PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL ECUADOR

FACULTAD DE INGENIERÍA

CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

TRABAJO DE INTEGRACIÓN CURRICULAR

TEMA: "EVALUACIÓN DEL COMPORTAMIENTO DE LA CONEXIÓN PRECALIFICADA RBS EN PÓRTICO ESPECIAL A MOMENTO, (AISC-358-16), MEDIANTE SOFTWARE IDEASTATICA"

AUTOR:

ERICK DAVID NÚÑEZ ESTRADA

TUTOR:

ING. JOSÉ DOMINGO ALVIAR MALABET

Quito – Ecuador

2024

ÍNDICE DE CONTENIDO

CAPÍTULO 1 9

1.1 Introducción 9

1.2 Justificación 10

1.3 Objetivos 11

1.3.1 Objetivo General 11

1.3.2 Objetivos Específicos 11

CAPÍTULO 2 12

2.1 Antecedentes Investigativos 12

2.2 Alcance 13

CAPÍTULO 3 14

Marco Teórico 14

3.1. El acero como material estructural 14

3.2. Normativas AISC Y NEC 15

3.2.1 Norma Ecuatoriana NEC-SE-AC 15

3.2.2 Norma ANSI/AISC 360-16 15

3.2.3 Norma ANSI/AISC 358/16 15

3.2.4 Norma ANSI/AISC 341/16 15

3.2.5 Conexiones 15

3.2.5.1 Tipos de conexiones para vigas. 16

3.2.5.1.1. Las conexiones tipo FR. 16

3.2.5.1.2. Las conexiones tipo PR. 16

3.2.5.2 Clasificación de conexiones. 17

3.2.5.2.1 Conexión simple (tipo PR). 17

3.2.5.2.2 Conexiones semirrígidas o conexiones de momento flexible (tipo PR). 18

3.2.5.2.3 Conexiones rígidas (tipo FR). 19

3.3 Pórticos Resistentes a Momento. 20

3.3.1. Parámetros para un marco rígido de acero. 21

3.3.2 Conexiones viga-columna. 22

3.3.3 Configuración del pórtico 23

3.3.4 Determinación de las ubicaciones de las rótulas plásticas 23

3.3.5 Momento Plástico Probable. 24

3.3.6 Cortante en la rótula plástica. 25

3.3.7 Relación viga-columna conforme la ANSI/AISC/ 341-16 26

3.3.8 Placas de continuidad 26
3.3.8.1 Requerimientos para el diseño del espesor de las placas de continuidad. 27
3.3.9 Panel Nodal. 28
3.3.9.1 Resistencia al cizallamiento de la zona del panel 29
3.3.10 "Área-k" 29
3.3.10.1 Especificaciones de la ANSI/AISC 341-16 para cortes en placas y rigidizadores 30
3.3.11 Soldadura 31
3.3.11.1 Requerimientos de soldadura de la viga a la columna 31
3.3.11.2 Requerimientos de conexión de la placa a cortante 31
3.3.11.2.1 Requerimientos del material de la placa 31
3.3.11.2.2 Soldaduras de conexión de placa a cortante 31
3.4. Conexiones precalificadas conforme el AISC 358-16 33
3.4.1 Conexión de viga de sección reducida (RBS). 33
3.4.2. Límites de Precalificación 34
3.4.2.1 Límites de la viga 34
3.4.2.2 Limitaciones columnas 35
3.4.3 Procedimiento de diseño 35
3.5. Software Idea Statica 37
3.5.1 Método de los componentes 38
3.5.2 Modelo de Elementos Finitos 38
3.5.3 Método de Elementos Finitos basado en componentes 39
3.5.3.1 Modelo de materiales 39

CAPITULO 4 41

RESULTADOS Y DISCUSIÓN 41

4.1. Propuesta de modelo estructural en acero en Etabs 41
4.2. Recolección de la información 41
4.2.1 Datos de la estructura principal 41
4.3 Modelo estructural. 42
4.4 Materiales y perfiles de la edificación 43
4.4.1 Materiales 43
4.4.2 Perfiles estructurales 43
4.5 Cálculo de cargas 43
4.5.1 Cargas no sísmicas 43
4.5.1.1 Carga muerta (CM) 43
4.5.1.2 Carga Viva (CV) 44

4.5.2 Carga Sísmica....44
4.6 Control de excentricidad, participación de la masa modal y derivas....46
4.6.1 Análisis de Excentricidad....46
4.6.2 Modos de vibración de la estructura....47
4.6.3 Número de Modos de vibración de la estructura....48
4.6.4 Período fundamental de vibración....49
4.6.5 Control de Derivas....49
4.7 Análisis y Diseño de las conexiones precalificadas....51
4.7.1 Dimensiones de los elementos de la conexión escogida....52
4.8 Diseño de Conexión Precalificada RBS conforme la Norma AISC (358-16)....53
4.8.1 Requerimientos conexión precalificada RBS, Norma AISC (358-16)....53
4.8.3 Resultados Conexión Precalificada RBS....55
4.8.4 Configuración Geométrica de la Conexión Precalificada RBS....56
4.9 Modelación computarizada de la conexión de viga reducida RBS, mediante el software especializado en uniones metálicas (Idea Statica 2024).....58
4.9.1 Recopilación de datos....58
4.10. Modelación de la conexión RBS en el programa Idea Statica....60
4.10.1 Modelación de la conexión RBS para el caso de carga crítico 1.2D+1.6L del diseño estructural sin placas de continuidad. 60
4.10.1.1 Distribución de esfuerzos resultantes en la conexión RBS para el caso de carga crítico 1.2D+1.6L del diseño estructural sin placas de continuidad....61
4.10.1.2 Análisis curva Momento rotación de la conexión RBS para el caso de carga 1.2D+1.6L del diseño estructural crítico sin placas de continuidad.....62
4.10.2 Modelación de la conexión RBS para el caso de carga extremo sin placas de continuidad....63
4.10.2.1 Distribución de esfuerzos resultantes en la conexión RBS para el caso de carga extremo sin placas de continuidad 63
4.10.2.2 Distribución de la deformación plástica en la conexión RBS para el caso de carga extrema del diseño estructural sin placas de continuidad.....64
4.10.3 Modelación de la conexión RBS para el caso de carga crítico 1.2D+1.6L del diseño estructural con placas de continuidad. 65
4.10.3.1 Distribución de esfuerzos resultantes en la conexión RBS para el caso de carga crítico 1.2D+1.6L del diseño estructural con placas de continuidad 65
4.10.3.2 Análisis curva Momento rotación de la conexión RBS para el caso de carga crítico 1.2D+1.6L del diseño estructural con placas de continuidad-....66

4.10.4 MODELACIÓN DE LA CONEXIÓN RBS PARA EL CASO DE CARGA EXTREMO CON PLACAS DE CONTINUIDAD.....68
4.10.4.1 DISTRIBUCIÓN DE ESFUERZOS RESULTANTES EN LA CONEXIÓN RBS PARA EL CASO DE CARGA EXTREMO CON PLACAS DE CONTINUIDAD.....68
4.10.4.2 DISTRIBUCIÓN DE LA DEFORMACIÓN PLÁSTICA EN LA CONEXIÓN RBS PARA EL CASO DE CARGA EXTREMO CON PLACAS DE CONTINUIDAD.....69
4.11. RESULTADOS DE LA CONEXIÓN RBS CON EL SOFTWARE IDEA STATICA.....70
4.12 RESULTADOS DE LA CAPACIDAD A MOMENTO DEL SOFTWARE IDEA STATICA Y LA NORMA AISC 358-16.....71
CAPÍTULO 5 ..... **72**
5.1 CONCLUSIONES 72
5.2 RECOMENDACIONES.....74
5.3 BIBLIOGRAFÍA 75
5.4 ANEXOS 77

ÍNDICE DE FIGURAS

FIGURA 3.1. DIAGRAMA TENSIÓN-DEFORMACIÓN. 14
FIGURA 3.2: CURVAS TÍPICAS MOMENTO-ROTACIÓN PARA CONEXIONES. 17
FIGURA 3.3: ILUSTRACIONES DE CONEXIONES SIMPLES. 18
FIGURA 3.4: ILUSTRACIONES DE CONEXIONES SEMIRRÍGIDAS. 19
FIGURA 3.5: ILUSTRACIONES DE CONEXIONES RÍGIDAS Y DE SU SOLDADURA. 20
FIGURA 3.6: MECANISMO DE DISIPACIÓN DE ENERGÍA POR MEDIO DE ROTULACIÓN PLÁSTICA. 22
FIGURA 3.6: UBICACIÓN DE LAS RÓTULAS PLÁSTICAS 24
FIGURA 3.7: CORTANTE EN LA RÓTULA PLÁSTICA. 25
FIGURA 3.8: DEFORMACIÓN DEL PANEL NODAL POR ACCIÓN DEL SISMO 28
FIGURA 3.9: DEFINICIÓN DEL "ÁREA-K" EN PERFILES LAMINADOS. 30
FIGURA 3.10: DETALLE DE PLACAS DE CONTINUIDAD CON CORTES RECTOS Y CURVOS EN LAS ESQUINAS. 30
FIGURA 3.11: DETALLE DE SOLDADURAS PARA CONEXIONES PRECALIFICADAS 32
FIGURA 3.12: ESQUEMA VIGA SECCIÓN REDUCIDA RBS 34
FIGURA 3.13: ESQUEMA GEOMÉTRICO DE LA SECCIÓN REDUCIDA RBS. 36
FIGURA 3.14: DIAGRAMAS DE MATERIALES DEL ACERO EN MODELOS NUMÉRICOS. 40
FIGURA 4.1: MODELO ESTRUCTURAL. 42
FIGURA 4.2: PROYECCIÓN EN PLANTA DEL MODELO ESTRUCTURAL. 42
FIGURA 4.3: CURVA ACELERACIÓN ESPECTRAL NEC-15. 46
FIGURA 4.4: PRIMER MODO DE VIBRACIÓN, TRASLACIONAL EN EL EJE X 47
FIGURA 4.5: SEGUNDO MODO DE VIBRACIÓN, TRASLACIONAL EN EL EJE Y 47
FIGURA 4.6: CONTROL DE LA DERIVA DE PISO EN EL SENTIDO X 50
FIGURA 4.7: CONTROL DE LA DERIVA DE PISO EN EL SENTIDO Y 50
FIGURA 4.8 ELEMENTOS ESTRUCTURALES QUE CONFORMAN EL EDIFICIO 53
FIGURA 4.9: ISOMETRÍA DE LA CONEXIÓN RBS 56
FIGURA 4.10: VISTA EN PLANTA DE LA GEOMETRÍA DE LA SECCIÓN DE VIGA REDUCIDA .. 56
FIGURA 4.11: VISTA EN PLANTA DE LA GEOMETRÍA DE LAS PLACAS DE CONTINUIDAD. 57
FIGURA 4.12: VISTA EN PLANTA DE LA GEOMETRÍA DE LA PLACA DE CORTE. 57
FIGURA 4.13: DIAGRAMA DE CARGA AXIAL DEL MODELO ESTRUCTURAL, COMBINACIÓN DE CARGA 1.2D+1.6L 59
FIGURA 4.14: DIAGRAMA DE FUERZA CORTANTE DEL MODELO ESTRUCTURAL, COMBINACIÓN DE CARGA 1.2D+1.6L 59
FIGURA 4.15: DIAGRAMA DE MOMENTO DEL MODELO ESTRUCTURAL, COMBINACIÓN DE CARGA 1.2D+1.6L 60
FIGURA 4.16: DISTRIBUCIÓN DE ESFUERZOS BAJO CARGA CRÍTICA EN LA CONEXIÓN RBS SIN PLACA DE CONTINUIDAD. 61

FIGURA 4.17: ESFUERZOS Y DEFORMACIONES EN CADA ELEMENTO DE LA CONEXIÓN..... 62
FIGURA 4.18: DIAGRAMA MOMENTO – ROTACIÓN, SIN PLACAS DE CONTINUIDAD. 62
FIGURA 4.19: RIGIDEZ ROTACIONAL, CASO DE CARGA CRÍTICA. 63
FIGURA 4.20: RIGIDEZ ROTACIONAL SECANTE, CASO DE CARGA CRÍTICA. 63
FIGURA 4.21: DISTRIBUCIÓN DE ESFUERZOS BAJO CARGA EXTREMA EN LA CONEXIÓN RBS. 64
FIGURA 4.22: VERIFICACIÓN DE LOS ELEMENTOS Y PLACAS DE ACERO PARA LOS EFECTOS DE CARGA EXTREMA. 64
FIGURA 4.23: DEFORMACIÓN PLÁSTICA BAJO ESTADO DE CARGA EXTREMA 65
FIGURA 4.24: DISTRIBUCIÓN DE ESFUERZOS BAJO CARGA CRÍTICA 1.2D+1.6L EN LA CONEXIÓN RBS, CON PLACAS DE CONTINUIDAD. 66
FIGURA 4.25: ESFUERZOS Y DEFORMACIONES EN CADA ELEMENTO DE LA CONEXIÓN..... 66
FIGURA 4.26: DIAGRAMA MOMENTO – ROTACIÓN, CON PLACAS DE CONTINUIDAD. 67
FIGURA 4.27: RIGIDEZ ROTACIONAL, CASO DE CARGA CRÍTICA 67
FIGURA 4.28: RIGIDEZ ROTACIONAL SECANTE, CASO DE CARGA CRÍTICA. 67
FIGURA 4.29: DISTRIBUCIÓN DE ESFUERZOS BAJO CARGA EXTREMA EN LA CONEXIÓN RBS 69
FIGURA 4.30: VERIFICACIÓN DE LOS ELEMENTOS Y PLACAS DE ACERO PARA EFECTOS DE CARGA EXTREMA. 69
FIGURA 4.31: DEFORMACIÓN PLÁSTICA DE LA CONEXIÓN CON PLACAS DE CONTINUIDAD, BAJO ESTADO DE CARGA EXTREMA. 70

ÍNDICE DE TABLAS

TABLA 4.1: DATOS GEOMÉTRICOS DE LA ESTRUCTURA. 41
TABLA 4.2: MATERIALES UTILIZADOS EN LA MODELACIÓN Y CÁLCULO ESTRUCTURAL. 43
TABLA 4.3: ELEMENTOS ESTRUCTURALES 43
TABLA 4.4: CARGA MUERTA 44
TABLA 4.5: CARGA VIVA 44
TABLA 4.6: ESPECTRO ELÁSTICO 45
TABLA 4.7: ESPECTRO REDUCIDO 45
TABLA 4.8. CENTRO DE MASAS Y RIGIDEZ DE LA ESTRUCTURA. 46
TABLA 4.9: CONTROL DE EXCENTRICIDADES. 47
TABLA 4.10. TABLA PARTICIPACIÓN MODAL 48
TABLA 4.11**:** DIMENSIONES DEL PERFIL W 14X74 52
TABLA 4.12: DIMENSIONES DEL PERFIL W 12X40 52
TABLA 4.13: LIMITACIONES PARA LA VIGA W 12X40 DE LA CONEXIÓN RBS. 53
TABLA 4.14: LIMITACIONES PARA LA COLUMNA W 14X74 DE LA CONEXIÓN RBS. 54
TABLA 4.16: FUERZA AXIAL Y COMBINACIÓN DE CARGA CRÍTICA. 58
TABLA 4.17**:** RESULTADOS DE CARGA AXIAL, CORTANTES Y MOMENTOS. 60
TABLA 4.18: RESULTADOS DE LA CONEXIÓN RBS CON EL SOFTWARE IDEA STATICA. 70
TABLA 4.19: RESULTADOS DE LA CONEXIÓN RBS CON EL SOFTWARE IDEA STATICA Y LA NORMA AISC 358-16. 71

CAPÍTULO 1

EL PROBLEMA DE LA INVESTIGACIÓN

1.1 Introducción

El Ecuador por su ubicación geográfica se encuentra categorizado como una región de alta actividad sísmica en donde convergen la Placa de Nazca y La Placa del Pacífico, lo que provoca un peligro sísmico constante. Dado que se no se puede predecir cuándo se producirá un evento sísmico severo, el campo de la ingeniería estructural trabaja en desarrollar sistemas estructurales con resistencia ante estos eventos.

Este trabajo tuvo como alcance realizar el diseño de un sistema resistente a momento (SMF) para la cuidad El Carmen-Manabí tomando en consideración el tipo de estructuras típicas en la cuidad, así como la envergadura de estas. El tipo de conexión propuesta para el sistema estructural es la conexión precalificada RBS bajo los requerimientos de la Norma ANSI/AISC 360-16 que provee las especificaciones para el diseño de elementos metálicos, la Norma ANSI/AISC 358- 16, que dispone las limitaciones y especificaciones para el diseño de conexiones precalificadas ya sean SMF (Special momento frame) o IMF (intermediate momento frame), la Norma AISC 341-16, proporciona las normas de diseño y construcción de sistemas de acero estructural y de acero estructural compuesto, específicamente diseñados para la resistencia sísmica.

Para el desarrollo de esta investigación se usaron normas nacionales e internacionales, a su vez se utilizó el software Idea Statica 2024 y el software Etabs 2019, resaltando que ambos cuentan con licencia educacional. Esta investigación tiene como finalidad comparar los resultados de la obtención del momento máximo probable que proporciona la Norma AISC 358-16 con la capacidad máxima a momento del diseño de una conexión precalificada a través del software Idea Statica.

1.2 Justificación

El terremoto ocurrido el 16 de abril 2016 en la provincia de Manabí con epicentro entre Cojimíes y Pedernales con una magnitud Mw de 7.8 y una intensidad máxima de IX (de acuerdo con la Escala macro sísmica europea, EMS-98), este evento sísmico fue considerado uno de los más catastróficos en el transcurso de este siglo, tal fue la magnitud que pudo sentirse en países vecinos, específicamente en localidades como Bogotá en Colombia y Cajamarca en Perú. El terremoto ocasiono alrededor de 700 personas fallecidas, 22000 personas sin hogar, además de centenares de edificaciones destruidas o con daños irreparables, las pérdidas económicas se estimaron en tres mil millones de dólares.

El diseño y construcción de conexiones precalificadas con capacidades de disipación de energía sísmica son cruciales en la preservación de la integridad de las estructuras ante un evento sísmico severo. Una conexión desprovista de buenas prácticas constructivas, así como de diseño no podrá tener un correcto desempeño frente a un sismo lo cual provocaría un fallo catastrófico en la estructura comprometiendo la pérdida de vidas humanas.

En cuanto al diseño a través del software lo que trata es proveer al Ingeniero estructural de herramientas avanzadas de cálculo a través de elementos finitos y el método de las componentes que en conjunto proporcionan una visión ampliada del comportamiento de una conexión viga-columna. Esta capacidad computacional disminuye la necesidad de pruebas físicas y sus elevados costos asociados a estas que a priori, son necesarias para garantizar que la conexión que será implementada en un proyecto constructivo será capaz de disipar energía en un evento sísmico.

1.3 Objetivos

1.3.1 Objetivo General

- Determinar el comportamiento de la conexión precalificada RBS (Reduction Beam Section) aplicada en pórticos sujetos a momento (SMF), mediante modelación en software idea Statica, considerando el espectro de diseño en la ciudad El Carmen-Manabí.

1.3.2 Objetivos Específicos

- Desarrollar el diseño sismorresistente de una conexión RBS, basado en la modelación de una estructura de tres plantas en el programa ETABS, asumiendo su ubicación en la ciudad de EL Carmen - Manabí, con un suelo tipo D.
- Analizar mediante software Idea Statica 2024 la conexión precalificada (RBS), conforme lo requerimientos de precalificación de la Norma AISC 358-16
- Obtener y analizar el diagrama de Momento curvatura de la conexión precalificada RBS a través del software Idea Statica.
- Comparar la capacidad del momento probable máximo obtenido a través de la Norma AISC 358-16 con la capacidad máxima a momento de la conexión modelada en el software Idea Statica

CAPÍTULO 2

2.1 Antecedentes Investigativos

La evolución de los sistemas constructivos como hoy en día los conocemos tiene su inicio en el segundo cuarto de siglo en los XX con el abandono de estructuras murarias debido a las bondades que presentaban los nuevos materiales. Se planteo la industrialización de estos nuevos materiales con el objetivo de suministrar sostenibilidad a los nuevos sistemas constructivos teniendo en cuenta parámetros propios de los materiales (industrialización, uso y mantenimiento).

En el campo de la ingeniería estructural las investigaciones y desarrollo de sistemas sismorresistentes han optado por el desarrollo de sistemas constructivos con el uso de estructuras aporticadas que ofrecen un elevado desempeño frente a eventos sísmicos, por lo tanto, las estructuras murarias han sido desplazadas por este tipo de estructuras. En el Ecuador los primeros intentos para el cambio progresivo del sistema de estructuras murarias se dio con la industrialización en la construcción con la incorporación de perfiles metálicos.

En el ámbito internacional tras el terremoto de Northridge de 1994, la FEMA creo la SAC que es una empresa que trabajó en conjunto con la Asociación de Ingenieros Estructurales de California y las universidades de California para la Investigación en Ingeniería sísmica. El propósito de esta entidad es proveer de soluciones a los problemas de desempeño de estructuras propensas a sismos, así como también la resolver los problemas de rendimiento que presentaron las conexiones frente al sismo de Northridge. Este catastrófico evento fue el precursor para el desarrollo de normativas especializadas en estructuras metálicas como lo es la AISC (Instituto Americano de la Construcción en Acero)

2.2 Alcance

En el presente trabajo se realizará la evaluación de la conexión precalificadas (RBS), según las especificaciones del (AISC.358-16), utilizando cálculo computacional basado en el método de los componentes y cálculo a través de elementos finitos que proporciona el software Idea Statica.

La evaluación de la conexión metálica RBS tiene la finalidad de mostrar como su geometría tiene la capacidad de disipar energía y permitir cierta deformación inelástica para proteger la integridad estructural. Este tipo de conexión facilita la reparación y el reemplazo de componentes, lo que contribuye a la durabilidad y mantenimiento de la estructura.

