

PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL ECUADOR

FACULTAD DE INGENIERÍA

CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL



TRABAJO DE INTEGRACIÓN CURRICULAR

TEMA: DISEÑO, EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO, Y SIMULACIÓN COMPUTACIONAL DE LA CONEXIÓN EN ACERO TIPO VIGA DE SECCIÓN REDUCIDA (RBS) CON PLACAS CONECTADAS A LOS PATINES, PARA CARGAS SÍSMICAS EN LA CIUDAD DE MANTA, EN UN SITIO CON SUELO TIPO D

AUTORES:

Juan David Balarezo Iglesias

Carlos Andrés Basantes Morales

QUITO DM, MAYO DE 2023

ÍNDICE DE CONTENIDOS

1. GENERALIDADES	7
1.1. JUSTIFICACIÓN.....	7
1.2. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA.....	7
1.3. OBJETIVOS.....	7
1.3.1. Objetivo General.....	7
1.3.2. Objetivos Específicos	8
1.4. ALCANCE	8
2. FUNDAMENTACIÓN TEÓRICA	9
2.1. ESTRUCTURAS DE ACERO EN LA CIUDAD DE MANTA, ECUADOR	9
2.2. ESFUERZOS GENERADOS POR CONEXIONES	9
2.2.1. Esfuerzos a corte.....	10
2.2.2. Esfuerzos a tracción.....	11
2.3. DESEMPEÑO DE CONEXIONES	11
2.3.1. Conexiones soldadas	12
2.3.1.1. Tipos de soldadura.....	12
2.3.1.2. Esfuerzos en el cordón de la soldadura	13
2.3.1.3. Tamaños máximo y mínimo de soldadura a filete.....	15
2.3.1.4. Resistencia de soldadura a filete.....	15
2.3.1.5. Soldadura con cargas excéntricas	17
2.4. CONEXIONES PRECALIFICADAS A MOMENTO	18
2.4.1. Conexión de viga de sección reducida (RBS)	19
2.4.2. Requerimientos de Precalificación	20
2.4.2.1. Limitaciones de vigas	20
2.4.2.2. Limitaciones de columnas	20
2.4.3. Procedimiento de Diseño.....	21
2.5. EVENTOS SÍSMICOS	23
2.5.1. Consideraciones sismorresistentes	24
2.5.1.1. Efectos de los sismos en estructuras.....	25
2.5.1.2. Desempeño sísmico	25
2.5.1.3. Requisitos para diseño sismorresistente	25
2.6. DIAGRAMAS MOMENTO-ROTACIÓN	26

2.6.1.	Rigidez de la conexión	27
2.6.2.	Resistencia de la conexión.....	28
2.6.3.	Ductilidad de la conexión	29
2.7.	MÉTODO DE LAS COMPONENTES PARA EL ANÁLISIS DE CONEXIONES.....	29
2.7.1.	Bases generales del método	30
2.7.2.	Modelo de resorte	30
2.8.	PROGRAMA PARA CÁLCULO, ANÁLISIS Y DISEÑO DE CONEXIONES IDEASTATICA.....	32
3.	ANÁLISIS Y DISEÑO DE LA CONEXIÓN EN ACERO TIPO VIGA DE SECCIÓN REDUCIDA (RBS).....	33
3.1.	MODELACIÓN ESTRUCTURAL EN ACERO CON ETABS.....	33
3.1.1.	Propiedades físicas y mecánicas de los elementos estructurales.....	33
3.1.2.	Combinaciones y aplicación de cargas	34
3.1.3.	Espectro sísmico NEC	34
3.1.4.	Cortante Basal	35
3.1.5.	Modelo estructural Calibrado	35
3.2.	ANÁLISIS Y DISEÑO DE LA CONEXIÓN RBS	36
3.2.1.	Dimensiones de los elementos de la conexión escogida	36
3.2.2.	Cumplimiento de requisitos de viga y columna seleccionadas	37
3.2.3.	Recorte de las alas de la viga RBS	39
3.2.4.	Módulo plástico de la sección transversal de la viga en la rótula plástica ..	40
3.2.5.	Máximo momento probable en la rótula plástica	41
3.2.6.	Cortante máximo en la rótula plástica	42
3.2.7.	Máximo momento probable en la cara de la columna.....	43
3.2.8.	Momento plástico de la viga.....	43
3.2.9.	Capacidad a flexión de la viga RBS en la cara de la columna	44
3.2.10.	Capacidad a corte requerida	44
3.2.11.	Diseño de placa de corte.....	46
3.2.12.	Chequeo de placas de continuidad	48
3.2.13.	Chequeo de zona de panel	49
3.2.14.	Chequeo de ductilidad de los elementos que conforman la viga RBS	50
3.2.15.	Chequeo del criterio columna fuerte – viga débil	51

4.	CURVA MOMENTO – ROTACIÓN DE LA CONEXIÓN EN ACERO (RBS)	53
4.1.	APLICACIÓN DEL MÉTODO DE LOS COMPONENTES.....	53
4.1.1.	Definición de componentes	54
4.1.2.	Respuesta individual de cada componente	54
4.1.2.1.	Resistencia de diseño.....	54
4.1.2.2.	Rigidez rotacional.....	60
4.1.3.	Ensamble de componentes.....	63
4.2.	DETERMINACIÓN DE CURVA MOMENTO – ROTACIÓN	64
4.2.1.	Clasificación de la conexión.....	64
4.2.2.	Curva momento – rotación de la conexión RBS	67
5.	ANÁLISIS Y PRESENTACIÓN DE RESULTADOS	70
5.1.	DISEÑO DE LA CONEXIÓN RBS	70
5.1.1.	Geometría de los elementos de la conexión RBS.....	70
5.1.2.	Requerimientos iniciales de diseño	73
5.1.3.	Diseño por capacidad.....	74
5.1.4.	Chequeos adicionales	77
5.2.	APLICACIÓN DEL MÉTODO DE LAS COMPONENTES PARA LA CONEXIÓN RBS.....	78
5.2.1.	Evaluación individual de componentes	79
5.2.2.	Ensamble de la conexión RBS	81
5.3.	MODELACIÓN ESTRUCTURAL DE LA CONEXIÓN RBS EN EL PROGRAMA IDEASTATICA	83
5.3.1.	Desempeño estructural de elementos de la conexión	83
5.3.2.	Comportamiento de la conexión en el rango plástico.....	84
5.3.3.	Esfuerzos de tensión en la conexión.....	85
5.3.4.	Resistencia de diseño.....	89
6.	CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	90
6.1.	CONCLUSIONES.....	90
6.2.	RECOMENDACIONES	92
	BIBLIOGRAFÍA	93
7.	ANEXOS	95

ÍNDICE DE TABLAS

TABLA 1. TAMAÑO MÍNIMO DE SOLDADURA TIPO FILETE (AISC 360, 2016)	15
TABLA 2. ELECTRODOS, VALORES DE RESISTENCIA Y COEFICIENTE C1 (MANUAL AISC , 2017).....	16
TABLA 3. PERFIL Y DESCRIPCIÓN DE SUELOS TIPO D SEGÚN NEC (NEC-SE-DS, 2015).....	24
TABLA 4. RESULTADOS DE REACCIÓN EN LA BASE DE LA ESTRUCTURA "BASE REACTIONS", ETABS	36
TABLA 5. DEFINICIÓN DE COMPONENTES BÁSICOS PARA UNA CONEXIÓN DE VIGA DE SECCIÓN REDUCIDA (RBS).....	54
TABLA 6. CLASIFICACIÓN DE LA CONEXIÓN RBS SEGÚN PARÁMETROS DE RIGIDEZ ROTACIONAL INICIAL	67
TABLA 7. CUMPLIMIENTO DE LAS LIMITACIONES PARA LA VIGA DE LA CONEXIÓN RBS.....	73
TABLA 8. CUMPLIMIENTO DE LAS LIMITACIONES PARA LA COLUMNA DE LA CONEXIÓN RBS.....	74
TABLA 9: REPRESENTACIÓN GRÁFICA DE LOS MODOS DE FALLA (COMPONENTES) DE LA CONEXIÓN RBS (EN , 1993-1-8)	80
TABLA 10: RESISTENCIAS DE DISEÑO Y COEFICIENTES DE RIGIDEZ INDIVIDUALES PARA UNA CONEXIÓN RBS CON PLACAS DE CONTINUIDAD	80
TABLA 11:RESISTENCIAS DE DISEÑO Y COEFICIENTES DE RIGIDEZ INDIVIDUALES PARA UNA CONEXIÓN RBS SIN PLACAS DE CONTINUIDAD	80
TABLA 12. CLASIFICACIÓN DE LA CONEXIÓN RBS CON Y SIN PLACAS DE CONTINUIDAD.....	82
TABLA 13:VERIFICACIÓN DE ELEMENTOS Y PLACAS DE ACERO PARA EFECTOS DE CARGA EXTREMA.....	87
TABLA 14 :VERIFICACIÓN DE ELEMENTOS Y PLACAS DE ACERO PARA EFECTOS DE CARGA EXTREMA. CONEXIÓN RBS, SIN PLACAS DE CONTINUIDAD.....	88

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES

ILUSTRACIÓN 1. GEOMETRÍA Y PLANOS RESISTENTES DE UN CORDÓN DE SOLDADURA TIPO FILETE (SASSANI, 2016)	14
ILUSTRACIÓN 2. ESFUERZOS PRESENTES EN EL PLANO DE GARGANTA DE UN CORDÓN DE SOLDADURA TIPO FILETE (RODRÍGUEZ, S.F.)	14
ILUSTRACIÓN 3. CONEXIÓN DE VIGA DE SECCIÓN REDUCIDA RBS (AISC 358, 2016)	19
ILUSTRACIÓN 4. IMPLEMENTACIÓN DE CONEXIONES DE VIGA DE SECCIÓN REDUCIDA EN ESTRUCTURAS DE ACERO (CORONEL, 2018)	20
ILUSTRACIÓN 5. DIAGRAMA DE CUERPO LIBRE EN LA CARA DE LA COLUMNA DE UNA CONEXIÓN RBS (AISC 358, 2016)	22
ILUSTRACIÓN 6. DIAGRAMAS MOMENTO-ROTACIÓN DE CONEXIONES FR, PR Y SIMPLES (AISC 360, 2016).....	29
ILUSTRACIÓN 7. MODELO DE RESORTE PARA UNA CONEXIÓN VIGA-COLUMNA SOLDADA, SIN RIGIDIZADORES (JASPART & STEENHUIS, S.F)	31
ILUSTRACIÓN 8. PROPIEDADES MECÁNICAS DEL ACERO ASTM A992 Gr. 50	33
ILUSTRACIÓN 9: ESPECTROS DE ACELERACIÓN ELÁSTICA E INELÁSTICA NEC.....	35
ILUSTRACIÓN 10. CONSIDERACIONES DE LA SECCIÓN TRANSVERSAL PARA EL CÁLCULO DEL MÓDULO PLÁSTICO	40
ILUSTRACIÓN 11. TAMAÑO DE SOLDADURA (GARGANTA EFECTIVA) PARA CONEXIONES SOLDADAS Y CON PLACA (EN , 1993-1-8)	57
ILUSTRACIÓN 12: BRAZO DE PALANCA (Z) PARA UNA CONEXIÓN A MOMENTO SOLDADA (EN , 1993-1-8)	61
ILUSTRACIÓN 13: ZONAS QUE DETERMINAN LA RIGIDEZ DE UNA CONEXIÓN (EN , 1993-1-8)	65
ILUSTRACIÓN 14: CURVA CARACTERÍSTICA DE MOMENTO – ROTACIÓN DE UNA CONEXIÓN EN ACERO ESTRUCTURAL (EN , 1993-1-8).....	68
ILUSTRACIÓN 15. DIAGRAMA MOMENTO-ROTACIÓN DE LA CONEXIÓN RBS (SIN RIGIDIZADORES)	69
ILUSTRACIÓN 16. DIAGRAMA MOMENTO-ROTACIÓN DE LA CONEXIÓN RBS (CON RIGIDIZADORES)	70
ILUSTRACIÓN 17. GEOMETRÍA DE LA VIGA DE LA CONEXIÓN RBS DISEÑADA	70
ILUSTRACIÓN 18. GEOMETRÍA DE LA COLUMNA DE LA CONEXIÓN RBS DISEÑADA	71
ILUSTRACIÓN 19. ISOMETRÍA DE LA CONEXIÓN RBS DISEÑADA CON PLACAS DE CONTINUIDAD Y PLACA DE CORTE.....	71
ILUSTRACIÓN 20. DIMENSIONES DEL RECORTE DE LAS ALAS PARA LA SECCIÓN REDUCIDA DE LA VIGA	72

ILUSTRACIÓN 21. DIMENSIONES DE PLACAS DE CONTINUIDAD DE LA CONEXIÓN RBS	72
ILUSTRACIÓN 22. DIMENSIONES DE PLACA DE CORTE DE LA CONEXIÓN RBS	73
ILUSTRACIÓN 23. DIMENSIONES DE LA SECCIÓN REDUCIDA DE LA VIGA.....	75
ILUSTRACIÓN 24. MODELO DE RESORTE PARA LA CONEXIÓN RBS DISEÑADA	81
ILUSTRACIÓN 25. DIAGRAMA MOMENTO ROTACIÓN PARA LA CONEXIÓN RBS CON Y SIN PLACAS DE CONTINUIDAD	83
ILUSTRACIÓN 26: REPRESENTACIÓN GRÁFICA DEL COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL DE LA CONEXIÓN RBS, DE CADA ELEMENTO.....	84
ILUSTRACIÓN 27: COMPORTAMIENTO DE LA CONEXIÓN RBS EN EL RANGO PLÁSTICO	85
ILUSTRACIÓN 28: ESFUERZOS DE TENSIÓN RESULTANTE ANTE LA APLICACIÓN DE CARGAS DE DISEÑO.....	86
ILUSTRACIÓN 29: ESFUERZOS DE TENSIÓN RESULTANTE DE LA CONEXIÓN RBS, SIN PLACAS DE CONTINUIDAD	88

1. GENERALIDADES

1.1. Justificación

En la ciudad de Manta, durante los últimos años, se han visto varios colapsos de estructuras de baja y alta importancia debido a la ocurrencia de eventos sísmicos severos, y a la presencia de edificaciones ubicadas sobre fallas geológicas. Es por ello que se hace necesario el implementar en el país un sistema estructural que contemple la filosofía sismorresistente, específicamente para edificaciones construidas en acero, basado en normativas ecuatorianas y extranjeras. En primera instancia, será importante evaluar el desempeño de cierto tipo de conexiones empleadas en las estructuras de acero, para lo cual se ha seleccionado una conexión precalificada de la AISC, correspondiente a la viga de sección reducida (RBS). Partiendo de esta conexión, se podrá realizar el diseño, análisis y evaluación de su desempeño como conexión sismorresistente, y validar la implementación de esta conexión en estructuras de acero para la ciudad sería beneficiosa o no. (Aguiar, 2018)

1.2. Planteamiento del problema

La construcción de estructuras de acero para edificaciones es una disciplina que está creciendo en el país, por lo que se debe prestar atención a cómo trabajan las conexiones de acero. La viga de sección reducida que se va estudiar se encuentra bajo cargas sísmicas, las cuales dependerán del estrato competente donde se encuentre la edificación. Es importante determinar los esfuerzos que se efectuaran en la conexión tipo soldada, respecto de las cargas sísmicas que lleguen a las superestructuras de la infraestructura, para poder realizar el diseño pertinente para resistir los esfuerzos que van a suceder en la conexión, tanto de evitar el colapso de la estructura, tratando de mitigar tanto las pérdidas económicas como las pérdidas de vidas humanas ante este tiempo de eventos sísmicos severos.

1.3. Objetivos

1.3.1. Objetivo General

Realizar el diseño de una conexión de acero tipo viga de sección reducida (RBS), la evaluación de su desempeño estructural, el análisis del diagrama momento rotación y una modelación estructural de la conexión con el software IdeaStatica, considerando eventos sísmicos severos de ocurrencia en la ciudad de Manta y un suelo tipo D. La estructura

corresponderá a un pórtico no arriostrado resistente a momento (SMF), la conexión de viga de sección reducida (RBS) tendrá placas conectadas a los patines por medio de soldadura.

1.3.2. Objetivos Específicos

- Exponer mediante normativas nacionales e internaciones, el procedimiento de diseño sismorresistente que se debe llevar a cabo en una conexión precalificada a momento tipo RBS.
- Realizar el análisis y diseño sismorresistente de una conexión RBS, aplicada a un pórtico resistente a momento modelado en el programa ETABS, asumiendo su ubicación en la ciudad de Manta, con un suelo tipo D.
- Aplicar el método de las componentes para obtener el diagrama momento rotación de la conexión RBS diseñada, determinado sus modos de falla, rigidez rotacional y resistencia de diseño.
- Realizar un análisis comparativo del desempeño estructural de la conexión RBS, asumiendo que tenga y no tenga placas de continuidad (rigidizadores) soldadas en los patines de la columna.
- Realizar la simulación computacional del conjunto de elementos que componen a la conexión aplicando cargas extremas, en el software de modelación estructural IdeaStática.

1.4. Alcance

Se realizará el diseño, análisis y evaluación del desempeño de una conexión tipo viga de sección reducida (RBS), considerando eventos sísmicos severos en la ciudad de Manta. Para ello se ha propuesto el diseño de una estructura de acero, de la cual se escogerá una unión viga-columna, para el respectivo análisis. Se revisará las solicitudes y requisitos para el diseño de la conexión de acuerdo con normativas nacionales (NEC) e internacionales (AISC, Euro-código). Para este estudio, se considerará una conexión completamente soldada y se analizará los modos de falla de cada uno de los elementos que la componen. Finalmente, se representará un modelo de la conexión por medio del método de las componentes y su respectiva aplicación por medio de un software de modelación estructural en acero.

2. FUNDAMENTACIÓN TEÓRICA

2.1. Estructuras de acero en la ciudad de Manta, Ecuador

En los últimos años se ha venido innovando en el área de la construcción estructural en acero, dando a este sistema una mayor acogida, debido a su rapidez constructiva frente a otro tipo de estructuras. Las estructuras de acero tienen una alta resistencia junto con un bajo peso y tienen una gran durabilidad. (ANCHUNDIA, 2020)

Según el INEC, la provincia de Manabí ha presentado un rápido crecimiento de la población, y en la ciudad de Manta, según el último censo poblacional del 2010, se estableció una tasa de crecimiento de 1.60, con 226477 habitantes. Con esta información, y a raíz del terremoto ocurrido en abril del 2016, gran parte de la infraestructura de esta ciudad se vio afectada. De esta manera, se ha considerado necesario la creación nuevos espacios destinados a viviendas. (Romo, 2020)

En Manta se ha implementado la construcción y montaje de estructuras de acero, sin embargo, debido a la probabilidad de ocurrencia eventos sísmicos severos a los que están expuestas, se debe estudiar más a fondo su desempeño estructural y proponer nuevos sistemas sismorresistentes para su aplicación. Ante eso, será importante comprender la importancia del desempeño de las conexiones, y así poder tomar las medidas requeridas para garantizar su correcto funcionamiento estructural ante cualquier tipo de evento sísmico que pueda provocar cargas dinámicas en las estructuras metálicas. (ANCHUNDIA, 2020)

2.2. Esfuerzos generados por conexiones

Las conexiones de acero en las estructuras pueden generar esfuerzos en diferentes planos de falla, dependiendo del tipo de conexión que se vaya a implementar. Se presentarán esfuerzos de tensión, compresión y corte en los elementos que conforman un perfil o en los componentes que conforman las conexiones viga – columna. (González, 2020)

Estos fenómenos se ocasionan debido a las diversas cargas de diseño y cíclicas a las cuales va a estar sometida la estructura, las cuales van a ser transmitidas a los diferentes miembros que la conforman. En las conexiones de soldaduras los esfuerzos de cortantes y de tracción son muy comunes debido a la carga que transmite la viga, genera esfuerzos de corte y

tracción, los cuales van a estar en distintos planos de falla. Por otro lado, en las conexiones atornilladas, los esfuerzos más comunes serán la flexión y el corte, lo cual depende del tipo de conexión que se use, debido a que se puede implementar en este caso conexiones tipo pin, las cuales permiten que se generen fuerzas de flexión entre estos elementos conectados. (EN , 1993-1-8)

Es importante realizar un análisis de las conexiones que se van a utilizar en una estructura, debido a que se tiene que tomar en cuenta los diversos esfuerzos que pueden ocasionarse al utilizar un tipo en concreto de conexiones, lo cual va a permitir evaluar cuáles serán los posibles modos de falla que se deban analizar, para el análisis de este conjunto de elementos físicos que unen mecánicamente los elementos de la conexión. (EN , 1993-1-8)

2.2.1. Esfuerzos a corte

Se conoce como esfuerzo cortante cuando un elemento puede estar sometido a cortadura o cizallamiento cuando una resultante de fuerzas actúa paralelo al plano de la sección transversal, estos esfuerzos se pueden ocasionar deformaciones o planos de falla en los elementos o materiales. Estos esfuerzos cortantes pueden presentarse en las conexiones de acero cuando se trata de pórticos o marcos rígidos, donde las cargas horizontales producen esfuerzos cortantes en las uniones o elementos que conforman la estructura, produciendo estos fenómenos en la conexión. (Ruiz, 2015)

Los esfuerzos cortantes serán un factor importante en el diseño de conexiones soldadas de acero, debido a que estos esfuerzos se generan ante la aplicación de cargas hacia la estructura, generando deformaciones en los elementos conectados. Por ello es importante tener en cuenta los esfuerzos cortantes que se pueden producir en los diferentes planos de falla para el diseño e implementación de conexiones soldadas para garantizar que sean capaces de soportar las cargas aplicadas y resistir las deformaciones que puedan ocasionarse. (Ruiz, 2015)

En las conexiones soldadas los esfuerzos cortantes pueden ser distribuidos a lo largo de la longitud de la soldadura, por ello estos esfuerzos cortantes son un factor importante a considerar en las conexiones soldadas de acero, y por tanto deben ser evaluados

cuidadosamente durante el diseño y la construcción para garantizar que la conexión sea capaz de desarrollar estos esfuerzos aplicados para así resistir la deformación. (Ruiz, 2015)

2.2.2. Esfuerzos a tracción

Los esfuerzos a tracción se generan cuando a un elemento se le aplica una fuerza o carga, esta aplicada en una dirección alrededor de su eje longitudinal, lo cual produce un estiramiento del material. Se formará una tensión interna, la cual se le asocia a un plano de corte perpendicular al eje longitudinal de la sección (tensión normal). El esfuerzo de tensión que pueda resistir un elemento dependerá de las propiedades del material, y se puede estudiar los efectos mediante ensayos de tracción. (Ruiz, 2015)

En las estructuras de acero cuando se realizan fundiciones o uniones mediante el uso de soldaduras, es importante analizar la manera en que se van a comportar los materiales debido a que estos van a tener diversos efectos o modos de falla, implicados por la tracción a la que deben resistir los elementos que conforman la conexión, por tanto se debe considerar como se va a deformar el material a medida que se aplica tensión en los elementos que conforman la conexión y así conocer los posibles efectos que se deben considerar para su análisis y diseño para que pueda resistir tanto cargas de servicio como cargas cíclicas impartidas por los sismos. (Canet, 2021)

2.3. Desempeño de conexiones

En una estructura de acero es importante analizar las características de respuesta de cada uno de los elementos estructurales, en el que se incluya fuerzas, desplazamientos y estabilidad. Para la determinación de la resistencia y desempeño de los elementos que conforman una conexión, se deberá considerar un área específica según los estados límite. Para estados límite de fluencia, se debe considerar el área bruta, A_g . Para estados límite de ruptura, se debe considerar un área neta, A_n . (Manual AISC , 2017)

El diseño de conexiones se basa en esfuerzos simples de corte, tensión, compresión o flexión. Al realizar un análisis completo de la conexión se pueden presentar interacciones entre esfuerzos, sin embargo, la interacción de esfuerzo normal y cortante generalmente no se incluye en los procedimientos de diseño de la norma AISC. (Manual AISC , 2017)

2.3.1. Conexiones soldadas

Las soldaduras son conexiones que se realizan mediante la fusión de los materiales mediante una fuente de calor, donde se debe considerar que las propiedades mecánicas de la soldadura deben estar acorde con las del metal base. Cuando se realiza una soldadura se requiere que la resistencia que aporta de una ayuda o mejora al material base usado, garantizando una mayor capacidad a las diferentes resistencias como la fluencia o desgarramiento, ruptura o deformaciones de los elementos que se encuentren conectados. (EN , 1993-1-8)

En una conexión, se debe tener en cuenta que cada pieza que va a ser soldada debe cumplir con una normativa específica para procedimientos y control de calidad. Partiendo de este punto, es importante considerar que el desempeño de la soldadura irá de la mano con el tipo de junta que se realice y los procesos de soldado que se le den al elemento. Las juntas a filete son las que comúnmente se utilizan en las conexiones de acero. (EN , 1993-1-8)

