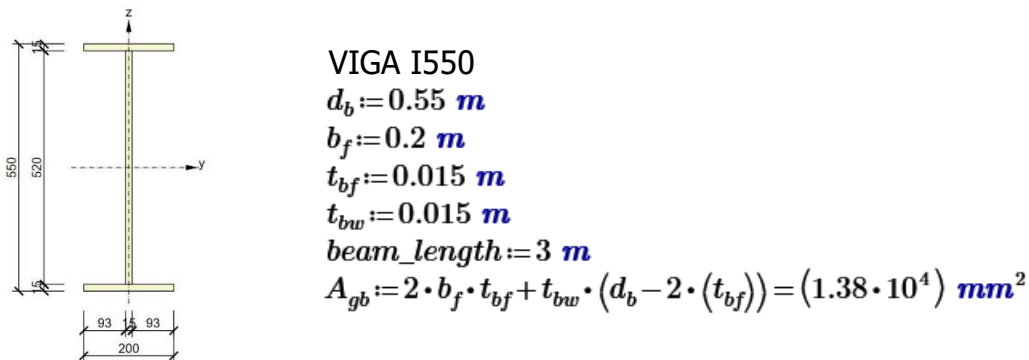


Figura 2: Sección transversal de la viga

3.1.3 Límites de los elementos precalificados (Ductilidad)

Los casos que usar para la verificación de la ductilidad se basan en la norma AISC 358-16 y son los siguientes, el primero es para las alas de los elementos que se encuentran si rigidizar, mientras que para el alma se considera rigidizado por las dos alas y caso especial ya que es un elemento que es parte de una conexión.

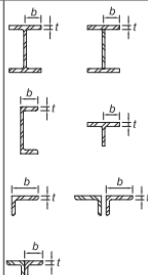
TABLE D1.1 Limiting Width-to-Thickness Ratios for Compression Elements for Moderately Ductile and Highly Ductile Members				
Description of Element	Width-to- Thickness Ratio	Limiting Width-to-Thickness Ratio		Example
		λ_{hd} Highly Ductile Members	λ_{md} Moderately Ductile Members	
Unstiffened Elements Flanges of rolled or built-up I-shaped sections, channels and tees; legs of single angles or double-angle members with separators; outstanding legs of pairs of angles in continuous contact	b/t	$0.32 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$	$0.40 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$	

Tabla 1: Revisión de ductilidad. (AISC 341-16, 2016, Tabla D1.1)

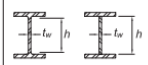
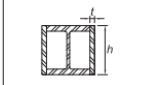
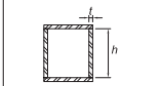
Where used in beams, columns, or links, as webs in flexure, or combined axial and flexure: 1) Webs of rolled or built-up I-shaped sections or channels ^(b) 2) Side plates of boxed I-shaped sections 3) Webs of built-up box sections	h/t_w	For $C_b \leq 0.114$ $2.57 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}} (1 - 1.04 C_b)$	For $C_b \leq 0.114$ $3.96 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}} (1 - 3.04 C_b)$	
	h/t	For $C_b > 0.114$ $0.88 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}} (2.68 - C_b)$ $\geq 1.57 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$	For $C_b > 0.114$ $1.29 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}} (2.12 - C_b)$ $\geq 1.57 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$	
	h/t	where $C_b = \frac{P_u}{\phi_c P_y}$ (LRFD) $C_b = \frac{\Omega_c P_u}{P_y}$ (ASD)	where $C_b = \frac{P_u}{\phi_c P_y}$ (LRFD) $C_b = \frac{\Omega_c P_u}{P_y}$ (ASD)	
		$P_y = R_y F_y A_g$	$P_y = R_y F_y A_g$	

Tabla 2: continuación (AISC 341-16, 2016, Tabla D1.1)

3.1.3.1 Elemento Viga

Alas (AISC 341-16, 2016, Tabla D1.1)

$$\frac{b_f}{2 t_{bf}} = 6.667 \quad \text{Relación Ancho-Espesor}$$

$$\lambda_{hd} := 0.32 \cdot \sqrt{\frac{E}{R_y \cdot F_y}} = 7.345 \quad \text{Límite de la relación ancho espesor}$$

$$\frac{b_f}{2} \geq \lambda_{hd} \quad \text{Alas moderadamente Dúctiles}$$

Alma (AISC 341-16, 2016, Tabla D1.1)

$$C_a := \frac{Pu}{\phi_c \cdot R_y \cdot F_y \cdot A_{gb}} = 0.155 \quad \text{Relación entre la resistencia requerida y el rendimiento axial disponible}$$

$$\lambda_{hd} := 0.88 \cdot \sqrt{\frac{E}{R_y \cdot F_y}} \cdot (2.68 - 1.04 \cdot C_a) = 50.888 \quad \text{Límite de la relación ancho espesor}$$

$$\frac{d_b - 2 \cdot t_{bf}}{t_{bw}} \geq \lambda_{hd} \quad \text{Alma moderadamente Dúctil}$$

3.1.3.2 Elemento Columna

Alas (AISC 341-16, 2016, Tabla D1.1)

$$\frac{b_{cf}}{2} = 5 \quad \text{Relación ancho-espesor}$$

$$\lambda_{hd} := 0.32 \cdot \sqrt{\frac{E}{R_y \cdot F_y}} = 7.345 \quad \text{Límite de la relación ancho espesor}$$

$$\frac{b_{cf}}{2} \geq \lambda_{md} \quad \text{Elemento Moderadamente Dúctil}$$

Alma (AISC 341-16, 2016, Tabla D1.1)

$$\frac{d_c - 2 \cdot t_{cf}}{t_{cw}} = 12 \quad \text{Relación ancho espesor}$$

$$C_a := \frac{Pu}{\phi_c \cdot R_y \cdot F_y \cdot A_{gc}} = 0.042 \quad \text{Relación entre la resistencia requerida y el rendimiento axial disponible}$$

$$\lambda_{hd} := 2.57 \cdot \sqrt{\frac{E}{R_y \cdot F_y}} \cdot (1 - 1.04 \cdot C_a) = 56.441 \quad \text{Límite de la relación ancho espesor}$$

$$\frac{d_c - 2 \cdot t_{cf}}{t_{cw}} \geq \lambda_{hd} \quad \text{Elemento Moderadamente Dúctil}$$

3.1.4 Diseño preliminar en base (AISC 358-16, 2016, Tabla 6.1)
Usando los valores mínimos para el diseño preliminar

Parameter	Four-Bolt Unstiffened (4E)		Four-Bolt Stiffened (4ES)		Eight-Bolt Stiffened (8ES)	
	Maximum in. (mm)	Minimum in. (mm)	Maximum in. (mm)	Minimum in. (mm)	Maximum in. (mm)	Minimum in. (mm)
t_{bf}	3/4 (19)	3/8 (10)	3/4 (19)	3/8 (10)	1 (25)	3/8 (14)
b_{bf}	9 1/4 (235)	6 (152)	9 (229)	6 (152)	12 1/4 (311)	7 1/2 (190)
d	55 (1400)	13 3/4 (349)	24 (610)	13 3/4 (349)	36 (914)	18 (457)
t_p	2 1/4 (57)	1/2 (13)	1 1/2 (38)	1/2 (13)	2 1/2 (64)	3/4 (19)
b_p	10 3/4 (273)	7 (178)	10 3/4 (273)	7 (178)	15 (381)	9 (229)
g	6 (152)	4 (102)	6 (152)	3 3/4 (83)	6 (152)	5 (127)
p_n, p_{to}	4 1/2 (114)	1 1/2 (38)	5 1/2 (140)	1 3/4 (44)	2 (51)	1 1/2 (41)
p_b	—	—	—	—	3 3/4 (95)	3 1/2 (89)

b_{bf} = width of beam flange, in. (mm)
 b_p = width of end-plate, in. (mm)
 d = depth of connecting beam, in. (mm)
 g = horizontal distance between bolts, in. (mm)
 p_n = vertical distance between the inner and outer row of bolts in an 8ES connection, in. (mm)
 p_o = vertical distance from the inside of a beam tension flange to the nearest inside bolt row, in. (mm)
 p_{to} = vertical distance from the outside of a beam tension flange to the nearest outside bolt row, in. (mm)
 t_{bf} = thickness of beam flange, in. (mm)
 t_p = thickness of end-plate, in. (mm)

Valores asumidos

$g := 83 \text{ mm}$
 $p_{fi} := 44 \text{ mm}$
 $p_{fo} := 44 \text{ mm}$
 $d := 349 \text{ mm}$
 $t_p := 15 \text{ mm}$
 $b_p := 220 \text{ mm}$

Tabla 3: Límites de dimensiones de perfiles precalificados. (AISC 358-16, 2016, Tabla 6.1)

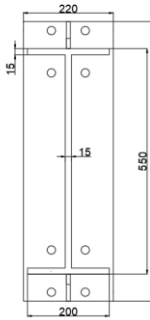
Bolt Diameter, mm	Minimum Edge Distance
16	22
20	26
22	28
24	30
27	34
30	38
36	46
Over 36	1.25d

^[a] If necessary, lesser edge distances are permitted provided the applicable provisions from Sections J3.10 and J4 are satisfied, but edge distances less than one bolt diameter are not permitted without approval from the engineer of record.
^[b] For oversized or slotted holes, see Table J3.5M.

$d_e := 22 \text{ mm}$

La distancia mínima que establece la (AISC 360-16, 2016, Tabla J3.4M)

Tabla 4: Distancias mínimas al borde. (AISC 360-16, 2016, Tabla J3.4M)



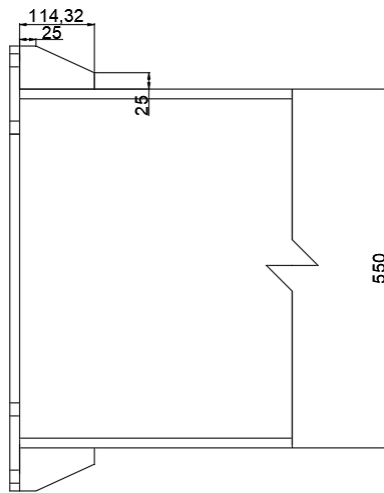
$$h_0 := d_b + p_{fo} - \frac{t_{bf}}{2} = 58.65 \text{ cm}$$

$$h_1 := d_b - p_{fo} - t_{bf} - \frac{t_{bf}}{2} = 48.35 \text{ cm}$$

$$H_p := d_b + 2 \cdot p_{fo} + 2 \cdot d_e = 682 \text{ mm} \text{ Altura de la placa}$$

El espesor de la placa es una medida provisional que nos sirve para un precálculo de la rótula plástica

Figura 3: Sección transversal acotada de viga y placa



$$h_{st} := d_e + p_{fo} = 66 \text{ mm}$$

$$L_{st} := \frac{h_{st}}{\tan\left(\frac{30 \cdot \pi}{180}\right)} = 114.315 \text{ mm} \text{ Relación que debe cumplir el rigidizador. (AISC 358-16, 2016, 6.9-1)}$$

$$F_{yb} := F_y \text{ Debido a que el material del rigidizador es igual al de la viga}$$

$$F_{ys} := F_y$$

$$t_{bw} \cdot \left(\frac{F_{yb}}{F_{ys}}\right) = 15 \text{ mm} \text{ ts debe ser mayor igual a este valor}$$

$$t_s := 10 \text{ mm}$$

$$S_h := L_{st} + t_p = 129.315 \text{ mm} \text{ 130 mm} \text{ Distancia entre la cara del apoyo a la rótula plástica}$$

Figura 4: Vista lateral de la conexión

Usamos un rigidizador preliminar de PL 115x70x10

3.1.5 Diseño de Placa final y Pernos

3.1.5.1 Cálculo del momento a la cara de la columna

$$M_f := M_{pr} + V_u \cdot S_h$$

$$M_{pr} := C_{pr} \cdot R_y \cdot F_y \cdot Z_e$$

C_{pr} = factor específico de la conexión de acuerdo con el tipo de conexión incluyendo en la consideración factores como: resistencia, endurecimiento por deformación, refuerzos adicionales, restricciones locales, etc.