CAPÍTULO 3

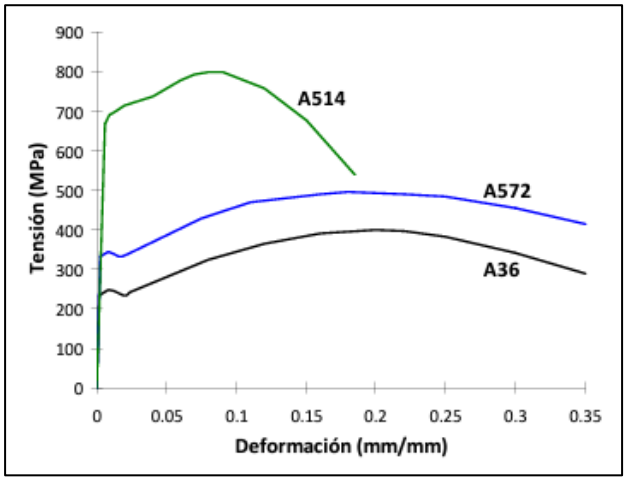
Marco Teórico

3.1. El acero como material estructural

El acero con fines estructurales es un material que posee propiedades mecánicas homogéneas debido a su proceso de fabricación a escala industrial, las propiedades a destacar y que en el campo ingenieril son de vital importancia son su ductilidad, rigidez y su elevada resistencia, lo que lo convierte en un material deseable para construcciones sismorresistentes. Cabe recordar que la ductilidad en el acero representa la capacidad que tiene para tolerar deformaciones de tipo plásticas bajo el efecto de carga sin romperse.

Para el diseño de elementos estructurales en acero se debe tomar en consideración parámetros mecánicos de elevada importancia como es la tensión a fluencia, Fy. Así como también el estado límite del acero que está vinculado con la fractura, la resistencia a tracción límite se denomina, Fu. Para ambos parámetros tanto Fy como Fu están especificados los valores nominales para el diseño de elementos estructurales. Por otro lado, debemos considerar que los aceros más utilizados en la construcción son aceros que poseen propiedades de alta ductilidad al contrario de los aceros de gran resistencia que tienen menor ductilidad y a elevadas tensiones su uso es contraproducente ya que su falla tiende a ser frágil. A continuación, se presenta el gráfico de tensión-deformación de tres tipos de aceros estructurales. [5]

Figura 3.1. Diagrama tensión-deformación.



Fuente: Crisafulli. [5]

3.2. Normativas AISC Y NEC

2.1 Norma Ecuatoriana NEC-SE-AC

La normativa NEC-SE-AC para estructuras de acero exige que el diseño estructural cumpla con determinadas condiciones, que se resumen en:

- Resistir las fuerzas de diseño establecidas.
- Mostrar derivas de piso inferiores a las permitidas.
- Absorber la energía de deformación inelástica utilizando dispositivos de control sísmico o métodos de diseño por capacidad.

3.2.2 Norma ANSI/AISC 360-16

La norma AISC 360/16 provee en sus especificaciones los pasos para el diseño, fabricación e instalación de sistemas estructurales en acero y demás estructuras.

3.2.3 Norma ANSI/AISC 358/16

La normativa AISC 358-16 establece los requisitos para el diseño, detalle, fabricación y aceptación de conexiones precalificadas a momento. Estas conexiones están relacionadas con la normativa AISC 341-16, que especifica los parámetros sísmicos que deben tenerse en cuenta en el diseño. [2]

3.2.4 Norma ANSI/AISC 341/16

Para los pórticos resistentes a momento o pórticos desprovistos de arriostramientos, que están conformados por componentes para formar una estructura que tenga la capacidad de transmitir magnitudes de momento que son: Columnas en posición vertical y vigas en posición horizontal que están conectadas a las alas de la columna con especificaciones que proporciona la Norma AISC (341-16).

3.2.5 Conexiones

Una conexión se define como la unión de elementos estructurales y elementos de unión que permite la transferencia de fuerzas entre dos o más elementos.

En edificios con estructuras de acero, se emplean diversos elementos que deben unirse entre sí para garantizar el correcto funcionamiento de la estructura. Para lograrlo, se utilizan conectores de diferentes tipos, siendo los más comunes la soldadura y los pernos, que se emplean en las conexiones de acuerdo con las necesidades y criterios del diseñador

3.2.5.1 Tipos de conexiones para vigas.

Al diseñar un SMF o IMF debemos partir que todo tipo de conexión tiene al menos una restricción, por lo tanto, presenta un grado de resistencia a variaciones de los ángulos originales formados por los elementos conectados (viga-columna) cuando se someten a cargas. Debido a la magnitud de la rigidez rotacional de la conexión el AISC clasifica las conexiones como parcialmente restringida (PR) y totalmente restringidas (tipo FR).

3.2.5.1.1. Las conexiones tipo FR.

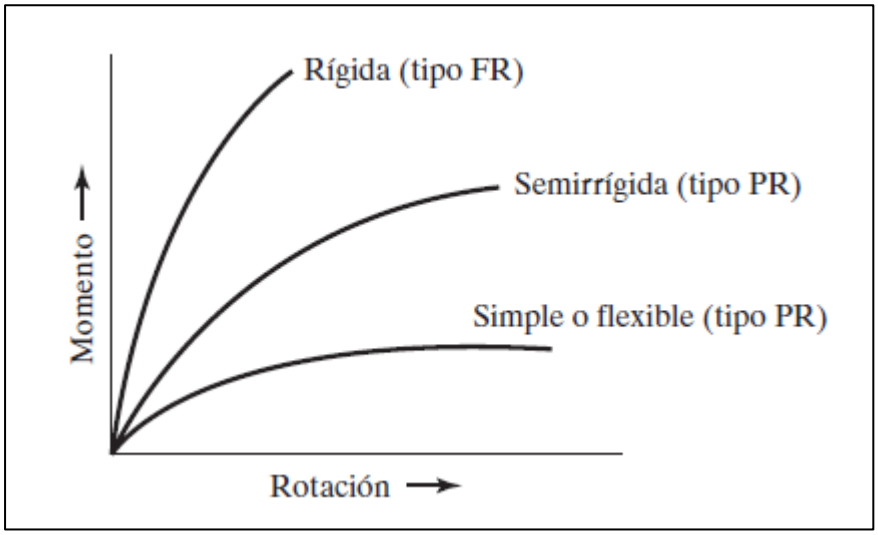
Las conexiones totalmente restringidas se las denomina conexiones rígidas que se consideran que son lo suficientemente rígidas a tal grado que los ángulos formados en la conformación de la conexión permanecen prácticamente sin alteración cuando se someten a cargas.

3.2.5.1.2. Las conexiones tipo PR.

En una conexión simple o semirrígida tienen la característica que ante la acción de cargas estas presentan cambios en los ángulos originales con los que fueron ensamblados en la conexión.

La conexión simple y semirrígida son conexiones tipo PR en las cuales el grado de restricciones es reducido en comparación a una conexión rígida, este tipo de conexiones son completamente flexibles con capacidad de giro, debido a esto no poseen capacidad resistente a momentos. Cabe mencionar que una conexión semirrígida o de momento flexible es considerada una conexión tipo PR cuya rigidez rotacional está ubicada entre los límites de una conexión rígida y articulada, se debe tomar en consideración que mayor grado de restricciones, la conexión no será perfectamente rígida y por el contrario, el mínimo grado de restricción tampoco es considerada completamente flexible.

Figura 3.2: Curvas típicas momento-rotación para conexiones.



Fuente: McCormac, J. C., & Csernak. [11]

3.2.5.2 Clasificación de conexiones.

Para estructuras de acero la clasificación está determinada por su rigidez rotacional, se detallan tres tipos a continuación:

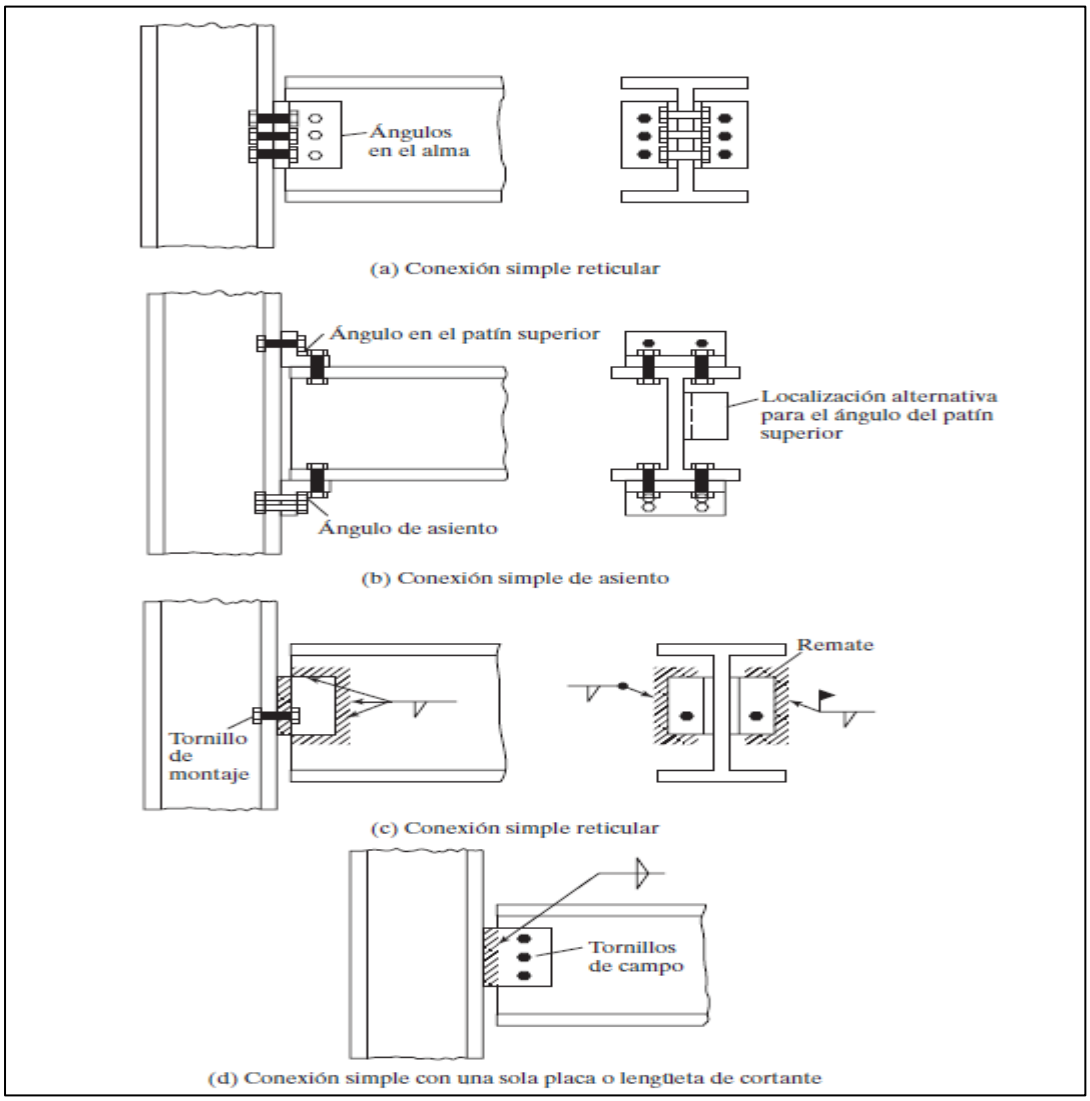
- Conexiones simples (PR).
- Conexiones semirrígidas (PR).
- Conexiones rígidas (FR).

3.2.5.2.1 Conexión simple (tipo PR).

Una conexión simple tiene la característica de ser muy flexibles en donde el grado de restricciones son mínimos lo que provoca que su rigidez rotacional se vea afectada, esto implica que su capacidad de resistencia a momentos es casi nula, la particularidad de este tipo de conexiones en el nodo donde se encuentra el apoyo será considerado como articulación, esto quiere decir que en el nodo no posee restricciones contra el giro.

En una conexión simple, la conexión se puede modelar como una viga simplemente apoyada donde su comportamiento bajo cargas gravitacionales la hará girar hacia abajo. Aunque partiendo de la afirmación de que toda conexión no es totalmente articulada porque todas las conexiones poseen cierto grado de rigidez rotacional, en este tipo de conexión se supone una rigidez rotacional despreciable y únicamente capaz de resistir fuerza a corte.

Figura 3.3: Ilustraciones de conexiones simples.



Fuente: McCormac, J. C., & Csernak. [11]

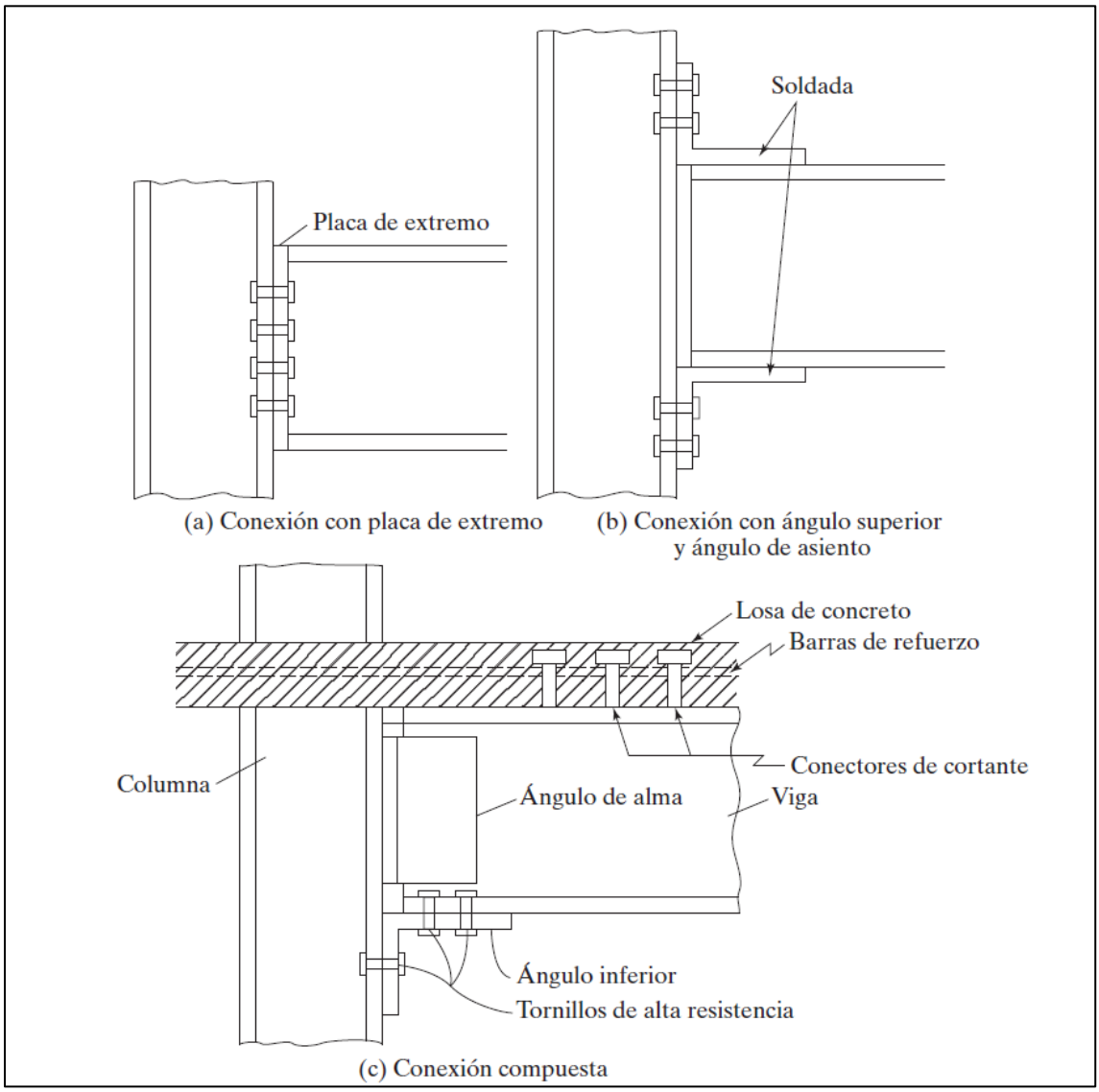
3.3.2.5.2.2 Conexiones semirrígidas o conexiones de momento flexible (tipo PR).

Las conexiones semirrígidas poseen una considerable rigidez rotacional sin embargo permite una mayor rotación que una conexión rígida. En el diseño estructural es frecuente que el diseñador no considere las conexiones semirrígidas y únicamente en su modelo estructural tratará a las conexiones como simples o rígidas.

En el diseño de una estructura de acero no se usan con frecuencia las conexiones semirrígidas, sin embargo se debe mencionar que el factor que provoca que los diseñadores no implementen las capacidades de este tipo de conexiones en el diseño estructural se debe a las limitaciones que presenta el AISC, donde menciona que únicamente se aprobará el uso de conexiones semirrígidas cuando se presente los ensayos pertinentes para comprobar que están en la

capacidad de resistir un porcentaje de momento resistente que provee una conexión totalmente rígida.

Figura 3.4: Ilustraciones de conexiones semirrígidas.



Fuente: McCormac, J. C., & Csernak. [11]

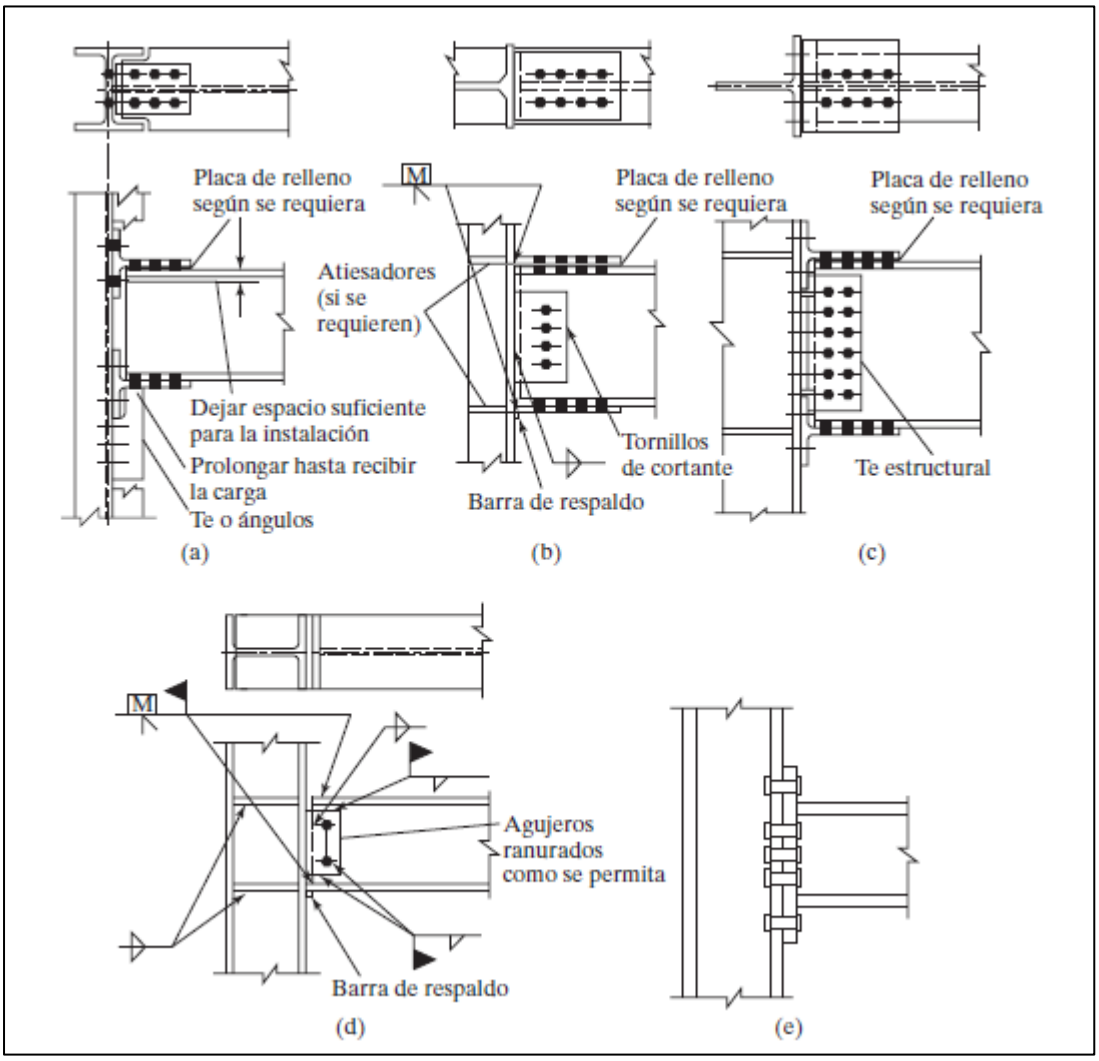
3.2.5.2.3 Conexiones rígidas (tipo FR).

Las conexiones rígidas con aquellas que su rotación está totalmente restringida además transfieren el momento directamente y al 100% al empotramiento. Para que sea considerada rígida la conexión debe proveer de una limitación al giro del 90% o mayor.

Este tipo de conexiones son muy utilizadas en estructuras de acero de elevada altitud con la ventaja de que desarrollar mayor resistencia a las cargas producidas por el viento, considerando

que la carga del viento a grandes altitudes se eleva de manera exponencial comparado a la carga de viento que podemos tener a pocos metros por encima del nivel del suelo.

Figura 3.5: Ilustraciones de conexiones rígidas y de su soldadura.