Una conexión soldada tendrá un comportamiento que se puede calcular a partir de una distribución de fuerzas que supongan un comportamiento elástico o plástico, dentro de este análisis, no será necesario incluir tensiones residuales. El diseño de uniones soldadas deberá ejecutarse para tener una capacidad de deformación adecuada, tomando en cuenta la ductilidad de la soldadura. En juntas donde se requiere una capacidad de deformación para rotación de junta, la resistencia de la soldadura será tal que no permita su ruptura antes de la fluencia general del material base adyacente. (EN , 1993-1-8)

2.3.1.1. Tipos de soldadura

Soldaduras tipo filete:

Para la implementación de este tipo de soldaduras se debe considerar que los elementos donde se requiere la unión, este punto de fusión debe estar en un ángulo comprendido entre los 60° y 120°. (EN , 1993-1-8)

En caso donde este tipo de soldaduras sobre pasen en su punto de fusión a los 120° se debe realizar ensayos para poder determinar su resistencia, en caso de que la soldadura entre los elementos forme un ángulo inferior al mínimo especificado, se debe considerar como una soldadura a tope de penetración parcial. Las soldaduras filete intermitentes no deben usarse debido a que pueden presentar corrosión debido a las condiciones ambientales. En caso de

que se requiera evitar un pandeo en las secciones o transmitir el corte, se debe realizar soldaduras alrededor de todo el perímetro. (EN , 1993-1-8)

Se debe tomar ciertas consideraciones para el uso de este tipo de soldaduras, debido a que éstas soldaduras debe cumplir con ciertos requisitos para que cumpla con su resistencia. Por tanto, se debe considerar la longitud de la soldadura dado que, si esta es inferior a 6 veces el espesor de la garganta efectiva, no podrá resistir la carga a la cual va a estar sometida. (EN , 1993-1-8)

Para el espesor de la garganta efectiva en soldaduras tipo filete, se debe tomar ciertas consideraciones; entre estas consideraciones se requiere que sean lo más uniforme posible, y que cumpla con un espesor mínimo de 3 [mm]. (EN , 1993-1-8)

Soldaduras a tope:

Este tipo de soldaduras se las determina como un prototipo de soldadura que tiene una fusión y penetración total en la junta que une los elementos del metal de soldadura y metal base utilizados. Puede ser parcial cuando esta soldadura tiene un espesor menor al material base, por otra parte, no se pueden implementar soldaduras a tope intermitentes. (EN , 1993-1-8)

Las consideraciones para la resistencia de estas soldaduras es que deben satisfacer los requerimientos de la zona más débil, considerando que estas tendrán una mayor resistencia a la tracción del material base al cual se esté implementando. (EN , 1993-1-8)

2.3.1.2. Esfuerzos en el cordón de la soldadura

Los cordones de una soldadura en ángulo o tipo filete se pueden asimilar a un triángulo isósceles, en donde se distinguen dos tipos de planos resistentes dentro del cordón. El plano abatido, que consta de dos planos ortogonales, los cuales cierran el triángulo de la sección de soldadura. Un plano de garganta, el cual corresponde al plano resistente, y forma 45° respecto a los planos abatidos. (Sassani, 2016)

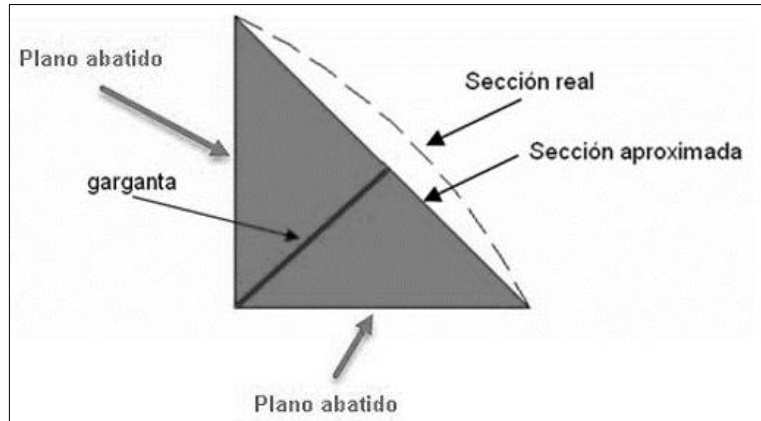


Ilustración 1. Geometría y planos resistentes de un cordón de soldadura tipo filete (Sassani, 2016)

Considerando al tamaño de la soldadura a filete como w , y al plano de garganta como a , se podría considerar que la distancia $a = w \sin 45 = 0.707 w$.

Las tensiones que se generan sobre el plano de garganta se consideran constantes a lo largo de la superficie $a \cdot L$, que se definirá por una altura, a , y una longitud correspondiente al cordón de la soldadura a lo largo del elemento, L . (Rodríguez, s.f.)

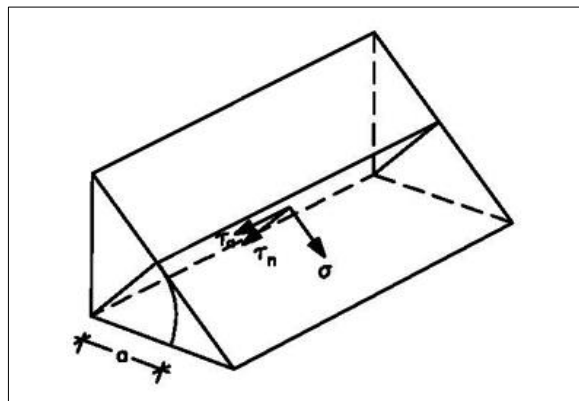


Ilustración 2. Esfuerzos presentes en el plano de garganta de un cordón de soldadura tipo filete (Rodríguez, s.f.)

Como se indica en la figura mostrada, sobre el plano de garganta se generan tres componentes de tensión: dos componentes ubicados sobre el plano de referencia y perpendiculares entre sí, τ_a y τ_n , y un componente correspondiente a la tensión normal al plano, σ . Partiendo de estas tensiones, y según la normativa vigente, se expresará una expresión para el cálculo, que proporcione la resistencia última del cordón de soldadura. (Rodríguez, s.f.)

2.3.1.3. Tamaños máximo y mínimo de soldadura a filete

El espesor de garganta efectivo, a , se tomará como la altura del triángulo más grande que tenga el cordón, medida perpendicularmente hacia el lado exterior del triángulo. Este espesor no debe ser inferior a 3mm. En los casos en que exista una soldadura de filete de penetración profunda, se puede tener en cuenta un espesor de garganta adicional. (EN , 1993-1-8)

En soldaduras tipo filete, la AISC ha establecido un tamaño máximo y mínimo según el espesor del material más delgado de la junta.

Sección J2.4: Tamaño mínimo de soldadura de filete	
Espesor del material más delgado de la junta. pulg (mm)	Soldadura de filete, a . pulg (mm)
Hasta $\frac{1}{4}$ (6)	$\frac{1}{8}$ (3)
Desde $\frac{1}{4}$ (6) hasta $\frac{1}{2}$ (13)	$\frac{3}{16}$ (5)
Desde $\frac{1}{2}$ (13) hasta $\frac{3}{4}$ (19)	$\frac{1}{4}$ (6)
Mayor a $\frac{3}{4}$ (19)	$\frac{5}{16}$ (8)
a = dimensión de filete correspondiente al ancho de cordón de soldadura. Utilizar soldaduras de un solo paso.	

Tabla 1. Tamaño mínimo de soldadura tipo filete (AISC 360, 2016)

El tamaño máximo para soldaduras de filete en conexiones deberá regirse a las siguientes condiciones:

- 1.- Para un material menor a $\frac{1}{4}$ de pulgada (6mm) de espesor, el tamaño máximo del filete será no mayor al del espesor del material. (AISC 360, 2016)
- 2.- Para un material cuyo espesor sea igual o mayor a $\frac{1}{4}$ de pulg, el tamaño máximo del filete será no mayor al espesor del material menos $\frac{1}{16}$ de pulgada (2mm). (AISC 360, 2016)

2.3.1.4. Resistencia de soldadura a filete

La resistencia de diseño, ϕR_n , de uniones soldadas, corresponde al menor valor de la resistencia del material base, que se determina de acuerdo con estados límite de ruptura por tracción y por corte.

En la soldadura, la resistencia se determinará a partir de la siguiente ecuación:

$$R_n = F_{nw} * A_{we}$$

- F_{nw} = esfuerzo nominal de soldadura,
- A_{we} = Área efectiva de soldadura

La resistencia de diseño deberá ser comparada con la resistencia última, R_u , obtenida a partir de combinaciones de carga sometidas al elemento de estudio.

$$R_u \leq \phi R_n$$

Para soldaduras de filete, se podrá determinar la resistencia disponible teniendo en cuenta la dirección de aplicación de la carga, en donde se deberá considerar:

- $\phi = 0.75$
- θ = ángulo entre la línea de acción de la fuerza y el eje longitudinal de la soldadura
- El valor de F_{nw} se puede representar de la siguiente manera:

$$F_{nw} = 0.60 F_{EXX} (1 + 0.5 \sin^{1.5} \theta)$$

- F_{EXX} = Resistencia del material de aporte en la soldadura (electrodo)

La tabla 8-3 del manual de la AISC, muestra los valores y coeficientes de resistencia de los electrodos, según su numeración, en donde los valores de XX corresponden a la resistencia del material, dada en ksi.

Coeficiente de resistencia de electrodo, C1		
Electrodo	F_{EXX} (ksi)	C1
E ₆₀	60	0.857
E ₇₀	70	1.00
E ₈₀	80	1.03
E ₉₀	90	1.16
E ₁₀₀	100	1.21
E ₁₁₀	110	1.34

Tabla 2. Electrodos, valores de resistencia y coeficiente C1 (Manual AISC , 2017)

Partiendo de lo expuesto, la resistencia de diseño de soldadura a filete podría representarse como se muestra a continuación:

$$\phi R_n = \phi * F_{nw} * A_{we}$$

$$\phi R_n = 0.75 * 0.60 F_{EXX} (1 + 0.5 \sin^{1.5} \theta) * 0.707 wL$$

En grupos de soldadura de filete cargados concéntricamente, con elementos orientados de forma transversal y longitudinal a la dirección de carga aplicada, la resistencia combinada, se puede determinar como el mayor resultado de las siguientes ecuaciones:

$$\phi R_n = \phi R_{nwl} + \phi R_{nwt}$$

$$\phi R_n = 0.85 \phi R_{nwl} + 1.5 \phi R_{nwt}$$

- R_{nwl} : Resistencia nominal de todas las soldaduras de filete cargadas longitudinalmente
- R_{nwt} : Resistencia nominal de todas las soldaduras de filete cargadas transversalmente.

2.3.1.5. Soldadura con cargas excéntricas

Para una soldadura, se tomará en cuenta una excentricidad local cuando una fuerza de acción se transmite fuera del eje longitudinal de la soldadura. Esta fuerza de acción producirá un momento de flexión en la garganta de la soldadura. Para evitar este tipo de efecto, la excentricidad local se debe evitar siempre que sea posible. (EN , 1993-1-8)

Se producirá una excentricidad local en los siguientes casos:

- Cuando un momento de flexión que se transmite alrededor del eje longitudinal de la soldadura produce una tensión en la raíz de la soldadura (EN , 1993-1-8)
- Cuando una fuerza de tracción que se transmite perpendicularmente al eje longitudinal de la soldadura produce un momento flector, resultando una fuerza de tracción en la raíz de la soldadura. (EN , 1993-1-8)

Para el cálculo de la resistencia, el manual de la AISC dispone de un conjunto de tablas, que emplean el método del centro instantáneo de rotación para diferentes patrones de soldadura,

condiciones excéntricas indicadas y cargas inclinadas a 0°, 15°, 30°, 45°, 60° y 75°. Es necesario considerar un coeficiente C, que indique la resistencia efectiva para el grupo de soldadura ante la fuerza cortante excéntrica. (Manual AISC , 2017)

En un grupo de soldaduras, cuya geometría se encuentra desde la tabla 8-4 hasta la 8-11, la resistencia disponible, ϕR_n , está determinada por la siguiente ecuación:

$$\phi R_n = \phi * C * C_1 * D * L$$

- C = Coeficiente de resistencia efectiva ante carga excéntrica
- C1 = Coeficiente de resistencia del electrodo
- D = Número de 16vos de pulgada del tamaño de soldadura tipo filete
- L = Longitud de soldadura

Las tablas antes mencionadas consideran una compatibilidad de deformaciones entre los elementos de soldadura adyacentes. Se puede realizar interpolaciones lineales entre valores cercanos a y k. Es importante considerar que existen muchos patrones de grupos de soldadura que no se encuentran en las tablas, por lo que, ante estos casos, se requerirá de un análisis racional. (Manual AISC , 2017)

2.4. Conexiones precalificadas a momento

En 1994, se presenció un evento sísmico de gran importancia en Northridge, California, que provocó graves daños a las estructuras. A partir de este evento, salieron a la luz varios defectos en los sistemas con pórticos especiales a momento, específicamente, en sus conexiones. El FEMA empezó con las investigaciones sobre el comportamiento de los elementos estructurales que conforman las conexiones para pórticos SMF, y conjuntamente con la AISC, se desarrolló un estándar para conexiones precalificadas a momento, aplicados a sistemas sismorresistentes. (ZIGURAT , 2018)

Estas conexiones precalificadas muestran un comportamiento estructural en el cual la viga actúa como un elemento fusible, que absorberá en primera instancia la energía a través de sus deformaciones plásticas. Por lo tanto, el diseño radica en la capacidad resistente de la viga, mas no en las sollicitaciones impuestas por cargas. Además, se requiere que estas

conexiones sean rígidas, y que los elementos que la conforman presenten deformaciones despreciables en el rango elástico. (ZIGURAT , 2018)

2.4.1. Conexión de viga de sección reducida (RBS)

La conexión RBS (Reduced Beam Section) o de sección de viga reducida es un tipo de conexión utilizada en la construcción de estructuras de acero bajo criterios sismorresistentes, que permite unir vigas de sección reducida a columnas de mayor tamaño. Este tipo de conexiones de acero se caracterizan por tener una sección transversal en forma de “H” o “I”. Se considera una zona protegida, correspondiente a la porción o sección de la viga que esta entre la cara de la columna y el extremo de la sección reducida cortada más alejada de la columna. A partir de esta zona se definirá una rótula plástica y se deberán considerar el comportamiento plástico de la viga para la resistencia de diseño requerida. (AISC 358, 2016)

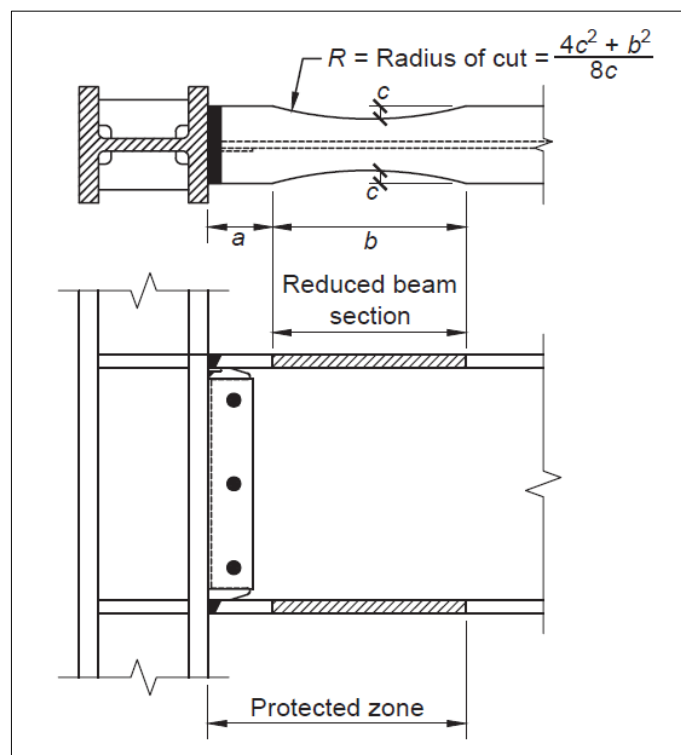


Ilustración 3. Conexión de viga de sección reducida RBS (AISC 358, 2016)

Estas conexiones se diseñan para soportar cargas de servicio y cargas sísmicas a las que se someterá la estructura, que deben ser resistidas para garantizar la seguridad de la misma. Para ello, en las conexiones RBS permiten realizar una reducción en la sección transversal de la viga, creando una zona para disipación de energía. La energía se disipa a través de

deformaciones plásticas que se producirán en la zona de sección reducida, la cual cumple su función cuando una estructura es sometida a cargas dinámicas, como sismos o cargas cíclicas, donde estas energías se transfieren a través de la estructura y dan como resultados esfuerzos en los elementos estructurales. (AISC 358, 2016)



Ilustración 4. Implementación de conexiones de viga de sección reducida en estructuras de acero (Coronel, 2018)

2.4.2. Requerimientos de Precalificación

2.4.2.1. Limitaciones de vigas

- El alma y los patines de la sección se deben conectar mediante soldadura de penetración completa (CJP), y de ser el caso, soldaduras de refuerzo tipo filete.
- La profundidad de las vigas se limita a un máximo de W36 en los perfiles laminados.
- El peso máximo de la viga es de 302 [lb/ft].
- El espesor del ala del perfil tiene un límite máximo de 1,73 [in].
- Se debe considerar las Disposiciones Sísmicas del AISC para la relación ancho – espesor de los patines y el alma de la viga.
- De ser el caso, se deberá considerar un arriostramiento lateral cerca de la sección donde se encuentre la viga reducida, el cual se sitúa a una distancia de $d/2$ como máximo, del extremo de la sección reducida de la viga más alejada de la columna.

2.4.2.2. Limitaciones de columnas

- La viga que llegue a la columna, se debe conectar al patín de la columna.
- La profundidad se limita a W36 (W920). Las columnas de patín ancho no deben superar la profundidad de columnas laminadas. La profundidad de las columnas cajón no puede ser mayor a 24 [in].

- No hay límites en el peso ni condiciones adicionales para el espesor del patín.
- Relaciones ancho – espesor y arriostramientos deben regirse en base a las Disposiciones Sísmicas de la AISC.

2.4.3. Procedimiento de Diseño

Los requerimientos para el diseño de la conexión RBS debe cumplir con parámetros dados por la norma AISC 358-16. Para poder realizar el diseño de esta conexión se requiere establecer una distancia desde la columna hasta el inicio de la conexión RBS, donde b_{bf} es el ancho del patín de la viga. (AISC 358, 2016)

$$0.5b_{bf} \leq a \leq 0.75b_{bf}$$

La longitud la conexión RBS debe encontrarse en los siguientes rangos, donde d es la profundidad de la viga.

$$0.65b_{bf} \leq b \leq 0.85d$$

La profundidad de la sección reducida de la viga se limitará para los siguientes rangos.

$$0.1b_{bf} \leq c \leq 0.25b_{bf}$$

El diseño por capacidad se realizará para una rótula plástica ubicada en el centro de la viga de sección reducida, donde Z_x es el módulo plástico y t_{bf} es el espesor del patín de la viga.

$$Z_{RBS} = Z_x - 2ct_{bf}(d - t)_{bf}$$

Una vez obtenido el módulo plástico, Z_{RBS} , se requiere el cálculo de la capacidad resistente a la flexión (momento máximo probable) de la viga. Este concepto se refiere al valor teórico máximo del momento que va a resistir una viga, en su sección reducida, cuando se presenten esfuerzos sobre el límite de fluencia del material. Esta teoría supone una relación esfuerzo-deformación elastoplástica, en el caso del acero. (Enriquez, 2023)

Las fuerzas sísmicas actúan en la estructura, generan cargas en los elementos. Lo cual va a producir en la viga de sección reducida que se produzca una rótula plástica, donde la viga va a fluir. Cuando sucede la viga imparte un momento probable, donde los elementos no

disipativos deben tener la capacidad para resistir este momento probable que imparte la viga manteniéndose estos elementos en un rango elástico.(INESA , 2020)

$$M_{pr} = C_{pr}R_yF_yZ_{RBS}$$

El esfuerzo cortante producido en el centro de la sección reducida se determina mediante un diagrama de cuerpo libre entre los centros donde se redujo la sección, asumiendo que en el centro se encuentra el momento M_{pr} y se debe incluir la combinación de carga $1.2D + f_1L + 0.2S$ para el cálculo de las cargas a gravedad. (AISC 358, 2016)

Se requiere el cálculo del momento máximo probable, en la cara de la columna, que se calcula realizando un DCL de la zona de análisis, donde M_f es el momento máximo en la cara de la columna, S_h será la distancia desde la cara de la columna hasta el centro de la sección reducida de la viga, y V_{RBS} es el valor del corte en la rótula plástica. (AISC 358, 2016)

$$M_f = M_{pr} + V_{RBS}S_h$$

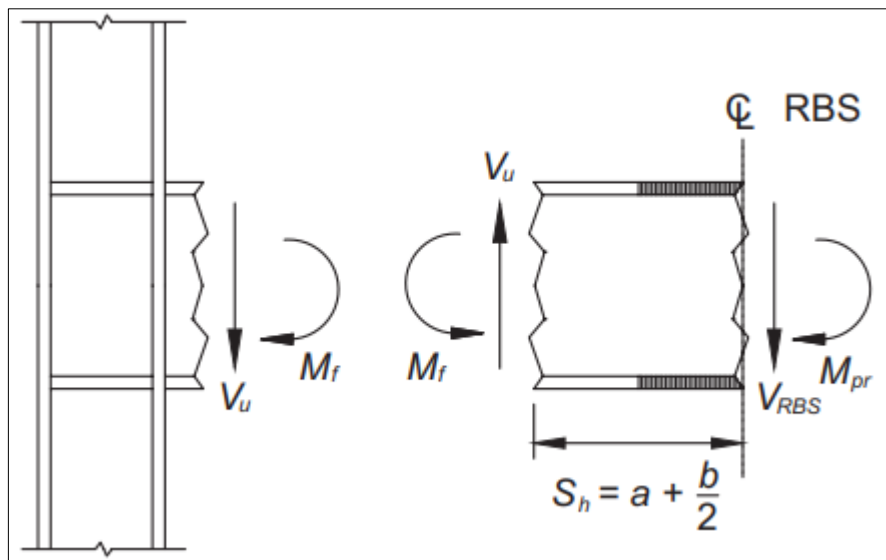


Ilustración 5. Diagrama de cuerpo libre en la cara de la columna de una conexión RBS (AISC 358, 2016)

- Se debe calcular el momento plástico de la viga.

$$M_{pe} = R_y F_y Z_x$$

- Es importante comprobar la resistencia a la flexión, en caso de que no se cumpla se deben reajustar el tamaño de las dimensiones de la sección.

$$M_f \leq \phi_d M_{pe}$$

Por último, se debe revisar la capacidad a corte, mediante el cálculo de la resistencia a corte necesaria o requerida para la viga y conexión viga-columna, donde L_h es la distancia entre bisagras, v_{grav} es la fuerza cortante calculada mediante la combinación $1.2D + f_1L + 0.2S$.