R_y = Relación entre la resistencia a la fluencia esperada y la fluencia mínima

Z_e = Módulo plástico de la sección

$$V_u = \frac{2 \cdot M_{pr}}{L_h} + V_{gravity}$$

L_h = Distancia entre rotulas plásticas

$$L_h := beam_length - 2 \cdot S_h = 2.741 \text{ m}$$

$$C_{pr} = 1.15 \quad \text{Valor de la Ecuación. (AISC 358-16, 2016, 2.4-2)}$$

$$Z_e := 0.000313 \cdot m^3$$

$$M_{pr} := C_{pr} \cdot Z_e \cdot F_y \cdot R_y = 13.923 \text{ ton} \cdot m \quad \text{Ecuación 1 Momento Probable (AISC 358-16, 2016, 2.4-1)}$$

$$V_{gravity} := 7.711 \text{ ton} \quad \text{Valor Obtenido del modelo en Etabs}$$

$$V_u := \frac{2 \cdot M_{pr}}{L_h} + V_{gravity} = 17.869 \text{ ton} \quad \text{Ecuación 2 Cortante al final de la viga (AISC 358-16, 2016, 6.8-2)}$$

$$M_f := M_{pr} + V_u \cdot S_h = 16.234 \text{ ton} \cdot m \quad \text{Ecuación 3 Momento final (AISC 358-16, 2016, 6.8-1)}$$

3.1.5.2 Diámetro requerido de los pernos

$$\phi_n := 0.9 \quad \text{Factor de reducción de resistencia}$$

$$F_{nt} := 63200 \frac{\text{ton}}{m^2} \quad \text{Resistencia nominal a la tracción A325}$$

$$d_{breq} := \sqrt[2]{\frac{2 \cdot M_f}{\pi \cdot \phi_n \cdot F_{nt} \cdot (h_0 + h_1)}} = 13.031 \text{ mm} \quad \text{Ecuación 4 Diámetro requerido para el perno (AISC 358-16, 2016, 6.8-3)}$$

$$d_p := 16 \text{ mm}$$

$$A_p := \frac{\pi \cdot d_p^2}{4} = 201.062 \text{ mm}^2$$

Usamos un perno de 16mm

3.1.5.3 Fuerza del perno a tensión

$$R_n := A_p \cdot F_{nt} = 12.707 \text{ ton} \quad \text{Ecuación 5 Resistencia del perno a tensión (AISC 360-16, 2016, J3-1)}$$

3.1.5.4 Resistencia del perno a momento

Comprobación de la resistencia del perno seleccionado, por lo cual se usa la misma expresión que se encuentra en la ecuación 4.

$$\phi M_{np} := \phi_n \cdot 2 \cdot R_n \cdot (h_0 + h_1) = 24.474 \text{ ton} \cdot \text{m} \quad \text{Mayor a } M_f \text{ Cumple}$$

3.1.5.5 Espesor de la placa

$$s := \frac{1}{2} \cdot \sqrt{b_p \cdot g} = 6.756 \text{ cm} \quad \text{Distancia vertical que define el patrón de línea de falla potencial en el ala de la columna}$$

$$s \geq d_e \quad \text{Primer caso para calcular } Y_c$$

$$Y_p := \frac{b_p}{2} \cdot \left(h_1 \cdot \left(\frac{1}{p_{fi}} + \frac{1}{s} \right) + h_0 \cdot \left(\frac{1}{p_{fo}} + \frac{1}{2 \cdot s} \right) \right) + \frac{2}{g} \cdot (h_1 \cdot (p_{fi} + s) + h_0 \cdot (d_e + p_{fo})) = 617.215 \text{ cm}$$

Ecuación 6 Parámetro del mecanismo de línea de falla de la placa final (AISC 358-16, 2016, Tabla 6.3)

$$F_{yp} := 35153.48 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} \quad \text{Esfuerzo de fluencia de la placa, similar al material de vigas y columnas}$$

$$\phi_d := 1 \quad \text{Factor de resistencia para estados límites dúctiles}$$

$$t_{preq} := \sqrt{\frac{1.11 \cdot M_f}{\phi_d \cdot F_{yp} \cdot Y_p}} = 9.113 \text{ mm} \quad \text{Ecuación 7 Espesor de la placa perno (AISC 358-16, 2016, 6.8-5)}$$

Usamos un espesor de la placa de 15 mm, por motivos de facilidad de construcción.

3.1.5.6 Cálculo de la carga de fuerza mayorada ubicada en las alas

Consiste en las cargas inversas ubicadas en las alas, que producen el momento ubicado a la cara de la columna (M_f), por lo que el cálculo es la división del momento M_f para la distancia entre las fuerzas.

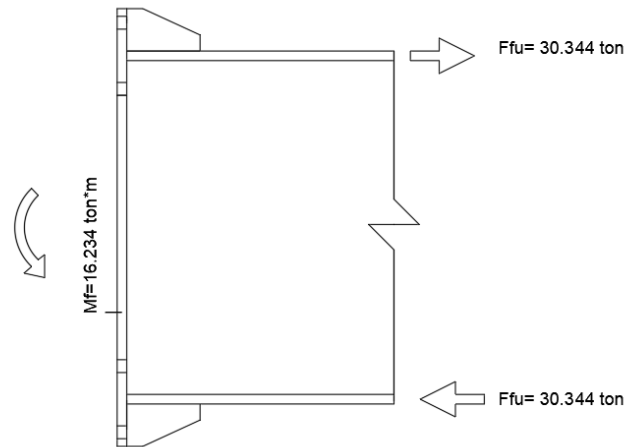


Figura 5: Fuerzas de diseño perno (AISC 358-16, 2016)

$$F_{fu} := \frac{M_f}{d_b - t_{bf}} = 30.344 \text{ ton} \quad \text{Ecuación 8 Fuerza mayorada en las alas perno (AISC 358-16, 2016, 6.8-6)}$$

3.1.5.7 Resistencia a rotura de pernos por corte

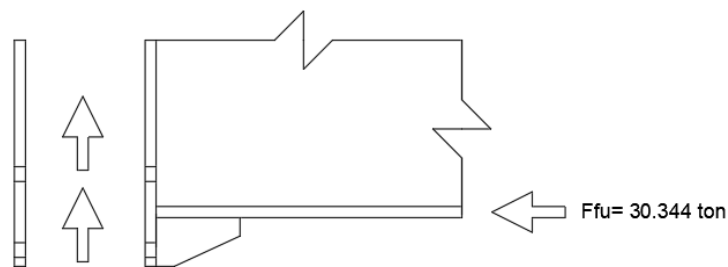


Figura 6: Visualización del efecto de corte en pernos

$$\phi_n R_n := \phi_n \cdot n_p \cdot F_{nv} \cdot A_p \quad \text{Ecuación 9 Resistencia a rotura en los pernos por corte perno (AISC 358-16, 2016, 6.8-11)}$$

$$F_{nv} := 37933 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} \quad \text{Resistencia nominal a corte en el caso crítico (Rosca excluido)}$$

$$n_p := 4 \quad \text{Número de pernos}$$

$$\phi_n R_n := \phi_n \cdot n_p \cdot F_{nv} \cdot A_p = 27.457 \text{ ton}$$

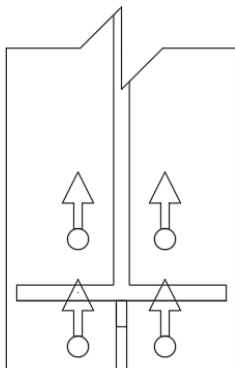
$$\phi_n R_n \geq V_u \quad \text{Ok}$$

3.1.5.8 Resistencia al desgarre y aplastamiento en la placa y el ala de la columna.

Se analizará el desgarre y aplastamiento solo de la placa puesto que posee menor espesor que las alas de la columna.

$$d_p = 16 \text{ mm}$$

$$d_h := d_p + \frac{1}{8} \text{ mm} = 16.125 \text{ mm} \quad \text{El diámetro del hueco es el diámetro del perno más 1/8 que corresponde a diseño y mano de obra}$$



$$L_{c1} := p_{fo} + p_{fi} + t_{bf} - d_h = 86.875 \text{ mm}$$

$$R_n := 1.2 \cdot L_{c1} \cdot t_p \cdot F_u \geq 2.4 \cdot d_p \cdot t_p \cdot F_u$$

Ecuación 10 Resistencia aplastamiento y desgarre perno (AISC 360-16, 2016, J3-6a)

Figura 7: Visualización de los esfuerzos desgarre y aplastamiento

Desgarre

Aplastamiento

$$1.2 \cdot L_{c1} \cdot t_p \cdot F_u = 71.463 \text{ ton}$$

$$2.4 \cdot d_p \cdot t_p \cdot F_u = 26.323 \text{ ton}$$

La conexión tiene tendencia a fallar por aplastamiento antes que a desgarre

$$r_{ni} := 2.4 \cdot d_p \cdot t_p \cdot F_u = 26.323 \text{ ton} \quad \text{Resistencia a aplastamiento del perno interior}$$

$$r_{no} := 2.4 \cdot d_p \cdot t_p \cdot F_u = 26.323 \text{ ton} \quad \text{Resistencia a aplastamiento del perno exterior}$$

$$\phi_n R_n := \phi_n \cdot (2) \cdot r_{ni} + \phi_n \cdot (2) \cdot r_{no} = 94.763 \text{ ton} \quad \text{Ecuación 11 Resistencia al aplastamiento de la placa (AISC 358-16, 2016, 6.8-12)}$$

$$\phi_n R_n \geq V_u \quad \text{Cumple}$$

3.1.5.9 Soldadura

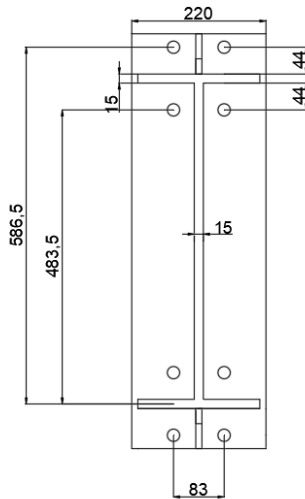
Las especificaciones para la soldadura se encuentran en la sección 6.7.6 "Welding Details" de la norma AISC 358-16.

En estas se detallan que:

- La soldadura que existe entre las alas de la viga y la placa final debe ser de penetración completa por la parte exterior y por la parte interior una soldadura filete de 8mm.
- La soldadura que existe entre el alma de la viga y la placa final debe ser una soldadura de penetración completa acanalada.
- La soldadura de los rigidizadores debe ser una soldadura de penetración completa.

3.1.6 Diseño por el lado de la columna

3.1.6.1 Chequeo del ala de la columna para fluencia por flexión.



$$s := \frac{1}{2} \cdot \sqrt{b_{cf} \cdot g} = 96.631 \text{ mm}$$

$$p_{si} := p_{fo} \quad p_{si} = 44 \text{ mm} \quad p_{so} := p_{si}$$

$s > p_{si}$ por lo tanto, usamos el valor de s

Figura 8: Dimensiones acotadas de la placa

$$Y_c := \frac{b_{cf}}{2} \cdot \left(h_1 \cdot \left(\frac{1}{s} + \frac{1}{p_{si}} \right) + h_0 \cdot \left(\frac{1}{s} + \frac{1}{p_{so}} \right) \right) + \frac{2}{g} \cdot (h_1 \cdot (s + p_{si}) + h_0 \cdot (s + p_{so})) = (1.159 \cdot 10^4) \text{ mm}$$

Ecuación 12 Parámetro del mecanismo de la línea de falla del ala de la columna rigidizada (AISC 358-16, 2016, Tabla 6.5)

$$t_{cf} \geq \sqrt[2]{\frac{1.11 \cdot Mf}{\phi_d \cdot F_y \cdot Y_c}} \quad \text{Ecuación 13 Requisito para fluencia por flexión del ala de la columna (AISC 358-16, 2016, 6.8-13)}$$

$$\sqrt[2]{\frac{1.11 \cdot Mf}{\phi_d \cdot F_y \cdot Y_c}} = 6.648 \text{ mm} \quad t_{cf} = 45 \text{ mm}$$

$$t_{cf} \geq \sqrt[2]{\frac{1.11 \cdot Mf}{\phi_d \cdot F_y \cdot Y_c}}$$

$$\phi_d := 1$$

$$\phi_d M_{cf} := \phi_d \cdot F_y \cdot Y_c \cdot t_{cf}^2 = 825.59 \text{ ton} \cdot \text{m} \quad \text{Ecuación 14 Resistencia de diseño a flexión del ala de la columna (AISC 358-16, 2016, 6.8-14)}$$

$$\phi_d R_n := \frac{\phi_d M_{cf}}{(d_c - t_{bf})} = (1.898 \cdot 10^3) \text{ ton} \quad \text{Ecuación 15 Fuerza de diseño equivalente del ala de la columna (AISC 358-16, 2016, 6.8-14)}$$

$$F_{fu} = 30.344 \text{ ton}$$

$$\phi_d R_n \geq F_{fu} \quad \text{Cumple el requisito de fuerza por lo que no necesita placas de continuidad}$$

3.1.6.2 Chequeo por fluencia del alma de la columna

$$C_t := 1 \quad k_c := 0.015 \text{ m}$$

$$\phi_d R_n := \phi_d \cdot C_t \cdot (6 \cdot k_c + t_{bf} + 2 \cdot t_p) \cdot F_y \cdot t_{cw} \quad \text{Ecuación 16 Resistencia a fluencia local del alma (AISC 358-16, 2016, 6.8-16)}$$

Donde

C_t = Coeficiente en caso de que no se alcance a desarrollar la distribución de la fuerza en la parte superior, en este caso si alcanza ya que la columna se encuentra en el primer piso por lo que es continua, adoptando un valor de 1.

k_c = Distancia de la cara exterior hasta el pie del filete del alma.

$$\phi_d R_n = 142.479 \text{ ton}$$

$$\phi_d R_n \geq F_{fu} \quad \text{Cumple el requisito de fuerza por lo que no necesita placas de continuidad en el alma de la columna}$$