Fuente: McCormac, J. C., & Csernak. [11]

3.3 Pórticos Resistentes a Momento.

En pórticos resistentes a momento diseñados en acero estructural, la conexión entre vigas y columnas debe estar conformada inevitablemente con conexiones rígidas debido a que la resistencia a cargas laterales está ligada a la capacidad de flexión y resistencia al corte de vigas y columnas. En el diseño de marcos rígidos de acero la fuente de ductilidad debe provenir de

las vigas, donde el proyectista debe procurar que esta sea la zona donde los momentos actuantes en el sistema estructural induzcan a la falla.

La filosofía de diseño para este sistema estructural menciona que las cargas actuantes en el pórtico deben inducir a la falla plástica en la viga, mientras que en las columnas los esfuerzos de tensión no deben exceder el límite plástico, así como también la zona que conforma el panel nodal.

3.3.1 Parámetros para un marco rígido de acero.

Parámetros que se debe tomar en consideración para que un marco rígido de acero tenga el comportamiento adecuado:

1. Seleccionar los elementos que disipen la energía producida por un sismo a través de deformaciones plásticas.
2. Estimar y diseñar con elevada precisión las regiones en donde se producirán las deformaciones o nudos plásticos con la finalidad de no inducir al elemento a un fallo por fractura o inestabilidad.
3. Los elementos que no están diseñados para disipación de energía sísmica deberán ser diseñados con resistencia a tensiones por debajo del límite plástico.

El sistema de pórticos de acero estructural es bastamente utilizado por la versatilidad arquitectónica que presenta, así como también presenta la ventaja de diseño de espacios diáfanos que son muy apreciados entre los clientes que buscan espacios libres de la obstrucción visual que provoca un elemento estructural. Por otro lado, la desventaja del uso de pórticos en acero estructural se presenta en la limitada rigidez lateral lo cual implica que las derivas generadas en este sistema serán mayores en comparación al resto de sistemas.

Al tener como una limitante el control de derivas por lo general se parte de la verificación de la estructura frente a este requisito para después comprobar que los elementos que conforman el diseño estructural cumplan con la resistencia requerida.

3.3.2 Conexiones viga-columna.

Para sistemas sismo resistentes conformados por pórticos no arriostrados especiales deben ceñirse a las siguientes condiciones:

- La conexión debe tener la capacidad mínima de tolerar rotaciones plásticas de 0.04 radianes, o a su vez una rotación plástica en las rótulas de 0.3 radianes añadiendo la distorsión elástica del piso de 0.1 radianes. [5]
- La capacidad a flexión de la conexión, medida en la cara de la columna, debe ser como mínimo 0.8 Mp de la viga conectada. [5]
- Para el diseño de la conexión a corte se debe determinar a partir de las combinaciones de cargas sísmicas. [5]

Donde

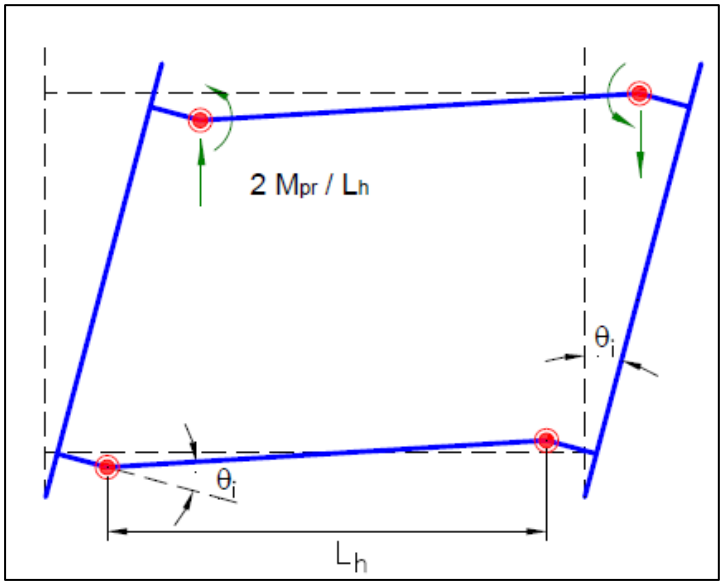
Mpr: Momento máximo probable en la rótula Plástica.

Lh: Distancia entre rótulas plásticas en la viga.

Ry: Coeficiente de fluencia esperado del material.

Cpr: Factor de endurecimiento por deformación.

Figura 3.6: Mecanismo de disipación de energía por medio de rotulación plástica.



Fuente: Crisafulli [5]

3.3.3 Configuración del pórtico

Los pórticos deben ser proporcionados y detallados de manera que el ángulo de deriva entre pisos requerido para el pórtico pueda ser acomodado a través de una combinación de deformación elástica y el desarrollo de rótulas plásticas en lugares predeterminados dentro del pórtico.

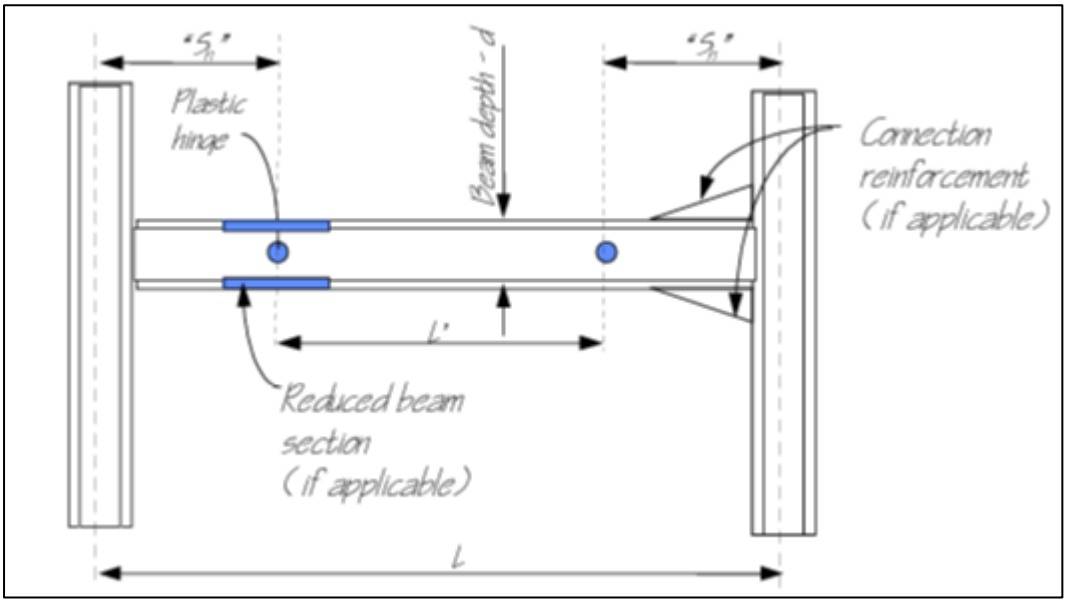
Para que se produzcan las rótulas plásticas la deriva inelástica se acomoda mediante la deformación plástica del acero a flexión, dentro de la luz de la viga, lejos de la cara de la columna. Este comportamiento puede obtenerse rigidizando y reforzando localmente las uniones totalmente coaccionadas mediante el uso de placas de recubrimiento, cartelas y detalles similares, de forma que la relación entre la demanda de flexión y la capacidad de la sección plástica sea máxima en estos puntos interiores del vano.

Esta condición también puede obtenerse reduciendo localmente la sección de la viga en los puntos deseados para la articulación plástica, con el fin de obtener una condición de máxima demanda de flexión respecto a la capacidad de la sección plástica en estas secciones. (FEMA 350)

3.3.4 Determinación de las ubicaciones de las rótulas plásticas

Las ubicaciones de las rótulas plásticas presentadas para las uniones precalificadas son válidas para vigas con cargas gravitatorias que representan una pequeña parte de la demanda total de flexión. Para pórticos en los que las cargas gravitatorias produzcan esfuerzos de flexión significativos en los elementos, la ubicación de la formación de la rótula plástica debe determinarse basándose en métodos de análisis plástico. (FEMA350)

Figura 3.6: Ubicación de las rótulas plásticas



Fuente: FEMA 350

Si la carga de gravedad es significativa, esto puede desplazar la ubicación de las rótulas plásticas y, en el caso extremo, incluso cambiar la forma del mecanismo de colapso. Si la demanda de flexión en la viga debido a la carga de gravedad es inferior a aproximadamente el 30% de la capacidad plástica de la viga, este efecto puede despreciarse con seguridad, y las ubicaciones de las bisagras plásticas tomarse como se indica. Si las demandas de gravedad exceden significativamente este nivel, entonces se debe realizar un análisis plástico de la estructura para determinar las ubicaciones apropiadas de las rótulas. (FEMA 350)

3.3.5 Momento Plástico Probable.

Para conexiones totalmente restringidas diseñadas para desarrollar rótulas plásticas en la viga o viguetas, el momento plástico probable en la ubicación de la rótula plástica debe determinarse como:

$$Mpr = C_{pr} R_Y Z_e F_y$$

Donde:

Mpr = Momento plástico máximo probable.
Cpr = Factor de endurecimiento por deformación.

$$Cpr = \frac{F_y + F_U}{2F_y}$$

Ry: relación entre la tensión de fluencia esperada y la tensión mínima de fluencia.

Ze = El módulo plástico efectivo de la sección (o conexión) en el lugar de la articulación plástica.

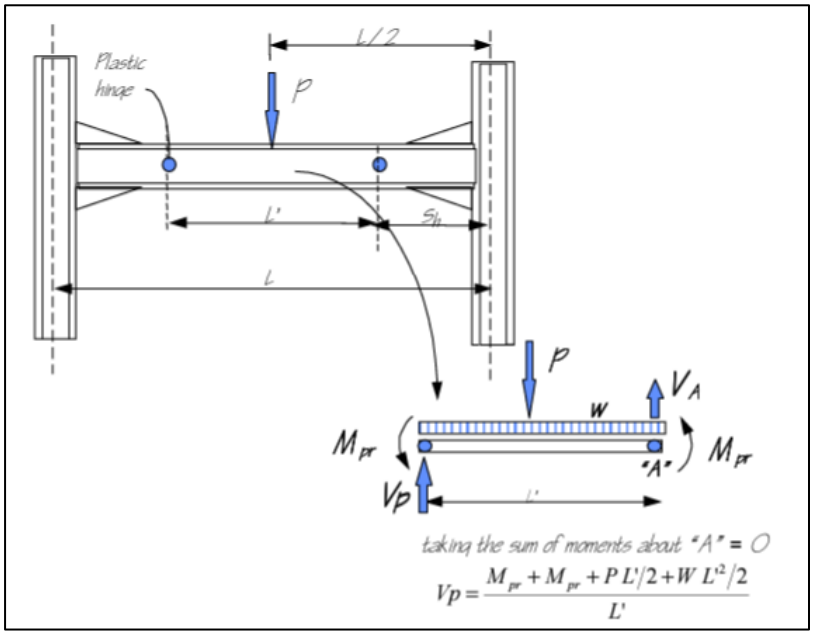
Fy = límite elástico del material.

Fu = Esfuerzo de tracción último del material.

3.3.6 Cortante en la rótula plástica.

El cortante en la rótula plástica debe determinarse mediante métodos estáticos, considerando las cargas gravitatorias que actúan sobre la viga. Se debe realizar un diagrama de cuerpo libre de la porción de la viga entre las rótulas plásticas para obtener el cortante.

Figura 3.7: Cortante en la rótula plástica.



Fuente: FEMA 350

Donde

P: Carga Gravitacional Puntual.

W: Carga Gravitacional Distribuida.

Mpr: Momento Plástico Probable.

Vp: Corte en la Rótula.

3.3.7 Relación viga-columna conforme la ANSI/AISC/ 341-16

El principio de diseño columna fuerte viga débil tiene como finalidad, evitar que las columnas entren al rango inelástico y, por el contrario, sean las vigas las que desarrollen rótulas plásticas y disipen energía.

$$\frac{\Sigma \mathrm{Mpc}}{\Sigma \mathrm{Mpb}} > 1.0$$

ΣMpc= Sumatoria de los momentos nominales a flexión de la columna con respecto el eje de la viga.

$$\Sigma \mathrm{Mpc} = \Sigma \mathrm{Zc}(\mathrm{Fyc} - \frac{\mathrm{Puc}}{\mathrm{Ag}})$$

ΣMpb= Sumatoria de momentos plásticos nominales con respecto al eje de la columna, de las resistencias a flexión esperadas en las articulaciones plásticas. (AISC 341-16)

$$\Sigma \mathrm{Mpb} = \Sigma(\mathrm{Mpr} + \mathrm{Muv})$$

Donde:

Ag = área bruta de la columna

Fyb = límite elástico de la viga, ksi (MPa)

Fyc = límite elástico de la columna, ksi (MPa)

Mpr = momento máximo probable

Muv = momento adicional debido a la amplificación del esfuerzo cortante desde la ubicación de la rótula plástica hasta la línea central de la columna

Pr = resistencia axial a compresión

Zc = módulo de sección plástica de la columna

3.3.8 Placas de continuidad

Dentro de los diversos tipos de rigidizadores tenemos a las placas de continuidad que se ubican en el espacio comprendido entre las alas de la columna y a la altura de las alas de viga que llegan al nodo, la inclusión de estos elementos radica en garantizar la adecuada transferencia de las cargas de compresión y tensión que se generan producto de las cargas actuantes sobre las

vigas. Por otro lado, las placas de continuidad sirven para definir la zona de panel nodal en donde la inclusión de estas aporta rigidez a la zona con el objetivo de mitigar las altas tensiones producidas.

A menos que se realicen pruebas de cualificación de las conexiones específicas del proyecto para demostrar que no son necesarias las placas de continuidad de las alas de las vigas, las uniones resistentes a momentos deben estar provistas de placas de continuidad del ala de la viga a través del alma del pilar cuando el espesor del ala del pilar sea inferior al valor dado por: (FEMA 350)

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

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

Donde:

tcf = Espesor mínimo requerido del ala de la columna cuando no se proporcionan placas de continuidad

bf = Ancho del ala de la viga.

tf = Espesor del ala de la viga.

Fyb (Fyc) = Esfuerzo de fluencia del ala de la viga (columna).

Ryb (Ryc) = Relación entre el límite elástico esperado del material de la viga (columna) y el límite elástico mínimo especificado, según las Disposiciones Sísmicas del AISC. (FEMA 350)

3.3.8.1 Requerimientos para el diseño del espesor de las placas de continuidad.

Cuando se requieran placas de continuidad, el espesor de las placas deberá determinarse de acuerdo con lo siguiente:

- Para uniones unilaterales (exteriores), el espesor de la placa de continuidad debe ser al menos la mitad del espesor de las dos alas de la viga.
- Para uniones a dos lados (interiores), las placas de continuidad deben tener un espesor igual al espesor de las dos alas de la viga a cada lado del pilar.
- Las placas también deben cumplir con la Sección K1.9 de las Especificaciones AISC-LRFD. (FEMA 350)

3.3.9 Panel Nodal.

El panel nodal es la región formada por la intersección de dos elementos estructurales que están conectadas con el objetivo de transmitir momentos, geométricamente este espacio está formado por las alas de la viga y el espacio entre las alas de la columna. Esta zona se caracteriza por las elevadas solicitaciones a corte a las cuales se encuentra sometido, la fluencia por corte puede afectar notablemente el desarrollo de rótulas plásticas en la conexión, por lo tanto, su diseño debe considerarse de vital importancia para garantizar el desempeño correcto de un sistema sismorresistente.

Para el cálculo de la fuerza cortante se debe tomar en consideración las fuerzas horizontales en el nodo

Figura 3.8: Deformación del panel nodal por acción del Sismo.

Fuente: CRISAFULLI [5]

Para prevenir el pandeo local del panel es fundamental verificar que se cumpla la siguiente condición que proporciona la Norma AISC (341-16)

$$t_p \geq \frac{d_z + w_z}{90}$$

En donde:
tp = Espesor del alma de la columna y de las placas dobles (mm)
dz = Ancho de la zona del panel. (mm)
wz = Altura de la zona del panel. (mm)

3.9.1 Resistencia al cizallamiento de la zona del panel.

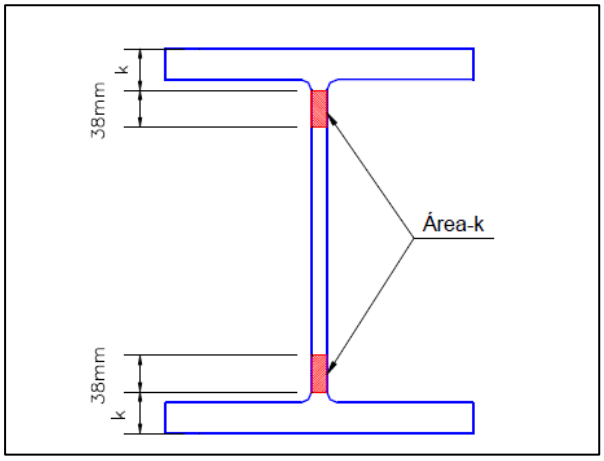
Aunque se evite la rotulación plástica en las columnas, no puede garantizarse que la energía de un gran sismo se disipe a través de la articulación plástica en las vigas. En un gran número de estructuras las zonas de paneles tendrán la capacidad de ceder antes de que las vigas alcancen su límite elástico. La resistencia relativa de las vigas y las zonas de paneles no está limitada por varios de los códigos sísmicos más recientes, excepto por el requisito básico de diseño de la resistencia de las vigas para las zonas de paneles, que se aplica en el nivel de carga de diseño. A causa de las cargas de gravedad y los requisitos de rigidez, el tamaño de las vigas suele ser mayor que el requerido para la resistencia sísmica, por lo tanto, es lógico esperar que en muchos casos las zonas de paneles sean los elementos más propensos a experimentar tensiones que provocan a plastificación. (FEMA 355)

3.3.10 "Área-k"

El área k se define como la zona del alma de un perfil que tiene como límites la transición entre el alma y el ala del perfil considerando hasta 38 mm dentro del alma. Diversos estudios realizados en estructuras de acero y ensayos de laboratorio muestran que el área k es propensa a sufrir fallas por fractura. Las observaciones en estructuras de acero y los resultados de pruebas de laboratorio muestran que el área k tiende a sufrir fracturas porque poseen propiedades diferentes en comparación con el resto de la sección. El ajuste de las propiedades se debe a las fuerzas de contacto que surgen al concluir el proceso de laminación, con el fin de corregir deformaciones y defectos que superan las tolerancias permitidas, en este procedimiento el material experimenta endurecimiento y envejecimiento por deformación lo que resulta contraproducente para las propiedades mecánicas esperadas, este proceso produce que en la región k se vuelva más resistente, pero con la desventaja de ser más frágil.

Para el ensamblaje de placas de continuidad se debe considerar la región k y excluirla del cordón de soldadura del rigidizador para no comprometer esta región a tensiones que transmite la placa con el fin de evitar una falla por ruptura en esta zona.

Figura 3.9: Definición del "área-k" en perfiles laminados.



Fuente: Crisafulli [5]

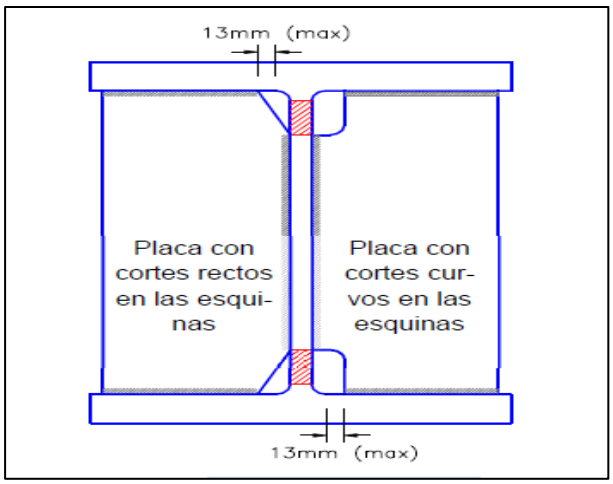
3.3.10.1 Especificaciones de la ANSI/AISC 341-16 para cortes en placas y rigidizadores

Para la instalación y ensamblaje de la zona de panel nodal con placas de continuidad la norma AISC 341-16 recomienda usar cortes en las aristas de la placa que van soldadas al alma de la columna, este proceso es necesario para evitar el contacto con la zona k del alma de la columna. La norma provee de dos opciones:

- Cortes rectos con un radio mínimo de 13 mm.
- Cortes curvos con radio mínimo de 13 mm.

Existen casos donde no es posible evitar la soldadura en la región k o a su vez se haya sido soldada esta región por error, así que la norma nos indica los procedimientos en el capítulo J del ANSI/AISC 341-16.

Figura 3.10: Detalle de placas de continuidad con cortes rectos y curvos en las esquinas.



Fuente: Crisafulli [5]

3.3.11 Soldadura

3.3.11.1 Requerimientos de soldadura de la viga a la columna

La AISC 358-16 señala que para pórticos especiales a momento (SMF), la soldadura de los elementos que conforman el sistema sismorresistente deberá realizarse con soldadura de penetración completa CJP con la finalidad de que la conexión de las alas de viga con el ala de la columna conforme un solo elemento sin alterar mayormente sus propiedades mecánicas.