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

2.5. Eventos sísmicos

Un evento sísmico presentará una serie de vibraciones en la superficie terrestre, que se generan por los movimientos bruscos y repentinos de las capas internas (corteza y manto), el cual se mide en aceleración, velocidad y desplazamiento. Se genera un fenómeno de subducción, el cual ocurre cuando una placa choca con otra generando estas vibraciones, las cuales transmiten una aceleración la cual se va amplificando conforme nos acercamos a la superficie, debido a que el suelo pierde rigidez. Los tipos de falla que pueden ocurrir se conocen como falla normal, donde los bloques se separan entre sí, falla inversa y falla por deslizamiento. Es importante considerar que la intensidad sísmica no es una variable continua debido a que esta va cambiando a medida que transcurre el tiempo. (Martínez, 2017)

Las ondas sísmicas al igual que las ondas en cualquier medio elástico, sufren fenómenos de reflexión, refracción, polarización, difracción, atenuación. Debido a que las ondas atraviesan las capas de la tierra y sus discontinuidades. Las ondas que llegan a la superficie se las conoce como ondas P (ondas de compresión o dilatación del medio elástico), ondas S (ondas de corte del medio elástico las cuales forman una deformación transversal en la dirección de propagación), ondas de Rayleigh (movimiento de partículas en sentido elíptico en dirección normal a la dirección de propagación) y ondas Love (las cuales debido a la discontinuidad las partículas se mueven de manera transversal). (Rojas, 2019)

La ciudad de Manta ha experimentado varios eventos sísmicos en el pasado. El terremoto de 2016, fue uno de los más grandes en la historia de Ecuador, y tuvo su epicentro cerca de la localidad de Pedernales. Tuvo una magnitud de 7,8 en la escala de Richter, provocando graves daños importantes en edificios, carreteras y otros tipos de infraestructura, así como pérdidas humanas. La ciudad fue declarada en estado de emergencia y las autoridades locales y nacionales trabajaron para coordinar los esfuerzos de rescate, la atención médica y la asistencia humanitaria a los afectados. (Ocha, 2016)

2.5.1. Consideraciones sismorresistentes

La NEC-SE-DS determina una serie de zonas sísmicas que se deben utilizar para el diseño estructural, por medio de un factor Z. La región Costa del país se considera como una zona sísmica con un peligro sísmico muy alto, con valores Z elevados, dependiendo el sector. La ciudad de Manta, específicamente, tiene un factor Z con un valor de 0,50. (NEC-SE-DS, 2015)

Para el diseño sísmico, se considerarán distintos perfiles de suelos, que la NEC clasifica de acuerdo con ciertos criterios como la velocidad de onda, resistencia al corte no drenado, y número de golpes realizados en el ensayo NSPT (NEC-SE-DS, 2015). Para este caso particular, se considerará un suelo tipo D, muy común en las zonas costeras del país, y cuyas características se describen en la siguiente tabla:

Tipo de perfil	Descripción	Definición
D	Perfiles de suelos rígidos, que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$360 \text{ m/s} > V_s \geq 180 \text{ m/s}$
	Perfiles de suelos rígidos, que cumplan cualquiera de las dos condiciones	$50 > N \geq 15.0$ $100 \text{ kPa} > S_u \geq 50 \text{ kPa}$

Tabla 3. Perfil y descripción de suelos tipo D según NEC (NEC-SE-DS, 2015)

2.5.1.1. Efectos de los sismos en estructuras

Cuando se producen eventos sísmicos se presentan fuerzas y desplazamientos; en el caso de una estructura, esta presentará comportamientos lineales y no lineales. Cuando la estructura tenga una suficiente capacidad de resistencia, la relación fuerza-desplazamiento es lineal y está dada por la rigidez elástica del sistema. En caso de que no sea así, la relación fuerza-desplazamiento será no lineal, es decir, que la estructura dependerá de la rigidez elástica, además de propiedades inelásticas y desplazamientos. (NEC-SE-DS, 2015)

2.5.1.2. Desempeño sísmico

La NEC clasifica al desempeño estructural para tres sismos de análisis, en cualquier tipo de estructura: nivel de servicio, nivel de daño y nivel de colapso. Este último será el sismo de diseño, en el que se debe considerar un periodo de retorno de 475 años, con una tasa anual de excedencia de 0,002. (NEC-SE-DS, 2015)

Para el diseño se deberá procurar llegar a una respuesta estructural por medio de incursiones en el rango inelástico, de tal forma que se experimente daño ante un evento, pero sin llegar al colapso. Se debe esperar cierto grado de daño en los elementos estructurales, y un gran daño en los elementos no estructurales. (NEC-SE-DS, 2015)

2.5.1.3. Requisitos para diseño sismorresistente

La filosofía de diseño sismorresistente se basa en 3 requisitos que se deberá cumplir:

1. No colapso-condición de resistencia:

Verificar que la estructura de acero no supere ningún estado límite de falla. En este sentido, será necesario considerar que la estructura no deberá colapsar cuando se someta a las cargas máximas de diseño. Se entenderá que una estructura satisface estados límite últimos cuando los factores de compresión, tracción, corte, flexión y torsión estén por debajo del factor de resistencia. (NEC-SE-DS, 2015)

Para evaluar el desempeño estructural se puede realizar un análisis no lineal de estructuras. Consiste en una carga lateral que empujará a la estructura en pasos incrementales, a partir

de la cual se calcula el estado de equilibrio, esfuerzos internos y desplazamientos de los nodos. (ISAAC, 2023)

2. Limitación de daños-deformaciones

Asegurarse que las derivas de piso de la estructura sean inferiores a las admisibles

3. Ductilidad

Comprobar que la estructura sea capaz de disipar energía de deformación inelástica, ya sea por medio de un diseño por capacidad en donde se verifique las deformaciones plásticas, o por medio del uso de dispositivos de control sísmico o disipadores de energía. (NEC-SE-DS, 2015)

2.6. Diagramas Momento-Rotación

Una forma de clasificar a las conexiones es según su rigidez o capacidad de rotación, que se puede representar mediante curvas o diagramas Momento – Rotación ($M - \theta$). Para comprender el comportamiento de las conexiones, la AISC ha clasificado las conexiones de acuerdo con su capacidad de rotación y resistencia flexional. A través de estas curvas, se explica directamente la rigidez, la resistencia y la ductilidad de las conexiones. (AISC 360, 2016)

1. Conexiones totalmente restringidas – FR - TIPO 1
2. Conexiones parcialmente restringidas / Articuladas – PR – TIPO 2
3. Conexiones parcialmente restringidas – PR - TIPO 3

En la curva momento rotación está implícito un comportamiento de tipo regional, conformado por una parte de la columna y la viga, junto con los elementos que la conectan. Este resultado se obtiene de la práctica, ya que, en pruebas físicas, generalmente se someten a esfuerzos no solamente los elementos de conexiones, sino también los extremos de los miembros que se conectan. (AISC 360, 2016)

2.6.1. Rigidez de la conexión

Las conexiones rígidas en estructuras de acero son la unión de elementos estructurales (viga – columna), que permiten la transferencia de fuerzas y momentos. Este tipo de conexiones rígidas deben tener la suficiente resistencia a la rigidez rotacional ante los eventos cíclicos a los que puede estar expuesta la estructura. Para certificar que una conexión es rígida en una estructura de acero, se debe considerar que todos los elementos que se interconectan para la unión de viga – columna, es decir, las almas y patines, deben estar conectados a la columna de tal manera que trabajen como un nodo rígido, el cual no permite la rotación ante estos eventos cíclicos. (EN , 1993-1-8)

Estas conexiones tienen una rigidez la cual va a ser transmitida por los elementos que se usen para la conexión, tales como planchas, soldaduras o pernos. Es importante considerar también los factores ambientales, debido a que estos pueden generar corrosión en las conexiones, causando un deterioro en estos lo cual puede conllevar a afectar la durabilidad de la conexión. (EN , 1993-1-8)

Por tanto, las conexiones rígidas en zonas sísmicas deben ser las adecuadas para poder tener una alta resistencia ante los eventos cíclicos que produce un sismo, lo cual implica que la conexión sea capaz de deformarse sin fallar cuando ocurran estos eventos, tratando de disipar la energía en las zonas plásticas que se establezcan para el diseño y correcto comportamiento de la estructura. (EN , 1993-1-8)

En un diagrama Momento – Rotación, el comportamiento de la conexión se manifestará de forma no lineal incluso a niveles bajos. Es por esta razón, que la rigidez rotacional inicial, K_i , no caracteriza adecuadamente la respuesta de conexión para niveles de servicio, que se suelen utilizar para el diseño. Además, que muchos tipos de conexión no exhiben una rigidez inicial confiable (AISC 360, 2016).

$$K_s = \frac{M_s}{\theta_s}$$

En la fórmula anterior, M_s representa el momento producido y θ_s la rotación efectuada ante cargas de servicio. Teniendo en cuenta que L representa longitud y EI un producto entre la

inercia y el módulo de elasticidad, se podrá clasificar a la conexión de la siguiente manera. (AISC 360, 2016)

- Si $\frac{K_s L}{EI} \geq 20$, se puede considerar una conexión como totalmente restringida
- Si $\frac{K_s L}{EI} \leq 2$, se puede considerar una conexión simple, que rota sin necesidad de un momento

2.6.2. Resistencia de la conexión

Se obtiene a partir del máximo momento que es capaz de soportar dicha conexión, M_n . La resistencia se puede determinar en base a el último estado-límite, por medio de un modelo y una serie de pruebas físicas. Cuando la respuesta momento-rotación no presenta una carga máxima, dicha fuerza se puede considerar como la correspondiente a una rotación $\theta = 0.02$ rad. En la gráfica Momento-Rotación, M_n indicará el estado de máxima resistencia de la conexión, y θ_u el estado de rotación máxima que presentará la misma. Es importante considerar que una adecuada resistencia será capaz de soportar demandas de momento implícitas en las cargas de diseño. (AISC 360, 2016)

La siguiente ilustración muestra a detalle la curva de momento-rotación que se genera para cada tipo de conexión, con cada uno de los parámetros antes mencionados.

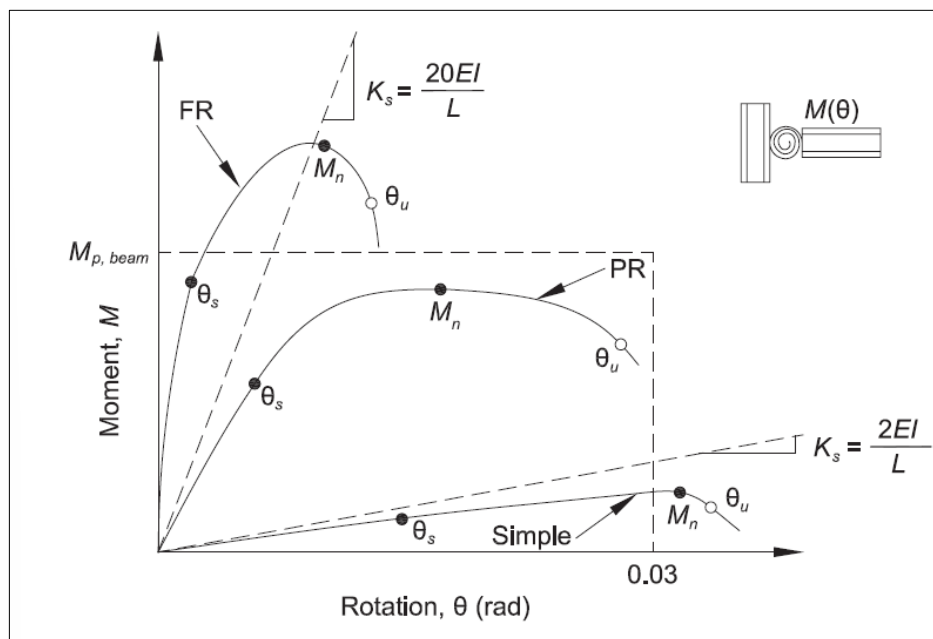


Ilustración 6. Diagramas Momento-Rotación de conexiones FR, PR y simples (AISC 360, 2016)

2.6.3. Ductilidad de la conexión

Cuando la resistencia de la conexión excede su rango plástico, la ductilidad del sistema será controlada por la viga, y se considerará a la conexión como elástica. Hay que tomar en cuenta, que cuando la resistencia de la viga exceda la resistencia de la conexión, las deformaciones se podrían concentrar en la conexión. (AISC 360, 2016)

En todo caso, la ductilidad requerida de una conexión dependerá de su aplicación particular; en caso de un análisis sísmico, los requisitos de ductilidad serán mayores, debido a que se somete a la conexión a un mayor número de fuerzas en distintas direcciones. En estos casos, se debe tomar en cuenta la capacidad de rotación disponible de la conexión θ_u , y compararla con la rotación requerida en el estado límite de resistencia, por medio de un análisis no lineal. (AISC 360, 2016)

La ductilidad es una propiedad que implica la capacidad que tiene una estructura para deformarse de manera plástica sin colapsar, dando paso a la disipación de energía durante un evento sísmico. En el diseño estructuras de acero se debe considerar un comportamiento dúctil, y aprovechar la capacidad de este material para deformarse bajo los efectos de carga sin romperse. Así, al presentarse una falla, esta podrá ser apreciada a simple vista ya sea por deformaciones, dando tiempo a las personas de desalojar la estructura antes del colapso. (AISC 360, 2016)

2.7. Método de las componentes para el análisis de conexiones

El enfoque de este método es simple y aplicable para cualquier tipo de juntas y configuraciones de juntas de acero. Se consideran condiciones de equilibrio, que se aplican cuando la unión se encuentra bajo flexión, incluida o no una fuerza axial. (Jaspart & Steenhuis, s.f)

Para una articulación se considera generalmente a todo el conjunto para estudiarlo como un todo, y a partir de esta proposición, se empieza su respectivo análisis. En el caso del método

de las componentes se considera a cualquier junta o conexión como un conjunto de componentes individuales que se analizan independientemente. (Jaspart & Steenhuis, s.f)

2.7.1. Bases generales del método

La distribución de fuerzas internas para un diseño de estado-último debe partir de tres criterios básicos establecidos por el Euro-código 3, que aseguran la resistencia de la conexión evaluada. (EN , 1993-1-8)

1. Las fuerzas internas están en equilibrio con las fuerzas aplicadas a la unión
2. La resistencia de diseño individual que cada componente nunca es excedida.
3. La capacidad de deformación individual de cada componente nunca es excedida.

En cualquier tipo de conexión se analizará cada uno de los elementos que la conforman, en donde se incluirán los modos de falla ocasionados por los esfuerzos de compresión, tensión o corte, dependiendo la configuración de la conexión. Consecuentemente, cada uno de los componentes poseerá su propio nivel de resistencia y rigidez para cada tipo de esfuerzo generado. Es importante tomar en cuenta que la coexistencia de varios elementos unidos forma un solo diagrama de interacción, por lo que, al separar cada componente, la curva de deformabilidad de los componentes puede verse afectada. (Jaspart & Steenhuis, s.f)

Para la aplicación del método se toman en cuenta tres pasos:

1. Identificar cada uno de los componentes activos sobre la conexión estudiada
2. Evaluación individual de la resistencia y rigidez de cada componente que conforma la conexión. Esta evaluación incluirá características iniciales de rigidez, fuerza de diseño y curva de deformabilidad
3. Montaje de todos los componentes para una posterior evaluación de las características de resistencia y rigidez unificada.

2.7.2. Modelo de resorte

Existen tres formas de distribución que pueden ser identificadas, de acuerdo con la capacidad de deformación de los componentes de la conexión. Una distribución elástica, una plástica, y una elastoplástica.

La rigidez inicial de la conexión viene dada por las rigideces elásticas individuales de cada componente que la conforma. El comportamiento elástico está representado por medio de un resorte, cuya fuerza viene representada por la ecuación presentada a continuación. (Jaspart & Steenhuis, s.f)

$$F_i = k_i * E * \Delta_i$$

- F_i = Fuerza del resorte i
- k_i = Coeficiente de rigidez del componente
- E = Modulo de elasticidad (Young)
- Δ_i = Deformación del resorte i

A partir de una conexión, se obtendrá un modelo que consta de un resorte por cada componente que intervenga en dicha conexión. Así, por ejemplo, para una conexión básica que consiste en una unión soldada sin rigidizadores se tendrá el siguiente modelo de resorte:

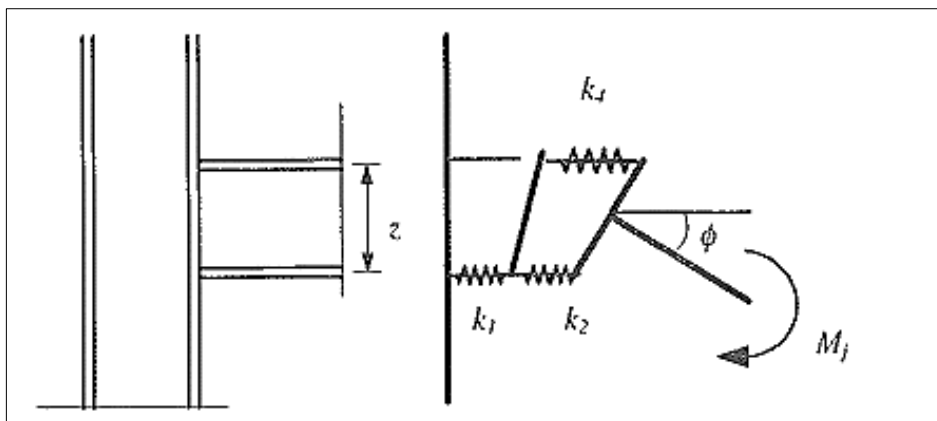


Ilustración 7. Modelo de resorte para una conexión viga-columna soldada, sin rigidizadores (Jaspart & Steenhuis, s.f)

En este caso, el momento que se genera en la conexión, hace que aparezcan las rigideces mostradas en la figura. Los resortes k_1 y k_2 representan la sección del alma de la columna a corte y a compresión, respectivamente; y el resorte k_4 representa la sección del alma de la columna a tensión.

Se puede asumir, a partir de este modelo, que las deformaciones por compresión generadas en el alma y patín de la viga, la tracción generada en el alma y la placa están ya incluidas en

las deformaciones de la viga producidas por flexión. Por lo tanto, no contribuirán a la flexibilidad de la conexión. (Jaspart & Steenhuis, s.f)

2.8. Programa para cálculo, análisis y diseño de conexiones IdeaStatica

El diseño de conexiones se encuentra sujeto en cada diseño estructural en acero. El software IdeaStatica es un programa para diseño de conexiones de acero y permite manejar una amplia gama de opciones, como conexiones atornilladas y soldadas para fuerzas axiales, de corte y de momento. Además, se puede realizar modelaciones visuales para representar el comportamiento de la conexión. De igual forma, tiene enlaces BIM automatizados para softwares tipo FEA y CAD. (IDEA StatiCa, 2023)

Entre las distintas funciones que presenta el programa se encuentran:

- Modelado y diseño de conexiones de acero simples y combinadas. Capacidad de aplicación de cualquier tipo de carga axial, de corte y de momento.
- Visualización del comportamiento de la conexión representada en 2D y 3D, bajo criterios de la normativa AISC, para varios tipos de configuraciones.
- Comprobación general de tensiones y deformaciones, formas de pandeo, parámetros de rigidez y sismicidad.

Para conexiones de acero, existen procesos de optimización a partir de los modelos realizados, en el cual existe la posibilidad de calcular los costos de producción, optimizando el precio final del diseño sin descuidar el factor de seguridad. (IDEA StatiCa, 2023)

Existe la posibilidad de aplicar tanto el método de los componentes como el de elementos finitos. En general, una unión se modelará exactamente como es en la realidad, y se analizará como un elemento unificador en todas las direcciones, con elementos finitos. Una vez aplicadas las fuerzas, se calculan las fuerzas internas y se obtendrá una descripción de todas las comprobaciones que tiene un diseño seguro, según el Euro-código. (Ellis & Moore, 2023)

3. ANÁLISIS Y DISEÑO DE LA CONEXIÓN EN ACERO TIPO VIGA DE SECCIÓN REDUCIDA (RBS)

3.1. Modelación estructural en acero con ETABS

Se implemento el uso del programa ETABS para realizar la modelación de una estructura de acero, verificando que cumpla con los requisitos de cada elemento de la estructura y los requerimientos mínimos para el diseño y sus criterios de capacidad.

3.1.1. Propiedades físicas y mecánicas de los elementos estructurales

Para el diseño, se ha considerado el tipo de acero ASTM A992 Gr. 50, que corresponde a un acero de tipo estructural propicio para utilizarse en la construcción de edificios, y se aplicará para todos los elementos estructurales de la edificación. El acero cuenta con un esfuerzo de fluencia de 50 ksi o 345 MPa (3515 kg/cm²) y un esfuerzo último de 65 ksi (4570 kg/cm²). Ofrece excelentes características de ductilidad y soldabilidad, necesarias para propósitos prácticos en el presente trabajo. Además, de esto se presentan propiedades adicionales que ETABS muestra en la siguiente figura:

The image shows a screenshot of the 'Material Property Data' dialog box in ETABS. The dialog is organized into three main sections: General Data, Material Weight and Mass, and Mechanical Property Data. The 'Material Name' is set to 'A992Fy50'. The 'Material Type' is 'Steel', and the 'Directional Symmetry Type' is 'Isotropic'. The 'Material Display Color' is yellow. The 'Material Weight and Mass' section has 'Specify Weight Density' selected, with a weight per unit volume of 7,849 tonf/m³ and a mass per unit volume of 0,80038 tonf-s²/m⁴. The 'Mechanical Property Data' section includes a modulus of elasticity of 20389019,16 tonf/m², a Poisson's ratio of 0,3, a coefficient of thermal expansion of 0,0000117 1/C, and a shear modulus of 7841930,45 tonf/m².

Section	Property	Value	Unit
General Data	Material Name	A992Fy50	
	Material Type	Steel	
	Directional Symmetry Type	Isotropic	
	Material Display Color	Yellow	
	Material Notes	Modify/Show Notes...	
Material Weight and Mass	Specify Weight Density (Selected)	7,849	tonf/m ³
	Specify Mass Density	0,80038	tonf-s ² /m ⁴
	Weight per Unit Volume	7,849	tonf/m ³
Mechanical Property Data	Modulus of Elasticity, E	20389019,16	tonf/m ²
	Poisson's Ratio, U	0,3	
	Coefficient of Thermal Expansion, A	0,0000117	1/C
	Shear Modulus, G	7841930,45	tonf/m ²

Ilustración 8. Propiedades mecánicas del acero ASTM A992 Gr. 50

3.1.2. Combinaciones y aplicación de cargas

De la estructura de acero planteada, se diseñará para los efectos de carga más desfavorables, por lo tanto, en las combinaciones de carga empleadas se han considerado cargas sísmicas. De acuerdo con las combinaciones de cargas que establece la NEC, para el diseño por última resistencia, en el presente modelo de ETABS se han considerado las siguientes:

- 1.4D
- 1.2D + 1.6L
- 1.2D + 0.5L ± E
- 0.9D ± E

Debido al tipo de estructura y de acuerdo con lo que plantea la NEC, las cargas de viento y de sismo no necesitan ser consideradas simultáneamente, por lo tanto, se puede descartar la presencia de cargas de viento para el presente diseño.

3.1.3. Espectro sísmico NEC

Para el cálculo del espectro de respuesta de la NEC, se hizo uso de los procedimientos que indica la normativa donde se deben obtener los factores para los coeficientes de amplificación, los cuales dependen del tipo de suelo y de la zona sísmica, en este caso, el tipo de suelo es D y la zona sísmica en la ciudad de Manta establecida. Para la razón de aceleración espectral se hizo el uso del factor recomendado por la normativa para las provincias de la costa. A continuación, se muestra el resultado del espectro de aceleración:

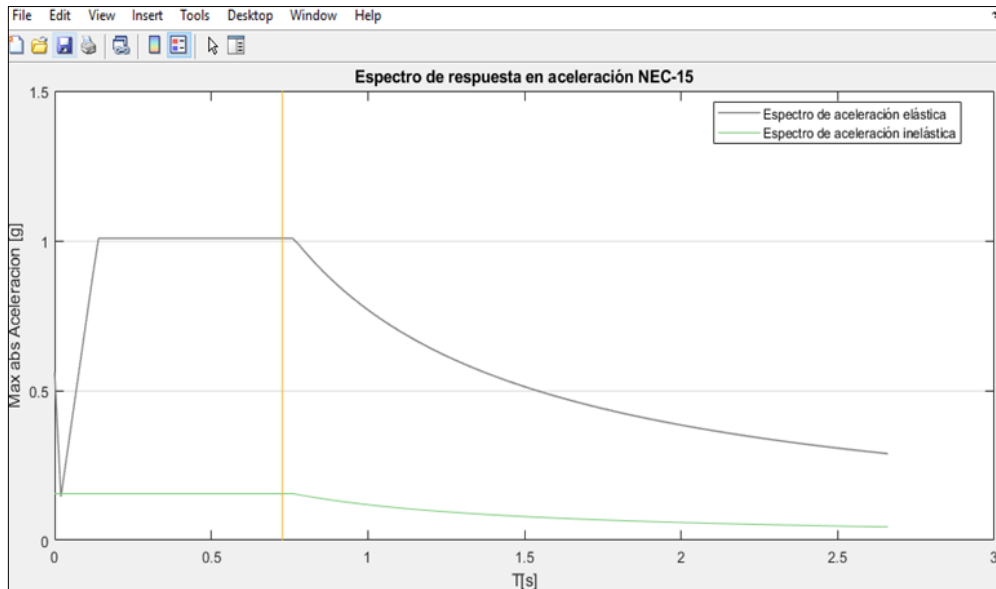


Ilustración 9: Espectros de aceleración elástica e inelástica NEC

3.1.4. Cortante Basal

Una vez establecido el tipo de estructura y su lugar de construcción, se realiza el cálculo del cortante basal de la estructura para conocer o determinar la fuerza lateral a la cual se encuentra sometida la estructura, considerando los diversos factores para el cálculo del cortante basal. A continuación, se muestra los datos usados para el cálculo y el resultado:

Cálculo de cortante basal (NEC-SE-DS 6.3.2)	
Datos	
I	<i>1</i>
S_{ae}	<i>1,008</i>
W	<i>111,9323</i>
R	<i>8</i>
ϕ_p	<i>0,9</i>
ϕ_e	<i>0,9</i>
Vd %	<i>17,41</i>

3.1.5. Modelo estructural Calibrado

Se verifica finalmente que el modelo se encuentra calibrado y que cumple con los requerimientos establecidos por la NEC-SE-DS.

TABLE: Base Reactions									
Output Case	Case Type	Step Type	FX	FY	FZ	Wweight Used	Wweight Used	WT%	WT%
			tonf	tonf	tonf	tonf	tonf	Cuando empuja en	Cuando empuja en
D+SD	LinStatic		0	0	999,753	1096,93695	91,14%		
Sx	LinStatic	Step By Step	-190,9767	0	0	P.STRUCTURE		17,41%	0,00%
Sx	LinStatic	Step By Step	-190,9767	0	0			17,41%	0,00%
Sx	LinStatic	Step By Step	-190,9767	0	0			17,41%	0,00%
Sy	LinStatic	Step By Step	0	-190,9767	0			0,00%	-17,41%
Sy	LinStatic	Step By Step	0	-190,9767	0			0,00%	-17,41%
Sy	LinStatic	Step By Step	0	-190,9767	0			0,00%	-17,41%
SPEC_NEC_X	LinRespSpec	Max	190,9771	73,073	0			17,41%	6,66%
SPEC_NEC_Y	LinRespSpec	Max	48,0222	190,9768	0			4,38%	17,41%

Tabla 4. Resultados de reacción en la base de la estructura "Base Reactions", ETABS

3.2. Análisis y Diseño de la conexión RBS

Una vez determinado el correcto desempeño estructural de la edificación planteada ante efectos de cargas sísmicas y combinaciones de cargas, se ha escogido para efectos de análisis, la conexión viga-columna D3. Se diseñará la conexión de acuerdo con los criterios y parámetros establecidos en la norma AISC 358-16 (Capítulo 5), que muestra los criterios de diseño, detalle, fabricación y calidad de conexiones precalificadas a momento para aplicaciones sísmicas. Esta norma mantiene sus fundamentos en base a las normas AISC 341-16 (Disposiciones sísmicas para edificios estructurales de acero) y la AISC 360-16 (Especificación para edificios estructurales de acero).