3.1.6.3 Chequeo de resistencia al pandeo del alma de la columna

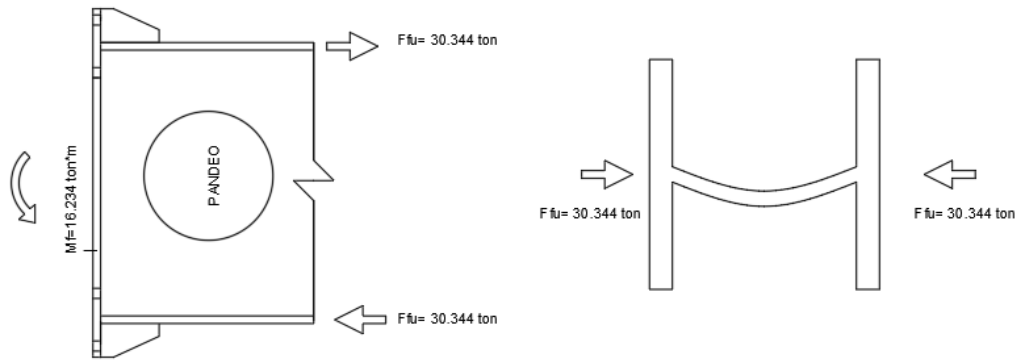


Figura 9: Visualización del pandeo en la viga y columna, respectivamente.

$$h := d_c - k_c = 435 \text{ mm} \quad \text{Distancia entre las alas menos el filete } k_c$$

$$\phi := 0.75$$

Al ser la columna continua usamos el caso b

$$R_n := \frac{12 \cdot t_{cw}^3 \cdot \sqrt{E \cdot F_y}}{h} = 630.815 \text{ ton} \quad \text{Ecuación 17 Resistencia al pandeo del alma (AISC 358-16, 2016, 6.8-20)}$$

$$\phi \cdot R_n = 473.111 \text{ ton}$$

$$\phi R_n \geq F_{fu} \quad \text{Cumple el requisito de fuerza}$$

3.1.6.4 Chequeo por arrugamiento del alma de la columna

$$w := 8 \text{ mm} \quad \text{Pie de la soldadura}$$

$$N := t_{bf} + 2 \cdot w + 2 \cdot t_p = 61 \text{ mm}$$

$$\frac{N}{d_c} = 0.136 \quad \text{menor a 0.2 por lo que usamos el primer caso 6.8-23}$$

$$R_n := 0.4 \cdot t_{cw}^2 \cdot \left(1 + 3 \cdot \left(\frac{N}{d_c} \right) \cdot \left(\frac{t_{cw}}{t_{cf}} \right)^{1.5} \right) \cdot \sqrt{\frac{E \cdot F_y \cdot t_{cf}}{t_{cw}}} = 456.077 \text{ ton}$$

Ecuación 18 Resistencia por arrugamiento del alma de la columna (AISC 358-16, 2016, 6.8-23)

$$\phi R_n \geq F_{fu} \quad \text{Cumple el requisito de fuerza}$$

4 Análisis por el método de componentes

Se aplicará los procedimientos de cálculo aplicados en el Euro código 3: “Design of steel estructuras; Part 1-8: Design of joints”

Table 6.1: Basic joint components

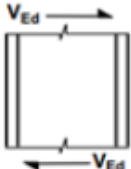
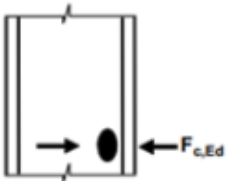
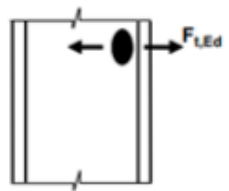
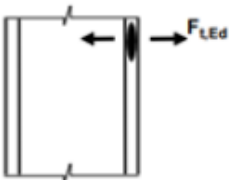
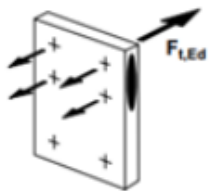
Component			Reference to application rules		
			Design Resistance	Stiffness coefficient	Rotation capacity
1	Column web panel in shear		6.2.6.1	6.3.2	6.4.2 and 6.4.3
2	Column web in transverse compression		6.2.6.2	6.3.2	6.4.2 and 6.4.3
3	Column web in transverse tension		6.2.6.3	6.3.2	6.4.2 and 6.4.3
4	Column flange in bending		6.2.6.4	6.3.2	6.4.2 and 6.4.3
5	End-plate in bending		6.2.6.5	6.3.2	6.4.2

Tabla 5: Componentes básicos (BS EN 1993-1-8, 2005, Tabla 6.1)

4.1 Cortante en el alma de la columna

4.1.1 Resistencia de diseño

Para el uso de los métodos de diseño que se encuentran en la norma (BS EN 1993-1-8, 2005), se debe cumplir la relación de $\frac{d_c}{t_w} \leq 69 \cdot \varepsilon$

$$d_c := 450 \text{ mm}$$

$$t_{cw} := 30 \text{ mm}$$

$$E := 199948000 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad F_u := 45699.53 \cdot \frac{\text{tonf}}{\text{m}^2}$$

$$F_y := 345 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\varepsilon := \sqrt{\frac{235 \text{ MPa}}{F_y}} = 0.825$$

$$\frac{d_c}{t_{cw}} = 15 \quad 69 \cdot \varepsilon = 56.947$$

$$\frac{d_c}{t_{cw}} \leq 69 \cdot \varepsilon$$

$$V_{wpRd} := \frac{0.9 \cdot F_y \cdot A_{vc}}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} \quad \text{Avc es el área de corte en la columna (BS EN 1993-1-1, 2005)}$$

$$\eta := 1 \quad \text{valor conservativo según (BS EN 1993-1-1, 2005, 6.18 Nota)}$$

$$h_w := d_c - 2 \cdot t_{cf} = 360 \text{ mm}$$

$\gamma_{M0} = 1$ Factor parcial para los edificios (BS EN 1993-1-1, 2005, 6.1 Nota 2B)

$$\gamma_{M0} := 1$$

$$A_{vc} := \eta \cdot (h_w \cdot t_{cw}) = (1.08 \cdot 10^4) \text{ mm}^2$$

$$V_{wpRd} := \frac{0.9 \cdot F_y \cdot A_{vc}}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} = 217.625 \text{ tonf}$$

4.1.2 Coeficiente de rigidez (BS EN 1993-1-1, 2005, 6.3.2)

El coeficiente se determina a través del uso de las expresiones (BS EN 1993-1-8, 2005, Tabla 6.11)

Component	Stiffness coefficient k_1	
Column web panel in shear	Unstiffened, single-sided joint, or a double-sided joint in which the beam depths are similar	stiffened
	$k_1 = \frac{0,38 A_{vc}}{\beta z}$	$k_1 = \infty$
	z is the lever arm from Figure 6.15; β is the transformation parameter from 5.3(7).	

Tabla 6: Tabla de coeficientes de rigidez para corte del patín (BS EN 1993-1-8, 2005, Tabla 6.11)

$$k_1 := \frac{0.38 \cdot A_{vc}}{\beta \cdot z}$$

z = brazo de palanca (BS EN 1993-1-8, 2005, Figura 6.15)

β = Parámetro de transformación (BS EN 1993-1-8, 2005, Tabla 5.4)

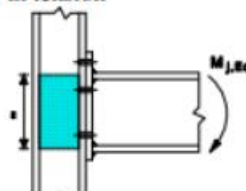
<p>d) Bolted extended end-plate connection with only two bolt-rows active in tension</p> 	<p>In line with the mid-thickness of the compression flange</p>	<p>Conservatively z may be taken as the distance from the centre of compression to a point midway between these two bolt-rows</p>	
--	---	--	--

Tabla 7: Determinación del centro de rotación (BS EN 1993-1-8, 2005, Tabla 5.4).

$$z := d_b - t_{bf} = 535 \text{ mm}$$

$$\beta := 1$$

$$k_1 := \frac{0.38 \cdot A_{vc}}{\beta \cdot z} = 7.671 \text{ mm}$$

4.2 Compresión transversal en el ala de la columna

4.2.1 Resistencia de diseño

$$F_{cwcRd} := \frac{\omega \cdot k_{wc} \cdot b_{eff} \cdot t_{wc} \cdot F_y}{\gamma_{M0}}$$

ω = Factor de reducción para interacción con el corte (BS EN 1993-1-8, 2005, Tabla 6.3)

$$\omega := \frac{1}{\sqrt{1 + 1.3 \cdot \left(b_{eff} \cdot \frac{t_{wc}}{A_{vs}} \right)^2}}$$

Table 6.3: Reduction factor ω for interaction with shear

Transformation parameter β	Reduction factor ω
$0 \leq \beta \leq 0.5$	$\omega = 1$
$0.5 < \beta < 1$	$\omega = \omega_1 + 2(1 - \beta)(1 - \omega_1)$
$\beta = 1$	$\omega = \omega_1$
$1 < \beta < 2$	$\omega = \omega_1 + (\beta - 1)(\omega_2 - \omega_1)$
$\beta = 2$	$\omega = \omega_2$
$\omega_1 = \frac{1}{\sqrt{1 + 1.3(b_{eff,wc} t_{wc} / A_{vc})^2}}$	$\omega_2 = \frac{1}{\sqrt{1 + 5.2(b_{eff,wc} t_{wc} / A_{vc})^2}}$
A_{vc} is the shear area of the column, see 6.2.6.1;	
β is the transformation parameter, see 5.3(7).	

Tabla 8: Factores de reducción para la interacción en corte (BS EN 1993-1-8, 2005, Tabla 6.3)

b_{eff} = ancho efectivo del alma de la columna a compresión.

$$b_{eff} := t_{bf} + 2 \cdot \sqrt{2} \cdot a_p + 5 \cdot (t_{cf} + s) + s_p$$

$$a_c := 0 \text{ mm}$$

a_p = garganta efectiva del filete, en este caso es $a_p := 0 \cdot \text{mm}$ porque usamos penetración total.

s_p = Longitud obtenida por dispersión a 45 grados a través de la placa.

$$s_p := \frac{15 \text{ mm}}{\cos\left(\frac{45 \cdot \pi}{180}\right)} = 21.213 \text{ mm}$$

$$s := \sqrt{2} \cdot a_c = 0 \text{ mm}$$

$a_c := 0$ debido a que se usó soldadura de penetración total por lo que no hay garganta efectiva.

$$b_{eff} := t_{bf} + 2 \cdot \sqrt{2} \cdot a_p + 5 \cdot (t_{cf} + s) + s_p = 261.213 \text{ mm}$$

Esbeltez

$$\lambda_p := 0.932 \cdot \sqrt{\frac{b_{eff} \cdot d_{cw} \cdot F_y}{E \cdot t_{cw}^2}} = 0.396$$

Como λ_p es menor a 0.72 usamos $\rho := 1$ EN 1993-1-8 (6.13a)

$k_{wc} := 1$ Factor de reducción EN 1993-1-8 (6.14)

$$\omega := \frac{1}{\sqrt{1 + 1.3 \cdot \left(b_{eff} \cdot \frac{t_{cw}}{A_{vc}} \right)^2}} = 0.771$$

$$F_{cwcRd} := \frac{\omega \cdot k_{wc} \cdot b_{eff} \cdot t_{cw} \cdot F_y}{\gamma_{M0}} = (2.083 \cdot 10^3) \text{ kN}$$

4.2.2 Coeficiente de rigidez (BS EN 1993-1-1, 2005, 6.3.2)

$$k_2 := \frac{0.7 \cdot b_{eff} \cdot t_{cw}}{d_c} = 12.19 \text{ mm}$$

4.3 Tracción transversal en el alma de la columna

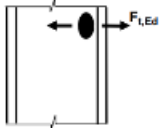
3	Column web in transverse tension		6.2.6.3	6.3.2	6.4.2 and 6.4.3
---	----------------------------------	---	---------	-------	-----------------

Tabla 9: Esfuerzo del alma de la columna en tensión (BS EN 1993-1-8, 2005)

$$F_{twcRd} := \frac{\omega \cdot b_{eff} \cdot t_{cw} \cdot F_y}{\gamma_{M0}}$$

Donde

$b_{eff} = l_{eff}$ que se calcula en base a (BS EN 1993-1-8, 2005, Tabla 6.4)

Table 6.4: Effective lengths for an unstiffened column flange

Bolt-row Location	Bolt-row considered individually		Bolt-row considered as part of a group of bolt-rows	
	Circular patterns $l_{eff,sp}$	Non $l_{eff,nc}$	Circular patterns $l_{eff,sp}$	Non-circular patterns $l_{eff,nc}$
Inner bolt-row	$2\pi m$	$4m + 1,25e$	$2p$	p
End bolt-row	The smaller of: $2\pi m$ $\pi m + 2e_1$	The smaller of: $4m + 1,25e$ $2m + 0,625e + e_1$	The smaller of: $\pi m + p$ $2e_1 + p$	The smaller of: $2m + 0,625e + 0,5p$ $e_1 + 0,5p$
Mode 1:	$l_{eff,1} = l_{eff,nc}$ but $l_{eff,1} \leq l_{eff,sp}$		$\sum l_{eff,1} = \sum l_{eff,nc}$ but $\sum l_{eff,1} \leq \sum l_{eff,sp}$	
Mode 2:	$l_{eff,2} = l_{eff,nc}$		$\sum l_{eff,2} = \sum l_{eff,nc}$	