3.3.11.2 Requerimientos de conexión de la placa a cortante

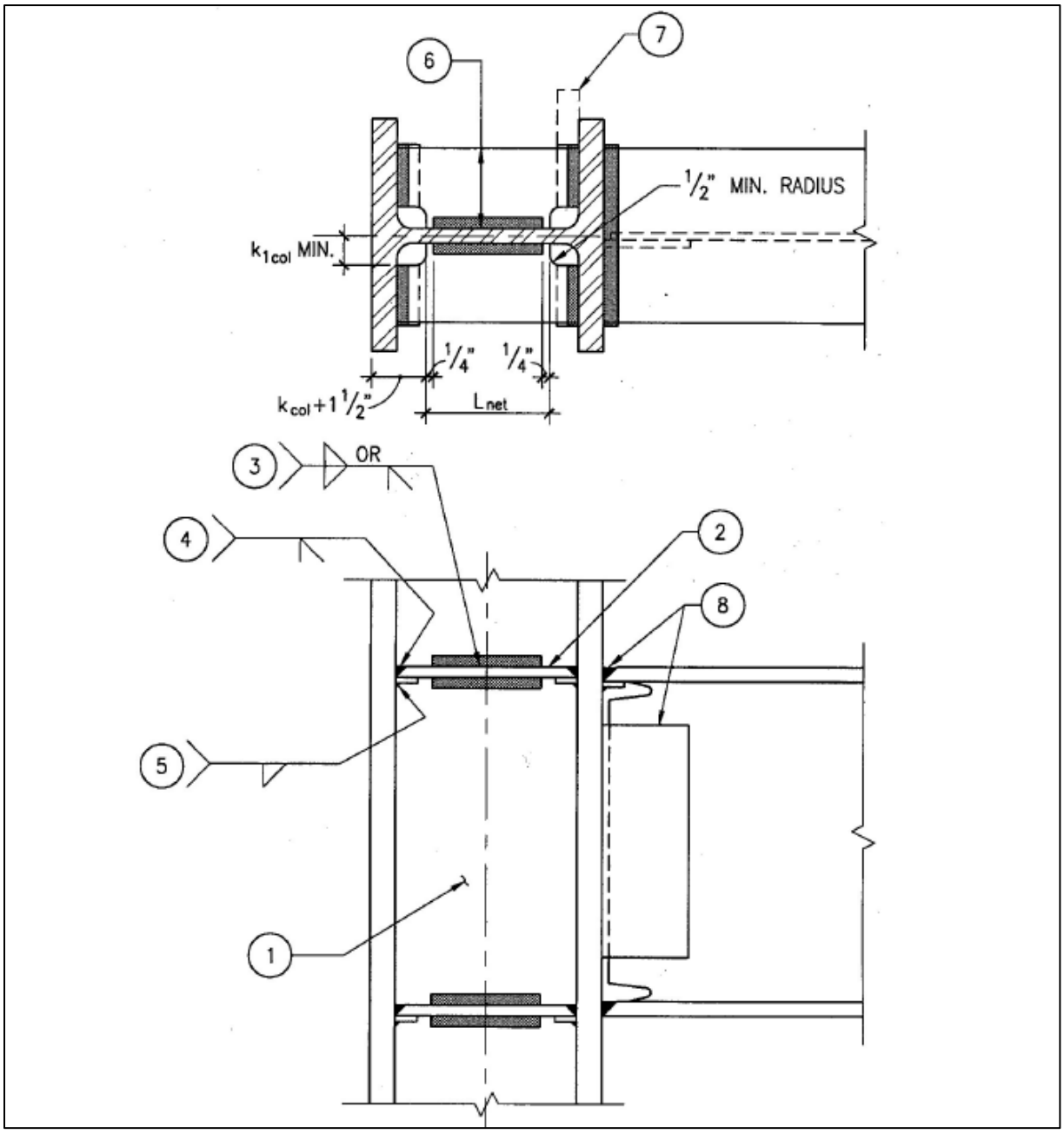
3.3.11.2.1 Requerimientos del material de la placa

Para las placas de conexión a cortante o placas de continuidad deberán seguir las especificaciones de la ASTM para A36/A36M o A572/A572M Grado 50.

3.3.11.2.2 Soldaduras de conexión de placa a cortante

La soldadura de una placa a cortante deberá realizar con soldadura de penetración completa o soldadura de filete doble, en cuanto al requerimiento mínimo del espesor de la placa deberá ser de 10 mm. En el caso de que se requieran agujeros en el alma de la viga estos únicamente tendrán el objetivo de montaje, además la resistencia a corte de la placa se podrá utilizar como apoyo en casos donde la soldadura CJP falle.

Figura 3.11: Detalle de soldaduras para conexiones precalificadas



1. 1. Placa del alma cuando lo exija la sección 3.3.3.2.de la Fema 350.
2. Placa de continuidad según lo exigido en la Sección 3.3.3.1.de la Fema 350
3. Resistencia total requerida de la soldadura.
4. CJP Para uniones viga-columna.
5. Soldadura de filete continua conforme especificaciones del AISC.
6. La anchura mínima debe coincidir con el ala de la viga.
7. Retirar las pestañas de soldadura a ¼" como máximo del borde de la placa de continuidad.

8. Conexión de la viga.

3.4. Conexiones precalificadas conforme el AISC 358-16

Tabla 3.1: Tipo de conexiones precalificadas, AISC 358-16

Conexiones Precalificadas AISC 358-16		
Tipo de conexión	**Capitulo**	**Sistema**
Sección de viga reducida (RBS)	5	SMF, IMF
Placa extrema extendida no rigidizada y atornillada (BUEEP)	6	SMF, IMF
Placa extrema extendida rigidizada atornillada (BSEEP)	6	SMF, IMF
Placa de brida atornillada (BFP)	7	SMF, IMF
Brida soldada no reforzada - alma soldada (WUF-W)	8	SMF, IMF
Escuadra atornillada Kaiser (KBB)	9	SMF, IMF
Conexión de momento Con Xtech ConXL (ConXL)	10	SMF, IMF
Conexión de momento SidePlate (SidePlate)	11	SMF, IMF
Conexión de momento Simpson Strong-Tie Strong Frame	12	SMF, IMF
Conexión de momento de doble T	13	SMF, IMF
Conexión de momento SlottedWeb	14	SMF

3.4.1 Conexión de viga de sección reducida (RBS).

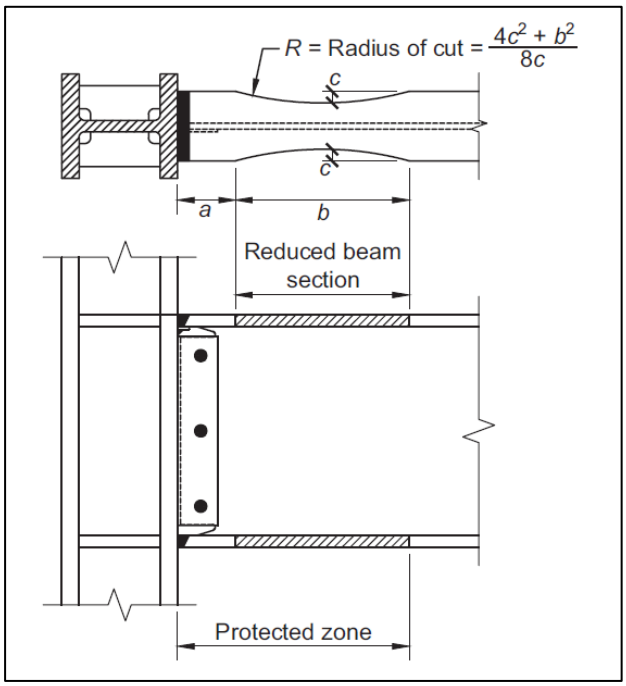
Posterior a los eventos sísmicos ocurridos en Northridge y Kobe en los años 1994 y 1995 respectivamente, La conexión precalificada de sección de viga reducida (Reduced Beam Section RBS) es considerada en la actualidad como una de las conexiones más utilizadas y económicas en el campo del diseño y la construcción de estructuras metálicas.

La conexión precalificada RBS pertenece al grupo de conexiones con restricción total, la particularidad de este tipo de conexión consiste en cortes circulares en las alas de la viga cerca de los extremos de la cara de la columna, la soldadura para garantizar un correcto desempeño de la conexión consiste en el uso de soldadura de penetración completa CJP, donde las alas de la conexión estrictamente deben ser soldadas con la soldadura mencionada.

Alternativa 1: Para SMF la soldadura de las alas de la viga con el ala de la columna deberá ser CJP, además si se utiliza placa a cortante este deberá tener un espesor mínimo de 10 mm la que también es el requisito mínimo para la soldadura de penetración completa.

Alternativa 2: Para IMF se utilizará una placa para conectar el alma de la viga con el ala de la columna, esta placa deberá ir soldada al ala de la columna con soldadura de penetración completa o con soldadura de filete a los lados. Además, los pernos utilizados serán A325 o A490.

Figura 3.12: Esquema viga sección reducida RBS



Fuente: AISC 358-16

3.4.2 Límites de Precalificación

3.4.2.1 Límites de la viga

1. Las vigas deberán ser laminadas de ala ancha o en forma de I, de conformidad con los requisitos de la Sección 2.3.
2. El alma y las alas de la sección se deben conectar mediante soldadura de penetración completa (CJP)
3. La profundidad de las vigas se limitará a un máximo de W36 (W920)
4. El peso de la viga deberá ser máximo de 447 kg/m (302 lb/pie).

5. El espesor del ala de la viga deberá ser máximo de 44 mm.
6. La relación luz libre-profundidad de la viga se limitará como sigue:
   Para sistemas SMF, 7 o superior.
   Para los sistemas IMF, 5 o superior.
7. Se debe considerar las Disposiciones Sísmicas del AISC para la relación ancho – espesor de las alas y el alma de la viga.
8. 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

3.4.2.2 Limitaciones columnas

1. Las columnas deberán ser de cualquiera de las formas laminadas o secciones ensambladas permitidas en la Sección 2.3.
2. La viga se unirá al ala del pilar.
3. La altura del perfil deberá ser máximo W36 (W920).
4. No hay restricción en el peso por pie de las columnas.
5. No hay condición para el espesor del ala.
6. Las relaciones anchura/espesor de las alas y el alma de los pilares deben cumplir los requisitos de las Disposiciones Sísmicas del AISC 341-16.

3.4.3 Procedimiento de diseño

Paso 1. Establecer las dimensiones geométricas de la conexión RBS

$$0.5b_{bf} \leq a \leq 0.75b_{bf}$$
$$0.65d \leq b \leq 0.85d$$
$$0.1b_{bf} \leq c \leq 0.85b_{bf}$$

Donde:

a: Distancia comprendida desde el inicio de reducción de las alas de la viga hasta el ala de la columna.

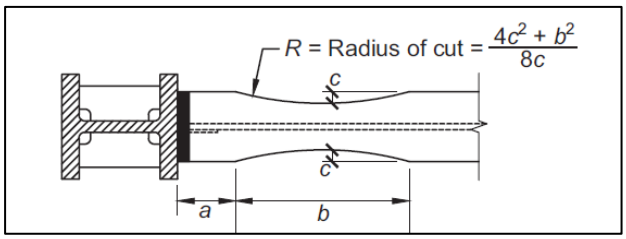
b: Distancia entre los radios que conforman la reducción de la viga.

c: Profundidad del corte

db: altura de la sección transversal de la viga

bbf: ancho del ala de la viga

Figura 3.13: Esquema geométrico de la sección reducida RBS.



Fuente: AISC 358-16

Paso 2. Cálculo del módulo plástico en el centro de la viga reducida

$$\text{Zrbs} = \text{Zx} - 2 * \text{c} * \text{tbf}(\text{db} - \text{tbf})$$

Donde:

Zx: Módulo plástico de la viga.

Zrbs: Módulo plástico en el centro de la sección reducida.

tbf: Espesor del ala de la viga.

Paso 3. Cálculo del momento máximo probable de la viga reducida

$$\text{Cpr} = \frac{\text{Fy} + \text{Fu}}{2 * \text{Fy}}$$

Donde:

Cpr: Factor de endurecimiento por deformación.

Fy: límite elástico del material.

Ry: Factor de fluencia probable del acero (NEC).

Fu: Esfuerzo de tracción último del material.

Paso 4. Cálculo de la fuerza cortante en el eje de la sección reducida de la viga.

Se determinará con un diagrama de cuerpo libre de la porción de viga comprendida entre los centros de secciones reducidas.

Para determinar la fuerza cortante en el eje de la sección de viga reducida se deberá realizar un diagrama de cuerpo libre donde los extremos serán los centros de las secciones reducidas.

Sabre esta viga actuará la combinación de carga gravitacional más un porcentaje de la carga de nieve (S) que para nuestro país la probabilidad de ocurrencia de este factor es prácticamente nula, además el factor f1 deberá ser tomado en un rango de (0.5-0.7)

$$1.2D+f1*L+0.2*S$$

Paso 5. Determinación de la Fuerza cortante en la rótula plástica

$$\mathrm{Vrbs} = \frac{2\mathrm{Mpr}}{\mathrm{Lh}} + \mathrm{W}\frac{\mathrm{Lh}}{2}$$

Paso 6. Determinación del momento máximo en la cara de la columna

$$\mathrm{Mf} = \mathrm{Mpr} + \mathrm{Vrbs} * \mathrm{sh}$$

Paso 7. Determinación del momento plástico en la viga basado en el esfuerzo de fluencia esperado

$$\mathrm{Mpe} = \mathrm{Ry} * \mathrm{Fy} * \mathrm{Zx}$$

Paso 8. Determinación de la capacidad a corte requerida en la viga y en la conexión

$$\mathrm{Vu} = 2\frac{\mathrm{Mpr}}{\mathrm{Lh}} + \mathrm{Vg}$$

Paso 9. Determinación de la conexión alma de la viga con el ala de la comuna de acuerdo con el apartado 5.6. (AISC 358-16).

Paso 10. Verificar los requerimientos de la placa de continuidad de acuerdo con el capítulo 2. (AISC 358-16).

Paso 11. Verificar las restricciones de la relación viga-columna según la sección E3 (AISC 341-16).

3.5. Software Idea Statica

El software idea Statica basa su procedimiento de cálculo en el trabajo en conjunto del método de los componentes (CM) y el método de elementos finitos (FEM por sus siglas en inglés) obteniendo el método de cálculo CBFEM. Esto permite a los ingenieros que utilizan IDEA Statica codificar conexiones de acero de inmensa variedad, además de permanecer en el lado seguro definido por AISC, Eurocódigo y otras normas nacionales.

3.5.1 Método de los componentes

La versión más reciente de los modelos analíticos para las conexiones de estructuras de acero y mixtas de acero y concreto no solo predice la resistencia de diseño principal, sino también la rigidez inicial y la capacidad de deformación, lo cual es esencial para el diseño de estructuras dúctiles. Este modelo, desarrollado para ciertos tipos de configuraciones, se denomina Método de Componentes (CM). El CM se basa en procedimientos estándar para evaluar las fuerzas internas en geometrías de conexiones específicas y su verificación. Zoetemeijer (1985) fue el pionero en integrar la predicción de rigidez y capacidad de deformación en el modelo de resistencia para conexiones de placas de extremo. Posteriormente, Steenhius (1994) mejoró la formulación y el cálculo de la rigidez elástica. Este método está incorporado en las normas estructurales europeas actuales para conexiones de acero y compuestas, como se especifica en EN 1993-1-8:2005 y EN 1994-1-1:2010, y se utiliza en la mayoría de los programas de software de diseño de acero estructural en Europa. Da Silva (2008) generalizó el modelo de componentes.

El procedimiento comienza con una descomposición de una unión en componentes, seguida de su descripción en términos del comportamiento de deformación por fuerza normal/corte. Después de eso, los componentes se agrupan para examinar el comportamiento momento-rotacional de la unión y su clasificación/representación en un modelo de resorte/corte y su aplicación en análisis globales. La ventaja del modelo de componentes es la integración del conocimiento experimental y analítico actual del comportamiento de los componentes de las conexiones: pernos, soldaduras, placas de extremo, bridas, pernos de anclaje y placas base. Esto proporciona una predicción muy precisa del comportamiento en el nivel de carga elástica y última. La verificación del modelo es posible mediante un cálculo simplificado. La desventaja del modelo de componentes es que la evaluación experimental de la distribución de fuerzas internas se realiza solo para un número limitado de configuraciones de unión.

3.5.2 Modelo de Elementos Finitos

Desde los años 70, los análisis de elementos finitos (FEA) se han empleado para investigar conexiones, mostrando ser una alternativa válida y menos costosa en comparación con los ensayos tradicionales para comprender el comportamiento de las conexiones.

El modelo de material para el análisis de elementos finitos utiliza un diagrama de tensión-deformación real, calculado a partir de resultados experimentales, considerando la contracción de la muestra durante la fase inelástica del ensayo. Hoy en día, el análisis computacional,

especialmente en mecánica computacional y dinámica de fluidos, es una herramienta de diseño esencial y un motor para muchos campos de investigación. Las recomendaciones para el diseño avanzado en acero estructural están disponibles en el capítulo 5 y el anexo C de la norma EN 1993-1-5:2006. Se aconseja limitar la deformación de diseño al 5%, según Cl. C.8(1) EN 1993-1-5:2006. La integración de la seguridad en modelos de diseño avanzado bajo el estado límite último se resume en Cl. C.9(2) de la misma norma. También puede aplicarse el procedimiento estándar con factores de seguridad parciales para materiales y conexiones.

Una solución más avanzada y precisa, que considere la exactitud del modelo y del material por separado, proporciona una solución más exacta y económica para las conexiones estructurales. La complejidad de la modelización por elementos finitos de las conexiones de acero estructural ha sido estudiada exhaustivamente desde los años ochenta; véase (Krishnamurthy, 1978). Posteriormente, se aceptaron comúnmente los procedimientos para obtener resultados adecuados en modelos FE científicos y los límites para la aplicación de modelos de diseño FE.

3.5.3 Método de Elementos Finitos basado en componentes

3.5.3.1 Modelo de materiales

Los diagramas de materiales más utilizados en el modelado por elementos finitos del acero estructural son el plástico ideal, el modelo elástico con endurecimiento por deformación y el diagrama tensión-deformación verdadero, véase la Fig. 3.14. El diagrama tensión-deformación real se calcula a partir de las propiedades del material de los aceros dulces a temperatura ambiente obtenidas en ensayos de tracción. La tensión y la deformación verdaderas pueden obtenerse como sigue:

$$\sigma_{true} = \sigma(1 + \varepsilon)$$

$$\varepsilon_{true} = ln(1 + \varepsilon)$$

Donde:

σ true: Tensión verdadera

ε true: Deformación verdadera,

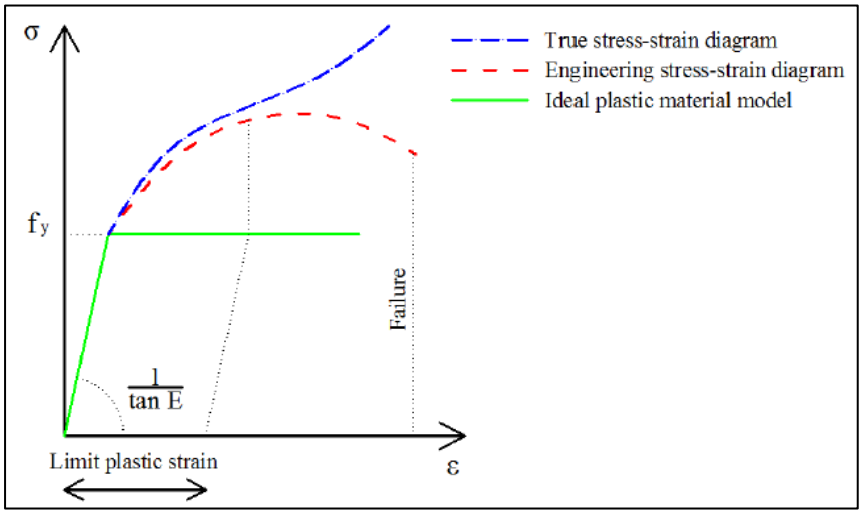
σ: Tensión nominal

ε: Deformación nominal.

El material elastoplástico con endurecimiento por deformación se modela de acuerdo con la norma EN 1993-1-5:2006. El comportamiento del material se basa en el criterio de fluencia de

Von Mises. Se supone que es elástico antes de alcanzar el límite elástico, fy. El criterio de estado límite último para las regiones no susceptibles de pandeo es alcanzar un valor límite de la deformación principal de la membrana. Se recomienda un valor del 5%.

Figura 3.14: Diagramas de materiales del acero en modelos numéricos.



Fuente: Manual Software Idea Statica.

CAPITULO 4

RESULTADOS Y DISCUSIÓN

4. Memoria técnica estructural, recolección de datos

4.1. Propuesta de modelo estructural en acero en Etabs

Se propone una edificación de 3 pisos en estructura metálica en la ciudad El Carmen en la provincia de Manabí, el lugar de implantación corresponde a un tipo de suelo D, la propuesta constructiva está basada en pórticos especiales a momento (SMF) con conexiones con capacidad de disipación de energía ante eventos sísmicos de elevada magnitud. Los entrepisos tendrán una altura de entrepiso de 2.80 m con luces de 5 m y 5.5 m en su mayor luz.

4.2. Recolección de la información

Conforme al sistema estructural seleccionada para el desarrollo de esta investigación se presentan las configuraciones de los perfiles, materiales y cargas.

4.2.1 Datos de la estructura principal

La tabla muestra la configuración general de la estructura:

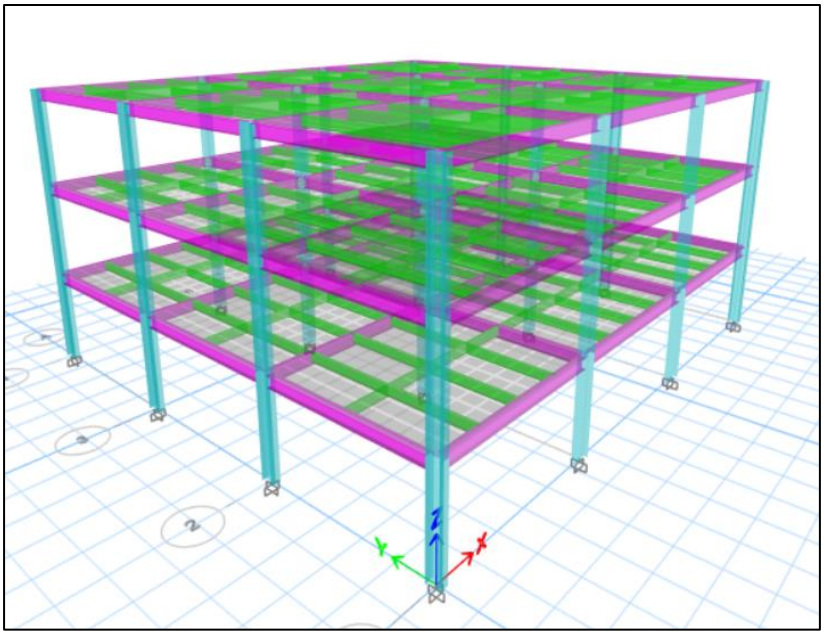
Tabla 4.1: Datos geométricos de la estructura.