El capítulo 5, específicamente, establece como base que para la conexión de viga de sección reducida RBS, se deben cortar porciones en los patines de la viga, en una región cercana a la conexión viga-columna. Con esto, se pretende que, ante los efectos de cargas dinámicas producidas por sismos, la fluencia se produzca esencialmente dentro de la sección reducida de la viga. (AISC 358, 2016)

3.2.1. Dimensiones de los elementos de la conexión escogida

Datos de viga:

Dimensiones de Viga RBS		
Ancho Alma	502	[mm]
Ancho Patín	250	[mm]

Espesor de alma	18	[mm]
Espesor patín	24	[mm]
Longitud de viga	5000	[mm]

Datos de columna:

Dimensiones de Columna		
Ancho Alma	410	[mm]
Ancho Patín	400	[mm]
Espesor de alma	25	[mm]
Espesor de patín	35	[mm]

3.2.2. Cumplimiento de requisitos de viga y columna seleccionadas

Las conexiones precalificadas a momento son el resultado de una serie de varios ensayos realizados en laboratorios, donde se han sometido a prueba a los elementos estructurales que conforman la conexión, ante la aplicación de cargas extremas. Bajo este criterio, la normativa ASTM 358-16, requiere el cumplimiento de ciertos parámetros para la viga y la columna que conforman la conexión, que se detallan a continuación.

Limitaciones de la viga

1. La viga es un elemento forma de I. El alma y los patines están conectados mediante soldadura de penetración completa CJP.
2. La profundidad o peralte de la viga no excede el límite máximo de un perfil W36 (914.4 mm).

$$550 \text{ mm} < 914.4 \text{ mm}$$

3. El peso de la viga no excede el límite máximo de 302 lb/ft (447 kg/m)

Peso específico (Acero ASTM A992 Gr 50)	7849 kg/m ³
Área de la sección transversal de la viga	0.0215 m ²

Peso por unidad de longitud

$$7849 \frac{kg}{m^3} \times 0.0215m^2 = 168.88 \frac{kg}{m}$$

$$168.88 \frac{kg}{m} < 447.00 \frac{kg}{m}$$

4. El espesor del patín no excede el límite de 1¾ pulg (44.45 mm)

$$24.00 \text{ mm} < 44.45 \text{ mm}$$

5. La relación luz libre sobre profundidad de la viga, es mayor a 7, considerando que es un pórtico especial a momento SMF.

$$\frac{5000 \text{ mm}}{550 \text{ mm}} = 9.09$$

$$9.09 > 7.00$$

Limitaciones de la columna

1. La viga está conectada al patín de la columna
2. La profundidad o peralte de la columna no excede el límite máximo de un perfil W36 (914.4 mm)

$$480 \text{ mm} < 914.4 \text{ mm}$$

3. No existen limitaciones para el peso de columnas
4. No existen requerimientos adicionales para el espesor de los patines de la columna.
5. Relación ancho espesor cumple con la normativa AISC 341-16 de disposiciones sismorresistentes (Tabla D1.1). El análisis ancho – espesor de la columna mostrará la ductilidad del elemento, para efectos de este análisis se requiere que la columna se encuentre dentro de un límite altamente dúctil, tanto los patines como el alma.

Ancho – espesor del patín de la columna

$$\frac{b}{t} \leq 0.32 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$$

$$5.71 < 7.35$$

Ancho – espesor del alma de la columna

$$\frac{h}{t_w} \leq 1.57 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$$

$$16.40 < 36.06$$

El procedimiento de cálculo se encuentra detallado en la sección 3.2.14 del presente documento.

3.2.3. Recorte de las alas de la viga RBS

Para el recorte de los patines de la viga, se debe dar un dimensionamiento a la sección que se va a reducir; de acuerdo con la normativa, se debe procurar dimensionar dentro de los siguientes rangos:

$$0.5b_{bf} \leq a \leq 0.75b_{bf}$$

$$0.65d \leq b \leq 0.85d$$

$$0.1b_{bf} \leq c \leq 0.25b_{bf}$$

(AISC 358-16)

Viga RBS				
Distancia desde el pilar hasta el inicio de viga RBS "a" [mm]				
125	≤	140	≤	187,5
Longitud de viga RBS "b" [mm]				
357,5	≤	360	≤	467,5

Distancia hasta el centro de viga RBS "c" [mm]				
26	≤	65	≤	65

- a = Distancia horizontal desde la cara de la columna hasta el inicio del corte.
- b = Longitud de sección reducida.
- c = Profundidad del corte en el centro de la sección reducida de la viga.

3.2.4. Módulo plástico de la sección transversal de la viga en la rótula plástica

Se requiere conocer cuál es el módulo plástico en la mitad de la sección reducida de la viga, debido a que este tiene una reducción en sus dimensiones iniciales de los patines de la viga.

$$Z_{RBS} = Z_x - 2ct_{bf}(d - t_{bf})$$

(AISC 358-16)

Para el cálculo del módulo plástico de la viga se deberá reconocer el comportamiento de la sección transversal a tensión y a compresión, deduciendo que las áreas correspondientes a tensión y compresión serán similares.

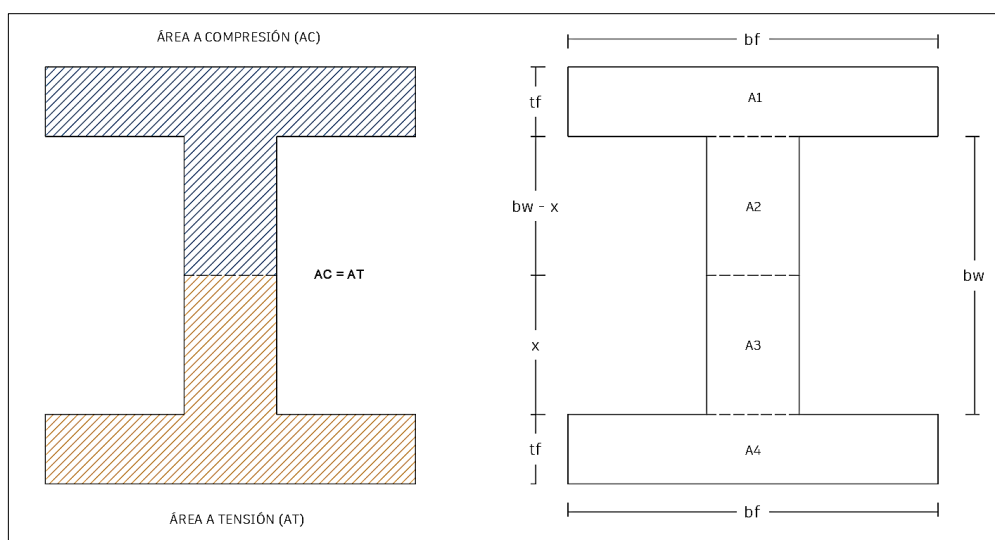


Ilustración 10. Consideraciones de la sección transversal para el cálculo del módulo plástico

Cálculo de Z_x . Módulo plástico de la sección transversal de la viga		
x	251	mm

Figura	Área, A (mm ²)	d (mm)	A.d (mm ³)
1	6240	263.00	1641120
2	4518	125.50	567009
3	4518	125.50	567009
4	6240	263.00	1641120

Datos y procedimiento Viga RBS		
t_{bf}	24	[mm]
c	65	[mm]
d	526	[mm]
Z_x	4416,26	[cm ³]
Z_{RBS}	2775,14	[cm ³]

- t_{bf} = Ancho de patín.
- c = Profundidad del corte en el centro de la sección reducida de la viga.
- d = Peralte de viga.
- Z_x = Módulo plástico de la sección.
- Z_{RBS} = Módulo plástico en el centro de la viga de sección reducida.

3.2.5. Máximo momento probable en la rótula plástica

Se requiere conocer el momento máximo probable en el centro de la sección reducida.

$$M_{pr} = C_{pr} R_y F_y Z_{RBS}$$

$$C_{pr} = \frac{F_y + F_u}{2F_y} \leq 1.20$$

(AISC 358-16)

Datos y procedimiento		
R_y (Tabla A3.1, AISC 341-16)	1,1	[-]
F_u	4570	[kg/cm ²]

F_y	3515	[kg/cm ²]
C_{pr}	1,15	[-]
Z_{RBS}	2775,14	[mm ³]
M_{pr}	123,40	[T*m]

- $R_y =$ Relación entre esfuerzo de fluencia esperado y el esfuerzo mínimo especificado.
(Ver Anexo 1)
- $F_u =$ Resistencia a la tracción.
- $F_y =$ Esfuerzo de fluencia.
- $C_{pr} =$ Factor que considera la resistencia máxima de la conexión
- $Z_{RBS} =$ Módulo plástico en el centro de la viga de sección reducida.
- $M_{pr} =$ Momento máximo probable.

3.2.6. Cortante máximo en la rótula plástica

$$V_{RBS} = \frac{2M_{pr}}{L_h} + V_{grav}$$

Combinación de carga

$$1.2D + f_1L + 0.2S$$

(AISC 358-16)

Cálculo de V_{RBS}		
D (Carga Muerta)	0,326	[T/m ²]
L (Carga Viva)	0,204	[T/m ²]
f_1 (Factor de carga viva)	0,7	[-]
Combinación de carga	0,534	[T/m ²]
L_h	4,36	[m]
w (Carga distribuida)	2,33	[T/m]
V_{RBS}	61,68	[T]

- $D =$ Carga muerta
- $L =$ Carga viva

- $f_1 =$ Factor considerado para carga viva.
- $L_h =$ Módulo plástico de la sección.
- $w =$ Carga distribuida (toneladas por metro lineal).
- $V_{RBS} =$ Fuerza cortante en el centro de la sección reducida

3.2.7. Máximo momento probable en la cara de la columna

$$M_f = M_{pr} + V_{RBS}S_h$$

$$S_h = a + \frac{b}{2}$$

(AISC 358-16)

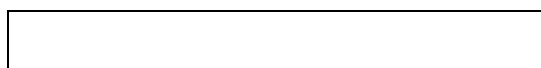
Momento máx. probable en la cara de la columna.		
M_{pr}	123,40	[T*m]
V_{RBS}	61,68	[T]
S_h	320,00	[mm]
M_f	143,13	[T*m]

- $M_{pr} =$ Momento máximo probable.
- $V_{RBS} =$ Fuerza cortante en el centro de la sección reducida.
- $S_h =$ Distancia a la zona plástica desde la cara de la columna.
- $M_f =$ Momento máximo probable en la cara de la columna.

3.2.8. Momento plástico de la viga

$$M_{pe} = R_y F_y Z_x$$

(AISC 358-16)



Cálculo de Momento plástico de la Viga RBS		
R_y	1,10	[-]
F_y	3515,00	[kg/cm ²]
Z_x	3710,38	[cm ³]
M_{pe}	14346192	[kg*cm]
M_{pe}	143,46	[T*m]

- R_y = Relación entre esfuerzo de fluencia esperado y el esfuerzo mínimo especificado.
- F_y = Esfuerzo de fluencia.
- Z_x = Módulo plástico de la sección transversal
- M_{pe} = Momento plástico.

3.2.9. Capacidad a flexión de la viga RBS en la cara de la columna

Se debe verificar que el momento máximo en la cara de la columna sea menor al momento plástico de la viga, en caso contrario se debe reajustar las dimensiones de la sección reducida.

$$M_f \leq \phi_d M_{pe}$$

(AISC 358-16)

Verificación de resistencia a flexión de la Viga RBS en la cara de la columna		
M_f	143,13	[T*m]
ϕ_d (AISC 358-16, 2.4)	1,00	[-]
M_{pe}	143,46	[T*m]
SI CUMPLE		

- M_f = Momento máximo probable en la cara de la columna.
- ϕ_d = Factor de resistencia para estados límites dúctiles.
- M_{pe} = Momento plástico de la viga.

3.2.10. Capacidad a corte requerida

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

$$V_u = 54.38 T$$

- M_{pr} = *Momento máximo probable.*
- L_h = *Distancia entre rótulas plásticas de la viga.*
- $V_{gravedad}$ = *Fuerza cortante en la viga debido a cargas gravitacionales*

Resistencia a corte del alma, V_n

$$V_n = 0.6F_y A_w C_{v1}$$

$$A_w = d \cdot t_w$$

Resistencia a corte del alma de la "ϕV_n"		
d	55	[cm]
tw	1,8	[cm]
Aw	99	[cm ²]
Fy	3515	[kg/cm ²]
ϕ	0.75	[-]
E	2039400	[kg/cm ²]
kv	5.34	[-]

- d = *Altura de viga.*
- t_w = *Espesor del alma.*
- A_w = *Área transversal del alma.*
- ϕ = *Factor de reducción*
- K_v = *Parámetro que se considera para el pandeo por corte para almas sin refuerzos transversales.*

$$\frac{h}{t_w} \leq 1.10 \sqrt{\frac{k_v E}{F_y}}$$

$$55 \leq 61.22$$

$$C_{v1} = 1.0$$

- $h = 360$
- $t_w = 360$
- K_v = *Coficiente de pandeo por corte para almas sin refuerzos transversales.*
- E = *Módulo de elasticidad.*

- $F_y = \text{Esfuerzo de fluencia.}$
- $C_{v1} = \text{Coeficiente de resistencia a corte.}$

Verificación de capacidad a corte

$$V_u \leq \phi V_n$$

Resistencia de diseño	ϕV_n	156,61	[T]
Resistencia última	V_u	71,83	[T]
SI CUMPLE			

- $V_n = \text{Resistencia nominal de diseño.}$
- $V_u = \text{Resistencia última de diseño.}$

3.2.11. Diseño de placa de corte

Se debe considerar dos modos de falla que podrían presentarse en la unión de la placa de corte con el patín de la columna

- Fluencia a corte

$$R_n = 0.60 F_y A_{gv}$$

- Ruptura a corte

$$R_n = 0.60 F_u A_{nv}$$

DISEÑO PLACA DE CORTE			
Dimensiones de placa	Lg (Altura de placa)	<i>30,50</i>	[cm]
	t (espesor de placa)	<i>1,27</i>	[cm]
	Bg (ancho de placa)	<i>10,16</i>	[cm]

Áreas transversales	$A_{gv} = A_{nv}$	38,71	[cm ²]
	Ant	12,90	[cm ²]
Esfuerzos del material	Fy	3515	[kg/cm ²]
	Fu	4569,5	[kg/cm ²]

- $L_g =$ Altura de la placa.
- $t =$ Espesor de la placa.
- $B_g =$ Ancho de la placa.
- $A_{gv} =$ Área bruta a corte.
- $A_{nv} =$ Área neta a corte.
- $A_{nt} =$ Área neta a tensión.

Fluencia a corte	$\phi Rn1$	81,65	[T]
Ruptura a corte	$\phi Rn2$	106,14	[T]
Resistencia de diseño	ϕRn	81,65	[T]
Resistencia última	Ru	71,83	[T]
SI CUMPLE			

- $Rn =$ Resistencia de diseño.
- $Ru =$ Resistencia última.

Resistencia de soldadura para cargas excéntricas

$$\phi Rn = \phi * C * C1 * D * L$$

$$Ru \leq \phi Rn$$

Resistencia de soldadura (Carga excéntrica)		
Tipo	Filete	
Tamaño mínimo	1/4	[pulg]
Tamaño máximo	7/16	[pulg]
FEXX	70	[ksi]

θ	0,00	[°]
Fnw	42,00	[ksi]
Cx	3,20	[pulg]
a	0,31	[pulg]
k	0,40	[pulg]
C	3,33	[-]
C1	1,00	[-]

- Valor de C obtenido de la Tabla 8-8 del Manual AISC (Revisar Anexo 2)
- Valor de C1 obtenido de la Tabla 8.3 del Manual AISC (Revisar Tabla 3)
- Valor de D correspondiente al tamaño de la soldadura en 16vos de pulgada.

ϕR_n	174.83	[kips]	79.30	[T]
Ru	119.87	[kips]	54.37	[T]
SI CUMPLE				

3.2.12. Chequeo de placas de continuidad

Para verificar si no se requiere placas de continuidad en el alma de la viga, se debe verificar el cumplimiento de las siguientes condiciones, en caso de que no se cumpla 1 se requiere el uso de placas de continuidad.

$$t_{cf} \geq 0.4 \sqrt{1.8 b_{vf} t_{vf} \frac{F_{yv} R_{yv}}{F_{yc} R_{yc}}}$$

$$t_{cf} \geq \frac{b_{vf}}{6}$$

(NEC-SE-AC)

Placa de continuidad (NEC-SE-AC, 9.2)			
t_{cf}	4,80	[cm]	
Condición 1	4,24	[cm]	No cumple
Condición 2	4,33	[cm]	No cumple

Se necesita colocar placas de continuidad

- t_{cf} = Ancho de patín de la columna.
- b_{vf} = Ancho de patín de la viga
- t_{vf} = Espesor del patín de la viga.
- F_{yv} = Esfuerzo de fluencia de patín de la viga.
- R_{yv} = Factor de esfuerzo de fluencia de la viga.
- F_{yc} = Esfuerzo de fluencia de patín de la columna.
- R_{yc} = Factor de esfuerzo de fluencia de la columna.

3.2.13. Chequeo de zona de panel

Para: $\alpha P_r \leq 0.4P_y$

$$R_n = 0.60F_y d_c t_w$$

$$P_y = A_{g_{columna}} * F_y$$

Para: $\alpha P_r > 0.4P_y$

$$R_n = 0.60F_y d_c t_w \left(1.4 - \frac{\alpha P_r}{P_y} \right)$$

Chequeo zona de panel		
(AISC 360-16, J10.6)		
Py	1715320,00	[Kg]
Pr	210,98	[T]
Use J10-9 (AISC 360)		

Cálculo de Resistencia Nominal J10.6		
d_c	48,00	[cm]
t_w	2,50	[cm]

F_y	3515	[kg/cm ²]
R_n	253,08	[T]
ϕ	0,90	
* R_n	291,55	[T]
V_u	71,83	[T]
No necesita reforzamiento en el panel		

- P_y = Resistencia axial en fluencia en una columna.
- P_r = Resistencia axial requerida.
- d_c = altura de columna
- t_w = espesor del alma
- F_y = Esfuerzo de fluencia.
- R_n = Resistencia nominal.
- V_u = Cortante de la viga

3.2.14. Chequeo de ductilidad de los elementos que conforman la viga RBS

Se requiere que los elementos sean altamente dúctiles por ellos la normativa nos pide hacer los siguientes chequeos de acuerdo a la tabla D1.1 de la AISC 341-16. (Revisar Anexo 3)

Patines de la columna:

$$\frac{b}{t} \leq 0.32 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$$

Ductilidad de elemento (AISC 341, Tabla D1.1)				
Datos y cálculo				
Patín de columna	400	[mm]	40	[cm]
Espesor de patín	35	[mm]	3,50	[cm]

R_y	1,10	[-]
F_y	3515	[Kg/cm2]
E	2040000	[Kg/cm2]
Límite altamente dúctil	7,35	
Límite moderadamente dúctil	9,19	
Relación Ancho/espesor	5,71	
Elemento Altamente dúctil (Patín)		

Alma de la columna:

$$\frac{h}{t_w} \leq 1.57 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$$

Ductilidad de elemento (AISC 341, Tabla D1.1)				
Datos y cálculo				
Altura del alma	410	[mm]	41	[cm]
Espesor del alma	25	[mm]	2,5	[cm]
R_y	1,10	[-]		
F_y	3515	[Kg/cm2]		
E	2040000	[Kg/cm2]		
Límite altamente dúctil	36,06			
Límite moderadamente dúctil	36,06			
Relación Ancho/espesor	16,40			
Elemento Altamente dúctil (Alma)				

3.2.15. Chequeo del criterio columna fuerte – viga débil

El criterio columna fuerte – viga débil establece un principio fundamental, en el cual es necesario diseñar las columnas para que sean más fuertes y más rígidas que las vigas, considerando que las columnas son elementos estructurales sujetos a cargas axiales, mientras que las vigas soportan mayores esfuerzos debido a la flexión. (Moazzam, 2019)

Para que se cumpla con este criterio es necesario que la capacidad a flexión real del extremo de la columna, M_c , sea mayor a la capacidad a flexión real del extremo de la viga, M_b . De esta manera, ante la aplicación del sismo de diseño, serán las vigas las que, en primera

instancia, presentarán deformaciones plásticas antes que las columnas. Esto quiere decir que se producirá una falla en el piso, antes que una falla global de la estructura, brindando tiempo suficiente para realizar evacuaciones y garantizar la seguridad e integridad de la estructura. (Moazzam, 2019)

En estructuras de acero, este análisis se lo puede ejecutar tomando como referencia las disposiciones sísmicas de la AISC 341-16, sección E3, en donde se debe cumplir la siguiente condición:

$$\frac{\Sigma M_{pc}^*}{\Sigma M_{pb}^*} > 1.0$$

ΣM_{pc}^* = Suma de momentos plásticos nominales de las columnas que llegan a la conexión.
Se utiliza un factor de reducción de la fuerza axial en la columna.

$$\Sigma M_{pc}^* = \Sigma Z_c \left(F_{yc} - \frac{\alpha_s P_r}{A_g} \right)$$

Cálculo de Zc Módulo plástico de la sección transversal de la columna			
x		205	mm
Figura	Area, A (mm ²)	d (mm)	A.d (mm ³)
1	14000	222.50	3115000
2	5125	102.50	525313
3	5125	102.50	525313
4	14000	222.50	3115000
Zc		7280.63	cm³

Momento plástico nominal (COLUMNA)		
Zc	7280.63	[cm ³]
Fyc	3.515	[T/cm ²]
αs	0.9	[-]
Pr	210.98	[T]
Ag	382.5	[cm ²]

Mpc	219.77	[Tm]
------------	---------------	-------------

ΣM_{pb}^* = Suma de los momentos plásticos nominales de las vigas que llegan a la conexión

$$\Sigma M_{pb}^* = \Sigma(M_{pr} + \alpha_s M_v)$$

El momento probable y momento producido por el corte en la rótula plástica de la viga se han calculado de acuerdo con las secciones 3.2.5 hasta la 3.2.7. Aplicando el factor de reducción, se obtienen el siguiente resultado.

Momento plástico nominal (VIGA)		
Mpr	123.40	[Tm]
α_s	0.90	[-]
Mv	19.74	[Tm]
Mpb	141.17	[Tm]

$$\frac{\Sigma M_{pc}^*}{\Sigma M_{pb}^*} = \frac{219.77 \text{ Tm}}{141.17 \text{ Tm}} = 1.56$$

$$1.56 > 1.00$$

La relación entre momentos es mayor a 1, por lo tanto, cumple con el criterio columna fuerte – viga débil

4. CURVA MOMENTO – ROTACIÓN DE LA CONEXIÓN EN ACERO (RBS)

4.1. Aplicación del método de los componentes

El método corresponde a un procedimiento de diseño que determina las propiedades estructurales de una conexión. Se realizará a través del análisis individual de componentes básicos, que deberán posteriormente ser representados en un modelo de ensamblaje.

El análisis actual se realizará para la conexión viga RBS – columna que se ha diseñado. Al final, las propiedades del resorte se podrán expresar en términos del momento de flexión y la rotación correspondiente que producirá dicha conexión, considerando características no

lineales. Al final, se podrá clasificar a la conexión según las zonas que establece el Euro código, siendo la zona 1 o zona rígida, la que representará que la conexión cumple con criterios sismorresistentes.