(BS) e_1 is the distance from the centre of the fasteners in the end row to the adjacent free end of the column flange measured in the direction of the axis of the column profile (see row 1 and row 2 in Figure 6.9). (BS)

Tabla 10: Tabla 6.4. Longitudes efectivas para ala de columna sin rigidizar (BS EN 1993-1-8, 2005, Tabla 6.4)

$p := 103 \text{ mm}$ Distancia vertical entre pernos

$e := 58.5 \text{ mm}$ Distancia del centro del perno al borde del alma

$m := 26.5 \text{ mm}$ Distancia del alma al centro perno

Longitud efectiva de los pernos interiores con patrón no circular (BS EN 1993-1-8, 2005, Tabla 6.4)

$$l_{effncinner} := p = 103 \text{ mm}$$

$$e + 0.5 \cdot p = 110 \text{ mm}$$

$$2 \cdot m + 0.625 \cdot e + 0.5 \cdot p = 141.063 \text{ mm}$$

Usamos el menor valor

$$391.063 \text{ mm} \geq 110 \text{ mm}$$

Longitud efectiva los pernos del fin de la fila (BS EN 1993-1-8, 2005, Tabla 6.4)

$$l_{effncend} := e + 0.5 \cdot p = 110 \text{ mm}$$

Longitud efectiva con patrón no circular (BS EN 1993-1-8, 2005, Tabla 6.4)

$$l_{effnc} := l_{effncinner} + l_{effncend} = 213 \text{ mm}$$

Longitud efectiva de los pernos interiores con patrón circular (BS EN 1993-1-8, 2005, Tabla 6.4)

$$l_{effcpinner} := 2 \cdot p = 206 \text{ mm}$$

$$\pi \cdot m + p = 186.252 \text{ mm}$$

$$2 \cdot e + p = 220 \text{ mm}$$

Usamos el menor valor

$$578.951 \text{ mm} \geq 220 \text{ mm}$$

Longitud efectiva los pernos del fin de la fila (BS EN 1993-1-8, 2005, Tabla 6.4)

$$l_{effcpend} := 2 \cdot e + p = 220 \text{ mm}$$

Longitud efectiva con patrón no circular (BS EN 1993-1-8, 2005, Tabla 6.4)

$$l_{effcp} := l_{effcpinner} + l_{effcpend} = 426 \text{ mm}$$

$$l_{eff} := l_{effnc}$$

$l_{eff} \leq l_{effcp}$ Cumple por lo tanto usamos l_{effnc} como l_{effcp}

$$F_{tucRd} := \frac{\omega \cdot l_{eff} \cdot t_{cw} \cdot F_y}{\gamma_{M0}} = (1.699 \cdot 10^3) \text{ kN}$$

4.3.1 Coeficiente de rigidez

$$k_3 := \frac{0.7 \cdot l_{eff} \cdot t_{cw}}{d_c} = 9.94 \text{ mm}$$

4.4 Flexión en las alas de la columna

En la norma (BS EN 1993-1-8, 2005, 6.2.6.4) se especifica que la resistencia a flexión de las alas de la columna se las realizara en base a la (BS EN 1993-1-8, 2005, 6.2.6.4)

	Prying forces may develop, i.e. $L_b \leq L_b^*$		No prying forces
Mode 1	Method 1	Method 2 (alternative method)	$F_{t,1,Rd} = \frac{2M_{pl,1,Rd}}{m}$
without backing plates	$F_{t,1,Rd} = \frac{4M_{pl,1,Rd}}{m}$	$F_{t,1,Rd} = \frac{(8n - 2e_w)M_{pl,1,Rd}}{2mn - e_w(m+n)}$	
with backing plates	$F_{t,1,Rd} = \frac{4M_{pl,1,Rd} + 2M_{fp,Rd}}{m}$	$F_{t,1,Rd} = \frac{(8n - 2e_w)M_{pl,1,Rd} + 4nM_{fp,Rd}}{2mn - e_w(m+n)}$	
Mode 2	$F_{t,2,Rd} = \frac{2M_{pl,2,Rd} + n\Sigma F_{i,Rd}}{m+n}$		
Mode 3	$F_{t,3,Rd} = \Sigma F_{i,Rd}$		

Tabla 11: Fuerzas de palanca según el modo (BS EN 1993-1-8, 2005, Tabla 6.2)

$$L_b := t_p + t_{cf} + \frac{10.18 \text{ mm}}{2} + 10.29 \text{ mm} = 75.38 \text{ mm}$$

$$n := \frac{1}{2 \text{ mm}} \quad \text{Área del esfuerzo de tensión del perno}$$

$$A_s := 0.7854 \cdot \left(16 \text{ mm} - \left(\frac{0.9743}{n} \right) \right)^2 = 155.071 \text{ mm}^2$$

$$n_b := 2$$

$$L_{b^o} := \frac{8.8 \cdot m^3 \cdot A_s \cdot n_b}{l_{eff} \cdot t_{cf}^3} = 2.617 \text{ mm}$$

$L_b \leq L_{b^o}$ No se cumple por lo que no existen fuerzas de palanca, usamos ese caso

$$F_{T1Rd} := \frac{2 \cdot M_{pLRd}}{m}$$

$$M_{pLRd} := 0.25 \cdot l_{eff} \cdot t_{cf}^2 \cdot \frac{F_y}{\gamma_{M0}} = 37.202 \text{ kN} \cdot m$$

Modo 1

$$F_{T1Rd} := \frac{2 \cdot M_{pLRd}}{m} = (2.808 \cdot 10^3) \text{ kN}$$

Modo 2

Para el caso no tener fuerzas de palanca el modo 1 es igual al modo 2

$$F_{T2Rd} := \frac{2 \cdot M_{pLRd}}{m} = (2.808 \cdot 10^3) \text{ kN} \quad \text{Para las alas de la columna gobierna el modo dos de (BS EN 1993-1-8, 2005, Tabla 6.2)}$$

4.4.1 Coeficiente de rigidez

$$k_4 := \frac{0.9 \cdot l_{eff} \cdot t_{cf}^3}{m^3} = 938.69 \text{ mm}$$

4.5 Flexión en la placa final

En la norma (BS EN 1993-1-8, 2005, 6.2.6.5), se especifica que la resistencia a flexión de placa final se las realizara en base a la (BS EN 1993-1-8, 2005, 6.2.6.4), un proceso similar al anterior, con cambios en l_{eff} , e y m por los que se establecen (BS EN 1993-1-8, 2005, Tabla 6.6)

$$e_x := 22 \text{ mm} \quad m_x := 44 \text{ mm}$$

$$e_p := 68.5 \text{ mm} \quad \text{Distancia desde el centro del perno hasta el final de la placa}$$

$$\lambda_1 := \frac{m}{m + e_p} = 0.279 \quad \lambda_2 := \frac{m_x}{m_x + e_p} = 0.391$$

$$\alpha := 7.7$$

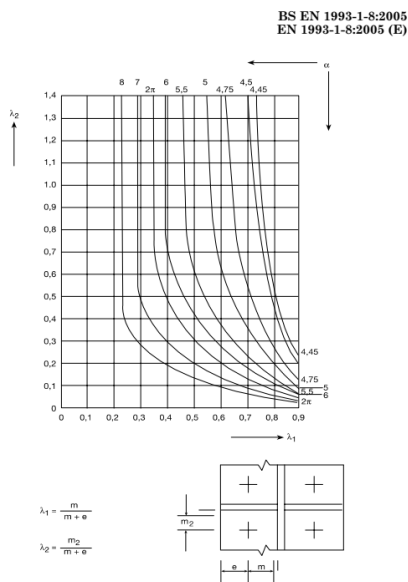


Figure 6.11: Values of α for stiffened column flanges and end-plates

Figura 10: Valores de α para alas de columna rigidizadas y placas finales. (BS EN 1993-1-8, 2005, Figura 6.11)

Patrón de pernos no circular

Primera fila de pernos en tensión bajo el ala de la viga (BS EN 1993-1-8, 2005, Tabla 6.6)

$$0.5 \cdot p + \alpha \cdot m_x - (2 \cdot m_x + 0.625 \cdot e_x) = 288.55 \text{ mm}$$

Fila de pernos final EN 1993-1-8 (Tabla 6.6)

$$2 \cdot m_x + 0.625 \cdot e_x + 0.5 \cdot p = 153.25 \text{ mm}$$

$$l_{effnc} := 288.55 \text{ mm} + 153.25 \text{ mm} = 441.8 \text{ mm}$$

Patrón de pernos circular

Primera fila de pernos en tensión bajo el ala de la viga (BS EN 1993-1-8, 2005, Tabla 6.6)

$$\pi \cdot m_x + p = 241.23 \text{ mm}$$

Fila de pernos final (BS EN 1993-1-8, 2005, Tabla 6.6)

$$\pi \cdot m_x + p = 241.23 \text{ mm}$$

$$l_{effcp} := 241.23 \text{ mm} + 241.23 \text{ mm} = 482.46 \text{ mm}$$

$$l_{eff} := 441.8 \text{ mm}$$

Ahora usamos (BS EN 1993-1-8, 2005, Tabla 6.6)

$$L_b = 75.38 \text{ mm}$$

$$A_s = 155.071 \text{ mm}^2$$

$$L_{b0} := \frac{8.8 \cdot m^3 \cdot A_s \cdot n_b}{l_{eff} \cdot t_p^3} = 34.063 \text{ mm}$$

$L_b \leq L_{b0}$ No se cumple por lo que no existen fuerzas de palanca, usamos ese caso

$$F_{T1Rd} := \frac{2 \cdot M_{pLRd}}{m}$$

$$M_{plRd} := 0.25 \cdot l_{eff} \cdot t_p^2 \cdot \frac{F_y}{\gamma_{M0}} = 8.574 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Modo 1

$$F_{T1Rd} := \frac{4 \cdot M_{plRd}}{m_x} = 779.426 \text{ kN}$$

Para las alas de la columna gobierna el modo uno de (BS EN 1993-1-8, 2005, Tabla 6.2)

4.5.1 Coeficiente de rigidez

$$k_s := 0.9 \cdot l_{eff} \cdot \frac{t_p^3}{m_x^3} = 15.754 \text{ mm} \quad \text{Compresión en el ala de la columna o viga y alma}$$

4.6 Compresión en el ala y alma de la viga

$$F_{cfbRd} := \frac{M_{cRd}}{(h - t_{fb})} \quad \text{Resistencia a la compresión en el ala y alma de la viga (BS EN 1993-1-8, 2005, Ec.6.21)}$$

Excepto para conexiones que contengan rigidizadores, en este caso se tiene que cumplir varias condiciones como: Si la altura de la viga más el rigidizador exceden 600 mm la resistencia de diseño a compresión debe limitarse al 20% el diseño a compresión de la viga debe determinarse con 6.2.6.2.

$$h_{wb} := d_b - 2 \cdot t_{bf} = 520 \text{ mm}$$

$$A_{vb} := \eta \cdot (h_{wb} \cdot t_{bw}) = (7.8 \cdot 10^3) \text{ mm}^2$$

4.6.1 Resistencia de diseño

$$F_{bwdRd} := \frac{\omega \cdot k_{wb} \cdot b_{effb} \cdot t_{bw} \cdot F_y}{\gamma_{M0}}$$

ω_b = Factor de reducción para interacción con el corte EN 1993-1-8 (Tabla 6.3)

$$\omega_b := \frac{1}{\sqrt{1 + 1.3 \cdot \left(b_{effb} \cdot \frac{t_{bw}}{A_{vb}} \right)^2}}$$

Table 6.3: Reduction factor ω for interaction with shear

Transformation parameter β	Reduction factor ω
$0 \leq \beta \leq 0.5$	$\omega = 1$
$0.5 < \beta < 1$	$\omega = \omega_1 + 2(1 - \beta)(1 - \omega_1)$
$\beta = 1$	$\omega = \omega_1$
$1 < \beta < 2$	$\omega = \omega_1 + (\beta - 1)(\omega_2 - \omega_1)$
$\beta = 2$	$\omega = \omega_2$
$\omega_1 = \frac{1}{\sqrt{1 + 1.3(b_{eff,wc} t_{wc} / A_{vc})^2}}$	$\omega_2 = \frac{1}{\sqrt{1 + 5.2(b_{eff,wc} t_{wc} / A_{vc})^2}}$
A_{vc} is the shear area of the column, see 6.2.6.1;	
β is the transformation parameter, see 5.3(7).	