DATOS GEOMÉTRICOS DE LA ESTRUCTURA PROTOTIPO					
Niveles	Luz dirección Norte- Sur	Número de vanos Norte-Sur	Luz dirección Oeste - Este	Número de vanos Oeste - Este	Altura de entrepiso
3	5 m	3	5.5 m	3	2.80 m

4.3 Modelo estructural.

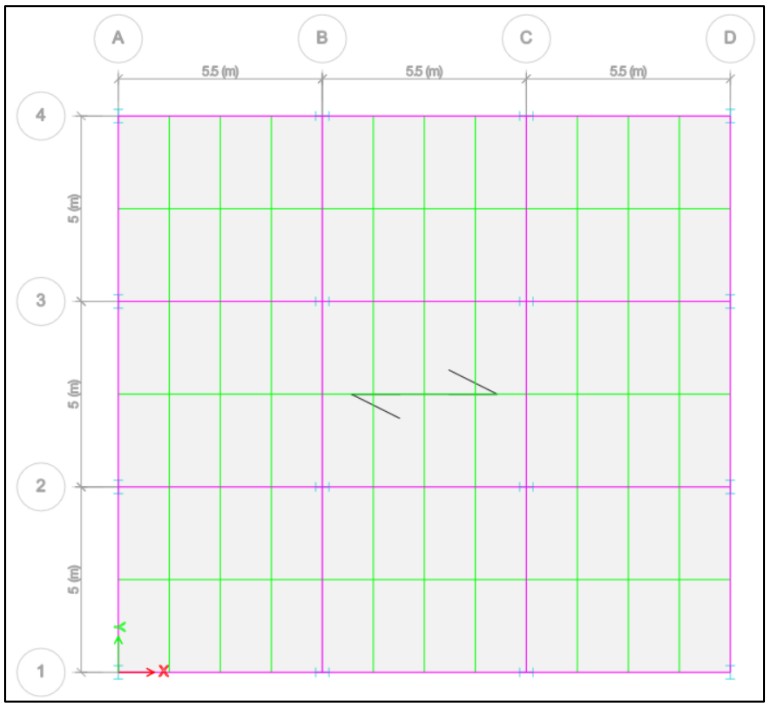
En base a los datos mostrados anteriormente se presenta en la siguiente figura 4.1 el modelo estructural

Figura 4.1: Modelo estructural.



Fuente: Software estructural Etabs 2019, elaboración propia.

Figura 4.2: Proyección en planta del modelo estructural.



Fuente: Software estructural Etabs 2019, elaboración propia.

4.4 Materiales y perfiles de la edificación

4.4.1 Materiales

Los materiales usados en el modelado de la edificación de 3 pisos de estructura metálica son los siguientes:

Tabla 4.2: Materiales utilizados en la modelación y cálculo estructural.

Elemento	Tipo	Normativa
Vigas, Columnas y Viguetas	A36	AISC 360-16
Losa	A37	Fabricante Dipac
Placas	A36	AISC 360-16
Soldadura	E60	AISC 360-16
Hormigón	210 kg/cm2	NEC 2015

Fuente: Normas AISC 360-16, NEC 15_SE_HM y fabricante Dipac

4.4.2 Perfiles estructurales

Los perfiles elegidos en base a las capacidades estructurales que satisfacen el modelo arquitectónico son los siguientes

Tabla 4.3: Elementos estructurales

Elementos estructurales	
Columnas	W 14X74
Vigas	W 12X40
Viguetas	W 10X12
Placa Deck	Peralte: 12 cm Espesor de placa: 0.75 cm

Fuente: Catálogos Dipac

4.5 Cálculo de cargas

4.5.1 Cargas no sísmicas

4.5.1.1 Carga muerta (CM)

Para el cálculo de carga muerta de la edificación se toman en consideración los pesos correspondientes de la losa (deck 12 cm), vigas, viguetas, acabados de piso, cielo raso, ductos y otros servicios. Se calcula el siguiente valor para carga muerta.

Tabla 4.4: Carga Muerta

RESUMEN CARGA MUERTA		
	Cargas	Unidad
Losa deck 12cm	192	kgf/m^2
Vigueta 10x12	13	kgf/m^2
Viga 12x40	3.73	kgf/m^2
Acabado de piso: Baldosa sobre mortero	110	kgf/m^2
Cielo raso	30	kgf/m^2
Ductos y servicios	20	kgf/m^2
Muros, divisiones en el sistema liviano Dry wall	150	kgf/m^2
Total	518.73	kgf/m^2

4.5.1.2 Carga Viva (CV)

Los valores de carga viva han sido tomados de la NEC-15, la cual es mostrada en la siguiente tabla.

Tabla 4.5: Carga Viva

CARGA VIVA		
Piso	Ocupación	Carga muerta (kgf/m^2)
1,2,3	departamentos	200

4.5.2 Carga Sísmica

Para el cálculo de la carga sísmica, se emplean los parámetros especificados en la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-SE-DS). El proyecto se encuentra ubicado en la ciudad del Carmen-Manabí, la edificación se ubica en un suelo tipo D y en función del mapa de

zonificación sísmica se encuentra dentro de la zona sísmica V que tiene una categorización de peligrosidad sísmica alta. Para la obtención del espectro de respuesta sísmica se hizo uso de los factores recomendados para las provincias costeras. A continuación, se presenta.

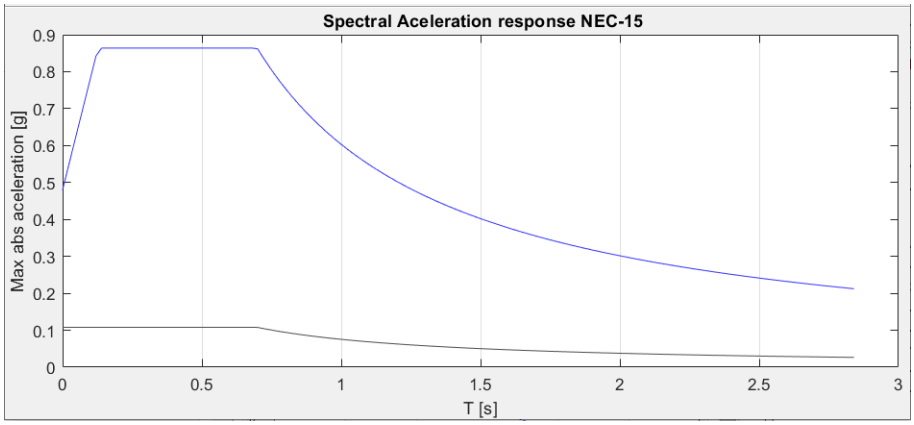
Tabla 4.6: Espectro Elástico

Espectro Elástico		
Provincia	Manabí	
Cuidad	El Carmen	
Tipo de suelo	D	
Datos	**Valor**	**Nomenclatura**
Z(%g)	0.4	Aceleración máx. Esperada en roca
fa	1.2	Coef. Amplif. de ordenadas de aceleración
fd	1.19	Coef. Amplif. de ordenadas de desplazamiento
fs	1.28	Comportamiento no lineal de suelos
η	1.8	Relación de amplificación espectral
r	1	

Tabla 4.7: Espectro Reducido

ESPECTRO REDUCIDO		
R	8	Factor de reducción de resistencia
φ p	1	Coeficiente de irregularidad en planta
φ e	1	Coeficiente de irregularidad en elevación
I	1	Importancia de la estructura

Figura 4.3: Curva Aceleración espectral NEC-15.



Fuente: Software Mathlab, elaboración propia.

4.6 Control de excentricidad, participación de la masa modal y derivas

4.6.1 Análisis de Excentricidad

Al realizar el análisis de la excentricidad entre en el centro de masas y el centro de rigidez se debe cumplir que la distancia entre estos puntos debe ser menor al 5% de la distancia del sentido de análisis

Tabla 4.8. Centro de masas y rigidez de la estructura.

TABLE: Centers Of Mass And Rigidity											
Story	Diaphragm	Mass X	Mass Y	XCM	YCM	Cum Mass X	Cum Mass Y	XCCM	YCCM	XCR	YCR
		tonf-s²/m	tonf-s²/m	m	m	tonf-s²/m	tonf-s²/m	m	m	m	m
Story 1	D1	7.457	7.457	8.25	7.5	7.457	7.457	8.25	7.5	8.25	7.5
Story 2	D2	7.457	7.457	8.25	7.5	7.457	7.457	8.25	7.5	8.25	7.5
Story 3	D3	7.205	7.205	8.25	7.5	7.205	7.205	8.25	7.5	8.25	7.5

Fuente: Software estructural Etabs 2019, elaboración propia.

$$e_{max} < 5\%(Dx, Dy)$$

$$5\%Dx = 0.05 * 16.5m = 0.825m$$

$$5\%Dy = 0.05 * 15.0m = 0.750m$$

Tabla 4.9: Control de excentricidades.

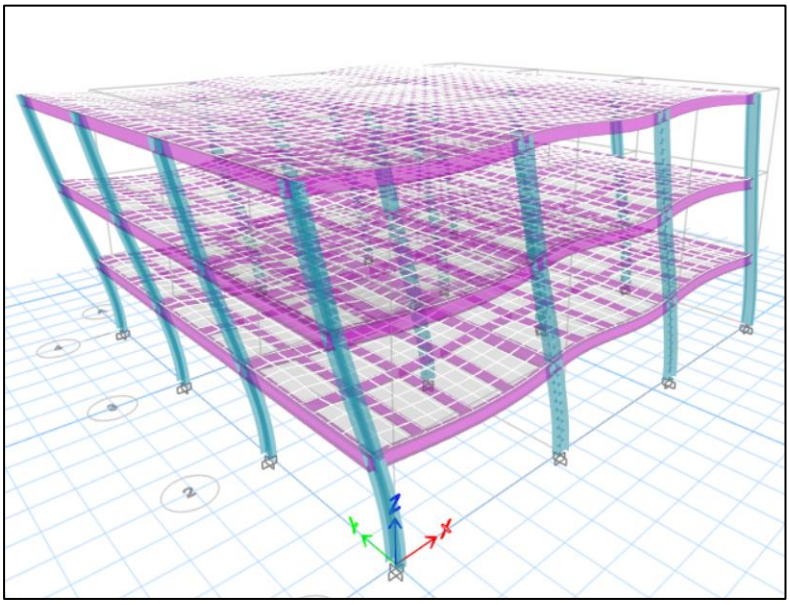
Nivel	EJE X				EJE Y			
	Centro de Masas	Centro de Rigidez	e máx	e max < 5%Dx	Centro de Masas	Centro de Rigidez	e máx	e max < 5%Dx
1	8.25	8.25	0	ok	7.5	7.5	0	ok
2	8.25	8.25	0	ok	7.5	7.5	0	ok
3	8.25	8.25	0	ok	7.5	7.5	0	ok

Fuente: Software estructural Etabs 2019, elaboración propia.

4.6.2 Modos de vibración de la estructura

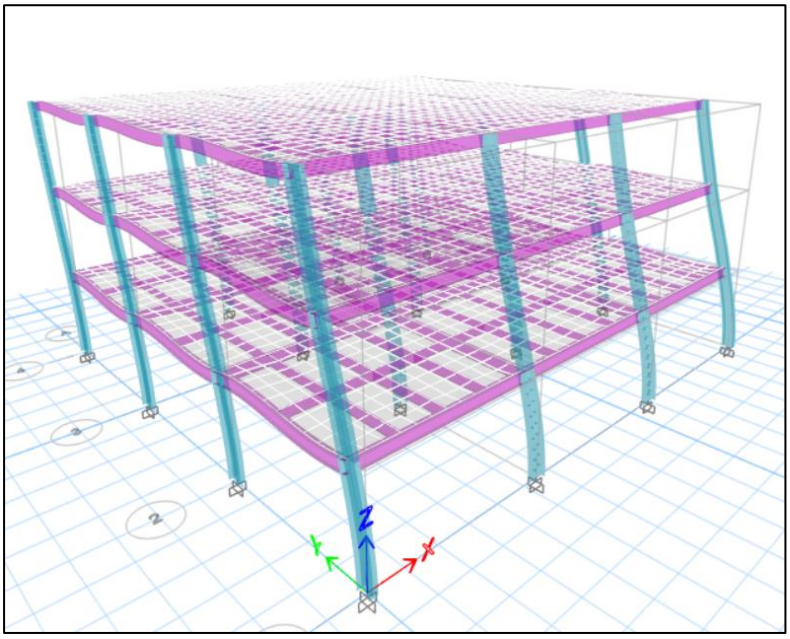
Los modos de vibración que tiene una estructura corresponden al mismo número de grados de libertad. Así, un edificio de 3 pisos le corresponderá 9 modos de vibrar: tres modos de vibración al movimiento traslacional en dirección "X", tres modos al movimiento traslacional en dirección "Y" y tres modos al movimiento rotacional.

Figura 4.4: Primer modo de vibración, Traslacional en el eje X



Fuente: Software estructural Etabs 2019, elaboración propia.

Figura 4.5: Segundo modo de vibración, Traslacional en el eje Y



Fuente: Software estructural Etabs 2019, elaboración propia.

4.6.3 Número de Modos de vibración de la estructura

Se debe tratar de llegar al 90% de la participación de la masa hasta un modo de vibración similar al número de pisos multiplicado por los grados de libertad de la estructura.

Tabla 4.10. Tabla Participación modal

TABLE: Modal Participating Mass Ratios

Case	Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX	RY	RZ	SumRX	SumRY	SumRZ
		sec												
Modal	1	0.524	0	0.816	0	0	0.816	0	0.205	0	0	0.205	0	0
Modal	2	0.524	0.816	0	0	0.816	0.816	0	0	0.205	0	0.205	0.205	0
Modal	3	0.357	0	0	0	0.816	0.816	0	0	0	0.821	0.205	0.205	0.821
Modal	4	0.144	0	0.142	0	0.816	0.958	0	0.659	0	0	0.865	0.205	0.821
Modal	5	0.143	0.142	0	0	0.958	0.958	0	0	0.6608	0	0.865	0.866	0.821
Modal	6	0.099	0	0	0	0.958	0.958	0	0	0	0.139	0.865	0.866	0.960
Modal	7	0.072	0	0.042	0	0.958	1.000	0	0.135	0	0	1	0.866	0.960
Modal	8	0.072	0.042	0	0	1	1	0	0	0.1342	0	1	1	0.960
Modal	9	0.051	0	0	0	1	1	0	0	0	0.040	1	1	1

Fuente: Software estructural Etabs 2019, elaboración propia.

Grados de libertad por piso (GDL)=3

de pisos: 3

Modo en el que se espera el 90% de partic. modal=GDL∗#pisos

Modo en el que se espera el 90% de partic. modal=3∗3

Modo en el que se espera el 90% de partic. modal=9

En el modo 5:

Sum Rx=0,9588%

Sum Ry=0,9685%

Modo 5< Modo 9

4.6.4 Período fundamental de vibración

Para un edificio de 3 pisos le corresponderá 9 modos de vibrar: tres modos de vibración al movimiento traslacional en dirección "X", tres modos al movimiento traslacional en dirección "Y" y tres modos al movimiento rotacional.

4.6.5 Control de Derivas

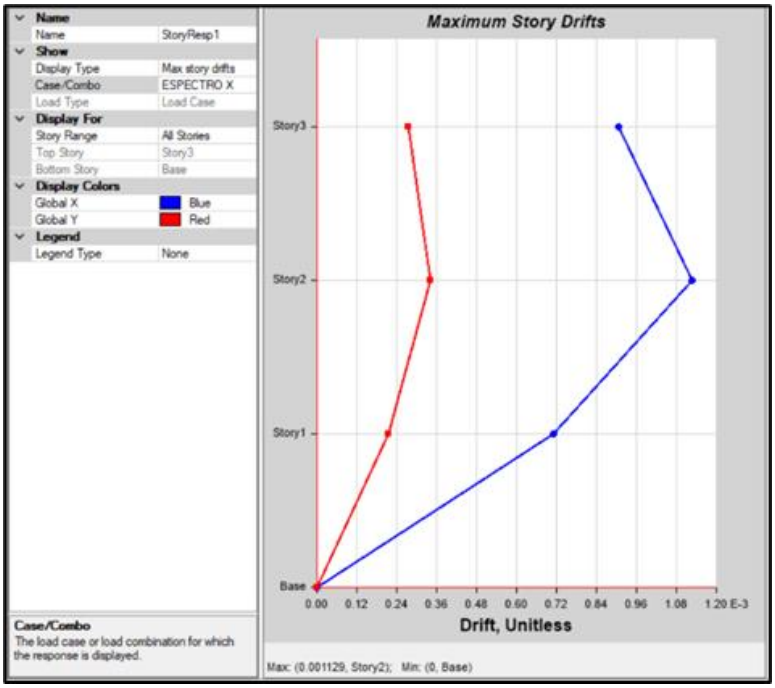
El capítulo (Peligro Sísmico - Diseño Sismo Resistente, NEC 2015) menciona que se hará un control de deformaciones, a través del cálculo de las derivas inelásticas máximas de piso. El diseñador deberá comprobar que la estructura presentará deformaciones inelásticas controlables, mejorando substancialmente el diseño conceptual. (NEC-SE-DS)

"Las derivas obtenidas como consecuencia de la aplicación de las fuerzas laterales de diseño reducidas por el método DBF sean estáticas o dinámicas, para cada dirección de aplicación de las fuerzas laterales, se calcularán, para cada piso, realizando un análisis elástico de la estructura sometida a las fuerzas laterales calculadas". (NEC-SE-DS). Se deberá aplicar la siguiente ecuación ΔM=0.75$*R\Delta E$ para determinar a deriva inelástica que debe ser menor al 2% en cada piso.

$$\Delta_M = 0.75R * \Delta_E$$

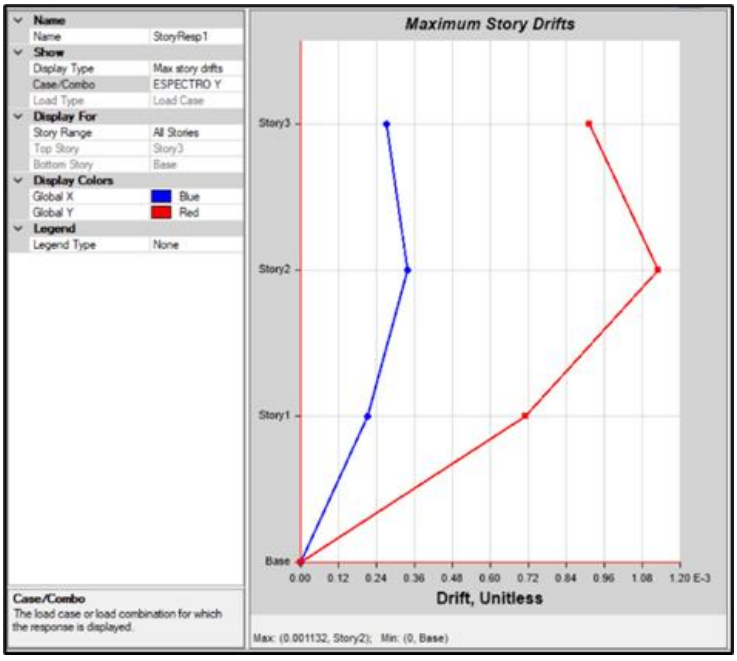
Dónde:
Δ_M = Deriva máxima inelástica
Δ_E = Desplazamiento obtenido en aplicación de las fuerzas laterales de diseño reducidas
R = factor de reducción de resistencia sísmica

Figura 4.6: Control de la deriva de piso en el sentido X



Fuente: Software estructural Etabs 2019, elaboración propia.

Figura 4.7: Control de la deriva de piso en el sentido Y



Fuente: Software Etabs 2019, elaboración propia

Control de deriva inelástica Eje X

$$\Delta_E = 0.001129$$

$$\Delta_M = 0.75R * \Delta_E$$
$$\Delta_M = 0.75 * 8 * 0.001129$$
$$\Delta_M = 0.0067 \leq 0.02 \quad OK$$

Control de deriva inelástica Eje Y

$$\Delta_E = 0.001132$$

$$\Delta_M = 0.75R * \Delta_E$$
$$\Delta_M = 0.75 * 8 * 0.001132$$
$$\Delta_M = 0.0068 \leq 0.02 \quad OK$$

Una vez verificado el correcto desempeño estructural de la edificación ante cargas sísmicas y combinaciones de cargas, se ha seleccionado la conexión viga-columna con los ejes (C-2) en la primera planta del edifico con la combinación de carga 1.2D+1.6L que presento las mayores magnitudes de momentos, cortantes y fuerzas axiales. Esta conexión se diseñará según los criterios y parámetros establecidos en la norma AISC 358-16 (Capítulo 5), que presenta los criterios de diseño, detalle, fabricación y calidad de conexiones precalificadas a momento para aplicaciones sísmicas. Esta norma se basa en las normas AISC 341-16 (Disposiciones sísmicas para edificios estructurales de acero) y AISC 360-16 (Especificación para edificios estructurales de acero).

4.7 Análisis y Diseño de las conexiones precalificadas

Una vez que se encuentra verificado el correcto desempeño de la estructura ante cargas sísmicas y gravitacionales, obtenemos las dimensiones de trabajo de las vigas y columnas que responden de manera eficiente a las solicitaciones planteadas. A continuación, se presentan los elementos estructurales que conforman el edificio.