Se deberá obtener los siguientes parámetros para poder realizar la curva momento – rotación deseada:

- Momento de resistencia de diseño
- Rigidez rotacional
- Capacidad de rotación

4.1.1. Definición de componentes

Se considerará como componente al modo de falla que se presente en algún elemento de la conexión, sometido a una fuerza. El Euro-código 3 muestra los componentes básicos que se deben considerar para la conexión estructural con viga de sección reducida (RBS)

Componente	Descripción
C1	Panel del alma de la columna a corte (zona de panel)
C2	Alma de la columna a compresión transversal
C3	Alma de la columna a tensión transversal
C4	Patín de la viga y alma a compresión
C5	Soldadura

Tabla 5. Definición de componentes básicos para una conexión de viga de sección reducida (RBS)

4.1.2. Respuesta individual de cada componente

4.1.2.1. Resistencia de diseño

C1: Panel del alma de la columna a corte (sección 6.2.6.1 del Euro-código 3.1.8)

Con rigidizadores:

La resistencia de diseño a corte se incrementará con el uso de rigidizadores o placas suplementarias en el alma de la columna. La conexión propuesta cuenta con placas de

continuidad en la columna, tanto en la zona de tensión como de compresión. Se debe tomar en cuenta que las placas de continuidad deberán estar alineadas a los patines de la viga. Tomando en cuenta estos parámetros se puede aplicar la ecuación:

$$V_{wp,add,Rd} = \frac{4M_{pl,fc,Rd}}{d_s}$$

- $M_{pl,fc,Rd}$ = Momento plástico resistente del patín de la columna
- d_s = Distancia entre centros de rigidizadores C

Además, se debe comprobar que la resistencia de diseño calculada cumpla con la siguiente condición.

$$V_{wp,add,Rd} \leq \frac{2M_{pl,fc,Rd} + 2M_{pl,st,Rd}}{d_s}$$

- $M_{pl,st,Rd}$ = Momento plástico resistente de un rigidizador

Dimensiones de elementos:

Dimensiones Viga			Dimensiones Columna		
h total	550	[mm]	h total	480	[mm]
h alma	502	[mm]	h alma	410	[mm]
Espesor alma	18	[mm]	Espesor alma	25	[mm]
Patín	260	[mm]	Patín	400	[mm]
Espesor patín	24	[mm]	Espesor patín	35	[mm]

Procedimiento y resultados:

C1 - PANEL DEL ALMA DE LA COLUMNA A CORTE		
Momento plástico Resistente (patín col.)		
$M_{pl,fc,Rd}$	5,16705	[T*m]
Distancia entre rigidizadores		
d_s	526	[mm]
Momento plástico resistente de rigidizador		
$M_{pl,st,Rd}$	5,16705	[T*m]
Resistencia de diseño con rigidizadores		
$V_{wp,add,Rd}$	39,2931559	[T]
REQUERIMIENTO		

V_{wp} (limit)	39,2931559	[T]
SI CUMPLE		

Sin rigidizadores:

Resistencia de diseño sin rigidizadores		
$f_{y,wc}$	3515,00	[Kg/cm ²]
A_{vc}	12000,00	[mm ²]
γ_{Mo}	1,00	[-]
$V_{wp,Rd}$	219,17	[T]

- $M_{pl,fc,Rd}$ = Resistencia al momento plástico del patín de la columna.
- $M_{pl,st,Rd}$ = Resistencia al momento plástico de rigidizador.
- d_s = Distancia entre centroides de rigidizadores.
- $V_{wp,add,Rd}$ = Resistencia a cortante del panel de la columna.
- $V_{wp,Rd}$ = Resistencia a cortante del panel de la columna.
- $f_{y,wc}$ = Esfuerzo de fluencia de la columna.
- A_{vc} = Área de corte de la columna.
- γ_{Mo} = Factor de seguridad.

C2: Alma de la columna a compresión transversal (sección 6.2.6.2, Euro-código 3.1.8)

La resistencia de diseño del alma de una columna no rigidizada sujeta a compresión, se podrá calcular por medio de la siguiente ecuación:

$$F_{c,wc,Rd} = \frac{w k_{wc} b_{eff,c,wc} t_{wc} f_{y,wc}}{\gamma_{Mo}}$$

Será necesario considerar el factor w, que corresponde a un factor de reducción que toma en cuenta la interacción con las fuerzas de corte que se generan en la zona de panel. Este factor se calculará a partir de la tabla 6.3 del Euro-código, y depende del valor de β , según la configuración de la conexión y el momento aplicado. (Ver Anexo 4) Debido a que el valor de $\beta = 1$, se puede considerar que $w = w_1$, mediante la siguiente ecuación

$$w_1 = \frac{1}{\sqrt{1 + 1.13 \left(\frac{b_{eff,c,wc} t_{wc}}{A_{vc}} \right)^2}}$$

El valor de $b_{eff,t,wc}$ corresponde al ancho efectivo del alma de la columna, tomando en consideración el procedimiento de soldadura. El valor de a_b se asumirá igual a 0 para efectos del presente cálculo, considerando que la soldadura es tipo CJP.

$$b_{eff,e,we} = t_{fb} + 2\sqrt{2} a_b + 5(t_{fc} + s)$$

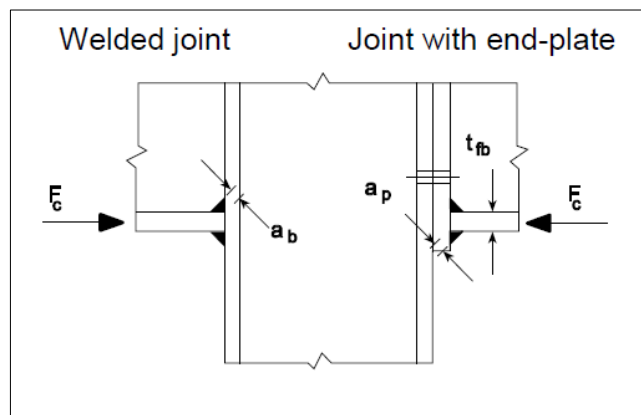


Ilustración 11. Tamaño de soldadura (garganta efectiva) para conexiones soldadas y con placa (EN, 1993-1-8)

Los rigidizadores transversales (placas de continuidad) incrementan esta resistencia del alma de la columna.

Procedimiento y resultados:

C2 - Alma de la columna a compresión transversal		
w_1	0,904	[-]
K_{wc}	1	[-]
$b_{eff,c,wc}$	19,90	[cm]
t_{wc}	2,50	[cm]
$f_{y,wc}$	3515	[Kg/cm ²]
γ_{M0}	1	[-]

Avc	12000	[mm ²]
Fc,wc,Rd	158,098	[T]

C3: Alma de la columna a tensión transversal (sección 6.2.6.3 del Euro-código 3.1.8)

La resistencia de diseño para el alma de una columna no rigidizada sujeta a tensión transversal se podrá calcular a partir de la siguiente ecuación.

$$F_{t,wc,Rd} = \frac{\omega b_{eff,t,wc} t_{wc} f_{y,wc}}{\gamma_{M0}}$$

- w = Es un factor de reducción, que tomará en cuenta la interacción con las fuerzas de corte que se generan en la zona de panel.
- $b_{eff,t,wc}$ = Ancho efectivo del alma de la columna
- t_{wc} = Espesor del alma de la columna
- $f_{y,wc}$ = Esfuerzo de fluencia del material del alma de la columna

Factor de reducción w		
b _{eff,c,wc}	199	[mm]
t _{wc}	25	[mm]
Avc	12000	[mm ²]
w1	0.904	[-]

Para obtener el ancho efectivo del alma de la columna en una conexión soldada, se debe usar la siguiente expresión:

$$b_{eff,t,wc} = t_{fb} + 2\sqrt{2}a_b + 5(t_{fc} + s)$$

Se asumirá para este caso un valor $a_b = 0$, pues la conexión está unida mediante soldadura de penetración completa CJP

El valor de s , para una columna soldada tipo I o H utilizar

$$s = \sqrt{2}a_c$$

La configuración de la columna en la unión alma con patín está soldada por ranura de penetración completa, el valor a_c , por lo tanto, se considera igual a 0.

Ancho efectivo del alma de la columna		
tfb	24	[mm]
ab	0	[mm]
tfc	35	[mm]
ac	0	[mm]
s	0	[mm]
beff,t,wc	199	[mm]

La resistencia de diseño del componente 3 será:

C3. Resistencia de diseño		
w	0.904	
beff,t,wc	199	[mm]
twc	25	[mm]
fy,wc	3515	
γM_0	1	
Ft,wc,Rd	158098.05	[kg]
Ft,wc,Rd	158.10	[T]

Los rigidizadores transversales (placas de continuidad) incrementan esta resistencia del alma de la columna.

C4: Patín de la viga y alma a compresión (sección 6.2.6.7 del Euro-código 3.1.8)

Para la resistencia de diseño a la compresión, tanto en el patín como en el alma de la viga, se combinarán y su resistencia se aplicará en un mismo punto, mediante la siguiente expresión:

$$F_{c,tb,Rd} = \frac{M_{c,Rd}}{(h - t_{fb})}$$

- h = Altura o profundidad de la viga
- $M_{c,Rd}$ = Momento resistente de diseño de la sección transversal de la viga, reducido si es necesario para permitir un corte
- t_{fb} = Espesor del patín de la viga

C4. Resistencia de diseño a la compresión		
$M_{c,Rd}$	143.46	[T*m]
h	550	[mm]
t_{fb}	24	[mm]
z	526	[mm]
$F_{c,tb,Rd}$	272.74	[T]

C5: Soldadura (sección 4 del Euro-código 3.1.8)

La resistencia de diseño para soldaduras a tope de penetración completa deberá tomarse como el valor igual a la resistencia de diseño más débil de las partes conectadas. Se debe chequear en el proceso de soldadura, que se realice con un electrodo adecuado según la tracción mínima requerida para el material base.

4.1.2.2. Rigidez rotacional

Se calculará la rigidez rotacional de cada elemento en base a la sección 6.3.2 del Euro-código 3.1.8 (Tabla 6.11)

La tabla 6.9 del Euro-código, muestra los coeficientes de rigidez que se deben tomar en cuenta según el tipo de conexión. Para este caso particular, se estaría analizando una conexión soldada viga – columna a un solo lado, por lo que se debe considerar los coeficientes k_1 , k_2 y k_3 . (Revisar Anexo 5)

C1: Panel del alma de la columna a corte

Procedimiento para el cálculo de k_1 :

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

(Tabla 6.11, Eurocode 3)

Considerar el valor de z como el brazo de palanca generado por el momento aplicado en la viga de sección reducida. En este caso el par de fuerza se distribuirán en el centro de los patines de la viga, tanto para tensión como para compresión.

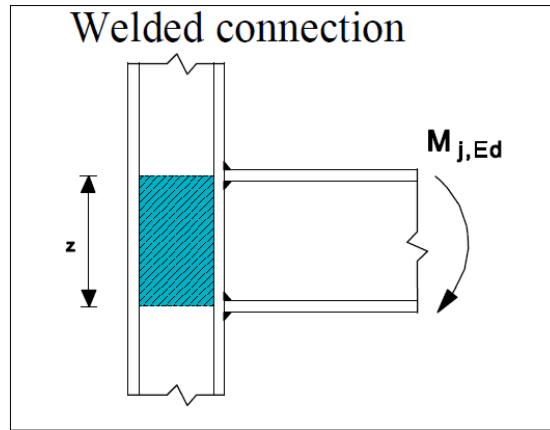


Ilustración 12: Brazo de palanca (z) para una conexión a momento soldada (EN , 1993-1-8)

Procedimiento y resultados:

k1 (Tabla 6.11, Eurocode 3)		
A_{vc}	12000	[mm ²]
b (Tabla 5.14, Eurocode3)	1	[-]
z	526	[mm]
k1	8,67	

C2: Alma de la columna a compresión transversal

La columna se ha rigidizado mediante la colocación de placas de continuidad. El Eurocódigo permite asumir un valor de coeficiente de rigidez infinito.

$$k_2 = \infty$$

En el caso de que la columna no cuente con placas de continuidad, el procedimiento para el cálculo de k_2 se muestra a continuación:

$$k_2 = \frac{0.7 b_{eff,c,wc} t_{wc}}{d_c}$$

Procedimiento y resultados:

k2 (Tabla 6.11, Eurocode 3)		
tbf	24	[mm]
ab	0	[mm]
tfc	35	[mm]
s	0	[mm]
$b_{eff,c,wc}$	199	[mm]
t_{wc}	25	[mm]
dc	480	[mm]
k2	7,255	

C3: Alma de la columna a tensión transversal

La columna se ha rigidizado mediante la colocación de placas de continuidad soldadas al alma y patines de la columna. El Euro-código permite asumir un valor de coeficiente de rigidez infinito.

$$k_3 = \infty$$

Si en la columna no existieran rigidizadores, el coeficiente de rigidez k_3 , se calcularía a partir de la siguiente expresión:

$$k_3 = \frac{0.7 b_{eff,t,wc} t_{wc}}{d_c}$$

Procedimiento y resultados:

Coeficiente de rigidez k3		
beff,t,wc	199	[mm]

twc	25	[mm]
dc	480	[mm]
k3	7.255	[mm]

C6: Soldadura

Para soldadura, el coeficiente de rigidez se deberá tomar como infinito. El Euro-código, por tanto, determina que no es necesario tomar en cuenta este componente al calcular la rigidez rotacional (S_j).

$$k_{19} = \infty$$

4.1.3. Ensamble de componentes

El cálculo se debe realizar según el tipo de modelo de la conexión que se deba realizar el método de análisis que se aplicará. En un análisis elástico las conexiones se van a clasificar como rígidas, semirrígidas y articuladas. Dichas conexiones deberán tener la capacidad de resistencia suficiente para transmitir las fuerzas y momentos actuantes.

La rigidez rotacional se calcula al aplicar la siguiente ecuación

$$S_j = \frac{Ez^2}{\mu \sum \frac{1}{k_i}}$$

La rigidez rotacional inicial es determinada de la misma forma, pero para un valor de $u = 1.00$

Procedimiento y resultados:

SIN RIGIDIZADORES		
Rigidez Rotacional Inicial		
k1	8,67	[mm]
k2	7,26	[mm]
k3	7,26	[mm]
1/k	0,39	[mm -1]

E	210000	[N/mm ²]
z	526	[mm]
S _{j,ini}	148000,59	[MN*mm]
S_{j,ini}	148,59	[MN*m]

CON RIGIDIZADORES		
Rigidez Rotacional Inicial		
k1	8,67	[mm]
k2	∞	[mm]
k3	∞	[mm]
1/K	0,115	[mm ⁻¹]
E	210000	[N/mm ²]
Z	526	[mm]
S _{j,ini}	503000,698	[MN*mm]
S_{j,ini}	503,00	[MN*m]

Procedimiento y resultados:

Resistencia de diseño		
F _{nd}	2672,852	kN*m
Z	0,526	m
M _{j,rd}	1405,920	kN*m

4.2. Determinación de curva Momento – Rotación

4.2.1. Clasificación de la conexión

La clasificación de una conexión se asumirá por medio de la curva momento-rotación.

Existen tres zonas que clasifican a la conexión según su rigidez rotacional.

- Zona 1: Conexión completamente restringida (FR) o Rígida
- Zona 2: Conexión parcialmente restringida (PR) o Semirrígida

- Zona 3: Conexión articulada o simple

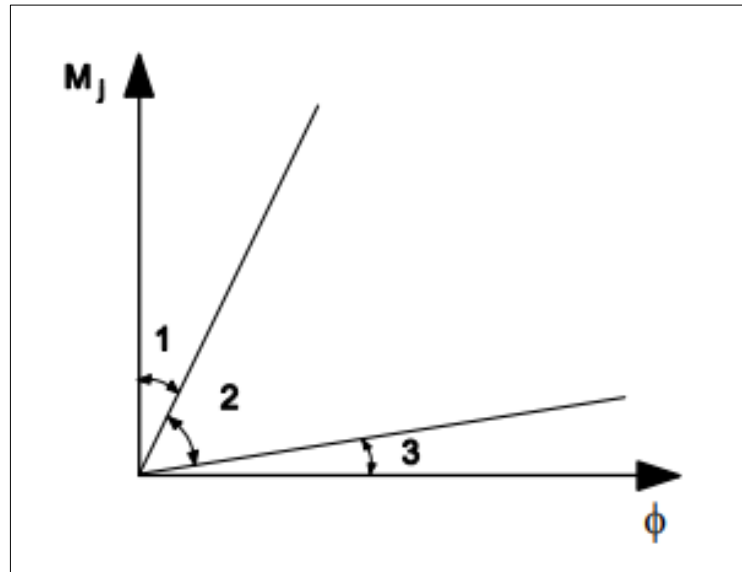


Ilustración 13: Zonas que determinan la rigidez de una conexión (EN , 1993-1-8)

Las conexiones a momento podrán ubicarse en las zonas 1 y 2, mientras que la zona 3 estará definida por una conexión simple a corte. Mientras mayor rigidez rotacional presente una conexión, habrá muchas más restricciones y, por ende, la presencia de momentos actuantes sobre la misma. Las zonas que se detallan en la imagen se manejan con ciertos límites, que se determinan por medio de las características de la viga que conforma la conexión. Para conocer en qué zona estaría trabajando la conexión, se deben hacer unos análisis previos, como los que se muestran:

Zona 1: Zona rígida

$$S_{j,ini} \geq \frac{k_b EI_b}{L_b}$$

- E = Módulo de elasticidad del material
- L_b = Longitud de la viga
- I_b = Momento de inercia de la sección transversal de la viga
- k_b = Valor que se selecciona según el arriostramiento en la estructura; para pórticos donde el sistema de arriostramiento reduzca al desplazamiento horizontal en al menos un 80 % , $k_b = 8$. Para otros pórticos $k_b = 25$

ZONA 1 (RÍGIDA)		
kb	25	[-]
E	20390	[kg/mm2]
Ib	70500000	[mm4]
Lb	5000	[mm]
kbEI/Lb	7187475000	[kg.mm]
kbEI/Lb	70.43	[MN.m]

Zona 2: Zona semirrígida

$$\frac{k_b EI_b}{L_b} > S_{j,ini} > \frac{0.5 EI_b}{L_b}$$

Zona 3: Zona articulada

$$S_{j,ini} \leq \frac{0.5 EI_b}{L_b}$$

ZONA 3 (ARTICULADA)		
E	20390	[kg/mm2]
Ib	70500000	[mm4]
Lb	5000	[mm]
kbEI/Lb	143749500	[kg.mm]
kbEI/Lb	1.41	[MN.m]

<i>Clasificación de la conexión RBS</i>			
<i>Con rigidizadores</i>		<i>Sin rigidizadores</i>	
$S_{j,ini}$	148.59 MN.m	$S_{j,ini}$	503.00 MN.m
Zona 1	$S_{j,ini} \geq \frac{k_b EI_b}{L_b}$ $S_{j,ini} \geq 70.43 \text{ MN.m}$ $148.59 \text{ MNm} \geq 70.43 \text{ MNm}$	Zona 1	$S_{j,ini} \geq \frac{k_b EI_b}{L_b}$ $S_{j,ini} \geq 70.43 \text{ MN.m}$ $503.00 \text{ MNm} \geq 70.43 \text{ MN.m}$
Zona 2	$\frac{k_b EI_b}{L_b} > S_{j,ini} > \frac{0.5 EI_b}{L_b}$ $70.43 > S_{j,ini} > 1.41$	Zona 2	$\frac{k_b EI_b}{L_b} > S_{j,ini} > \frac{0.5 EI_b}{L_b}$ $70.43 > S_{j,ini} > 1.41$
Zona 3	$S_{j,ini} \leq \frac{0.5 EI_b}{L_b}$ $S_{j,ini} \leq 1.41 \text{ MN.m}$	Zona 3	$S_{j,ini} \leq \frac{0.5 EI_b}{L_b}$ $S_{j,ini} \leq 1.41 \text{ MN.m}$
Tipo de conexión	Rígida (FR), Zona 1	Tipo de conexión	Rígida (FR), Zona 1

Tabla 6. Clasificación de la conexión RBS según parámetros de rigidez rotacional inicial

4.2.2. Curva momento – rotación de la conexión RBS

La rigidez se puede expresar en términos del momento actuante sobre el modelo de resorte, y el ángulo de rotación generado por ese mismo sistema.

$$S_{j,ini} = \frac{M_j}{\phi_j} = \frac{E Z^2}{\sum \frac{1}{k_i}}$$

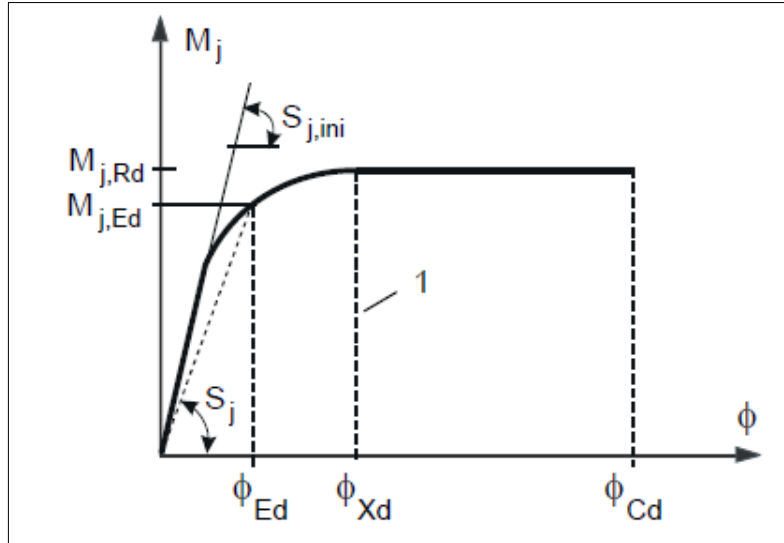


Ilustración 14: Curva característica de momento – rotación de una conexión en acero estructural (EN, 1993-1-8)

Es necesario analizar los cambios en la rigidez rotacional que se van a presentar al ir sometiendo a la conexión a momentos cada vez mayores. El factor μ , es muy importante para efectos de este análisis, pues corresponde a una relación de la rigidez inicial respecto a una siguiente, para mostrar el comportamiento de la conexión una vez pasados los $\frac{2}{3}$ del momento de diseño $M_{j,Rd}$. Se considera dentro de este cálculo, un coeficiente Ψ , dado en la tabla 6.8 del Euro-código, según el tipo de conexión. Para este caso se toma un valor de $\Psi=2.7$, correspondiente a una sección soldada (Revisar Anexo 6)

Se deberá analizar los siguientes casos para determinar el factor de relación de rigidez que se debe considerar en la curva momento – rotación, obtenidos del Euro-código 3.

$$Si \quad M_{j,Ed} \leq \frac{2}{3} M_{j,Rd} \quad \rightarrow \quad \mu = 1.00$$

$$Si \quad \frac{2}{3} M_{j,Rd} < M_{j,Ed} \leq M_{j,Rd} \quad \rightarrow \quad \mu = \left(\frac{1.5 M_{j,Ed}}{M_{j,Rd}} \right)^{\Psi}$$

Sin rigidizadores			
Valores en X (rad)		Valores en Y (kN.m)	
ϕ_0	0	$M_{j,0}$	0
$\phi_{2/3M_{j,Rd}}$	0.0063	$2/3M_{j,Rd}$	937.28
ϕ_{Ed}	0.02804	$M_{j,Ed}$	1402.67
ϕ_{Rd}	0.0281	$M_{j,Rd}$	1405.92

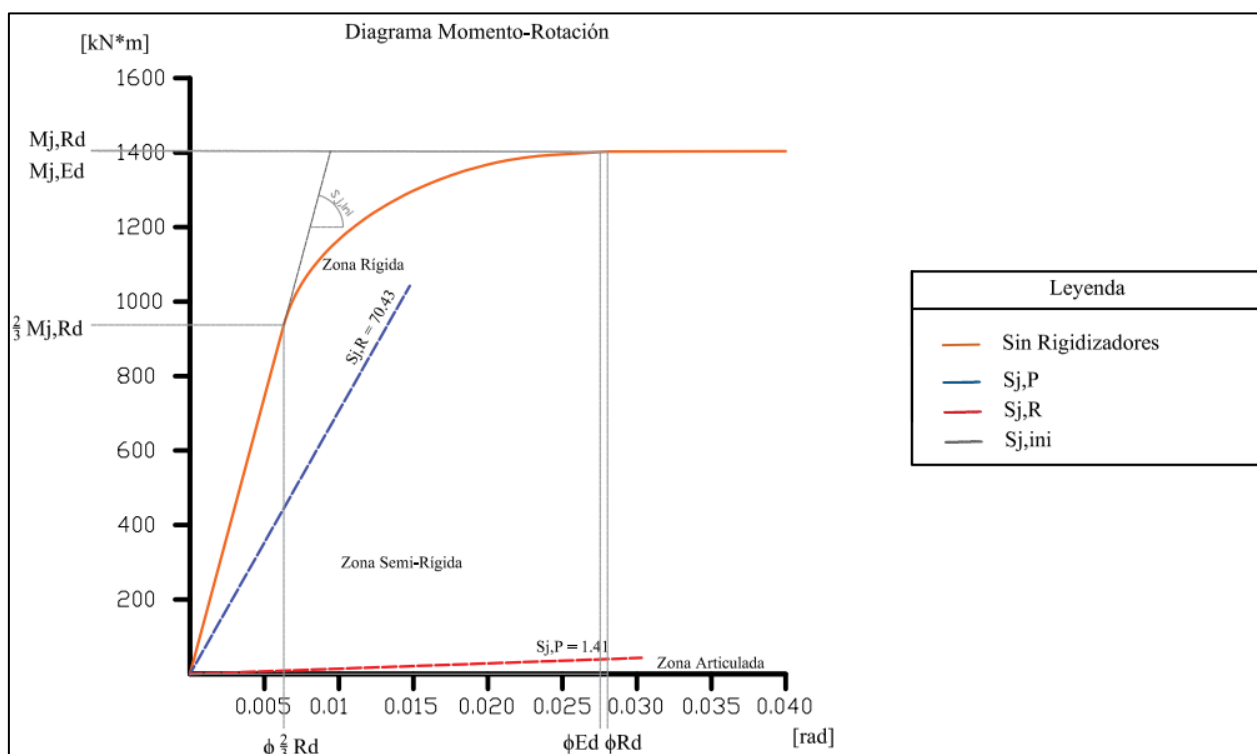


Ilustración 15. Diagrama Momento-Rotación de la conexión RBS (sin rigidizadores)