Tabla 12: Factor de reducción para la interacción con corte

b_{effb} = ancho efectivo del alma de la viga a compresión.

$$b_{effb} := t_{bf} + 2 \cdot \sqrt{2} \cdot a_p + 5 \cdot (t_{bf} + s) + s_p \quad a_c := 0 \text{ mm}$$

a_p = garganta efectiva del filete, en este caso es $a_p := 0 \cdot \text{mm}$ porque usamos penetración total.

s_p = Longitud obtenida por dispersión a 45 grados a través de la placa.

$$s_p := \frac{15 \text{ mm}}{\cos\left(\frac{45 \cdot \pi}{180}\right)} = 21.213 \text{ mm}$$

$$s := \sqrt{2} \cdot a_c = 0 \text{ mm}$$

$a_c := 0$ debido a que se usó soldadura de penetración total por lo que no hay garganta efectiva.

$$b_{effb} := t_{cf} + 2 \cdot \sqrt{2} \cdot a_p + 5 \cdot (t_{bf} + s) + s_p = 141.213 \text{ mm}$$

$$d_{bw} := d_b - 2 t_{bf} = 520 \text{ mm}$$

$$\lambda_p := 0.932 \cdot \sqrt{\frac{b_{effb} \cdot d_{bw} \cdot F_y}{E \cdot t_{bw}^2}} = 0.699 \quad \text{Esbeltez}$$

Como λ_p es menor a 0.72 usamos $\rho := 1$ (BS EN 1993-1-8, 2005, 6.13a)

$k_{wb} := 1$ Factor de reducción (BS EN 1993-1-8, 2005, 6.14)

$$\omega := \frac{1}{\sqrt{1 + 1.3 \cdot \left(b_{effb} \cdot \frac{t_{bw}}{A_{vb}} \right)^2}} = 0.955$$

$$F_{dwdRd} := \frac{\omega \cdot k_{wb} \cdot b_{effb} \cdot t_{cw} \cdot F_y}{\gamma_{M0}} \cdot 0.2 = 279.232 \text{ kN}$$

4.7 Alma de la viga a tensión

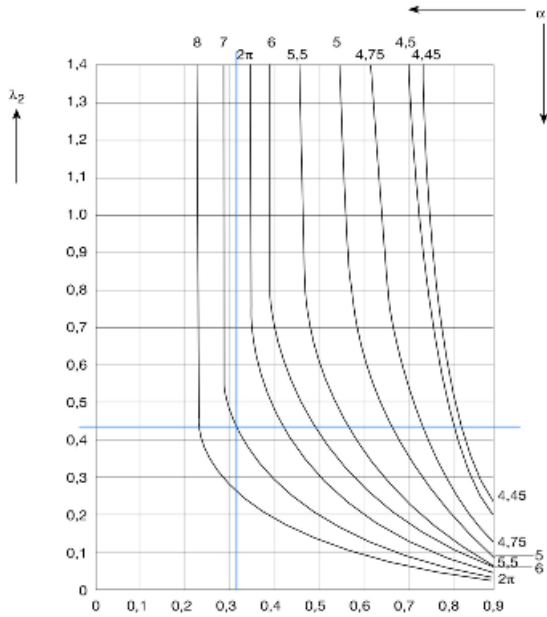
EN 1993-1-8 (Sec. 6.2.6.8)

$$F_{twbRd} := b_{eff} \cdot t_{bw} \cdot \frac{F_y}{\gamma_{M0}} \quad \text{Resistencia a la tensión en el alma de la viga (BS EN 1993-1-8, 2005, Ec.6.22)}$$

Para este caso el cálculo de b_{eff} debe ser en base a EN 1993-1-8 viga (BS EN 1993-1-8, 2005, 6.2.6.5)

$$m := 34 \text{ mm} \quad m_2 := 44 \text{ mm}$$

$$e := 68.5 \text{ mm}$$



$$\lambda_1 := \frac{m}{m+e} = 0.332$$

$$\lambda_2 := \frac{m_2}{m+e} = 0.429$$

$$\alpha := 7$$

Patrón de pernos no Circular

Primera fila de pernos en tensión bajo el ala de la viga (BS EN 1993-1-8, 2005, Tabla 6.6)

$$0.5 \cdot p + \alpha \cdot m - (2 \cdot m + 0.625 \cdot e) = 178.688 \text{ mm}$$

Fila de pernos final EN 1993-1-8 (Tabla 6.6)

$$2 \cdot m + 0.625 \cdot e + 0.5 \cdot p = 162.313 \text{ mm}$$

$$l_{effnc} := 178.688 \text{ mm} + 162.313 \text{ mm} = 341.001 \text{ mm}$$

Patrón de pernos Circular

Primera fila de pernos en tensión bajo el ala de la viga (BS EN 1993-1-8, 2005, Tabla 6.6)

$$\pi \cdot m + p = 209.814 \text{ mm}$$

Fila de pernos final (BS EN 1993-1-8, 2005, Tabla 6.6)

$$\pi \cdot m + p = 209.814 \text{ mm}$$

$$l_{effcp} := 209.814 \text{ mm} + 209.814 \text{ mm} = 419.628 \text{ mm}$$

$$l_{eff} := 341.001 \text{ mm}$$

$$F_{twbRd} := l_{eff} \cdot t_{bw} \cdot \frac{F_y}{\gamma_{M0}} = (1.765 \cdot 10^3) \text{ kN}$$

4.8 Pernos a tensión

Como se especifica viga en la norma (BS EN 1993-1-8, 2005, Tabla 6.1), la resistencia del perno debe ser evaluada en base a dos secciones pernos en tensión con el ala de la columna (EN 1993-1-8 (Sec. 6.2.6.4)) y pernos en tensión con la placa final (BS EN 1993-1-8, 2005, 6.2.6.5), por lo que se debe adoptar la menor resistencia de diseño.

Modo 3

$$F_{ub} := 800 \text{ MPa} \quad \text{Esfuerzo último del perno A325}$$

$$\gamma_{M2} := 1.25$$

$\gamma_{M2} = 1.25$ Factor parcial para los edificios (BS EN 1993-1-1, 2005, 6.1 Nota 2B)

$$k_2 := 0.9 \quad \text{Para todos los casos excepto pernos avellanados (BS EN 1993-1-8, 2005, Tabla 3.4)}$$

$$F_{tRd} := \frac{k_2 \cdot F_{ub} \cdot A_s}{\gamma_{M2}} = 89.321 \text{ kN}$$

$$n := e$$

$$F_{T3Rd} := F_{tRd} \cdot 4 = 357.283 \text{ kN}$$

4.9 Corte en pernos

Se calcula su resistencia de diseño en base a (BS EN 1993-1-1, 2005, 3.6) y (BS EN 1993-1-1, 2005, Tabla 3.4).

El grupo de pernos para A325 es 8.8

$$d_{bolt} := 16 \text{ mm}$$

$$A_s = 155.071 \text{ mm}^2$$

$$F_{vRd} := 0.85 \frac{0.6 \cdot F_{ub} \cdot A_s}{\gamma_{M2}} \cdot 4 = 202.46 \text{ kN}$$

Resistencia al corte de pernos según (BS EN 1993-1-1, 2005, Tabla 3.4)

Donde 0.85 Es el castigo que se aplica a los pernos por ser de clase 8.8.

4.9.1 Coeficiente de rigidez

$$k_{11} := \frac{16 \cdot n_b \cdot d_{bolt}^2 \cdot F_{ub}}{E \cdot d_{bolt}} = 2.049 \text{ mm}$$

4.10 Tabla resumen

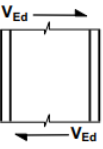
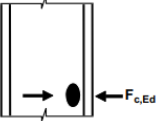
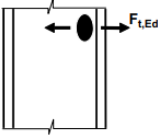
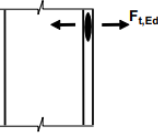
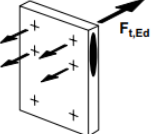
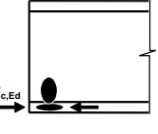
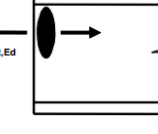
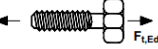
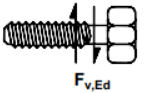
Tabla Resumen de los elementos					
		Componente		Resistencia de Diseño	Coeficiente de Rigidez
	NOMBRE	IMAGEN			
1	Cortante en el alma de la columna		217.625 tonf	7.671 mm	
2	Compresion transversal en el alma de la columna		234.149 tonf	12.19 mm	
3	Tension transversal en el alma de la columna		286.005 tonf	14.89 mm	
4	Flexion en las alas de la columna		472.746 tonf	1406 mm	
5	Flexion en la placa final		87.611 tonf	15.754 mm	
7	Ala de viga o columna y alma en compresión		156.935 tonf	No aplica, se considera rigidez infinita	
8	Alma de la viga en tension		193.358 tonf	No aplica, se considera rigidez infinita	
10	Pernos en tension		20.08 tonf	3.292 mm	
11	Corte en los pernos		44.515 tonf	2.049 mm	

Tabla 13: Tabla resumen de las resistencias y coeficientes de rigidez de cada elemento. (Elaboración propia)

4.11 Curvas de deformación

Se considerará que el eje de las ordenadas es la resistencia de diseño de cada componente y el eje de abscisas es la deformación producto de multiplicar la rigidez por el módulo de elasticidad del material.

4.11.1 Cortante en el alma de la columna



Figura 11 Resistencia de diseño del cortante en el alma de la columna vs deformación (Elaboración propia)

4.11.2 Compresión transversal en el alma de la columna

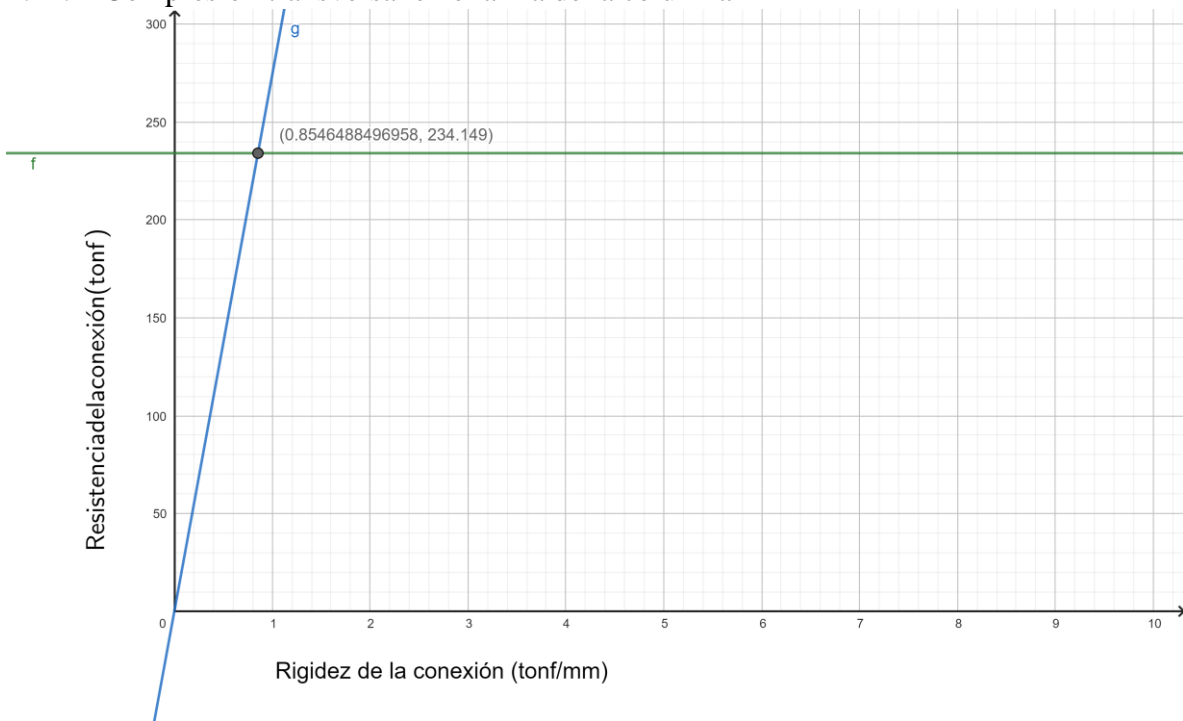


Figura 12 Resistencia de diseño compresión transversal en el alma de la columna vs deformación (Elaboración propia)