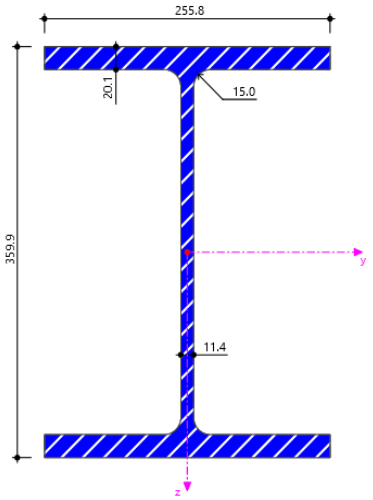
4.7.1 Dimensiones de los elementos de la conexión escogida

Datos columna

TABLA 4.11**:** Dimensiones del Perfil W 14x74

Geometría			
Canto	h	359.9	mm
Anchura	b	255.8	mm
Espesor del alma	t_w	11.4	mm
Espesor del ala	t_f	20.1	mm
Altura interior entre alas	h_i	319.8	mm
Radio de acuerdo	r_1	15.0	mm
Altura de la porción recta del alma	d	289.8	mm

Fuente: software Dluval



Datos viga

Tabla 4.12: Dimensiones del Perfil W 12x40

Geometría			
Canto	h	303.3	mm
Anchura	b	203.5	mm
Espesor del alma	t_w	7.6	mm
Espesor del ala	t_f	13.2	mm
Altura interior entre alas	h_i	276.9	mm
Radio de acuerdo	r_1	12.7	mm
Altura de la porción recta del alma	d	251.5	mm

Fuente: software Dluval

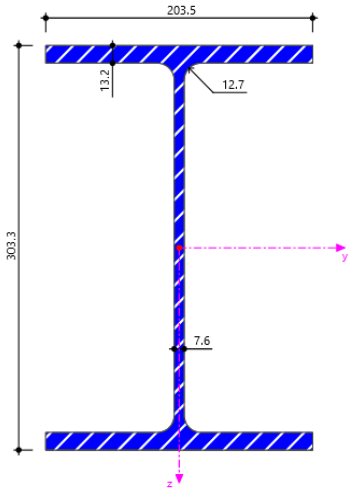
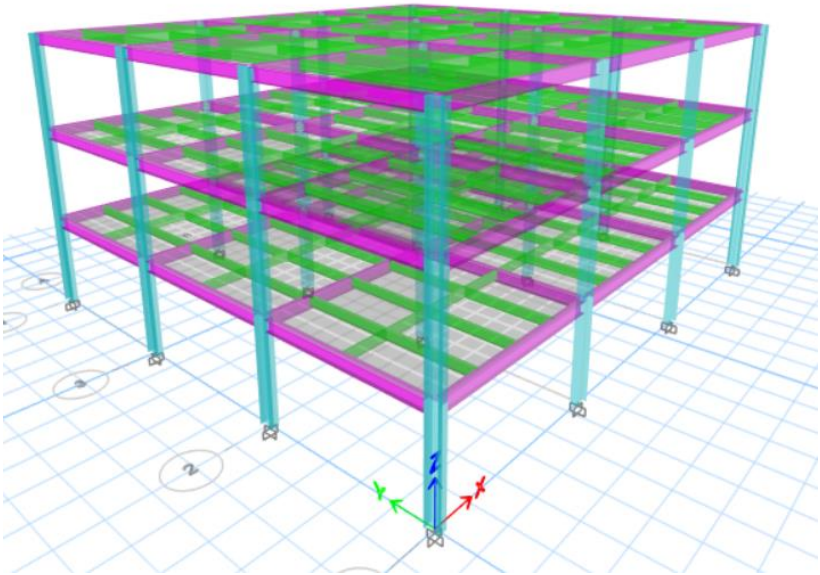


Figura 4.8 Elementos estructurales que conforman el edificio



Fuente: Software Etabs 2019, elaboración propia

4.8 Diseño de Conexión Precalificada RBS conforme la Norma AISC (358-16)

4.8.1 Requerimientos conexión precalificada RBS, Norma AISC (358-16)

Tabla 4.13: Limitaciones para la viga W 12x40 de la conexión RBS.

Parámetro	Condición	Verificación
Las vigas ala ancha o en forma de I, de conformidad con los requisitos de la Sección 2.3.(AISC 360-16)	Alas y almas compactas en vigas y columnas	"CUMPLE"
El alma y las alas unidas con soldadura de penetración completa (CJP)	Soldadura de penetración completa (CJP)	"CUMPLE"
Peralte máximo de W36 (W920)	304.8 mm ≤ 914.44 mm	"CUMPLE"
Peso máximo	40 lb/pie ≤ 302 lb/pie	"CUMPLE"

Espesor máximo del ala	13.2 mm ≤ 44 mm	"CUMPLE"
Relación de luz libre-altura de la viga (luz libre ≥ 7)	$Luz\ libre = 550\ cm - 2(\frac{35.99\ cm}{2})$ $Luz\ libre = 514.01\ cm$ $\frac{514.01\ cm}{30.33\ cm} \geq 7$ $16.94 \geq 7$	"CUMPLE"
Sistema	SMF	"CUMPLE"

Tabla 4.14: Limitaciones para la columna W 14x74 de la conexión RBS.

Parámetro	**Condición**	**Verificación**
formas laminadas o secciones ensambladas permitidas en la Sección 2.3.	Alas y almas compactas en vigas y columnas	"CUMPLE"
La viga se unirá al ala de la columna con soldadura CJP	Soldadura de penetración completa (CJP)	"CUMPLE"
Peralte máximo de W36 (W920)	355.6 mm ≤ 914.44 mm	"CUMPLE"
Peso máximo	No hay límite	"CUMPLE"
Espesor máximo del ala	No hay límite	"CUMPLE"
Relación ancho/espesor de las alas y el alma, provisiones sísmicas AISC 341-16, tabla D1.1	Ancho /Espesor, alas $\frac{b}{t} \leq 0.32\sqrt{\frac{E}{RyFy}}$ $5.99 \leq 8.085$ Ancho /Espesor, alma $\frac{h}{tw} \leq 1.57\sqrt{\frac{E}{RyFy}}$ $12.18 \leq 39.67$	"CUMPLE"
Sistema	SMF	"CUMPLE"

4.8.3 Resultados Conexión Precalificada RBS

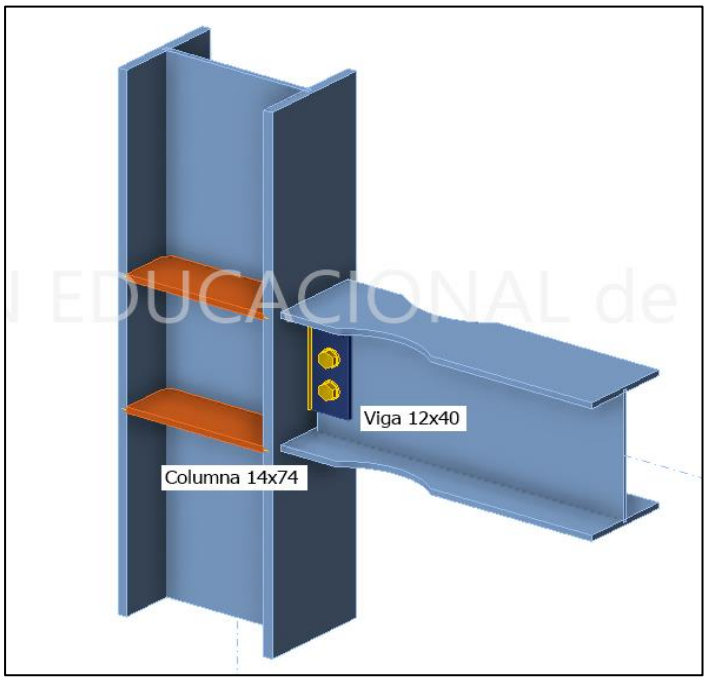
Tabla 4.15**:** Resultados conexión RBS.

Momento probable en la rótula plástica		
$Mpr = Cpr * Ry * Fy * Zrbs$		
Cpr	1.2	-
Ry	1.3	-
Fy	2530	$kg\ /cm^2$
$Zrbs$	627.754	cm^3
Mpr	27.31	$Ton - m$
Corte probable en la rótula plástica		
$Vu = 2\frac{Mpr}{Lh} + Vg$		
Lh	5.14	m
Vg	10.80	Ton
Vu	21.42	Ton
3. Momento en la cara de la columna		
	$Mf = Mpr + Vrbs * Sh$	
Mpr	30.89	$Ton - m$
$Vrbs$	21.42	Ton
Sh	0.24	m
Mf	32.45	$Ton - m$
4. Relación Viga Columna		
$\frac{\Sigma Mpc}{\Sigma Mpb} > 1$		
ΣMpc	45.36	$Ton - m$
ΣMpb	36.31	$Ton - m$
$\frac{\Sigma Mpc}{\Sigma Mpb}$	1.249	-
5. Espesor requerido placas de continuidad		
tf	13.2	mm
6. Espesor mínimo requerido panel nodal		
tp	5.52	mm

Nota: Revisar Anexos con detalles de los cálculos.

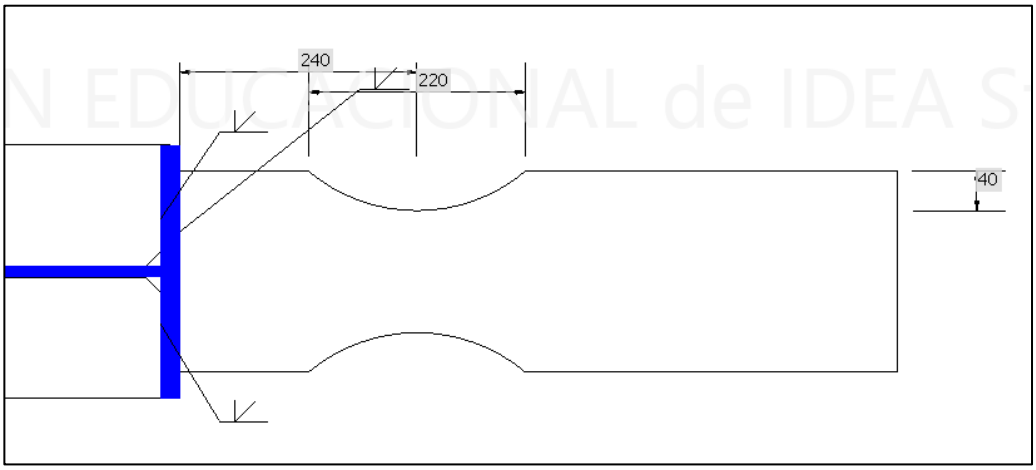
4.8.4 Configuración Geométrica de la Conexión Precalificada RBS

Figura 4.9: Isometría de la conexión RBS



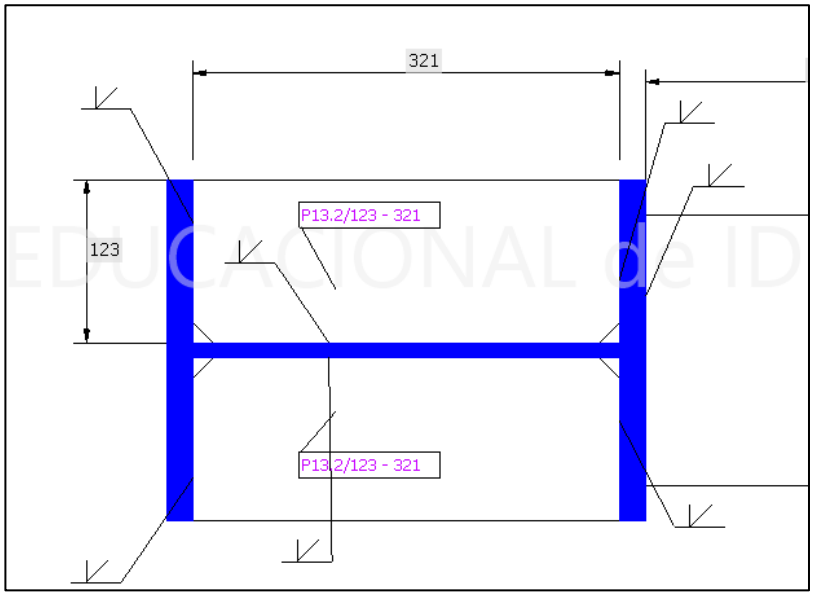
Nota: Conexión RBS con placas de continuidad y placa a corte, Fuente: Idea Statica, elaboración propia.

Figura 4.10: Vista en planta de la geometría de la sección de viga reducida



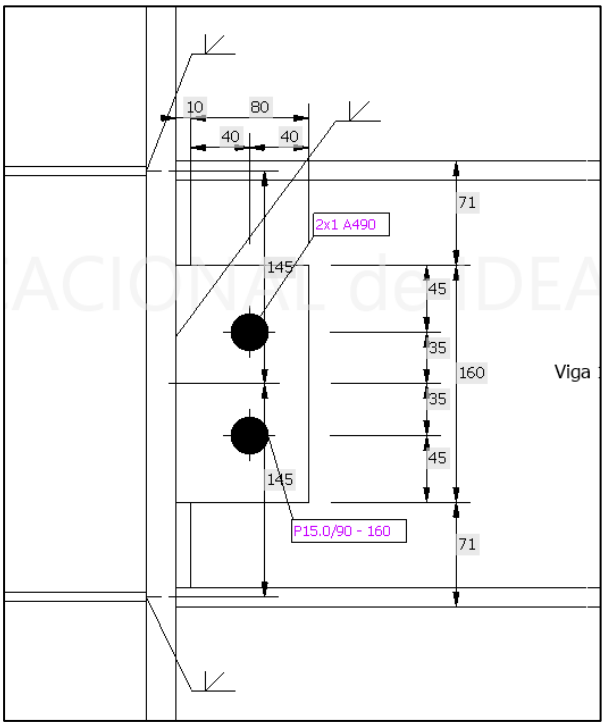
Nota: Geometría de la conexión RBS: a=130mm, b=220mm y c=40mm, Fuente: Idea Statica, elaboración propia.

Figura 4.11: Vista en planta de la geometría de las placas de continuidad.



Nota: Geometría de las placas de continuidad: Ancho=123 mm, largo=321 mm, con soldaduras CJP, Fuente: Idea Statica, elaboración propia.

Figura 4.12: Vista en planta de la geometría de la placa de corte.



Nota: Geometría de la placa de corte, con soldadura de filete doble, Fuente: Idea Statica, elaboración propia.

4.9 Modelación computarizada de la conexión de viga reducida RBS, mediante el software especializado en uniones metálicas (Idea Statica 2024).

4.9.1 Recopilación de datos

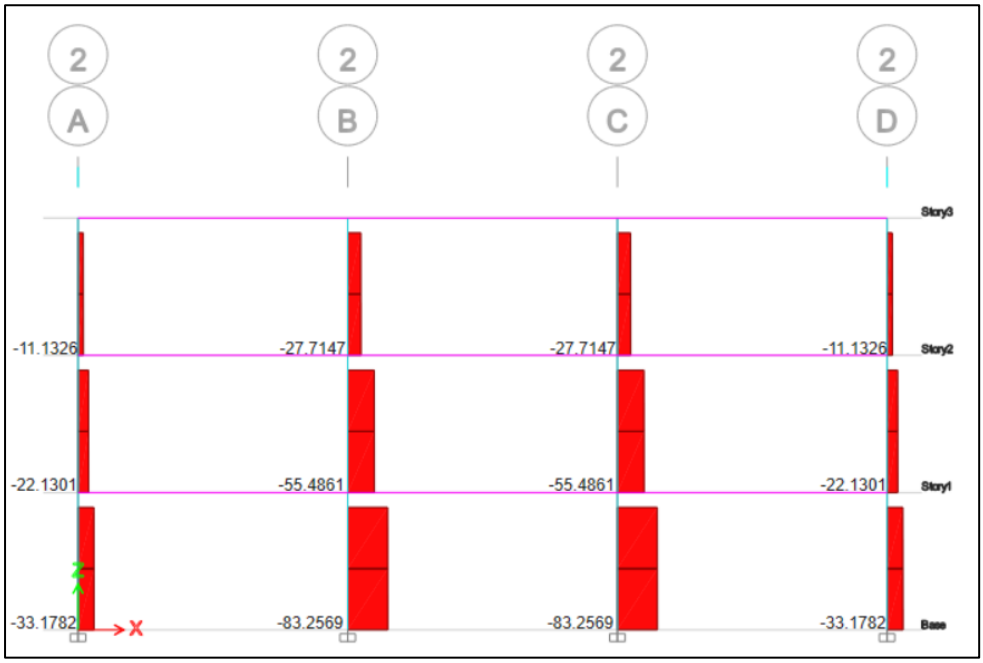
Para el inicio del modelado de las conexiones es necesario escoger las cargas axiales, cortantes y momentos críticos proporcionados por el análisis estructural, en este caso se toma la columna C-2 en orientación oeste este, con viga izquierda (B-2) y viga derecha (D-2). Se revisaron todos los casos en el modelo del análisis estructural y la combinación de carga crítica que se eligió fue la combinación 1.2D+1.6L que generó las mayores fuerzas axiales, cortantes y momentos, la segunda más exigente fue la combinación 1.2D+L+Sx.

Tabla 4.16: Fuerza axial y combinación de carga crítica.

TABLE: Element Forces - Columns								
Story	Column	Unique Name	Output Case	Case Type	Station	P	V2	V3
					m	tonf	tonf	tonf
Story1	C6	196	1.4D	Combination	0	-63.7179	-0.5165	0.0014
Story1	C6	196	1.4D	Combination	1.2489	-63.5249	-0.5165	0.0014
Story1	C6	196	1.4D	Combination	2.4977	-63.3319	-0.5165	0.0014
Story1	C6	196	1.2D + 1.6L	Combination	0	-83.2569	-0.6815	0.0019
Story1	C6	196	1.2D + 1.6L	Combination	1.2489	-83.0915	-0.6815	0.0019
Story1	C6	196	1.2D + 1.6L	Combination	2.4977	-82.926	-0.6815	0.0019
Story1	C6	196	0.9D + Sx	Combination	0	-39.0726	-2.8997	-0.006
Story1	C6	196	0.9D + Sx	Combination	1.2489	-38.9485	-2.8997	-0.006
Story1	C6	196	0.9D + Sx	Combination	2.4977	-38.8244	-2.8997	-0.006
Story1	C6	196	0.9D - Sx	Combination	0	-42.8505	2.2356	0.0078
Story1	C6	196	0.9D - Sx	Combination	1.2489	-42.7264	2.2356	0.0078
Story1	C6	196	0.9D - Sx	Combination	2.4977	-42.6023	2.2356	0.0078

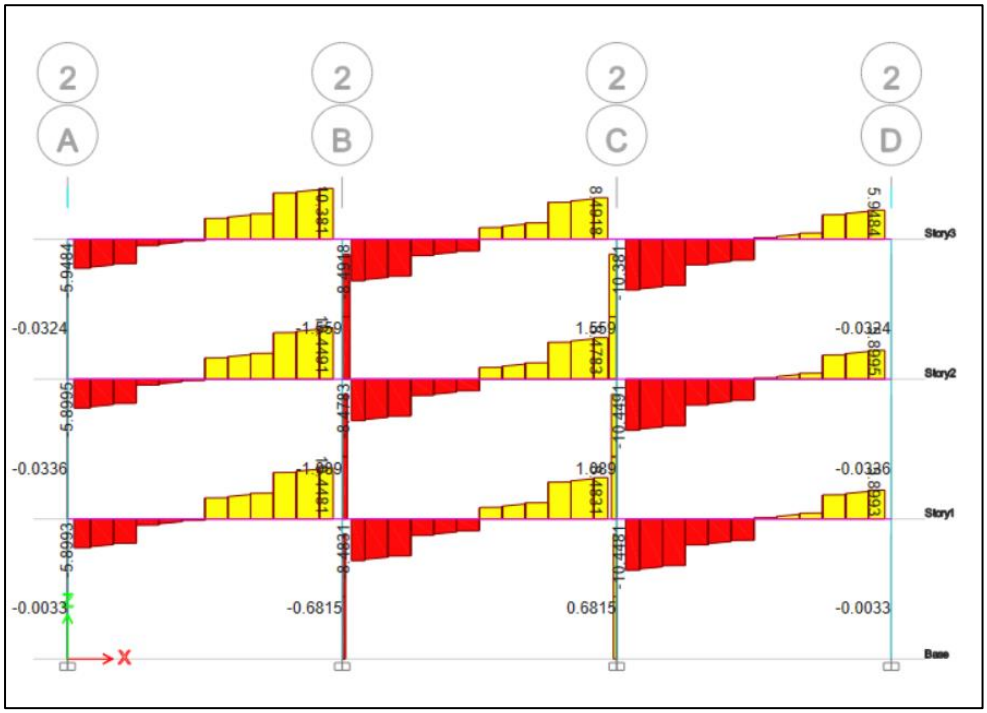
Fuente: Software Etabs 2019, elaboración propia

Figura 4.13: Diagrama de carga axial del modelo estructural, combinación de carga 1.2D+1.6L



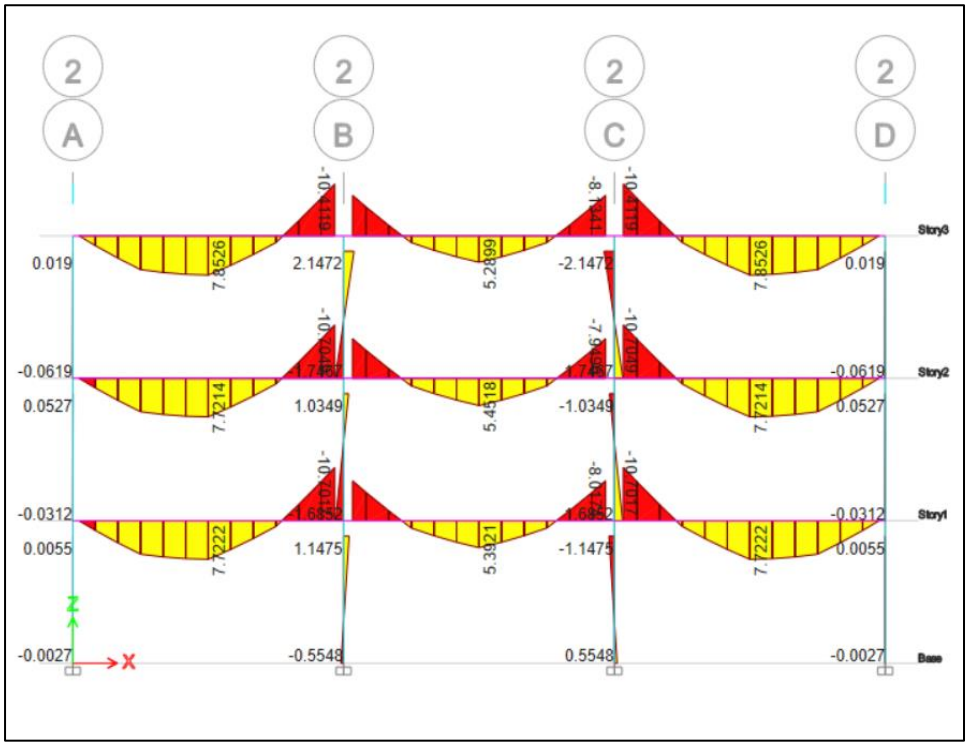
Fuente: Software Etabs 2019, elaboración propia.