Con rigidizadores			
Valores en X (rad)		Valores en Y (kN.m)	
ϕ_0	0	$M_{j,0}$	0
$\phi_{2/3M_{j,Rd}}$	0.00186	$2/3M_{j,Rd}$	937.28
ϕ_{Ed}	0.00827	$M_{j,Ed}$	1402.67
ϕ_{Rd}	0.00829	$M_{j,Rd}$	1405.92

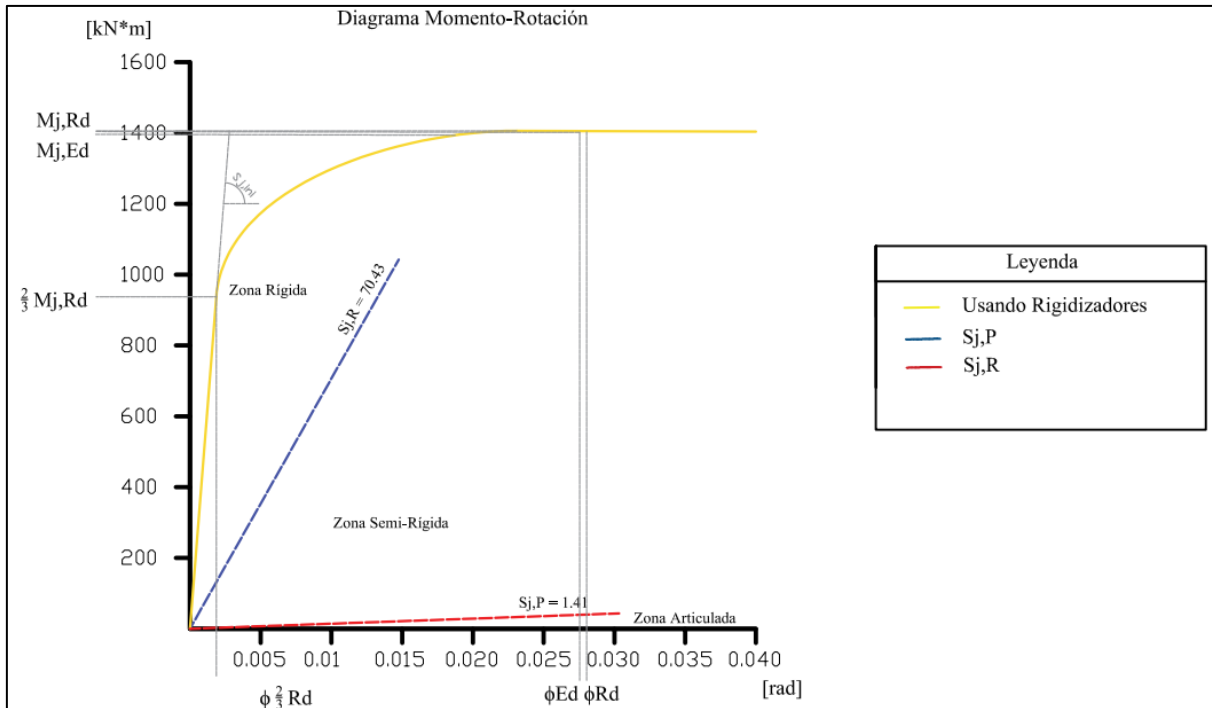


Ilustración 16. Diagrama Momento-Rotación de la conexión RBS (con rigidizadores)

5. ANÁLISIS Y PRESENTACIÓN DE RESULTADOS

5.1. Diseño de la conexión RBS

5.1.1. Geometría de los elementos de la conexión RBS

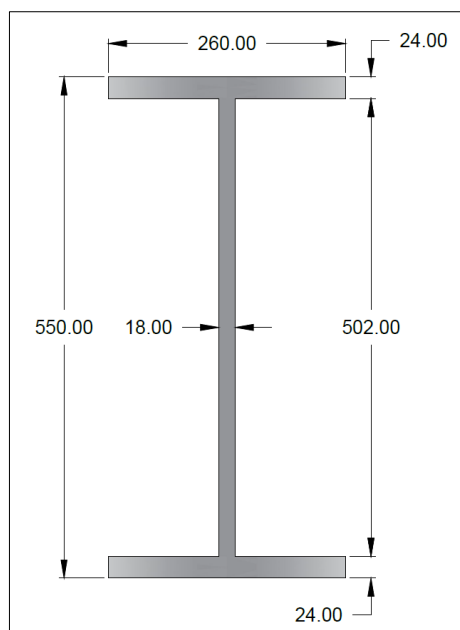


Ilustración 17. Geometría de la VIGA de la conexión RBS diseñada

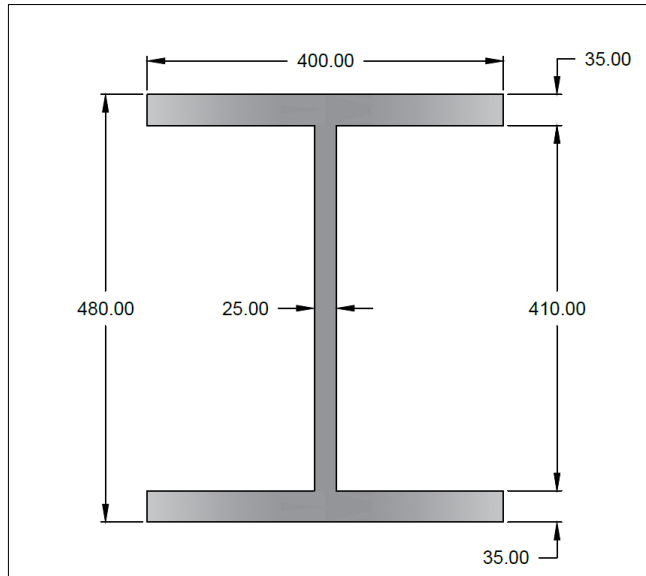


Ilustración 18. Geometría de la COLUMNA de la conexión RBS diseñada

El software de modelación estructural de conexiones de acero Idea Statica, genera un informe de la conexión. Una vez que se detallan las dimensiones de los elementos estructurales, se despliega en primera instancia la geometría de los elementos y las proyecciones o vistas en diferentes planos de análisis, como las que se muestran a continuación.

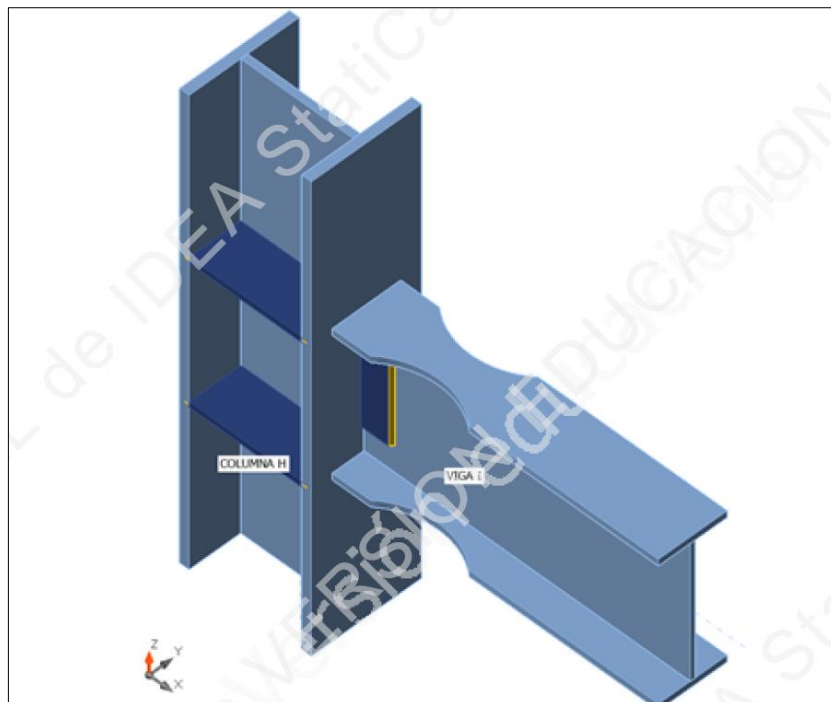


Ilustración 19. Isometría de la conexión RBS diseñada con placas de continuidad y placa de corte

Sección reducida de la viga:

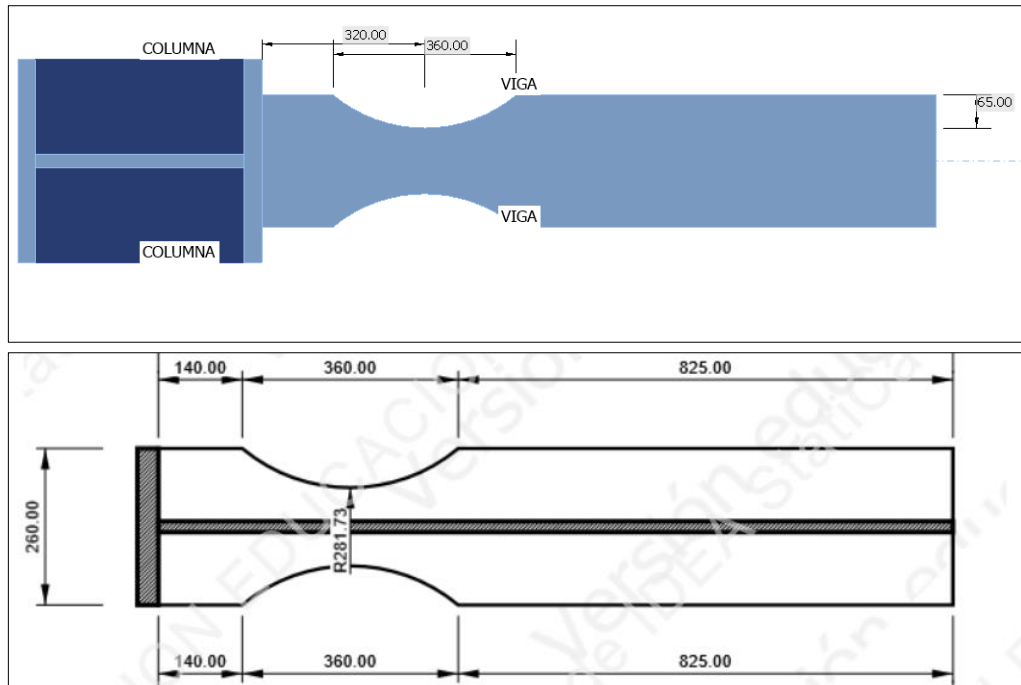


Ilustración 20. Dimensiones del recorte de las alas para la sección reducida de la viga

Placas de continuidad:

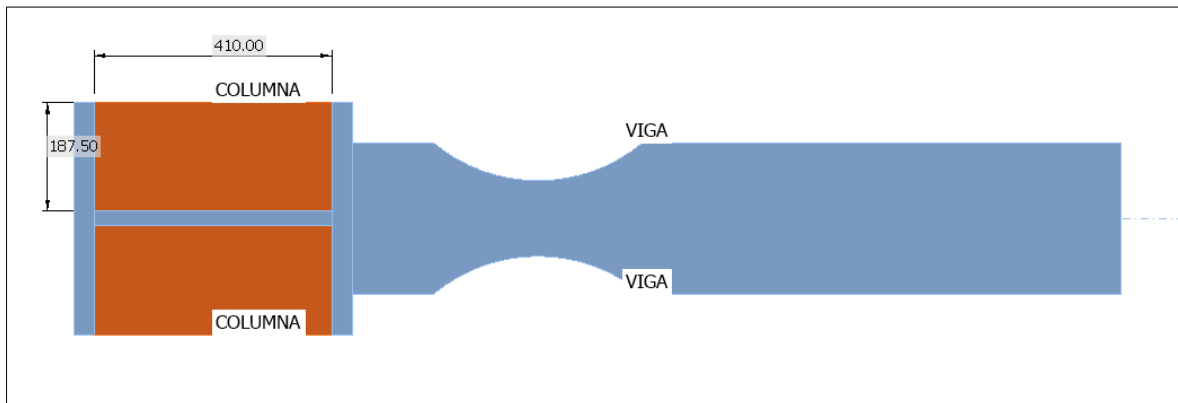


Ilustración 21. Dimensiones de placas de continuidad de la conexión RBS

Placa de corte:

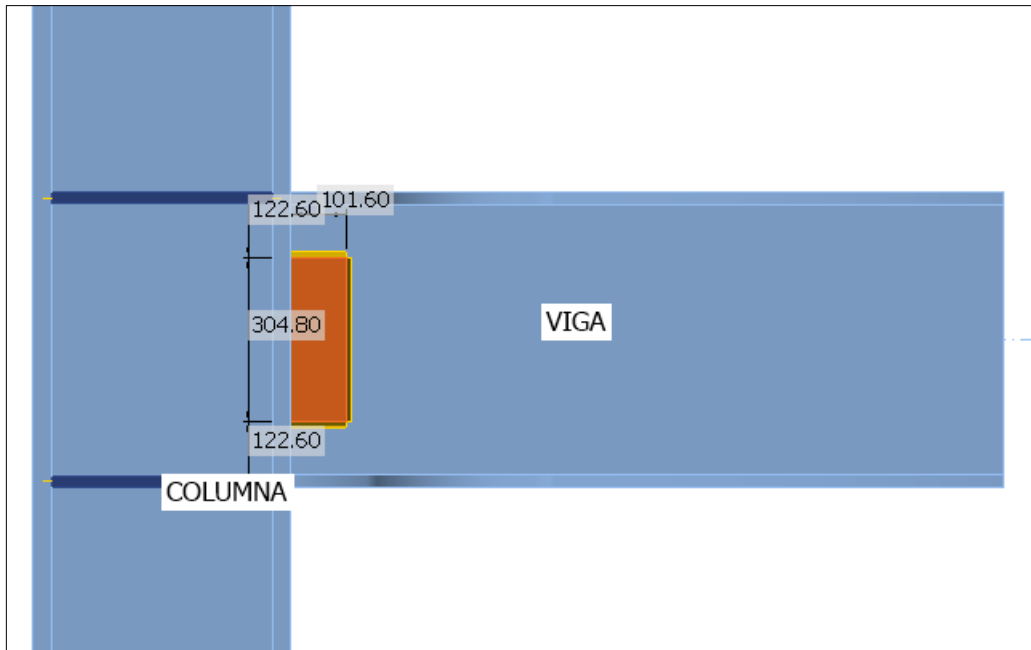


Ilustración 22. Dimensiones de placa de corte de la conexión RBS

5.1.2. Requerimientos iniciales de diseño

LIMITACIONES DE LA VIGA		
Parámetro	Condición	Cumple
Peralte máximo	$550 \text{ mm} < 914.4 \text{ mm}$	✓
Peso máximo	$168.88 \frac{\text{kg}}{\text{m}} < 447.00 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$	✓
Espesor máximo del patín	$24.00 \text{ mm} < 44.45 \text{ mm}$	✓
Uso de la viga	SMF	✓
Relación vano libre / peralte	$9.09 > 7.00$	✓

Tabla 7. Cumplimiento de las limitaciones para la VIGA de la conexión RBS

LIMITACIONES DE LA COLUMNA		
Parámetro	Condición	Cumple
Conexión viga – columna	Viga conectada al patín de la columna	✓
Peralte máximo	480 mm < 914.4 mm	✓
Peso máximo	No existe límite	✓
Espesor máximo del patín	No existe límite	✓
Relación ancho – espesor	<p>Ancho – espesor del patín de la columna</p> $\frac{b}{t} \leq 0.32 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}} \rightarrow 5.71 < 7.35$ <p>Ancho – espesor del alma de la columna</p> $\frac{h}{t_w} \leq 1.57 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}} \rightarrow 16.40 < 36.06$	✓
Uso de la columna	SMF	✓

Tabla 8. Cumplimiento de las limitaciones para la COLUMNA de la conexión RBS

5.1.3. Diseño por capacidad

En la conexión de la viga de sección reducida, se requiere un recorte o reducción en el patín de la viga que llega a la columna, de tal forma que estas cumplan con los requerimientos establecidos por la normativa, la cual establece límites para el dimensionamiento. El objetivo de reducir esta zona en el patín de la viga es para que cuando el acero este trabajando en un rango plástico, esta zona reducida sea la que disipe la energía por medio de su deformación.

Datos elegidos para la sección reducida		
a	140,00	[mm]
b	360,00	[mm]
c	65,00	[mm]

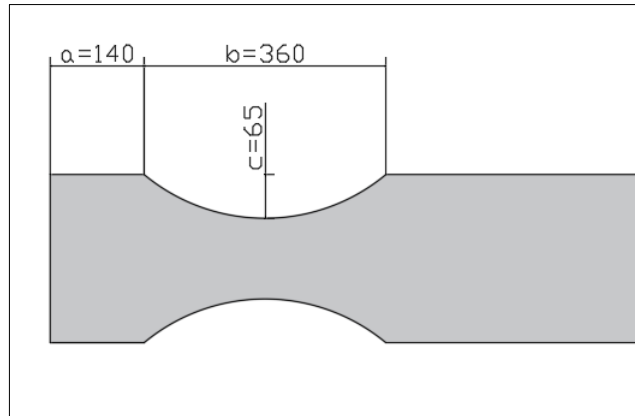


Ilustración 23. Dimensiones de la sección reducida de la viga

Una vez obtenido el dimensionamiento requerido para la viga de sección reducida, se debe considerar que hay un decremento en su módulo de sección plástica en esta zona, por tanto, va a ser la zona de plastificación la cual va a tener un módulo menor a comparación con el que tiene la viga en sus zonas donde no hay una alteración de sus dimensiones.

Módulo plástico Viga		
Zx	4416,26	[cm ³]
Módulo plástico de la viga en la zona reducida		
Z RBS	2775,14	cm ³

Cuando ya se obtiene la información de cuanto es el módulo plástico en esta zona de sección reducida se debe considerar el momento probable al cual va a resistir para que se produzca esta deformación en la zona reducida de la viga. El cual es necesario para conocer las fuerzas cortantes resistentes en el centro las zonas de sección reducida.

Momento máximo probable		
Mpr	123,40	[T*m]
Cortante en sección reducida		
Vrbs	61,68	[T]

Una vez obtenidos los resultados de las fuerzas resistentes en la viga de sección reducida, se debe considerar el momento que se va a producir en la cara de la columna el cual va a

depender del momento probable y del cortante que va a resistir la sección. Este resultado debe ser comparado con el momento plástico que va a resistir la viga el cual debe ser mayor para asegurar que la zona va a trabajar de manera plástica sin llegar al fallo por el momento que va a producirse en la cara de la columna.

Mf	143,13	[T*m]
Mpe	143,46	[T*m]
SI CUMPLE		

Se requiere el chequear la resistencia que va a tener al corte entre el alma de la viga junto con el alma de la columna, por tanto, se debe chequear cual es la resistencia requerida y verificar si la resistencia de corte nominal si resista.

Resistencia de diseño		
ϕV_n	156,61	[T]
Resistencia de diseño ultima		
V_u	71,83	[T]
COMPARATIVA		
ϕV_n	156,61	[T]
V_u	71,83	[T]
SI CUMPLE		

Para el diseño de la conexión entre el alma de la viga de sección reducida y el patín de la columna, a través de la placa de corte mediante soldadura, se requiere conocer la resistencia que va a tener la conexión tanto en ruptura como en fluencia, para hacer una comparativa entre ambas y establecer cual rige el diseño

La resistencia de la soldadura no debe superar a la resistencia de diseño, pues podría la falla de la conexión de los elementos, en este caso la menor resistencia que rige el diseño es la fluencia la cual no sobre pasa la resistencia ultima establecida.

Resistencia de soldadura		
Resistencia de diseño		
ϕR_n	<i>95,16</i>	[T]
Resistencia de diseño ultima		
R_u	<i>71,83</i>	[T]
COMPARATIVA		
SI CUMPLE		

5.1.4. Chequeos adicionales

Para terminar el diseño de la conexión se debe verificar si es necesario o se requiere el uso de una placa de continuidad en el alma de la columna para la transferencia de carga, la cual debe tener un espesor mínimo a los patines de la viga de sección reducida, para asegurar de que las cargas que se llegan al elemento sean transmitidas de forma correcta sin que ocurra algún pandeo en estas placas de continuidad. Para ello se especifica en la NEC-SE-AC las condiciones las cuales se deben producir para el uso o colocación de estas placas.

Patín col.	<i>4,80</i>	[cm]
Condición 1	<i>4,24</i>	[cm]
Condición 2	<i>4,33</i>	[cm]
Se necesita colocar placas de continuidad		

Adicionalmente, se requiere conocer si la zona del panel de la columna requiere un reforzamiento para poder resistir las cargas de corte que se producen, el panel nos da un indicativo de que la sección en la zona del panel es la suficiente o requerida para poder resistir los esfuerzos cortantes que se van a producir en la conexión.

Chequeo de zona de panel		
$*R_n$	<i>227,77</i>	[T]
V_u	<i>71,83</i>	[T]

Para comprobar el criterio sismorresistente de columna fuerte – viga débil, se ha determinado la relación entre los momentos plásticos nominales de la viga y la columna que llega a la conexión.

Criterio Columna fuerte – viga débil		
M _{pc}	219.77	[Tm]
M _{pb}	141.17	[Tm]

$$\frac{M_{pc}}{M_{pb}} = \frac{219.77 \text{ Tm}}{141.17 \text{ Tm}} = 1.56 > 1$$

Mediante este análisis, se tiene la intención de reducir la probabilidad de formación de rótulas plásticas en las columnas de la estructura; si las rótulas se forman en los extremos de las columnas, estos elementos experimentarán deformaciones plásticas antes que las vigas y colapsarán, provocando una falla global. Ante este modo falla, las columnas, al igual que las conexiones, no tendrán características de ductilidad apropiada. (Moazzam, 2019)

Se observa que la verificación realizada es satisfactoria y cumple. Cabe recalcar que este chequeo se ha realizado tomando en cuenta la capacidad a flexión real que tendrán los elementos estructurales que llegan a la conexión ante la aplicación de cargas dinámicas y gravitacionales. Cuando se cumple el criterio, se evita que las columnas fallen antes que las vigas, previniendo el colapso global, y garantizando la seguridad e integridad de la estructura.

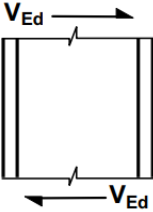
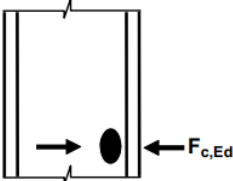
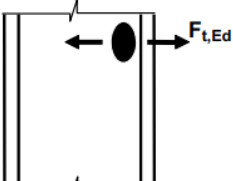
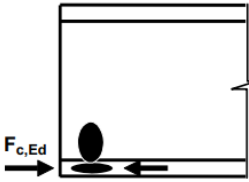
5.2. Aplicación del método de las componentes para la conexión RBS

El propósito de la aplicación de este método es básicamente determinar que la conexión RBS analizada, corresponda a una conexión de momento completamente restringida (FR). Esto significa que, ante la transmisión de momento en la conexión, se va a generar una rotación que muy pequeña. Con esto podremos corroborar una conexión rígida y además muy resistente, pues se diseña a partir del momento plástico que se producirá en la sección reducida de la viga.

5.2.1. Evaluación individual de componentes

Una vez realizado el respectivo análisis, se ha podido determinar un comportamiento para cada uno de los componentes que se han definido de la conexión RBS, considerando los coeficientes de rigidez pertinentes que actuarán en caso de que la conexión tenga o no placas de continuidad (rigidizadores).

A continuación, se presenta un resumen con los resultados obtenidos de la aplicación del método de las componentes:

Componente	Descripción del modo de falla	Representación gráfica
C1	Panel del alma de la columna a corte	
C2	Alma de la columna a compresión transversal	
C3	Alma de la columna a tensión transversal	
C4	Patín de la viga y alma a compresión	

C5	Soldadura	-
----	-----------	---

Tabla 9: Representación gráfica de los modos de falla (componentes) de la conexión RBS (EN , 1993-1-8)

Columna con rigidizadores

Componente		Resistencia de diseño (Ton)	Coficiente de rigidez
1	Panel del alma de la columna a corte	219.17	$k_1 = 8,67$
2	Alma de la columna a compresión transversal	158.10	$k_2 = \infty$
3	Alma de la columna a tensión transversal	158.10	$k_3 = \infty$
4	Patín de la viga y alma a compresión	272.74	-
5	Soldadura	272.74	$k_4 = \infty$

Tabla 10: Resistencias de diseño y coeficientes de rigidez individuales para una conexión RBS con placas de continuidad

Columna sin rigidizadores

Componente		Resistencia de diseño (Ton)	Coficiente de rigidez
1	Panel del alma de la columna a corte	39.29	$k_1 = 8,67$
2	Alma de la columna a compresión transversal	158.10	$k_2 = 7.26$
3	Alma de la columna a tensión transversal	158.10	$k_3 = 7.26$
4	Patín de la viga y alma a compresión	272.74	-
5	Soldadura	272.74	$k_4 = \infty$

Tabla 11: Resistencias de diseño y coeficientes de rigidez individuales para una conexión RBS sin placas de continuidad

Resistencia de diseño		
Fnd	2672,852	kN*m
Z	0,526	m
Mj,rd	1405,920	kN*m

5.2.2. Ensamble de la conexión RBS

El modelo de resorte para la conexión RBS, viene representado por los 3 resortes. Los coeficientes k_1 y k_2 representan la sección del alma de la columna (zona de panel) a corte y a compresión, respectivamente; y el resorte k_3 representa la sección del alma de la columna (zona de panel) a tensión.