4.11.3 Tensión transversal en el alma de la columna

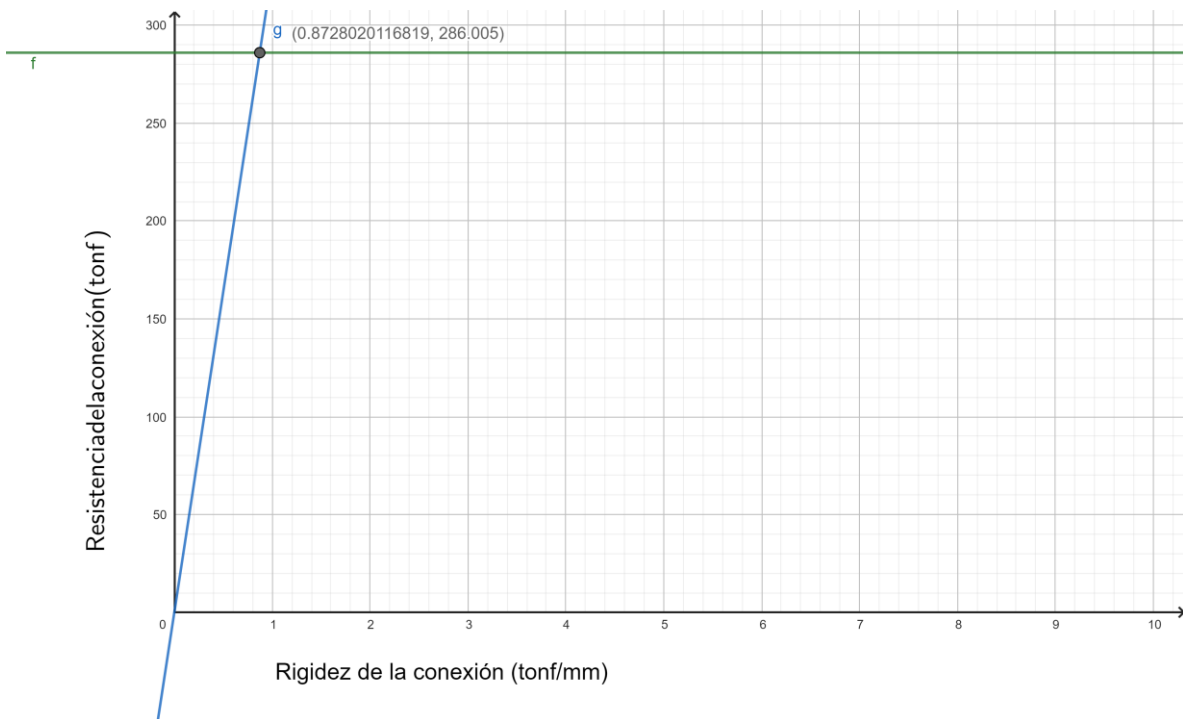


Figura 13 Resistencia de diseño tensión transversal en el alma de la columna vs deformación (Elaboración propia)

4.11.4 Flexión en las alas de la columna

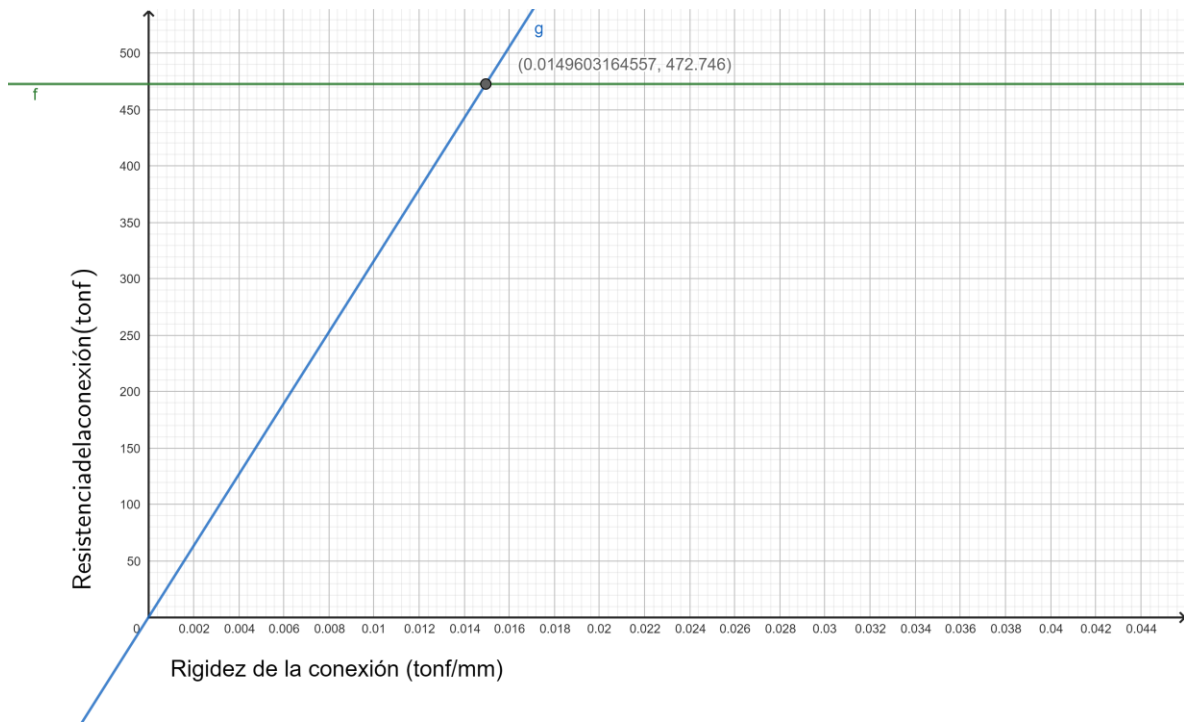


Figura 14 Resistencia de diseño flexión en las alas de la columna vs deformación (Elaboración propia)

4.11.5 Flexión en la placa final

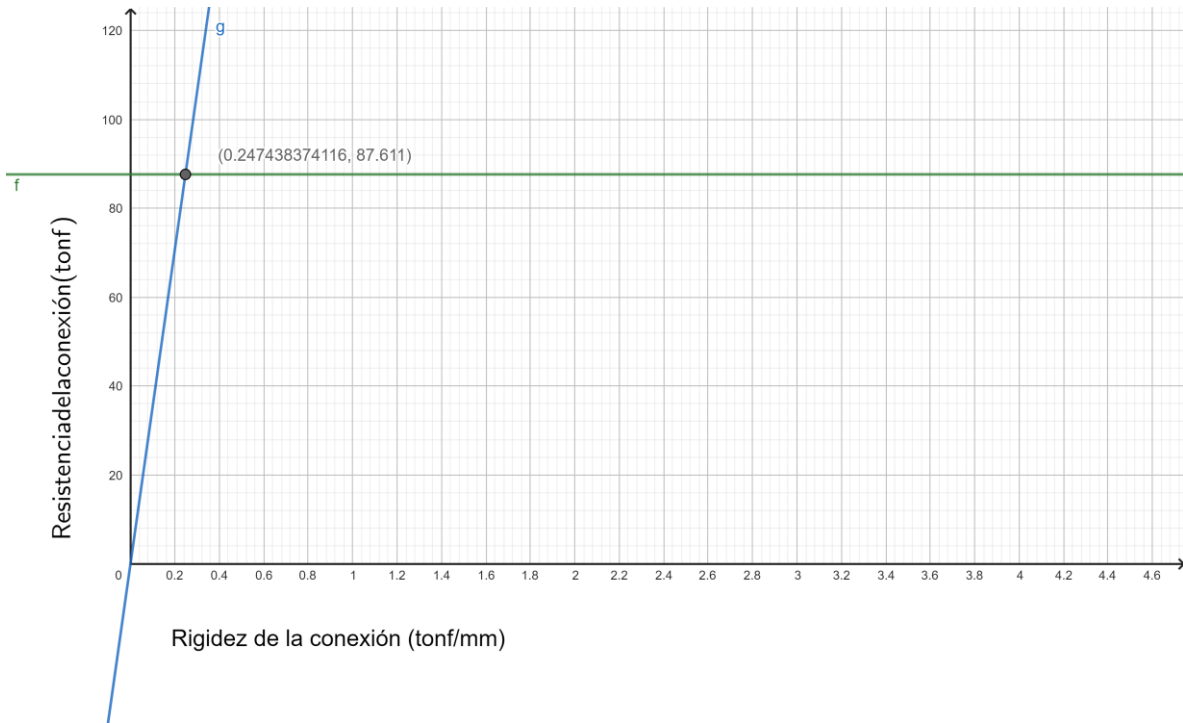


Figura 15 Resistencia de diseño flexión en la placa final vs deformación (Elaboración propia)

4.11.6 Pernos a tensión

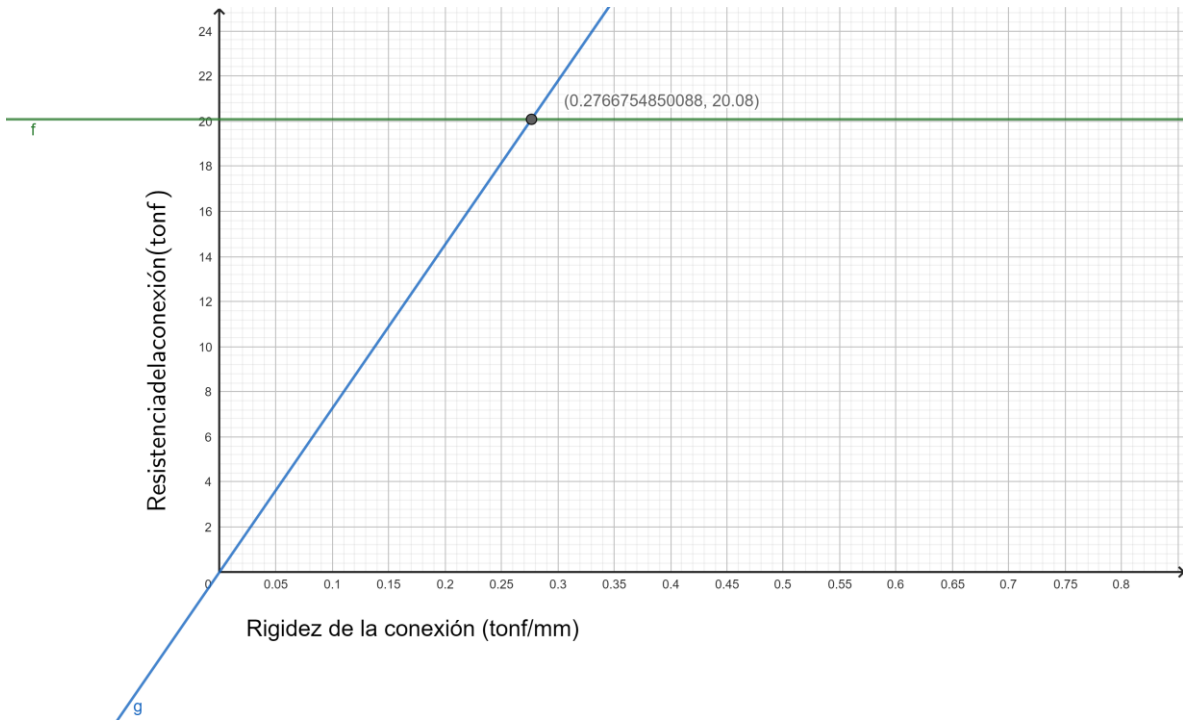


Figura 16 Resistencia de diseño pernos a flexión vs deformación (Elaboración propia)

4.11.7 Corte en pernos

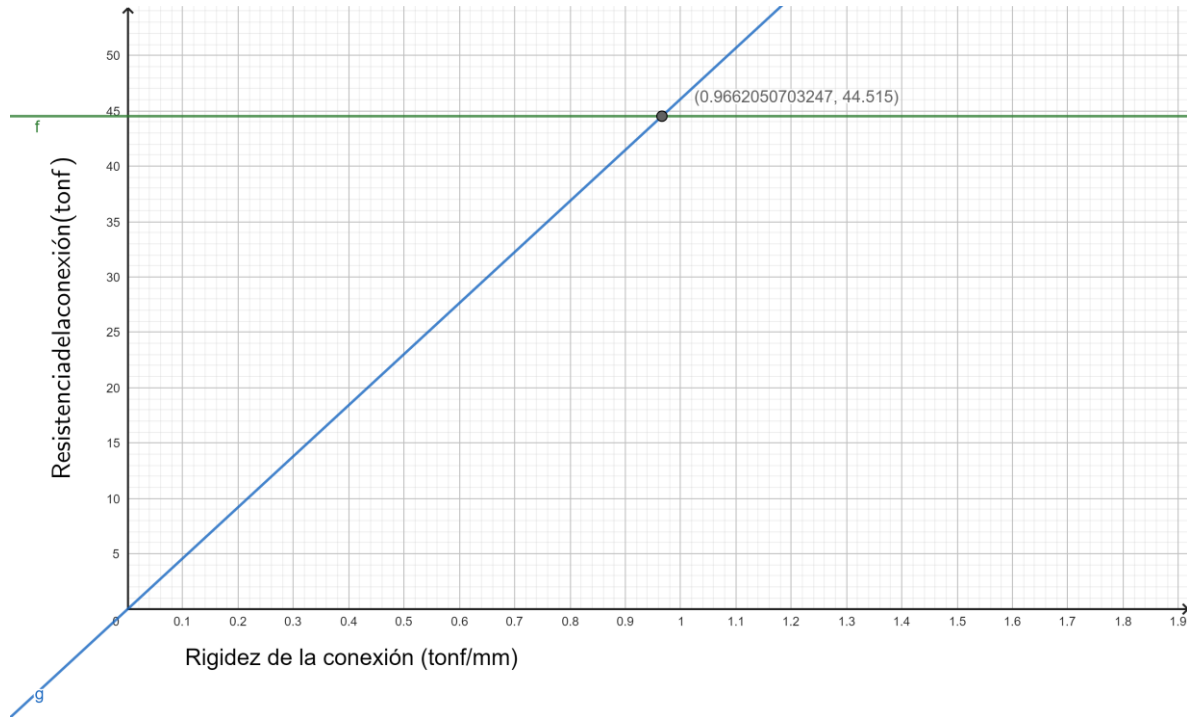


Figura 17 Resistencia de diseño Corte en pernos vs deformación (Elaboración propia)