Figura 4.14: Diagrama de fuerza cortante del modelo estructural, combinación de carga 1.2D+1.6L



Fuente: Software Etabs 2019, elaboración propia

Figura 4.15: Diagrama de momento del modelo estructural, combinación de carga 1.2D+1.6L



Fuente: Software Etabs 2019, elaboración propia.

Tabla 4.17**:** Resultados de carga axial, cortantes y momentos.

Carga axial, Cortantes y momentos en vigas y columnas						
Columna C-2			Viga derecha D-2		Viga izquierda B-2	
Axial (T)	V2 (T)	M3 (T-m)	V2 (T)	M3 (T-m)	V2 (T)	M3 (T-m)
83.254	-0.681	-1.147	-8.483	-10.701	10.448	-8.017

4.10. Modelación de la conexión RBS en el programa Idea Statica

La modelación de la conexión RBS se realizó con los perfiles anteriormente mencionados bajo el código de diseño para conexiones precalificadas AISC 358-16, el sistema resistente a la cual corresponde la conexión para este caso es un SMF.

4.10.1 Modelación de la conexión RBS para el caso de carga crítico 1.2D+1.6L del diseño estructural sin placas de continuidad.

Para el inicio del modelado de las conexiones es necesario escoger las cargas axiales, cortantes y momentos críticos proporcionados por el análisis estructural, en este caso se toma la columna C-2

en orientación oeste este, con viga izquierda (B-2) y viga derecha (D-2). La combinación de carga crítica que se eligió del análisis estructural fue la combinación 1.2D+1.6L que generó las mayores fuerzas axiales, cortantes y momentos.

4.10.1.1 Distribución de esfuerzos resultantes en la conexión RBS para el caso de carga crítico 1.2D+1.6L del diseño estructural sin placas de continuidad

Al aplicar la combinación de carga crítica 1.2D+1.6L en el sistema resistente a momento modelado en el software Idea Statica, se puede notar que los esfuerzos en la unión de las alas de la viga con la columna con un valor de 223.4 Mpa que se encuentra cerca del límite elástico del acero que se muestra en la fig. 4.16. Este resultado de acumulación de esfuerzos en las alas de la viga se debe a la ausencia de rigidizadores que absorban tensiones, el alma y ala de la columna contribuyen en la distribución de estos esfuerzos.

Figura 4.16: Distribución de esfuerzos bajo carga crítica en la conexión RBS sin placa de continuidad.

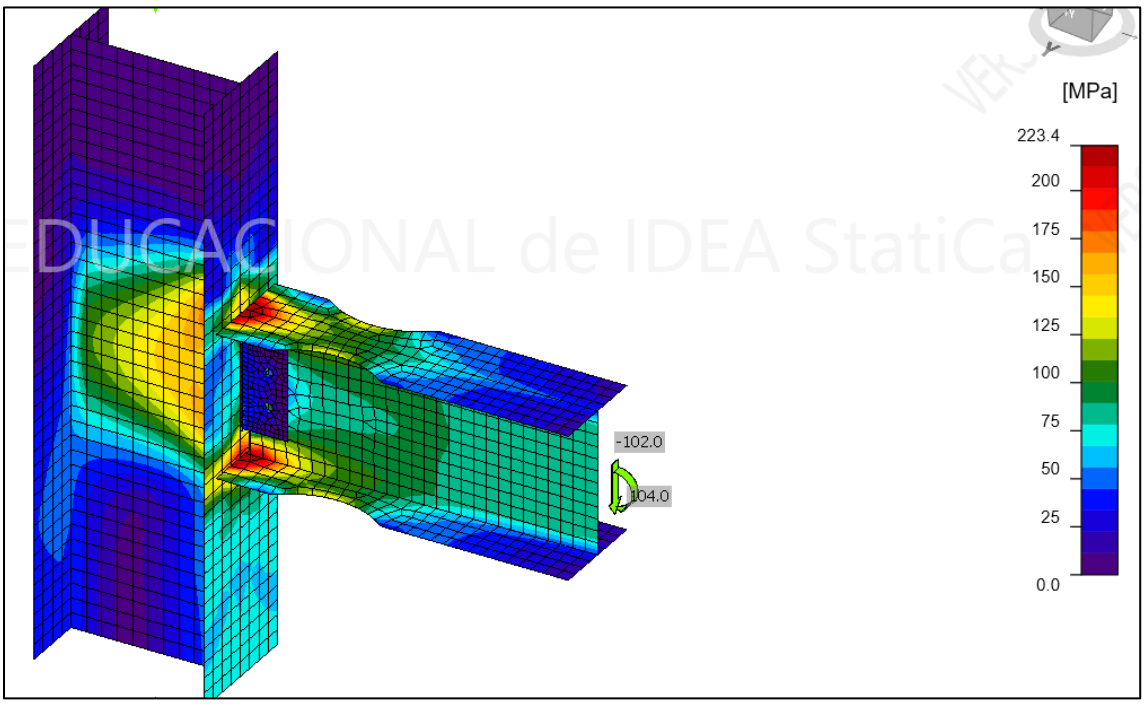


Figura 4.17: Esfuerzos y deformaciones en cada elemento de la conexión.

Nombre	t_p [mm]	Cargas	σ_{Ed} [MPa]	ε_{Pl} [%]	$\sigma_{c,Ed}$ [MPa]	Estado
Columna 14x74-bfl 1	19,9	Comb 1.2D+1.6L	216,0	0,0	0,0	OK
Columna 14x74-tfl 1	19,9	Comb 1.2D+1.6L	50,8	0,0	0,0	OK
Columna 14x74-w 1	11,4	Comb 1.2D+1.6L	223,5	0,0	0,0	OK
Viga 12x40-bfl 1	13,1	Comb 1.2D+1.6L	224,3	0,5	0,0	OK
Viga 12x40-tfl 1	13,1	Comb 1.2D+1.6L	224,1	0,4	0,0	OK
Viga 12x40-w 1	7,5	Comb 1.2D+1.6L	223,7	0,2	2,1	OK
FP1	10,0	Comb 1.2D+1.6L	52,2	0,0	2,1	OK

4.10.1.2 Análisis curva Momento rotación de la conexión RBS para el caso de carga 1.2D+1.6L del diseño estructural crítico sin placas de continuidad.

En el análisis de la curva momento rotación de la conexión RBS, la capacidad rotacional es de **0.057** radianes y para ser catalogada como una conexión rígida la conexión debe poseer una capacidad de rotación de 0.04 rad, por lo tanto, cumple esta condición. El comportamiento de la conexión bajo la carga crítica del diseño estructural no compromete a la conexión RBS a la inducción de rótulas plásticas, por lo tanto, el diseño de la conexión tendrá la capacidad suficiente para soportar un evento sísmico severo.

Figura 4.18: Diagrama Momento – Rotación, sin placas de continuidad.

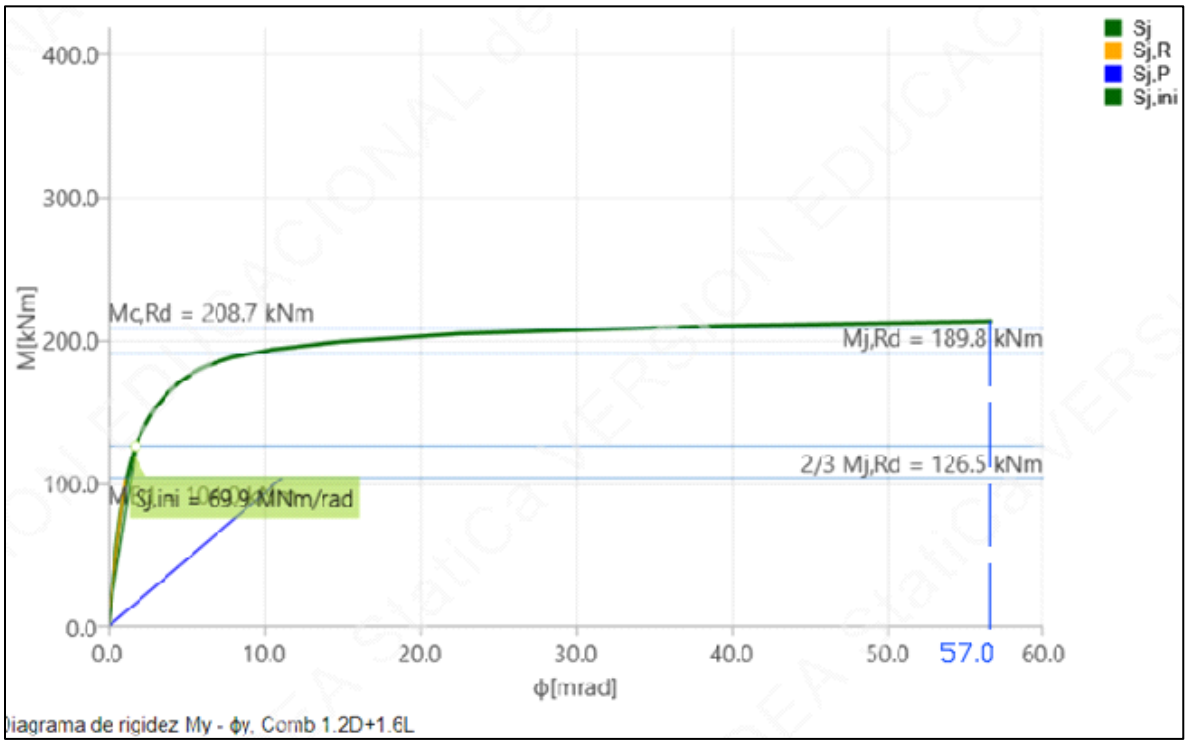


Figura 4.19: Rigidez rotacional, caso de carga crítica.

Rigidez rotacional

Nombre	Comp.	Cargas	$M_{j,Rd}$ [kNm]	$S_{j,ini}$ [MNm/rad]
Viga 12x40	My	Comb 1.2D+1.6L	189,8	69,9

Figura 4.20: Rigidez rotacional secante, caso de carga crítica.

Rigidez rotacional secante

Nombre	Comp.	Cargas	M [kNm]	$S_{j,s}$ [MNm/rad]	Φ [mrad]
Viga 12x40	My	Comb 1.2D+1.6L	104,0	84,4	1,2

Explicación del símbolo:

$M_{j,Rd} = Resistencia\ a\ flexión$

$S_{j,ini} = Rigidez\ rotacional\ inicial$

$S_{j,R} = Valor\ límite - Unión\ rígida$

$S_{j,P} = Valor\ límite - Unión\ articulada$

$S_{j,S} = Rigidez\ rotacional\ secante$

$\emptyset = Deformación\ rotacional$

4.10.2 Modelación de la conexión RBS para el caso de carga extremo sin placas de continuidad.

Para el modelado de la conexión para carga extrema se tomó en consideración un valor cercano a la resistencia a momento que puede soportar la conexión antes de su fallo, este valor es de 189 kN-m que se encuentra cerca del límite de 189.8 kN-m de la gráfica de momento rotación que proporciona el modelado de la conexión en el software.

4.10.2.1 Distribución de esfuerzos resultantes en la conexión RBS para el caso de carga extremo sin placas de continuidad

Al aplicar carga extrema en el sistema resistente a momento se puede notar que los esfuerzos se concentran en las alas, alma de columna y viga, donde los elementos que conforman la viga (alas y alma) conjuntamente con el ala y alma de la columna superan el límite elástico del acero A36 que es de 250 Mpa.

Figura 4.21: Distribución de esfuerzos bajo carga extrema en la conexión RBS.

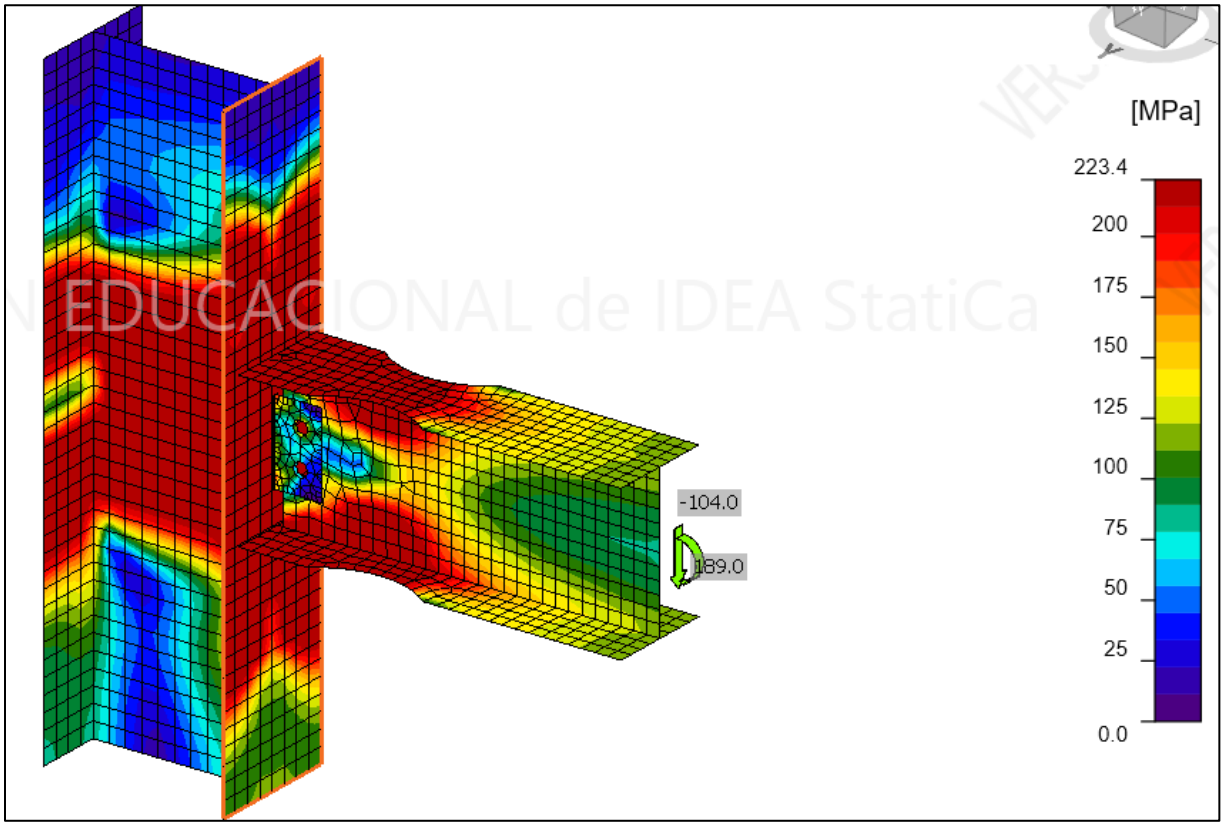


Figura 4.22: Verificación de los elementos y placas de acero para los efectos de carga extrema.

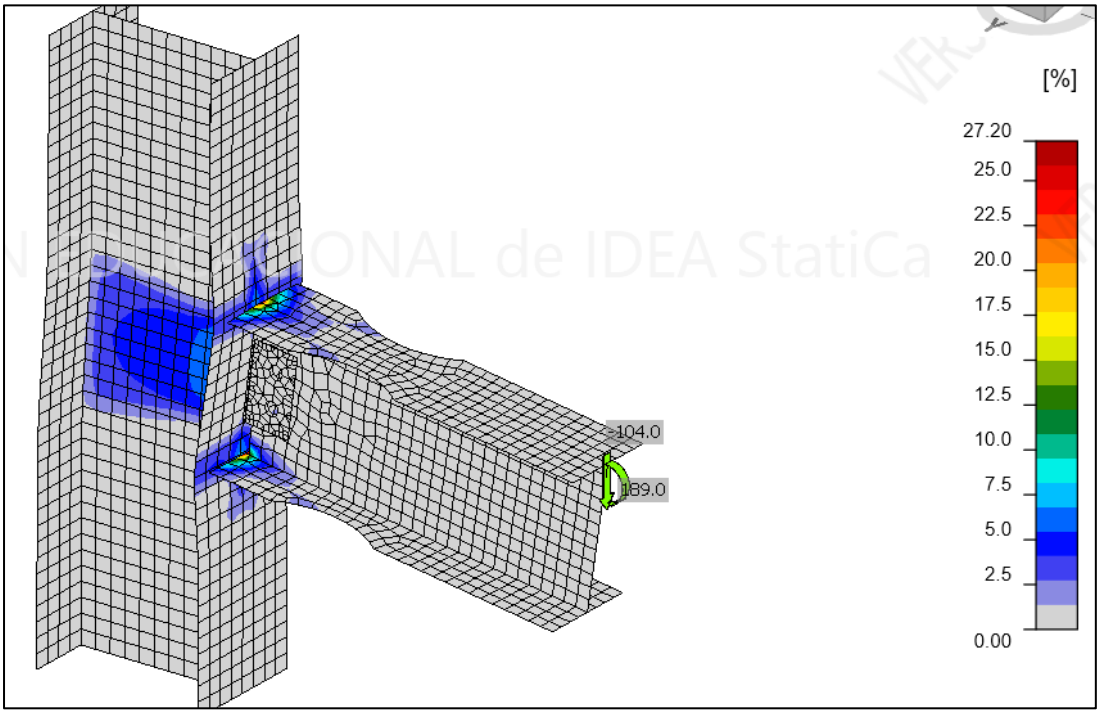
		Estado	Ítem	t_p [mm]	Cargas	σ_{Ed} [MPa]	ε_{Pl} [%]	$\sigma_{c,Ed}$ [MPa]
>	+	✗	Columna 14x74-bfl 1	19.9	Carga Extrema	236.4	6.5	0.0
	+	✓	Columna 14x74-tfl 1	19.9	Carga Extrema	223.7	0.2	0.0
	+	✗	Columna 14x74-w 1	11.4	Carga Extrema	258.8	17.7	0.0
	+	✗	Viga 12x40-bfl 1	13.1	Carga Extrema	268.0	22.3	0.0
	+	✗	Viga 12x40-tfl 1	13.1	Carga Extrema	267.9	22.2	0.0
	+	✗	Viga 12x40-w 1	7.5	Carga Extrema	262.0	19.3	83.0
	+	✓	FP1	15.0	Carga Extrema	224.9	0.8	83.0

4.10.2.2 Distribución de la deformación plástica en la conexión RBS para el caso de carga extrema del diseño estructural sin placas de continuidad.

La deformación plástica ante la aplicación de carga extrema de 189 kN-m, presenta deformaciones en la unión de las alas de la viga con la columna próximos al 28%, siendo las deformaciones en la sección reducida menores al 10 % lo cual indica que no se propicia los mayores niveles de deformación plástica en la sección reducida. Al no poseer placas de

continuidad que contribuyan a rigidizar de la conexión, el alma y ala de la columna son sometidos a esfuerzos que sobrepasan sus capacidades en el rango elástico lo cual imposibilita la formación a su totalidad de las rótulas en la sección de viga reducida, esto a su vez compromete la estabilidad estructural de la edificación.

Figura 4.23: Deformación plástica bajo estado de Carga Extrema



4.10.3 Modelación de la conexión RBS para el caso de carga crítico 1.2D+1.6L del diseño estructural con placas de continuidad.