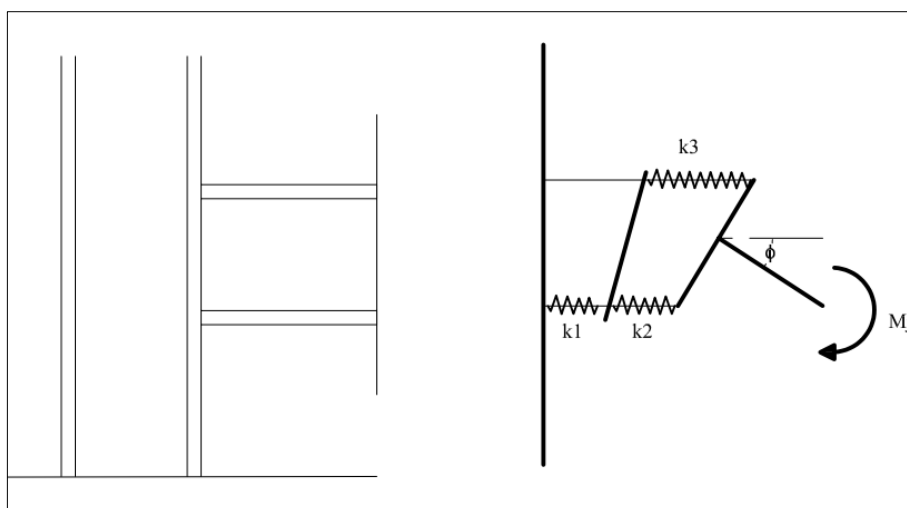


Ilustración 24. Modelo de resorte para la conexión RBS diseñada

Del modelo, se puede asumir que las deformaciones producidas debido a la compresión y tracción en el alma y patín de la viga, y en la placa ya están incluidas en las deformaciones producidas por flexión. Por lo tanto, no contribuirán a la flexibilidad de la conexión.

Una vez que se ha calculado la rigidez rotacional inicial de la conexión, se observa que presenta una gran diferencia cuando se aplican placas de continuidad (rigidizadores) a cuando no se aplican. Sin embargo, en los dos casos, la conexión se ubicará dentro de la zona 1, correspondiente a la zona rígida. Entonces, se clasificará a la conexión como completamente restringida (FR).

Clasificación de la conexión RBS			
Sin rigidizadores		Con rigidizadores	
$S_{j,ini}$	148.59 MN.m	$S_{j,ini}$	503.00 MN.m
Zona 1	$S_{j,ini} \geq 70.43 \text{ MN.m}$ $148.59 \text{ MN.m} \geq 70.43 \text{ MN.m}$	Zona 1	$S_{j,ini} \geq 70.43 \text{ MN.m}$ $503.00 \text{ MN.m} \geq 70.43 \text{ MN.m}$
Tipo de conexión	Rígida (FR)	Tipo de conexión	Rígida (FR)

Tabla 12. Clasificación de la conexión RBS con y sin placas de continuidad

El diagrama momento – rotación mostrado a continuación representa las dos conexiones, una con placas de continuidad y otra sin ellas. Se puede observar que la rigidez rotacional inicial de ambas conexiones se encuentra dentro de los límites de la zona 1 o zona rígida, por lo tanto, ambas conexiones corresponden a conexiones completamente restringidas (FR). También se evidencia la clara diferencia en la rigidez inicial que presenta una conexión respecto a otra, y consecuentemente, su capacidad de rotación ante la aplicación de momentos.

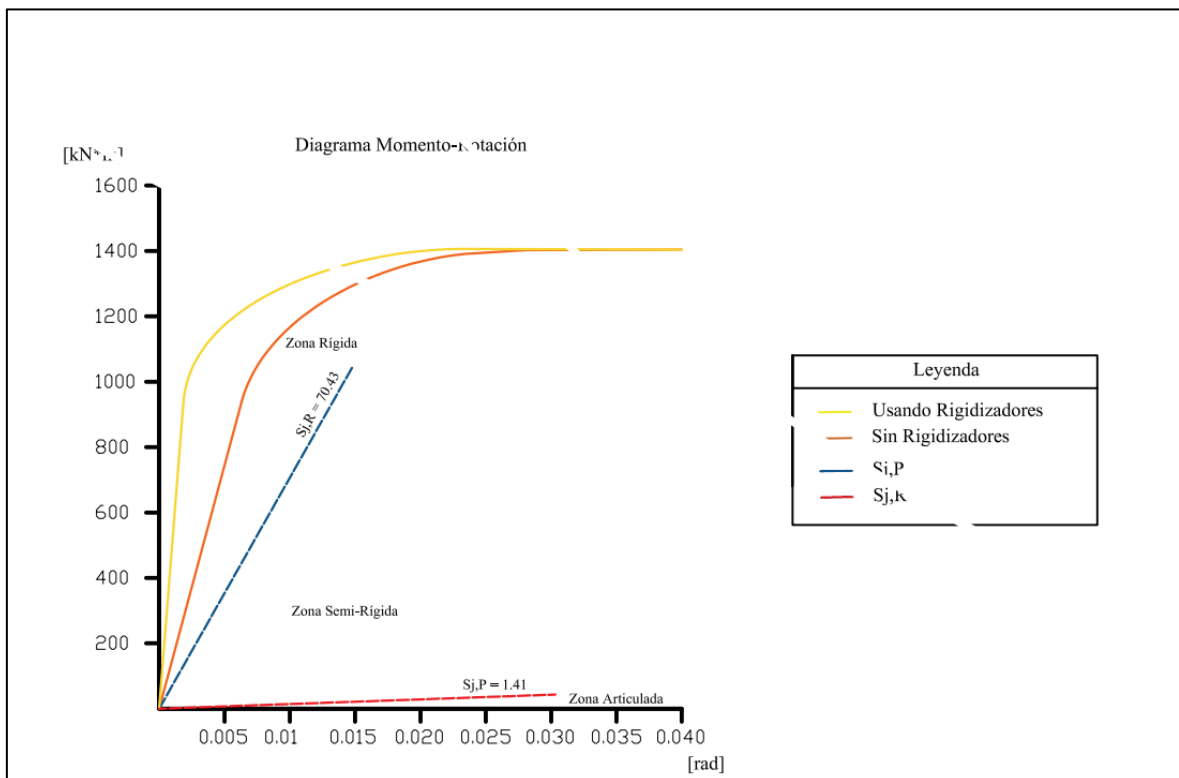


Ilustración 25. Diagrama momento rotación para la conexión RBS con y sin placas de continuidad

5.3. Modelación estructural de la conexión RBS en el programa IdeaStatica

Los cálculos del programa IdeaStatica se realizan en base al método de elementos y el método de las componentes. En este sentido, se combinan las ventajas de ambos métodos para las comprobaciones correspondientes de todos los componentes que forman la conexión. Los componentes individuales se comprueban de acuerdo con el Euro-código 3. (IDEA Statica , 2023)

Una vez realizada la modelación y aplicadas las cargas últimas, el programa proporciona esfuerzos de tensión bastante superiores a la resistencia de fluencia del material, aunque esto no representa un problema para el diseño práctico (IDEA StatiCa, 2023). Mientras mayores sean las cargas que se apliquen, la deformación plástica equivalente aumentará y se puede observar las deformaciones que sufrirá cada componente, procurando en este caso, que sea la sección reducida de la viga la que sufra estas deformaciones.

5.3.1. Desempeño estructural de elementos de la conexión

El programa muestra el desempeño estructural de cada uno de los elementos que conforman la conexión propuesta. En la siguiente figura, se muestra una verificación de deformación general, que corresponde al comportamiento inelástico que tendrán los elementos que conforman la conexión al ser sometida a las cargas últimas, que se deben considerar para el diseño, obteniendo una concentración en la deformación en la zona donde se redujo la sección de la viga. Se muestra, en primera instancia, un esquema semáforo

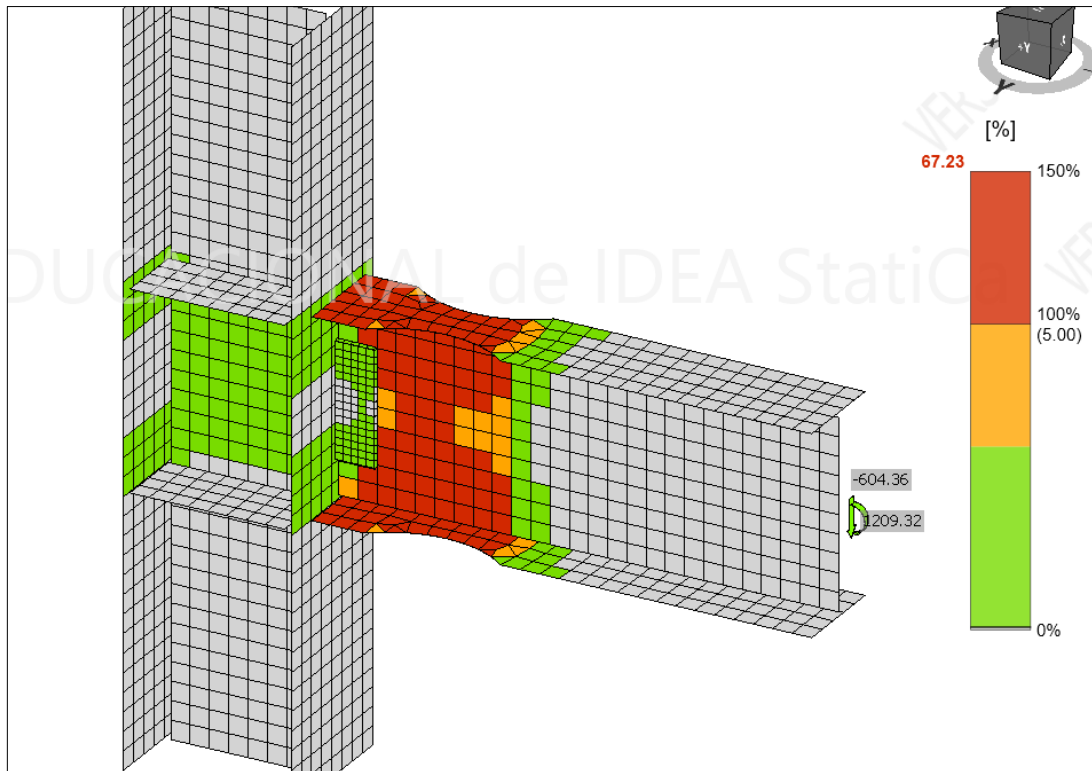


Ilustración 26: Representación gráfica del comportamiento estructural de la conexión RBS, de cada elemento

- Color plomo: Deformaciones nulas o mínimas que son despreciables
- Color verde: Deformaciones elásticas (Región elástica)
- Color naranja: Deformaciones elasto-plásticas (Zona de fluencia)
- Color rojo: Deformaciones plásticas (Zona de endurecimiento por deformación)

En el gráfico se observa deformaciones plásticas en toda el área correspondiente a la sección reducida de la viga, tanto en los patines como en el alma. La placa de corte, los patines de la columna y su zona de panel, presentan deformaciones en el rango elástico únicamente, debido a la colocación de placas de continuidad que actúan como rigidizadores.

5.3.2. Comportamiento de la conexión en el rango plástico

Para la conexión propuesta, el programa IdeaStatica muestra los resultados de esfuerzo-deformación por medio de elementos finitos, en donde se puede observar un incremento de los esfuerzos en el centro de la sección reducida, que nos permite establecer que la conexión va a sufrir plasticidad o deformación en la zona que se diseña para la disipación de la energía.

En la siguiente figura se puede observar el comportamiento de la conexión en el rango plástico.

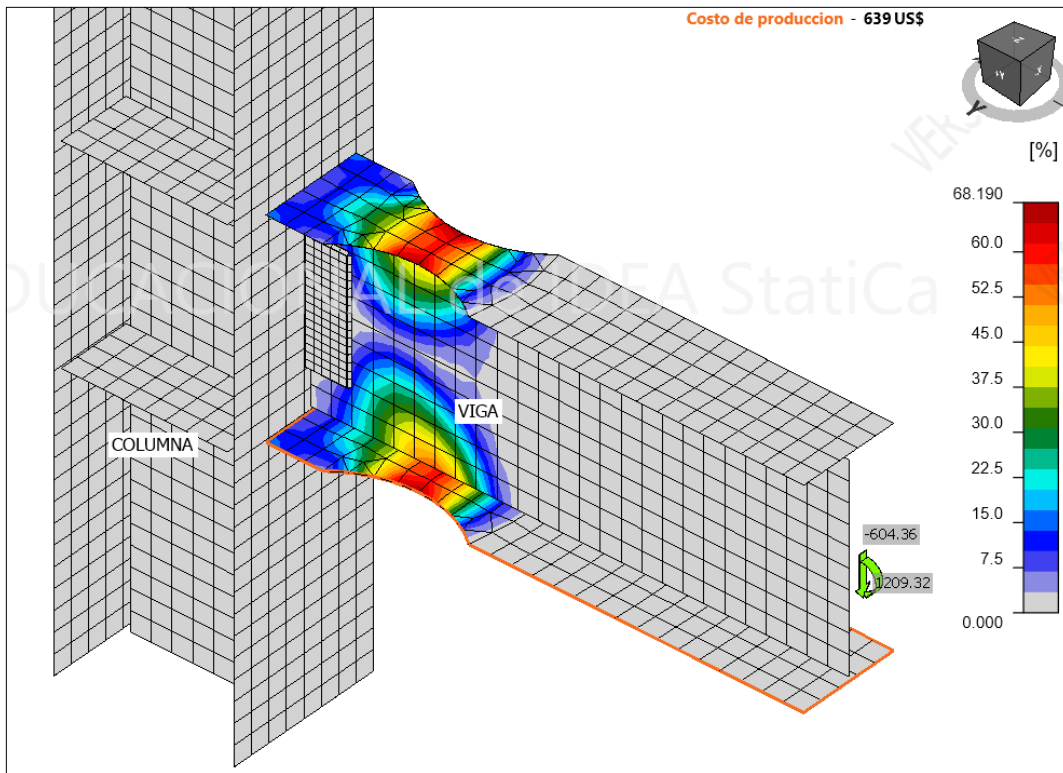


Ilustración 27: Comportamiento de la conexión RBS en el rango plástico

El comportamiento plástico se concentra en la sección reducida de la viga, llegando al 68% de la deformación plástica límite antes del estado de rotura. Como se puede observar, ningún elemento de la columna incurrirá dentro del rango plástico ante la aplicación de carga extrema. Esto demuestra que, ante un evento sísmico severo, las cargas dinámicas transmitirán los esfuerzos a la sección reducida, específicamente en la ubicación de la rótula plástica, dejando a la columna intacta. Por lo tanto, la conexión de acero diseñada cumple con su propósito, además de ser una garantía de seguridad para evitar el colapso de la estructura ante un evento sísmico y un fácil reemplazo en caso de que se produzca su deformación.

5.3.3. Esfuerzos de tensión en la conexión

Cuando se realiza la aplicación de cargas últimas en la conexión de acero, los esfuerzos de tensión resultante se concentran en la sección reducida de la viga y la zona de panel de la columna, como se puede observar en la figura.

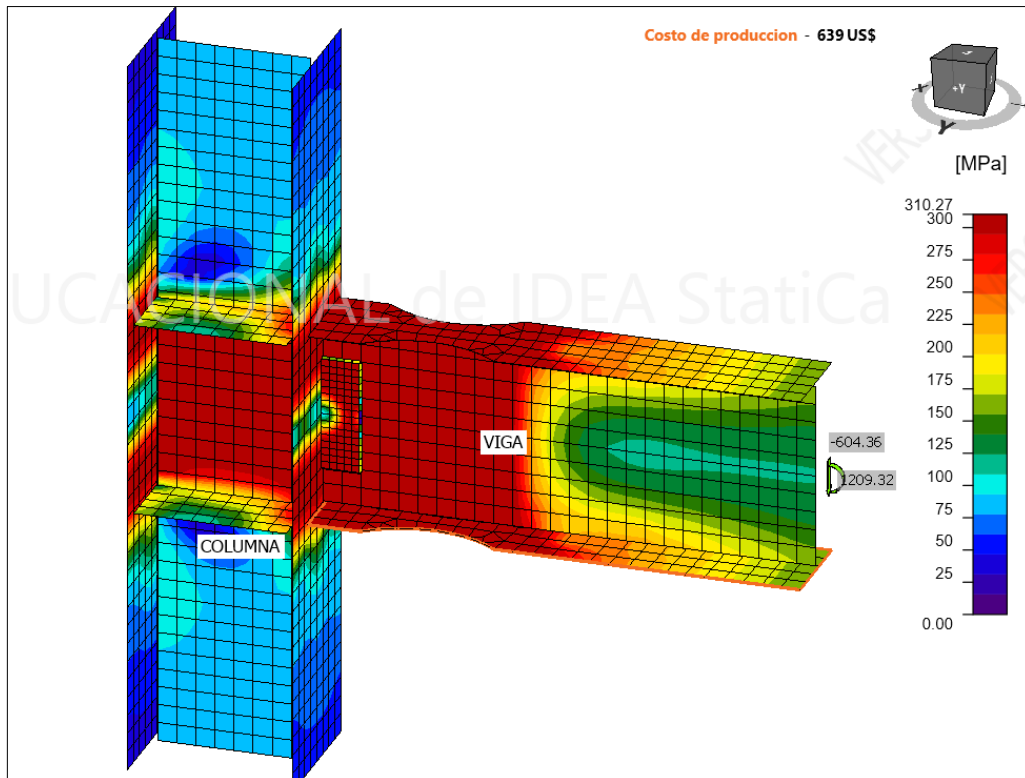


Ilustración 28: Esfuerzos de tensión resultante ante la aplicación de cargas de diseño

La tabla correspondiente a la gráfica muestra una verificación de cada uno de los elementos, al ser sometidos a los efectos de carga extrema. Se toma en cuenta el esfuerzo de fluencia del material y la deformación plástica límite. Los elementos marcados con “x” han sobrepasado el 5% de la deformación plástica que considera el programa como límite. Estos resultados muestran un análisis del desempeño de la conexión ante cargas extremas, entonces se está forzando a la conexión a que sobrepase los estados límite de fluencia en algunos de sus elementos. Para efectos de este análisis, se debe procurar que esto ocurra en los elementos correspondientes a la sección reducida de la viga.

Datos de diseño

	Calidad	Fy [MPa]	ϵ_{lim} [%]
>	A992	344.74	5.00

	Estado	Ítem	Th\\ [mm]	Cargas	σ_{Ed} [MPa] ▲	ϵ_{PI} [%]	σ_{Ed} [MPa]
	✓	Placas continu...b	20.00	Mpr, VRBS	302.99	0.00	0.00
	✓	Placas continu...d	20.00	Mpr, VRBS	303.00	0.00	0.00
	✓	Placas continu...a	20.00	Mpr, VRBS	306.72	0.00	0.00
	✓	Placas continu...c	20.00	Mpr, VRBS	306.73	0.00	0.00
	✓	COLUMNA -tfl 1	35.00	Mpr, VRBS	310.55	0.14	0.00
	✓	COLUMNA -bfl 1	35.00	Mpr, VRBS	310.90	0.31	0.00
	✓	Placa corte	12.70	Mpr, VRBS	313.54	1.63	0.00
	✓	COLUMNA -w 1	25.00	Mpr, VRBS	313.56	1.64	0.00
	✗	VIGA -w 1	18.00	Mpr, VRBS	416.45	53.04	0.00
	✗	VIGA -bfl 1	24.00	Mpr, VRBS	444.87	67.23	0.00
>	✗	VIGA -tfl 1	24.00	Mpr, VRBS	444.87	67.23	0.00

Tabla 13: Verificación de elementos y placas de acero para efectos de carga extrema

Se determina entonces, que los esfuerzos tendrán una mayor concentración en la sección reducida de la viga (patines y alma), con valores entre 415-445 MPa, superando el esfuerzo de fluencia, $F_y = 344.74$ MPa, dado por el material ASTM A992 Gr 50 con el que se realizó la modelación estructural. Esto representaría una deformación plástica en esa zona ante la aplicación de carga extrema. El resto de elementos presentarán esfuerzos por debajo del esfuerzo de fluencia, con valores en un rango entre 300-315 MPa, que muestran un comportamiento elástico ante la aplicación de cargas extremas.

La colocación de placas de continuidad es muy importante, pues actúan como elementos rigidizadores de la zona de panel de la columna. En el análisis de rigidez rotacional, se considerará a ciertos modos de falla con componentes de rigidez infinitos (tensión y compresión transversal en la zona de panel), lo que aumenta la rigidez inicial de la conexión. Al quitar las placas de continuidad, la rigidez rotacional va a disminuir, y se concentrarán esfuerzos mayores en la zona de panel y patines de la columna. A modo de comparación, se ha realizado un análisis de la misma conexión, retirando sus placas de continuidad.

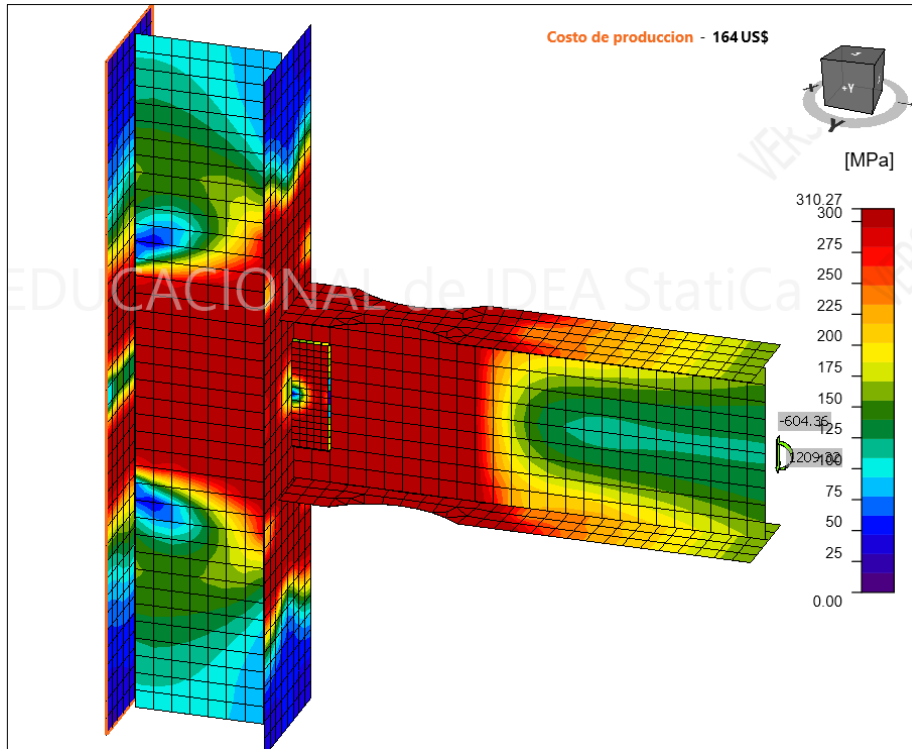


Ilustración 29: Esfuerzos de tensión resultante de la conexión RBS, sin placas de continuidad

	Estado	Ítem	Th\\ [mm]	Cargas	σ_{Ed} [MPa]	ϵ_{PI} [%]	$\sigma_{c,Ed}$ [MPa]
>	✓	COLUMNA -tfl 1	35.00	Mpr, VRBS	310.87	0.30	0.00
	✓	Placa corte	12.70	Mpr, VRBS	313.71	1.72	0.00
	✓	COLUMNA -bfl 1	35.00	Mpr, VRBS	315.67	2.70	0.00
	✗	COLUMNA -w 1	25.00	Mpr, VRBS	325.27	7.49	0.00
	✗	VIGA -w 1	18.00	Mpr, VRBS	416.45	53.03	0.00
	✗	VIGA -tfl 1	24.00	Mpr, VRBS	444.88	67.24	0.00
	✗	VIGA -bfl 1	24.00	Mpr, VRBS	444.88	67.24	0.00

Tabla 14 :Verificación de elementos y placas de acero para efectos de carga extrema. Conexión RBS, sin placas de continuidad.

Efectivamente, los esfuerzos en placas y alma de la columna serán mayores, respecto al modelo anterior. De acuerdo con la demostración gráfica, estos esfuerzos se expandirán en la parte del patín de la columna conectado a la viga, y también en la zona de panel correspondiente al alma de la columna.