4.12 Cálculo de rigidez efectiva para momento-rotación

Coefficientes de cada una de las componentes:

$$k_1 := 7.671 \text{ mm}$$

$$k_2 := 12.19 \text{ mm}$$

$$k_3 := 14.58 \text{ mm}$$

$$k_4 := 1406 \text{ mm}$$

$$k_5 := 15.754 \text{ mm}$$

$$k_{10} := 2.0499 \text{ mm}$$

Distancias desde la fila de pernos correspondiente a la fibra más alejada a tensión

$$h_1 := 586.5 \text{ mm}$$

$$h_2 := 483.5 \text{ mm}$$

$$E := 199948000 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$h := 535 \text{ mm}$ Coeficientes de rigidez efectivo para los casos tensión transversal en el alma de la columna, flexión en el ala de la columna, flexión en la placa final y pernos en tensión.

$$k_{eff} := \frac{1}{\frac{1}{k_3} + \frac{1}{k_4} + \frac{1}{k_5} + \frac{1}{k_{10}}} = 1.611 \text{ mm}$$

Brazo de palanca equivalente

$$z_{eq} := \frac{k_{eff} \cdot h_1^2 + k_{eff} \cdot h_2^2}{k_{eff} \cdot h_1 + k_{eff} \cdot h_2} = 539.957 \text{ mm}$$

Coeficiente de rigidez equivalente para los casos mencionados previamente

$$k_{eq} := \frac{k_{eff} \cdot h_1 + k_{eff} \cdot h_2}{z_{eq}} = 3.193 \text{ mm}$$

Rigidez de la conexión.

$$S_{ji} := \frac{E \cdot z_{eq}^2}{\frac{1}{k_{eq}} + \frac{1}{k_1} + \frac{1}{k_2}} = (1.247 \cdot 10^4) \text{ tonf} \cdot \text{m}$$

Resistencia mínima de entre todos los componentes (pernos en tensión)

$$F_{T3Rd} := 20.08 \text{ tonf} = 20.08 \text{ tonf}$$

Resistencia de la conexión

$$M_{Rd} := F_{T3Rd} \cdot h = 10.743 \text{ tonf} \cdot \text{m} \quad M_{Rd} = 95.573 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\frac{2}{3} \cdot M_{Rd} = 7.162 \text{ tonf} \cdot \text{m}$$

$$\Psi := 2.7$$

Se procederá a iterar con los valores de la pendiente S_j y el momento M_{rd} ya que la pendiente inicial corresponde al valor de S_{ji} y la curva se encuentra restringida a los valores de $2/3 M_{rd}$ y M_{rd} como los límites del eje de ordenadas.

Primera iteración

$$M_{j.Sd} := 7.5 \text{ tonf} \cdot \text{m}$$

$$S_j := \frac{S_{ji}}{\left(\frac{1.5 \cdot M_{j.Sd}}{M_{Rd}} \right)^\Psi} = (1.081 \cdot 10^4) \text{ tonf} \cdot \text{m}$$

Segunda iteración

$$M_{j.Sd} := 8 \text{ tonf} \cdot \text{m}$$

$$S_j := \frac{S_{ji}}{\left(\frac{1.5 \cdot M_{j.Sd}}{M_{Rd}} \right)^\Psi} = (9.078 \cdot 10^3) \text{ tonf} \cdot \text{m}$$

Tercera iteración

$$M_{j.Sd} := 8.5 \text{ tonf} \cdot \text{m}$$

$$S_j := \frac{S_{ji}}{\left(\frac{1.5 \cdot M_{j.Sd}}{M_{Rd}} \right)^\Psi} = (7.708 \cdot 10^3) \text{ tonf} \cdot \text{m}$$

Cuarta iteración

$$M_{j.Sd} := 9 \text{ tonf} \cdot \text{m}$$

$$S_j := \frac{S_{ji}}{\left(\frac{1.5 \cdot M_{j.Sd}}{M_{Rd}}\right)^\psi} = (6.605 \cdot 10^3) \text{ tonf} \cdot \text{m}$$

Iteración final

$$M_{j.Sd} := M_{Rd} = 10.743 \text{ tonf} \cdot \text{m}$$

$$S_j := \frac{S_{ji}}{\left(\frac{1.5 \cdot M_{j.Sd}}{M_{Rd}}\right)^\psi} = (4.096 \cdot 10^3) \text{ tonf} \cdot \text{m}$$

4.13 Diagrama Momento-rotación.

El eje de las ordenadas corresponde al momento y las abscisas a la rotación producida.

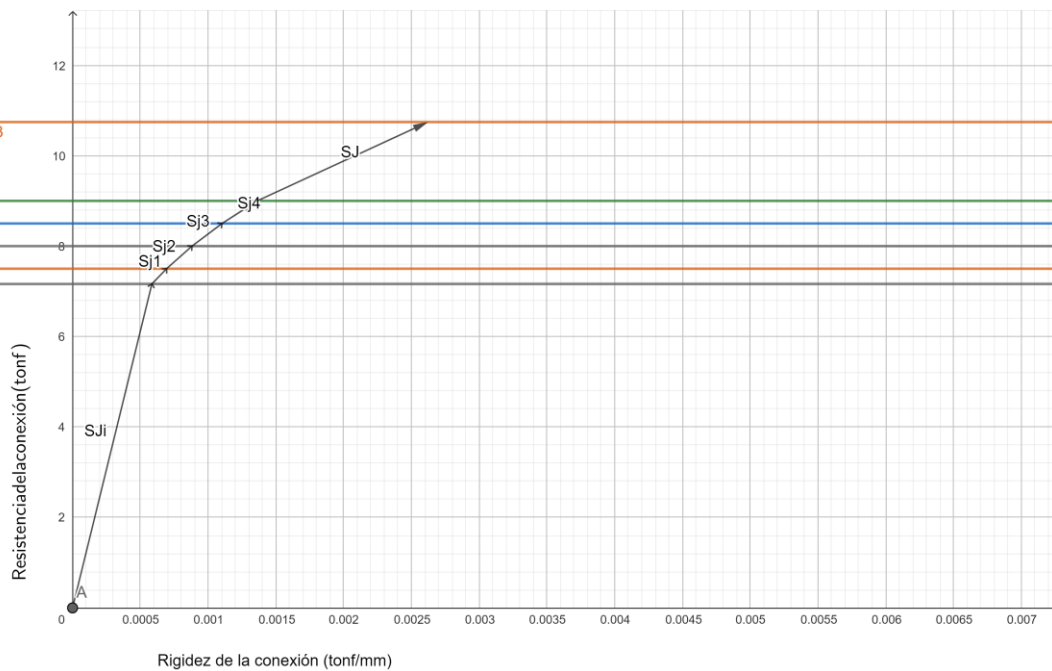


Figura 18 Diagrama Momento-Rotación (Elaboración propia)

4.14 Análisis de resultados con el software IDEAStática

4.14.1 Base teórica del programa

Este programa basa sus cálculos en el CBFEM (Component-based Finite Elements Method). Este método se basa en la idea de reforzar las ventajas del método de componentes tradicional al cubrir su mayor falencia, que es el análisis de esfuerzos individuales en los miembros, es decir, este método batalla mucho con la topología de elementos individuales. De esta forma, el programa reemplaza este análisis modelando y calculando por elementos finitos.

Una de las ventajas más grandes de este programa yace en el hecho de que tiene integrado los chequeos de todos los códigos de construcción usados más frecuentemente.

La integración del método de componentes con el análisis de elementos finitos es tan valorada que incluso las versiones más recientes del euro código han creado un nuevo término que explica esta relevancia: “análisis de elementos finitos orientados al diseño”. Este es un nuevo requerimiento de diseño para determinar las propiedades estructurales una conexión o un anclaje.

4.14.2 Diseño de la conexión y datos obtenidos

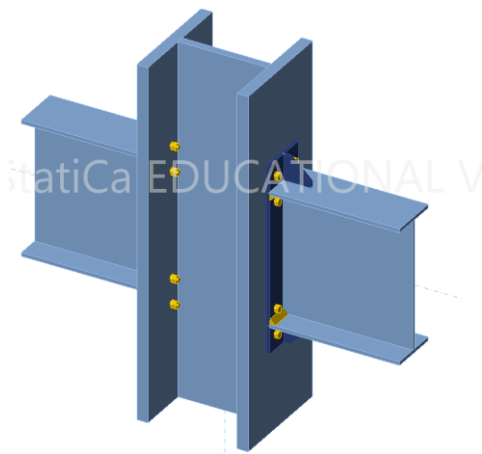


Figura 19: Vista tridimensional de la placa diseñada



Figura 21: Vista frontal de la conexión

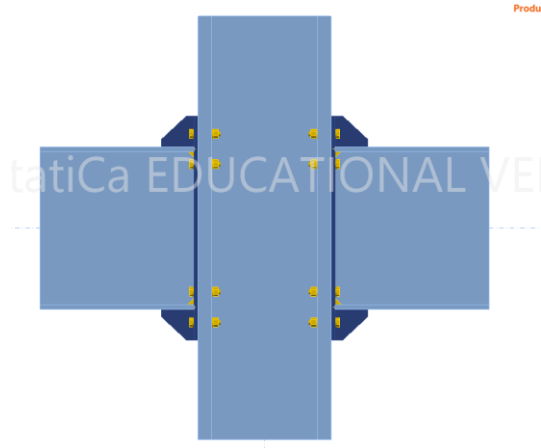


Figura 20: vista lateral de la conexión

Una vez que la conexión fue dibujada correctamente de acuerdo con el diseño, se procede a crear casos de carga que correspondan a las solicitaciones del diseño. En este caso, se crearon dos casos de carga: uno correspondiente a las solicitaciones obtenidas de la (America Institute of Steel Construction, 2016) y otra correspondiente a los datos sísmicos generados por Etabs evaluados con el espectro de diseño correspondiente.

Esfuerzos de contacto con las cargas del Etabs

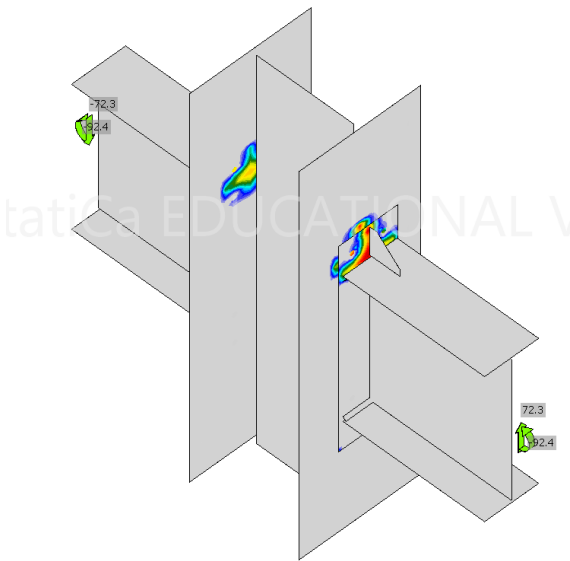


Figura 22: Esfuerzos debido a las cargas obtenidas del programa Etabs

Esfuerzos de contacto por las cargas de diseño AISC358-16

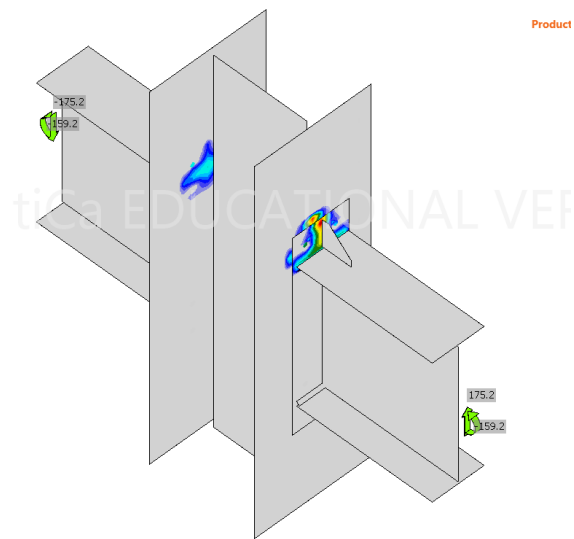


Figura 23: Esfuerzos calculados con la norma (AISC 358-16, 2016)

De esta simulación podemos observar que los esfuerzos de contacto se ubican principalmente en la zona a compresión del panel y se concentran en el espesor del rigidizador.

Chequeo de pandeo

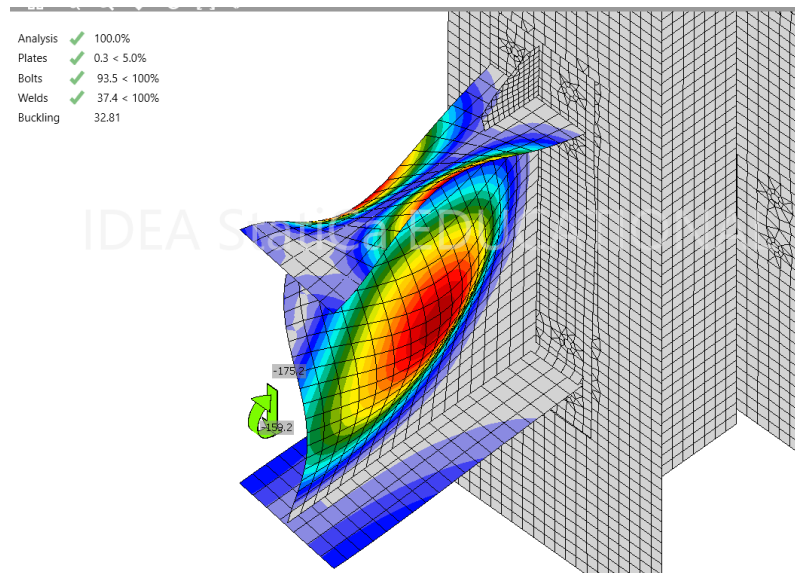
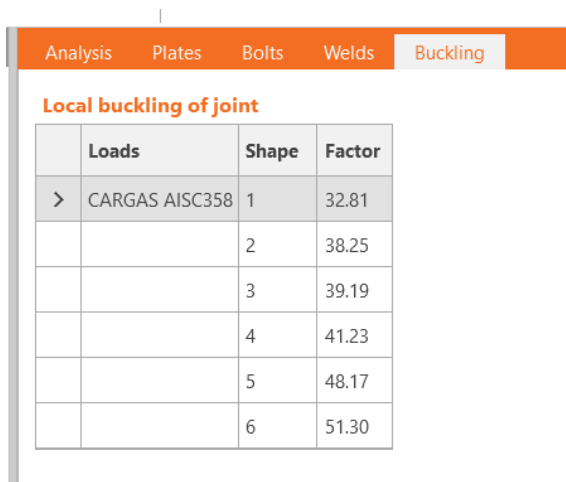


Figura 24: Visualización del pandeo de la viga bajo carga extrema.

Se puede observar que principalmente, la concentración de esfuerzos generar pandeo en el alma de la viga y el ala superior. Cabe destacar que esta falla se está formando fuera de la conexión, cumpliendo de esta forma, con los requerimientos de columna fuerte y viga débil, así como la conceptualización de las rótulas plásticas fuera de la conexión.



	Loads	Shape	Factor
>	CARGAS AISC358	1	32.81
		2	38.25
		3	39.19
		4	41.23
		5	48.17
		6	51.30

Figura 25: Factores de incremento de cargas del programa para generar pandeo catastrófico.

Cabe destacar que este pandeo que se ve tan catastrófico es en realidad una suposición, ya que para llegar a esa deformación el programa está incrementando las cargas en un factor de 32.81.

Cuando generamos el compute de los esfuerzos equivalentes en la conexión podemos ver los elementos que más trabajan en la misma, siendo estos la placa rigidizadora y los pernos.

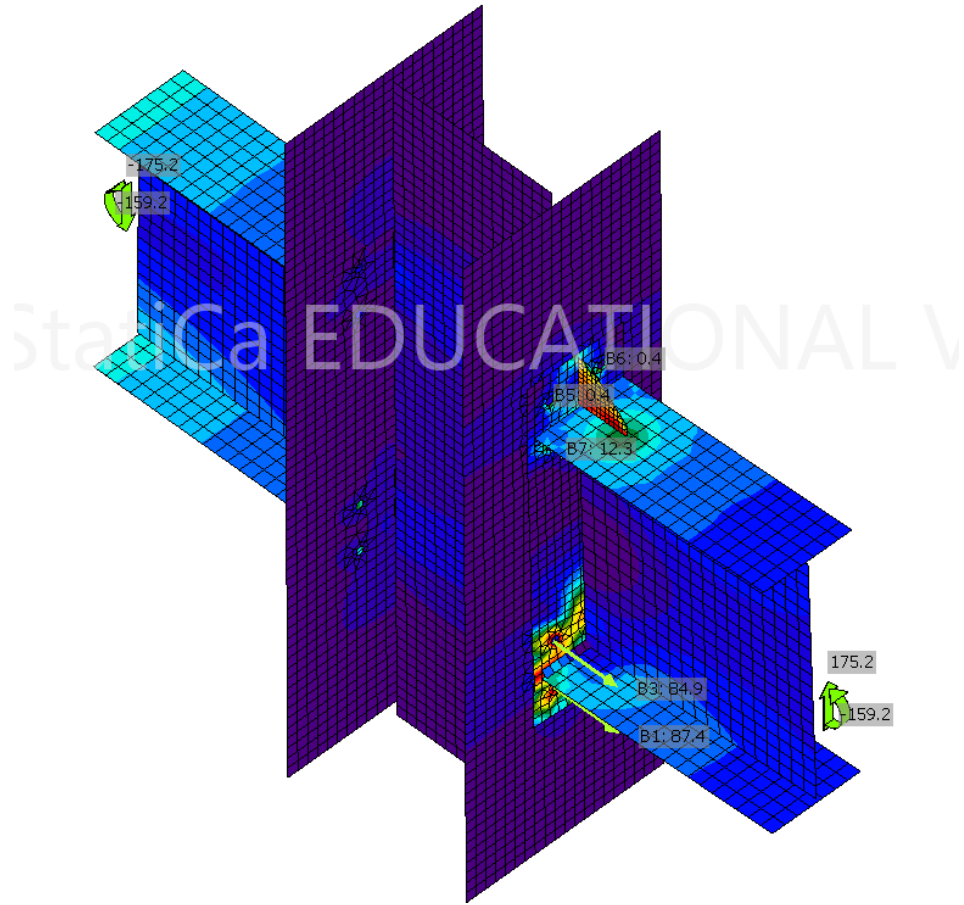


Figura 26: Visualización de los esfuerzos equivalentes en la conexión

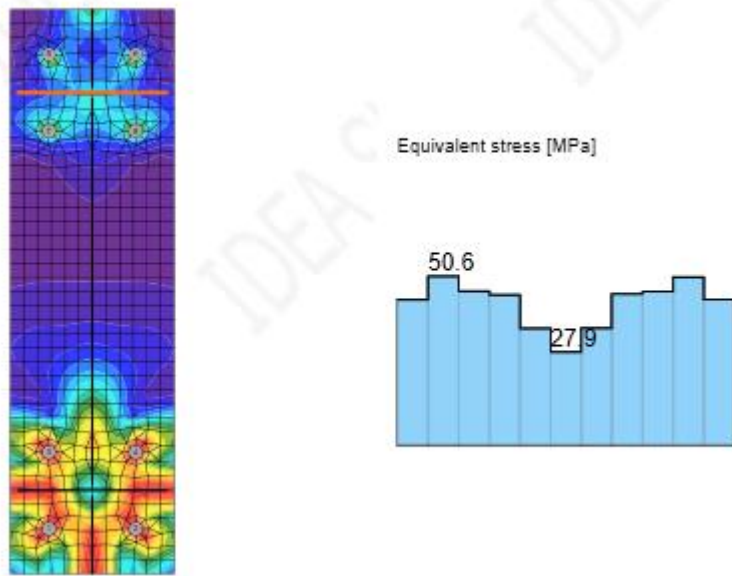


Figura 27: Visualización bidimensional de esfuerzos equivalentes

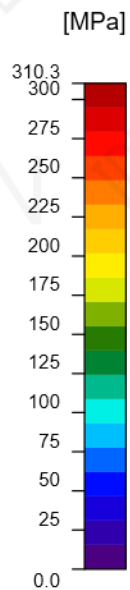


Figura 28: Escala de colores de esfuerzos arrojados por IDEAStática

5 Análisis de resultados

5.1 Diseño de la conexión en acero tipo placa final rigidizada (AISC 358-16, 2016)

- En el diseño de la conexión en acero tipo placa final rigidizada con pernos, por medio de la normativa (AISC 358-16, 2016), se realizó por los mínimos que esta misma norma propone, puesto que se realizó iteraciones a partir de los mínimos para garantizar el cumplimiento de criterios tanto de la norma como económicos.
- Muchos de los resultados como espesor de la placa o diámetro de los pernos son aproximados a un inmediato superior que cumpla con las existencias en mercado, con el fin de realizar una placa lo más realista posible.
- La norma (AISC 358-16, 2016) asegura que la falla se produzca a una distancia de la conexión, exactamente en las rotulas plásticas, es decir el diseño de la placa genera una sobre resistencia, lo cual garantiza que se formen rotulas plásticas al momento de en qué la sección sobrepasa el momento plástico, formando las rotulas plásticas que se encargan de disipar esta energía producto de acciones sísmicas.

- El diseño de la conexión es óptimo para cubrir los distintos modos de falla, la precalificación de esta garantiza el correcto comportamiento del elemento al seguir las condiciones y consideraciones de la norma (AISC 358-16, 2016)
- Muchos de los resultados superaron con creces las expectativas puesto que desarrollaron una resistencia mayor a la esperada, lo que de cierto modo evidencia la efectividad del uso de normas para el diseño de conexiones en acero precalificadas.

5.2 Método de las componentes (BS EN 1993-1-8:2005)

- Esta norma no contempla a los rigidizadores de la placa final como componentes que aportan al cálculo de la rigidez efectiva de la conexión, sin embargo, se obtuvo resultados muy similares a los obtenidos por la norma (AISC 358-16, 2016).
- Con respecto a la normativa europea (BS EN 1993-1-8:2005) es un proceso por el se verificó lo anteriormente diseñado por la (AISC 358-16, 2016), de manera que se obtuvo un resultado similar, ya que ambas metodologías establecen a la falla de pernos en tensión como la falla dominante de la placa.
- El método de componentes cumple implícitamente los conceptos de coeficientes de rigidez y diagramas de rotación como comprobaciones de ductilidad, mismos que fueron probados de manera empírica y con ensayos en la norma (AISC 358-16, 2016).
- Al comparar los resultados del programa IDEASTatica se puede corroborar que, en efecto, la concentración de los mayores esfuerzos se evidencia en los pernos tal como se evidenció en el cálculo con el (BS EN 1993-1-8:2005).

6 Conclusiones

- El uso de una conexión precalificada facilita mucho el trabajo en tiempo, sin embargo, se sacrifica el costo puesto que incluso utilizando los valores mínimos de la norma nos da una conexión con sobre resistencia. Sin embargo, esto es más viable que un diseño que carezca de seguridad
- Los conceptos de ductilidad y viga débil columna fuerte se aplican como aspecto básico para el diseño de esta conexión precalificada, puesto que esta garantiza el

desarrollo de rotulas plásticas en la viga, de manera que en caso de falla primero va a fallar la viga que es lo que aspiramos.

- Por medio del modelo y los resultados del espectro sísmico en la zona de Manta (Manabí), obtuvimos resultados producto de los efectos sísmicos y gravitacionales con los cuales se diseñó la conexión, y resultado de este análisis obtuvimos como resolución que la conexión se desempeña muy bien en esta zona, dando unos valores de resistencia altos y garantizando el concepto de viga débil columna fuerte.
- Es importante comprender que las conexiones precalificadas pueden variar en función del país y la región, ya que los códigos y estándares de diseño y construcción pueden diferir entre los diferentes lugares. Por lo tanto, es importante verificar las conexiones precalificadas cumplan con los requisitos y estándares locales antes del diseño, es decir cumplir aspectos como la calidad de los materiales, que en nuestro caso usamos materiales locales que se ajustan a los estándares de la norma AISC 358-16.
- El uso de conexiones precalificadas es una alternativa viable para mitigar y combatir la falta de preparación técnica en nuestro medio ya que brindarán mayor seguridad que diseñar una conexión sin ninguna guía o experiencia. La norma es de uso sencillo y es versátil en su aplicación.

7 Bibliografía

ANSI/AISC (2016). *“Prequalified Connections for Special and Intermediate Steel Moment Frames for Seismic Applications,” Report No. ANSI/AISC 358-16*, American National Standard Institute and American Institute of Steel Construction, Chicago.

AISC (2016). *“Specification for Structural Steel Buildings,” Report No. AISC 360-16*, American Institute of Steel Construction, Chicago.

EN 1993-1-8 (2005) (English): Eurocode 3: Design of steel structures - Part 1-8: Design of joints [Authority: The European Union Per Regulation 305/2011, Directive 98/34/EC, Directive 2004/18/EC]

Jaspart J.P., Steenhuis M., Anderson D. characterization of the joint properties by means of the component method.

IDEAStatica Connection – Structural design of steel connections. (2023, marzo 18).

Ideastatica.com. <https://www.ideastatica.com/support-center/general-theoretical-background>

New Steel Construction (NSC). Joint Stiffness Calculation.

https://www.newsteelconstruction.com/wp/wp-content/uploads/2020/02/NSC_Feb20-tech.pdf