5.3.4. Resistencia de diseño

Para empezar con la modelación, el programa IDEA Statica solicita especificar el código o normativa con la cual se desea obtener los resultados del diseño. Para el presente análisis se ha escogido el diseño computacional en base a normativas de la AISC. En el informe generado por el programa se especifica la resistencia de diseño a flexión una vez ingresados ciertos parámetros iniciales, entre los que se encuentran

En primera instancia se debe determinar la posición y las fuerzas aplicadas en la viga, específicamente en ubicación de la rótula plástica correspondiente a una conexión RBS; parámetros que se calculan a partir de la normativa AISC 358-16

Nombre	Elemento	N [kN]	Vy [kN]	Vz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]
Mpr, VRBS	VIGA	0.00	0.00	-604.36	0.00	1209.32	0.00

Una vez determinadas estas cargas en los respectivos ejes, y dimensionados los elementos de la conexión, el programa genera un informe y muestra los resultados correspondientes a la resistencia que regirá el diseño de la conexión, mostrada en el siguiente cuadro:

Nombre	Comp.	Cargas	Mj,Rd [kNm]
VIGA	My	Mpr, VRBS	1415.98

El valor de la resistencia de diseño calculada a partir del método de las componentes, detallado en la sección 4.1 del presente documento, indica un valor de $1405,92 \text{ kNm}$. Como se puede observar, a modo de comparación, el programa IDEA Statica muestra un incremento porcentual del 0.007% respecto al valor calculado. Esta diferencia en los resultados se produce debido a la precisión y prolijidad en los cálculos que tienen el software.

6. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

6.1. Conclusiones

El diseño sismorresistente contempla una filosofía en donde la estructura de acero dispondrá de ciertos elementos estructurales que puedan disipar la energía que se genera debido a las fuerzas laterales producidas por sismos. Estos elementos entrarán en el rango de deformaciones plásticas antes que otros, con el fin de no comprometer la integridad de la estructura. Las conexiones precalificadas a momento establecidas por la AISC, cumplen con estos criterios por medio de elementos fusibles (vigas), en los cuales se producirá en primera instancia la falla plástica. En el caso de pórticos especiales a momento (SMF) las vigas tendrán una rótula plástica determinada en el diseño, punto en el cual se producirán las mayores deformaciones plásticas ante la aplicación de cargas de diseño.

Para el diseño de la viga de sección reducida (RBS) se debe considerar aspectos como la deformación plástica, resistencia al corte, resistencia de soldadura, el uso o requerimiento de placas de continuidad para la transmisión de carga y el refuerzo de la zona de panel de la columna, con el objetivo de garantizar la seguridad y eficiencia de la conexión estructural que se diseñará para que disipe su energía cuando llegan las cargas dinámicas impartidas ante un evento sísmico severo.

En el diseño por capacidad, se espera que los elementos disipativos (viga de la conexión RBS) experimenten deformaciones plásticas significativas ante cargas sísmicas. De esta manera la energía sísmica se podrá agotar en estas deformaciones, y los otros elementos que forman parte de la estructura tendrán la capacidad suficiente para soportar las cargas que genera esta disipación de energía. Se considera para el diseño, especialmente para pórticos especiales a momento SMF, el endurecimiento por deformación del material que se presenta en el rango plástico de la curva esfuerzo – deformación característica del acero. Es importante tomar en cuenta, que, aunque el diseño permite que la viga incurra en el rango plástico, tiene límites, en los cuales no es recomendable que las deformaciones plásticas lleguen al rango de estricción elementos.

El uso de programas computacionales como IDEA Statica proporcionan una representación visual del desempeño estructural de las conexiones de acero RBS, mostrando las

deformaciones y esfuerzos que va a soportar cada elemento al ser sometido a fuerzas cortantes y momentos. Se puede ver en el presente análisis, que la zona de sección reducida de la viga presenta una mayor concentración de esfuerzos y deformaciones plásticas significativas, mientras que en otros elementos como la placa de corte y el alma de la columna se mantienen en un rango elástico. Se concluye entonces, que para la conexión RBS, el comportamiento plástico de la conexión se concentrará en la zona reducida; esto es un indicativo para mostrar que la conexión disipa energía por medio de la viga y garantiza la seguridad estructural en caso de eventos sísmicos severos, que tienen probabilidad de ocurrencia significativa en ciudades como Manta.

En el diseño y análisis de la conexión de acero RBS, se ha demostrado que la rigidez cumple un papel importante en el desempeño estructural. Una vez aplicado el método de los componentes, se concluye que la conexión RBS diseñada es rígida, permitiendo así que exista una mayor eficiencia en la transferencia de cargas, y dando como resultado una mayor estabilidad y resistencia ante cargas sísmicas. La conexión rígida, además, reducirá las deformaciones y la capacidad de rotación de la estructura, limitando daños como la aparición de fisuras. Las placas de continuidad actúan como rigidizadores en la columna, limitando la capacidad de rotación de la conexión; esto es importante, porque mientras más flexible sea una conexión, se pueden presentar desplazamientos diferenciales elevados, al igual que rotaciones incontroladas que al final afectarán a la estabilidad global de la estructura.

Para el diseño sismorresistente de una estructura se debe considerar que la estructura no colapse ante las cargas máximas de diseño a las cuales debe soportar. En esta evaluación del desempeño estructural se ha considerado las cargas laterales a las cuales va a estar sometida, junto con los esfuerzos internos que se producen. Es importante limitar los daños y deformaciones de la estructura, y para ello se debe verificar que las derivas de piso sean menores a las máximas establecidas por la normativa, en este caso el análisis de derivas realizada por el programa ETABS durante la modelación estructural consideró a las derivas de piso menores al 2% que establece la NEC.

Los modos de falla asociados a la conexión RBS se deben a esfuerzos por corte, por compresión y por tensión, determinando que la resistencia a flexión en la viga de sección reducida es la que rige el diseño. Los esfuerzos resultantes se concentrarán en la sección reducida de la viga y la zona de panel de la columna, y la ductilidad se presentará en estos sitios por

medio de deformaciones plásticas, tal y como se puede apreciar en el modelo de la conexión realizada con el programa IDEA Statica.

6.2. Recomendaciones

En el diseño de estructuras en acero, es fundamental considerar la rigidez en las conexiones. Con una conexión rígida, se podrá garantizar mayor seguridad y durabilidad en la estructura, pues mejora la capacidad que tiene para resistir cargas y deformaciones. Para conexiones precalificadas a momento tipo RBS, se deberá considerar una conexión rígida (FR), para que el sistema estructural actúe de forma sismorresistente. El análisis de rigidez se lo realiza por medio del método de las componentes o de elementos finitos, que proporcionarán el diagrama momento-rotación correspondiente al comportamiento estructural de la conexión.

Será importante considerar el efecto de cada uno de los componentes que conforman una conexión de acero RBS, a través del cual se determinarán los modos de falla probables, que facilitarán el cálculo de la resistencia de diseño. Tomar en cuenta si la conexión necesita de elementos adicionales para reforzar zonas dentro de la viga o la columna, como placas de continuidad, placa de corte soldada o empernada, reforzamiento en la zona de panel, entre otros. Será preciso revisar el tipo de soldaduras con las que se conectará los elementos, teniendo cuenta que el metal base sea lo suficientemente resistente para soportar las cargas de diseño.

Se deberá realizar el diseño de una conexión RBS considerando la capacidad de resistencia de la viga y la rigidez de la conexión. Estos parámetros, junto con las facilidades de fabricación y montaje serán esenciales para innovar e implementar estructuras sismorresistentes en la ciudad de Manta. Tomar en cuenta, que, en un ambiente salino como la costa, se deberá considerar el uso de acero estructural ASTM y con alta resistencia a la corrosión, o implementar protección anticorrosiva para que el material mantenga sus propiedades de resistencia iniciales.

Será importante determinar la necesidad o no de placas de continuidad o placa de reforzamiento del alma de la columna. En caso de no hacer uso de estos elementos, los esfuerzos generados por cargas dinámicas tendrán una tendencia a concentrarse en la zona del panel y en los patines de la columna. Esto aumentará el análisis para los modos de falla

de los elementos que conforman la conexión y disminuirán la rigidez rotacional inicial, pudiendo provocar que la conexión pierda sus características sismorresistentes.

Es importante considerar el criterio de la filosofía sismorresistente en el análisis y diseño de la conexión RBS. Partiendo de este punto, se considerará la seguridad estructural mediante una verificación de la rotación de los elementos estructurales que conforman la conexión, en donde la rotación de las columnas no deberá ocurrir antes que la rotación de las vigas. Su importancia es necesaria debido a que esto evita el colapso prematuro de la estructura y permite su capacidad de deformación inelástica ante la presencia de sismos. En el caso de las vigas de sección reducida se obtiene una garantía de que la sección prevista para la disipación de energía va a trabajar de forma correcta, es decir, que la rotación que va a ocurrir en la viga se va a disipar de forma correcta y no va a causar daños en la columna. Tomar en cuenta que este análisis se lo realice considerando los momentos nominales plásticos tanto de vigas como de columnas.

BIBLIOGRAFÍA

Aguiar, R. (15 de Marzo de 2018). *Journal Espe*. Obtenido de Revista Científica:
<https://journal.espe.edu.ec/ojs/index.php/ciencia/article/view/541>

AISC 341. (2016). *Seismic Provisions for Structural Steel Buildings* . Chicago : AISC.

AISC 358. (2016). *Prequalified Connections for Special and Intermediate Steel Moment Frames for Seismic Applications*. United States of America: AISC.

AISC 360. (2016). *Specification for Structural Steel Buildings*. United States of America: AISC 360-16.

- ANCHUNDIA, C. (12 de Abril de 2020). *SCRIBD*. Obtenido de SCRIBD:
<https://es.scribd.com/document/455786649/CASAS-CON-ESTRUCTURAS-METALICAS-EN-MANTA-LOSA-DE-METAL-EN-MANTA-ECUADOR-LOSAS-METALICAS#>
- Canet, J. M. (2021). *Resistencia de Materiales y Estructuras*. Barcelona: CIMNE.
- Coronel, A. (2018). *Conexiones del AISC* . Obtenido de <https://docplayer.es/68435705-Arbol-de-conexiones-del-aisc.html>
- Ellis , & Moore. (2023). *Permanent service bridge truss, Heathrow Airport, UK* . Obtenido de <https://www.ideastatica.com/case-studies/permanent-service-bridge-truss-heathrow-airport-uk>
- EN . (1993-1-8). *Eurocode 3: Design of steel structures - Part 1-8: Design of joints* . Berlín: DIN.
- Enriquez, E. (2023). *Cálculo del momento resistente probable* . Obtenido de <https://es.scribd.com/document/434416687/Momento-Probable-Resistente#>
- EUROCODE. (2005). *Eurocode 3: Design of*. London: BSI.
- González, J. A. (31 de Diciembre de 2020). *Scielo*. Obtenido de Scielo:
http://www.scielo.org.co/scielo.php?script=sci_arttext&pid=S0124-81702021000200009
- IDEA Statica . (2023). *Check of steel connection components (EN)* . Obtenido de <https://www.ideastatica.com/support-center/steel-connection-design-according-to-eurocode>
- IDEA StatiCa. (2023). *Steel Connection Design* . Obtenido de <https://www.ideastatica.com/steel>
- ISAAC. (2023). *Análisis Estático no lineal PUSHOVER* . Obtenido de <https://isaacantisismica.com/es/pushover-an%C3%A1lisis-est%C3%A1tico-no-lineal-de-estructuras/>
- Jaspart, J., & Steenhuis, M. (s.f). *Characterization of the joint properties by means of the component method*. Bélgica: University of Liège.
- Manual AISC . (2017). *Steel Construction Manual, 15th edition* . United States of America: American Institute of Steel Construction.
- Martínez, C. (18 de Septiembre de 2017). *Ciencia UNAM*. Obtenido de Ciencia UNAM:
<https://ciencia.unam.mx/leer/647/teorias-que-marcaron-el-estudio-cientifico-de-los-sismos>

- Moazzam, M. (1 de Octubre de 2019). *Collapse Mechanism of strong column weak beam buildings of varying heights* . Obtenido de chrome-extension://efaidnbmnnnibpcajpcgclefindmkaj/https://www.ijeat.org/wp-content/uploads/papers/v9i1/A1380109119.pdf
- NEC-SE-AC. (Diciembre de 2014). *Norma Ecuatoriana de la construcción*. Obtenido de Norma Ecuatoriana de la construcción: <https://online.portoviejo.gob.ec/docs/nec3.pdf>
- NEC-SE-DS. (2015). *Cargas sísmicas. Diseño Sismo Resistente* . Ecuador : Norma Ecuatoriana de la Construcción .
- Ocha. (4 de Mayo de 2016). *Reliefwqeb*. Obtenido de UNCT Ecuador: 2016
- Rodríguez, H. (s.f.). *Cálculo mecánico de las uniones soldadas* . Sevilla : Ingemecánica .
- Rojas, A. (20 de Diciembre de 2019). *Geología Publicaciones*. Obtenido de Geoxnet: <https://post.geoxnet.com/glossary/ondas-sismicas/>
- Romo, A. (2020). *Diseño estructural en acero con cimentación de una vivienda habitacional ubicada en la ciudad de Manta* . Quito : USFQ .
- Ruiz, M. C. (2015). *Resistencia de Materiales*. Barcelona: CIMNE.
- Sassani. (5 de Diciembre de 2016). *Tensiones en la soldadura* . Obtenido de <https://estudiosassani.wordpress.com/2016/12/05/tensiones-en-la-soldadura/>
- Willar, H. R. (11 de Noviembre de 2019). *Scribd*. Obtenido de Scribd: <https://es.scribd.com/document/434416687/Momento-Probable-Resistente>
- ZIGURAT . (21 de Diciembre de 2018). *¿Qué son las conexiones precalificadas a momento?* . Obtenido de <https://www.e-zigurat.com/blog/es/que-son-conexiones-precalificadas/>

7. ANEXOS

ANEXO 1: Tabla A3.1. Factor de esfuerzo de fluencia probable, R_y , para materiales en acero (AISC 341, 2016)

TABLE A3.1 R_y and R_t Values for Steel and Steel Reinforcement Materials		
Application	R_y	R_t
Hot-rolled structural shapes and bars:		
• ASTM A36/A36M	1.5	1.2
• ASTM A1043/A1043M Gr. 36 (250)	1.3	1.1
• ASTM A992/A992M	1.1	1.1
• ASTM A572/A572M Gr. 50 (345) or 55 (380)	1.1	1.1
• ASTM A913/A913M Gr. 50 (345), 60 (415), 65 (450), or 70 (485)	1.1	1.1
• ASTM A588/A588M	1.1	1.1
• ASTM A1043/A1043M Gr. 50 (345)	1.2	1.1
• ASTM A529 Gr. 50 (345)	1.2	1.2
• ASTM A529 Gr. 55 (380)	1.1	1.2

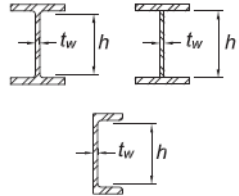
ANEXO 2: Tabla 8-8. Cálculo del coeficiente C, para el diseño de soldadura con carga excéntrica. (Manual AISC , 2017)

Table 8-8 Coefficients, C, for Eccentrically Loaded Weld Groups Angle = 0°		
Available strength of a weld group, ϕR_n or R_n/Ω , is determined with $R_n = CC_1Dl$ ($\phi = 0.75$, $\Omega = 2.00$)		
LRFD	ASD	
$C_{min} = \frac{P_u}{\phi C_1 D l}$ $D_{min} = \frac{P_u}{\phi C C_1 l}$ $l_{min} = \frac{P_u}{\phi C C_1 D}$	$C_{min} = \frac{\Omega P_a}{C_1 D l}$	$D_{min} = \frac{\Omega P_a}{C C_1 l}$ $l_{min} = \frac{\Omega P_a}{C C_1 D}$
<p>where</p> <p>P = required force, P_u or P_a, kips</p> <p>D = number of sixteenths-of-an-inch in the fillet weld size</p> <p>l = characteristic length of weld group, in.</p> <p>$a = e_x/l$</p> <p>e_x = horizontal component of eccentricity of P with respect to centroid of weld group, in.</p> <p>C = coefficient tabulated below</p> <p>C_1 = electrode strength coefficient from Table 8-3 (1.0 for E70XX electrodes)</p> <p>Note: Shaded values indicate the value is based on the greatest available strength permitted by AISC Specification Section J2.4.</p>		

a	k															
	0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0	1.2	1.4	1.6	1.8	2.0
0.00	1.86	2.23	2.69	3.25	3.80	4.36	4.92	5.47	6.03	6.59	7.15	8.26	9.37	10.5	11.6	12.7
0.10	1.86	2.28	2.78	3.30	3.83	4.37	4.92	5.46	6.01	6.56	7.11	8.22	9.32	10.4	11.5	12.7
0.15	1.83	2.25	2.73	3.23	3.75	4.27	4.80	5.33	5.87	6.41	6.94	8.02	9.11	10.2	11.3	12.4
0.20	1.76	2.18	2.63	3.11	3.60	4.11	4.61	5.13	5.64	6.16	6.68	7.72	8.77	9.83	10.9	12.0
0.25	1.66	2.07	2.51	2.96	3.42	3.90	4.38	4.87	5.37	5.86	6.36	7.37	8.39	9.42	10.5	11.5
0.30	1.55	1.95	2.36	2.79	3.23	3.68	4.14	4.60	5.08	5.55	6.03	7.01	8.00	9.00	10.0	11.0
0.40	1.33	1.69	2.07	2.45	2.84	3.24	3.65	4.07	4.50	4.94	5.39	6.30	7.24	8.19	9.16	10.1
0.50	1.15	1.46	1.79	2.14	2.49	2.85	3.22	3.60	4.00	4.40	4.82	5.67	6.56	7.47	8.40	9.35
0.60	0.999	1.27	1.57	1.88	2.19	2.52	2.85	3.20	3.57	3.94	4.33	5.13	5.97	6.84	7.74	8.65
0.70	0.879	1.12	1.38	1.66	1.95	2.24	2.55	2.87	3.20	3.55	3.91	4.66	5.46	6.29	7.15	8.04
0.80	0.783	0.996	1.23	1.48	1.75	2.02	2.30	2.59	2.90	3.22	3.56	4.27	5.02	5.82	6.64	7.50
0.90	0.704	0.896	1.11	1.34	1.58	1.83	2.09	2.36	2.65	2.95	3.26	3.93	4.65	5.40	6.19	7.01
1.0	0.639	0.813	1.00	1.21	1.44	1.67	1.91	2.16	2.43	2.71	3.01	3.64	4.31	5.03	5.78	6.56
1.2	0.538	0.684	0.845	1.02	1.21	1.42	1.63	1.85	2.08	2.33	2.59	3.15	3.75	4.39	5.07	5.79
1.4	0.464	0.589	0.729	0.883	1.05	1.23	1.42	1.61	1.82	2.04	2.27	2.77	3.31	3.89	4.50	5.15
1.6	0.408	0.517	0.640	0.775	0.924	1.09	1.25	1.43	1.61	1.81	2.02	2.46	2.95	3.48	4.04	4.64
1.8	0.363	0.461	0.570	0.691	0.825	0.970	1.12	1.28	1.45	1.62	1.81	2.22	2.66	3.14	3.66	4.21
2.0	0.328	0.415	0.514	0.623	0.744	0.877	1.01	1.16	1.31	1.47	1.64	2.01	2.42	2.86	3.34	3.85
2.2	0.298	0.378	0.468	0.567	0.678	0.800	0.926	1.06	1.20	1.35	1.50	1.84	2.22	2.62	3.07	3.54
2.4	0.274	0.347	0.429	0.521	0.623	0.735	0.852	0.973	1.10	1.24	1.38	1.70	2.04	2.42	2.84	3.28
2.6	0.253	0.320	0.396	0.481	0.576	0.680	0.788	0.901	1.02	1.15	1.28	1.57	1.90	2.25	2.64	3.05
2.8	0.235	0.297	0.368	0.447	0.535	0.632	0.734	0.839	0.950	1.07	1.19	1.47	1.77	2.10	2.46	2.85
3.0	0.219	0.278	0.343	0.417	0.500	0.591	0.686	0.784	0.889	1.00	1.12	1.37	1.66	1.97	2.31	2.68
x	0.000	0.008	0.029	0.056	0.089	0.125	0.164	0.204	0.246	0.289	0.333	0.424	0.516	0.610	0.704	0.800

ANEXO 3: Tabla D1.1. Límites de alta y moderada ductilidad para la relación ancho – espesor en alma y patines de elementos a compresión. (AISC 341, 2016)

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	$0.32 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$	$0.40 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$	

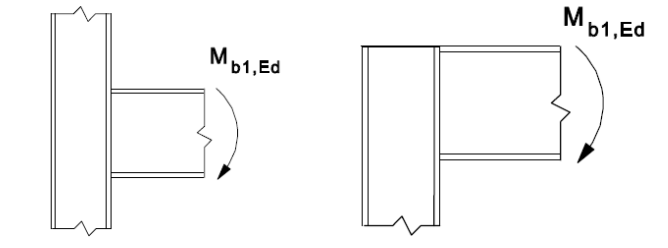
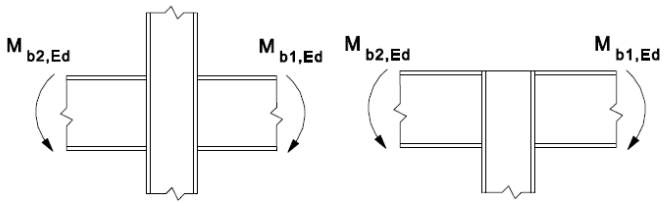
TABLE D1.1 (continued)				
Limiting Width-to-Thickness Ratios for Compression Elements for Moderately Ductile and Highly Ductile Members				
Description of Element	Width-to-Thickness Ratio	Limiting Width-to-Thickness Ratio		Example
		λ_{hd} Highly Ductile Members	λ_{md} Moderately Ductile Members	
Webs of rolled or built-up I shaped sections and channels used as diagonal braces	h/t_w	$1.57 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$	$1.57 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$	

ANEXO 4: Tabla 6.3. Factor de reducción ω , para interacción con cortante (EN , 1993-1-8)

Table 6.3: Reduction factor ω for interaction with shear

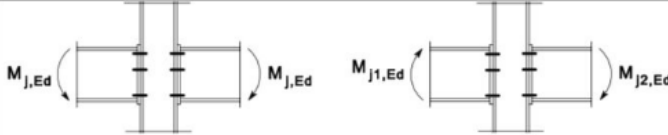
Transformation parameter β	Reduction factor ω
$0 \leq \beta \leq 0,5$	$\omega = 1$
$0,5 < \beta < 1$	$\omega = \omega_1 + 2(1 - \beta)(1 - \omega_1)$
$\beta = 1$	$\omega = \omega_1$
$1 < \beta < 2$	$\omega = \omega_1 + (\beta - 1)(\omega_2 - \omega_1)$
$\beta = 2$	$\omega = \omega_2$
$\omega_1 = \frac{1}{\sqrt{1 + 1,3(b_{eff,c,wc} t_{wc} / A_{vc})^2}}$	$\omega_2 = \frac{1}{\sqrt{1 + 5,2(b_{eff,c,wc} t_{wc} / A_{vc})^2}}$
A_{vc} is the shear area of the column, see 6.2.6.1; β is the transformation parameter, see 5.3(7).	

Table 5.4: Approximate values for the transformation parameter β

Type of joint configuration	Action	Value of β
	$M_{b1,Ed}$	$\beta \approx 1$
	$M_{b1,Ed} = M_{b2,Ed}$	$\beta = 0$ *)
	$M_{b1,Ed} / M_{b2,Ed} > 0$	$\beta \approx 1$
	$M_{b1,Ed} / M_{b2,Ed} < 0$	$\beta \approx 2$
	$M_{b1,Ed} + M_{b2,Ed} = 0$	$\beta \approx 2$
*) In this case the value of β is the exact value rather than an approximation.		

ANEXO 5: Tabla 6.9. Coeficientes de rigidez para conexiones viga – columna soldadas o con ángulo empernado en los patines. (EN , 1993-1-8)

Table 6.9: Joints with welded connections or bolted angle flange cleat connections

Beam-to-column joint with welded connections	Stiffness coefficients k_i to be taken into account
Single-sided	$k_1; k_2; k_3$
Double-sided – Moments equal and opposite	$k_2; k_3$
Double-sided – Moments unequal	$k_1; k_2; k_3$
Beam-to-column joint with Bolted angle flange cleat connections	Stiffness coefficients k_i to be taken into account
Single-sided	$k_1; k_2; k_3; k_4; k_6; k_{10}; k_{11}^*); k_{12}^{**})$
Double-sided – Moments equal and opposite	$k_2; k_3; k_4; k_6; k_{10}; k_{11}^*); k_{12}^{**})$
Double-sided – Moments unequal	$k_1; k_2; k_3; k_4; k_6; k_{10}; k_{11}^*); k_{12}^{**})$
	*) Two k_{11} coefficients, one for each flange; **) Four k_{12} coefficients, one for each flange and one for each cleat.
Moments equal and opposite	Moments unequal

ANEXO 6: Tabla 6.8. Valores del coeficiente Ψ , según el tipo de conexión de acero (EN , 1993-1-8)

Table 6.8: Value of the coefficient ψ

Type of connection	ψ
Welded	2,7
Bolted end-plate	2,7
Bolted angle flange cleats	3,1
Base plate connections	2,7