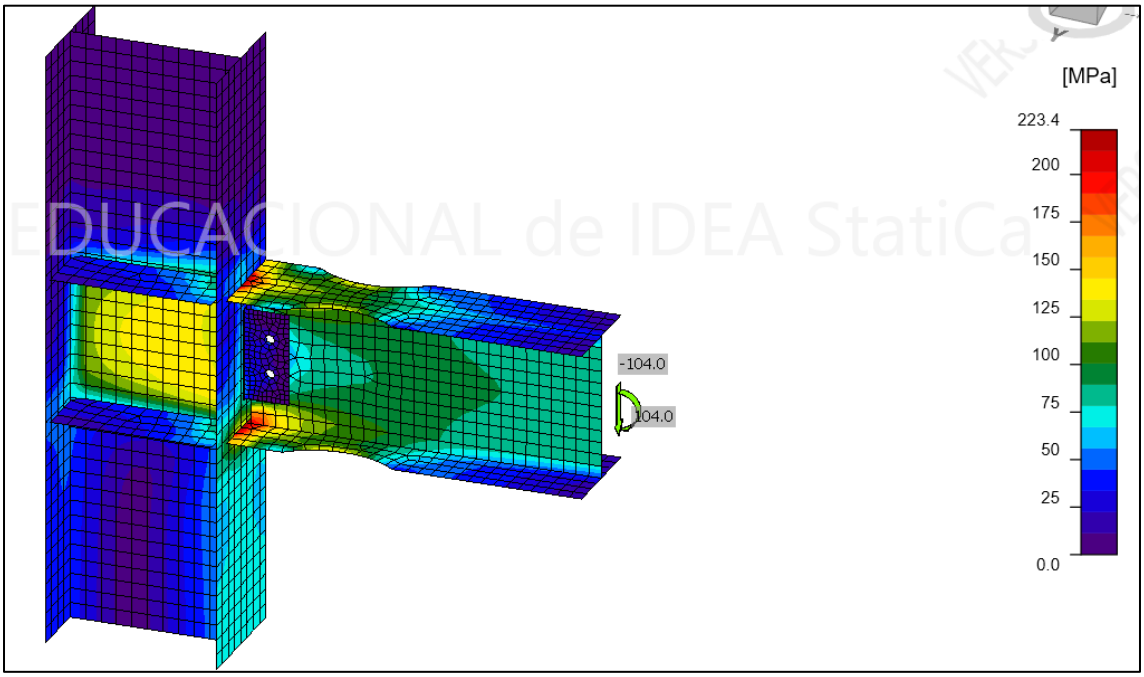
Para el inicio del modelado de las conexiones es necesario escoger las cargas axiales, cortantes y momentos críticos proporcionados por el análisis estructural, en este caso se toma la columna C-2 en orientación oeste este, con viga izquierda (B-2) y viga derecha (D-2). La combinación de carga crítica que se eligió del análisis estructural fue la combinación 1.2D+1.6L que generó las mayores fuerzas axiales, cortantes y momentos.

4.10.3.1 Distribución de esfuerzos resultantes en la conexión RBS para el caso de carga crítico 1.2D+1.6L del diseño estructural con placas de continuidad

Al aplicar la combinación de carga crítica 1.2D+1.6L en el sistema resistente a momento se puede notar que los esfuerzos se acumulan en las alas de la viga, la zona del panel y en la sección de viga reducida con valores de esfuerzos que no superan el límite elástico como se muestra en la fig. 4.24. Estos valores, aunque se encuentren cerca al límite elástico no presentan

deformaciones plásticas, por lo tanto, la estructura puede seguir operativa después de un evento sísmico moderado.

Figura 4.24: Distribución de esfuerzos bajo carga crítica 1.2D+1.6L en la conexión RBS, con placas de continuidad.



Fuente: Software Idea Statica, elaboración propia.

Figura 4.25: Esfuerzos y deformaciones en cada elemento de la conexión.

Nombre	t_p [mm]	Cargas	σ_{Ed} [MPa]	ε_{Pl} [%]	$\sigma_{c,Ed}$ [MPa]	Estado
C-bfl 1	19,9	Comb 1.2D+1.6L	158,3	0,0	0,0	OK
C-tfl 1	19,9	Comb 1.2D+1.6L	69,5	0,0	0,0	OK
C-w 1	11,4	Comb 1.2D+1.6L	141,9	0,0	0,0	OK
B-bfl 1	13,1	Comb 1.2D+1.6L	223,7	0,1	0,0	OK
B-tfl 1	13,1	Comb 1.2D+1.6L	223,5	0,1	0,0	OK
B-w 1	7,5	Comb 1.2D+1.6L	223,6	0,1	1,7	OK
STIFF1a	13,2	Comb 1.2D+1.6L	104,4	0,0	0,0	OK
STIFF1b	13,2	Comb 1.2D+1.6L	104,6	0,0	0,0	OK
STIFF1c	13,2	Comb 1.2D+1.6L	103,6	0,0	0,0	OK
STIFF1d	13,2	Comb 1.2D+1.6L	103,5	0,0	0,0	OK
FP1	10,0	Comb 1.2D+1.6L	59,8	0,0	1,7	OK

4.10.3.2 Análisis curva Momento rotación de la conexión RBS para el caso de carga crítico 1.2D+1.6L del diseño estructural con placas de continuidad-

En el análisis de la curva momento rotación la capacidad rotacional es de **0.058** radianes como se muestra en la fig. 4.26, para ser catalogada como una conexión rígida es la que la conexión posea una capacidad de rotación de 0.04 rad, por lo tanto, cumple esta condición.

Por otro lado, la cara de la columna y el panel nodal están sometidos a esfuerzos por debajo del límite de fluencia lo cual posibilita que la viga pueda desarrollar su momento plástico y obtener un comportamiento correcto de la conexión ante la aplicación de cargas superiores provenientes de cargas sísmicas.

Figura 4.26: Diagrama Momento – Rotación, con placas de continuidad.

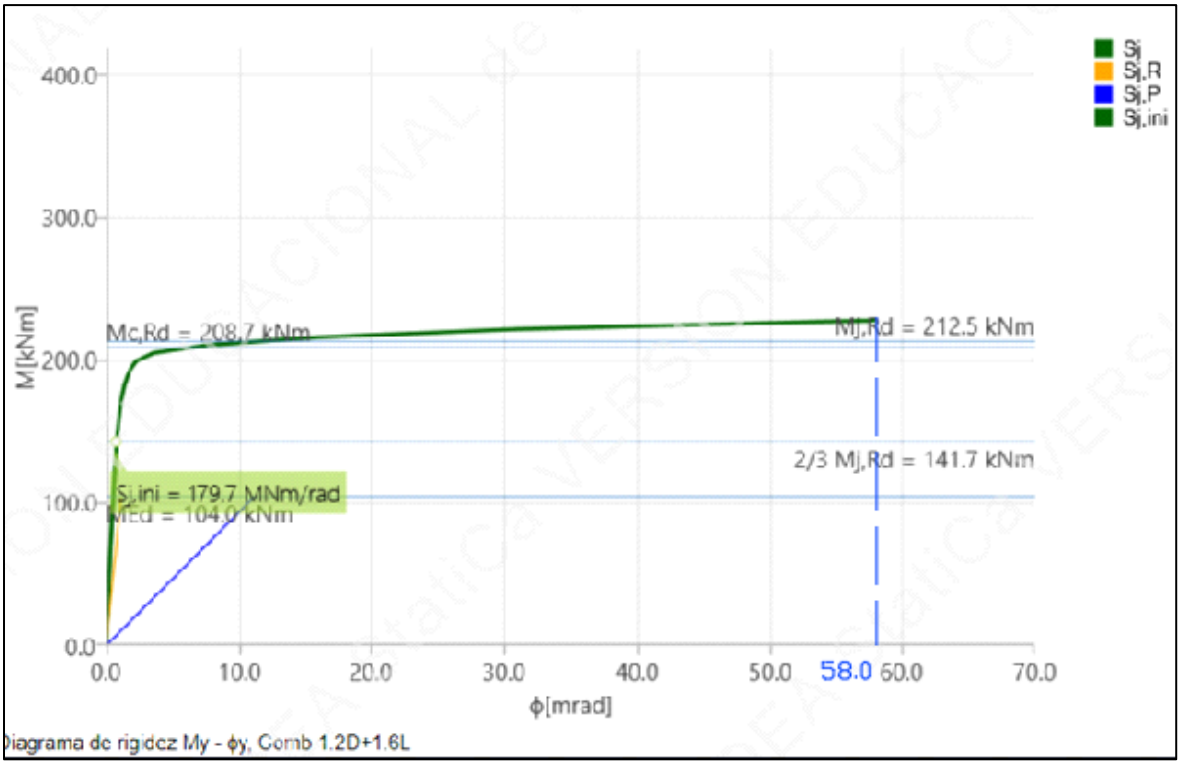


Figura 4.27: Rigidez rotacional, caso de carga crítica

Rigidez rotacional

Nombre	Comp.	Cargas	$M_{j,Rd}$ [kNm]	$S_{j,ini}$ [MNm/rad]
Viga W12x40	My	Comb 1.2D+1.6L	212,5	179,7

Figura 4.28: Rigidez rotacional secante, caso de carga crítica.

Rigidez rotacional secante

Nombre	Comp.	Cargas	M [kNm]	$S_{j,s}$ [MNm/rad]	Φ [mrad]
Viga W12x40	My	Comb 1.2D+1.6L	104,0	196,9	0,5

Explicación del símbolo:

$M_{j,Rd} = Resistencia\ a\ flexión$

$S_{j,ini} = Rigidez\ rotacional\ inicial$

$S_{j,R} = Valor\ límite - Unión\ rígida$

$S_{j,P} = Valor\ límite - Unión\ articulada$

$S_{j,S} = Rigidez\ rotacional\ secante$

$\emptyset = Deformación\ rotacional$

4.10.4 Modelación de la conexión RBS para el caso de carga extremo con placas de continuidad.

Para el modelado de la conexión para carga extrema se tomó en consideración un valor cercano a la resistencia a momento que puede soportar la conexión antes de su fallo, este valor es de 210.0 kN-m que se encuentra cerca del límite de 212.5 kN-m de la gráfica de momento rotación que proporciona el modelado de la conexión en el software.

4.10.4.1 Distribución de esfuerzos resultantes en la conexión RBS para el caso de carga extremo con placas de continuidad.

Al someter la conexión a carga extrema con un valor de 210 kN-m en el sistema resistente a momento se puede notar que los esfuerzos se concentran en la sección de viga reducida afectando críticamente a la zona de panel y alas de la columna.

Los elementos estructurales al ser sometidos a la combinación de carga extrema presentan esfuerzos por encima del límite de fluencia del acero A36 que es de 250 Mpa en la sección de viga reducida, siendo los esfuerzos en la zona de panel y columnas inferiores al límite elástico (Ver figura 4.30)

Figura 4.29: Distribución de esfuerzos bajo carga extrema en la conexión RBS

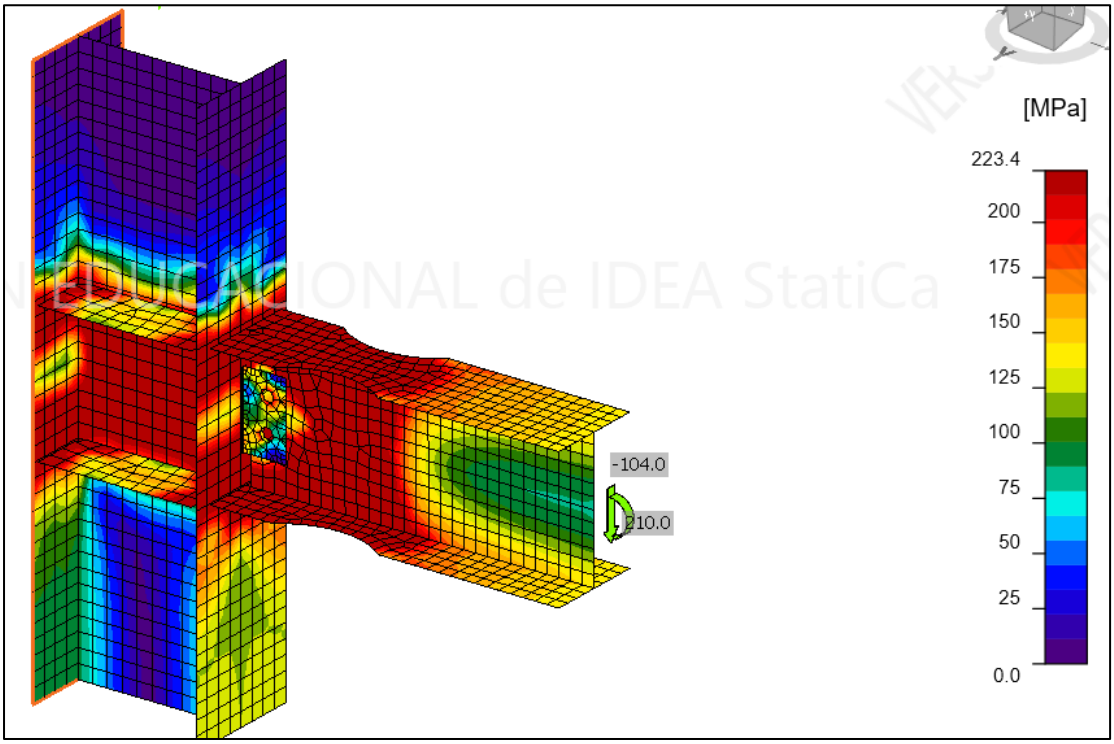


Figura 4.30: Verificación de los elementos y placas de acero para efectos de carga extrema.

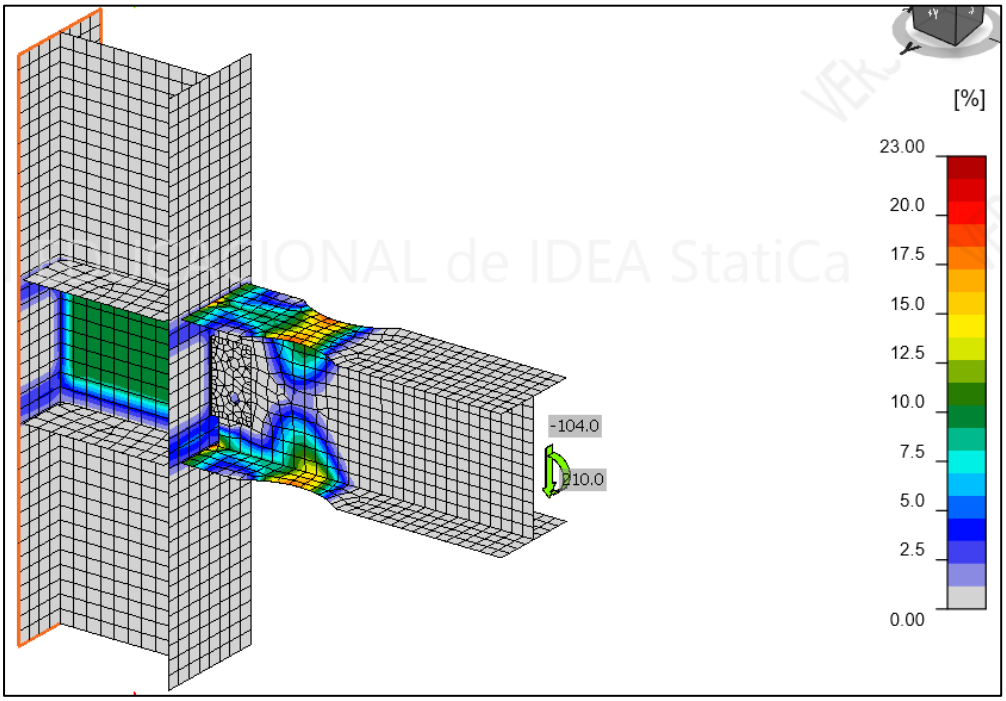
	Estado	Ítem	t_p [mm]	Cargas	σ_{Ed} [MPa]	ε_{Pl} [%]	$\sigma_{c,Ed}$ [MPa]
+	✗	Columna 14x74-bfl 1	19.9	Carga Extrema	234.6	5.6	0.0
+	✓	Columna 14x74-tfl 1	19.9	Carga Extrema	232.4	4.5	0.0
+	✗	Columna 14x74-w 1	11.4	Carga Extrema	243.7	10.2	0.0
+	✗	Viga 12x40-bfl 1	13.1	Carga Extrema	262.4	19.5	0.0
+	✗	Viga 12x40-tfl 1	13.1	Carga Extrema	261.8	19.2	0.0
+	✗	Viga 12x40-w 1	7.5	Carga Extrema	264.0	20.3	11.6
+	✓	STIFF1a	13.2	Carga Extrema	224.7	0.7	0.0
+	✓	STIFF1b	13.2	Carga Extrema	224.7	0.6	0.0
+	✓	STIFF1c	13.2	Carga Extrema	224.1	0.3	0.0

4.10.4.2 Distribución de la deformación plástica en la conexión RBS para el caso de carga extremo con placas de continuidad

Bajo la aplicación de carga extrema se presenta la formación de rótulas plásticas en la sección de viga reducida, sin embargo, el resto de los elementos (panel nodal, columna, rigidizadores) no presentan deformaciones plásticas. Por lo tanto, la conexión precalificada RBS demuestra su correcto desempeño al no propagar zonas de plastificación en el panel nodal lo cual garantiza

la estabilidad de la estructura ante un evento sísmico severo, propiciando la disipación de energía en la sección de viga reducida.

Figura 4.31: Deformación plástica de la conexión con placas de continuidad, bajo estado de Carga Extrema.



4.11. Resultados de la conexión RBS con el software Idea Statica.

La conexión resistente a momento con viga de sección reducida RBS modelada en el software Idea Statica presenta los siguientes resultados en su capacidad máxima a flexión en la tabla 4.18.

Tabla 4.18: Resultados de la conexión RBS con el Software Idea Statica.

Resultados de la conexión RBS		
Parámetro	$M_{j,Rd}$: ***Resistencia a flexión***	**Unidades**
Con placas de continuidad	212.5	kN-m
Sin placas de continuidad	189.8	kN-m

4.12 Resultados de la capacidad a momento del software Idea Statica y la Norma AISC 358-16.

La conexión resistente a momento con viga de sección reducida RBS modelada en el software Idea Statica y calculada de forma manual con la Norma AISC 358-16 (Anexo A), donde se detalla el procedimiento para la obtención del momento probable para la conexión RBS presenta los siguientes resultados en su capacidad máxima a flexión en la tabla 4.19.

Tabla 4.19: Resultados de la conexión RBS con el Software Idea Statica y la Norma AISC 358-16.

Análisis de la conexión RBS			
Método de Cálculo	**Parámetro**	$M_{j,Rd}$: ***Resistencia a flexión***	**Unidades**
Software Idea Statica	Con placas de continuidad	212.5	kN-m
	Sin placas de continuidad	189.8	kN-m
Método de Cálculo	**Parámetro**	**Momento Probable: Mpr**	**Unidades**
Norma AISC 358-16	Procedimiento manual proporcionado por la Norma AISC 358-16	273.10	kN-m

CAPÍTULO 5

5.1 Conclusiones

- En base a los resultados obtenidos a través del software Idea Statica se puede concluir que el modelo de cálculo CBFEM basado en el método de compontes y el análisis de elementos finitos posee factores de seguridad y resistencia más conservadores a comparación de la Norma AISC 358-16 que proporciona el procedimiento de cálculo del momento plástico para una sección de viga reducida RBS considerando factores de amplificación para determinar el Momento máximo probable.

- Del análisis realizado en el software Idea Statica se pudo obtener el diagrama de Momento – Curvatura de la conexión resistente a momento, en donde se evidenció que el momento flector actuante para que se produzca la rótula plástica debe ser de 212.5 kN-m, por lo tanto, en comparación al momento crítico de 107 kN-m tomado del análisis estructural se puede inferir que la conexión mostrará un correcto desempeño frente a eventos sísmicos severos.

- Respecto al análisis del procedimiento para la obtención del momento plástico probable bajo la Norma AISC 358-16, se evidenció que el momento flector actuante para que produzca la rótula plástica debe ser de 273.1 kN-m que tiene un incremento de 29% con respecto al momento máximo de 212.5 kN-m obtenido con el software Idea Statica.

- De acuerdo con los resultados obtenidos en cuanto a capacidad de rotación se obtuvo un valor de 0.057 rad para la conexión sin placas de continuidad y 0.058 rad para la conexión con placas de continuidad que satisfacen los requerimientos mínimos de la AISC 358-16 para conexiones precalificadas, donde su valor mínimo en términos de capacidad de rotación es de 0.04 rad para pórticos resistentes a momento con conexiones rígidas.

- En base al modelo realizado en el software Idea Statica se pudo observar la importancia de incluir placas de continuidad en la zona de panel nodal donde su función es proporcionar la rigidez adecuada para que resista las tensiones generadas por las cargas actuantes. El modelo donde se aplicó carga extrema y que además estuvo desprovisto de placas de continuidad presentó exceso de tensiones en la soldadura y en la zona de panel lo cual provoca deformaciones plásticas en estas zonas y por ende imposibilitando la formación de rótulas plásticas en la sección de viga reducida.

- En base a los cálculos manuales y través del software Idea Satica se puede concluir que la norma AISC 358-16, proporciona un conjunto de pasos para el diseño de conexiones precalificadas, donde se considera el efecto de ganancia de resistencia con la deformación, además del factor Ry que toma en cuenta la relación entre la resistencia cedente esperada y la especificada para el diseño, lo cual incrementa considerablemente el valor en donde la conexión empezaría su proceso de plastificación.

- Con los resultados obtenidos se concluye que la conexión que cuenta con placas de continuidad tendrá un correcto desempeño ya que los rigidizadores redistribuyen los esfuerzos provocando que los esfuerzos en la zona panel sean inferiores al límite elástico, lo cual provoca que las tensiones se concentren en la sección de viga reducida induciendo la formación de rótulas plásticas que disiparán la energía en forma de deformación. Al contrario, sucede en el caso de la conexión que esta desprovista de placas de continuidad donde los esfuerzos se concentran en el ala y alma de la columna provocando deformaciones por plastificación en esta zona, comprometiendo la estabilidad de la estructura.

5.2 Recomendaciones

- Al diseñar conexiones precalificadas a través del software Idea Statica se debe considerar que, si bien este software verifica y valida que las conexiones cumplan con las disposiciones establecidas en el AISC 358-16, estas únicamente basan su verificación en el diseño geométrico y capacidad de las conexiones, soldaduras y pernos, excepto en el cálculo del momento plástico probable de conexiones, donde el software Idea Statica predice la capacidad de rotación de la conexión a través del método de los componentes en sinergia con el método de elementos finitos. Los resultados de la resistencia a flexión obtenido por medio del software tienen en consideración una deformación del 5%, donde al imponer este nivel de deformación en las placas, alas y almas de la viga se limita la capacidad a flexión última que tiene la sección, mientras que el AISC 358-16 considera factores de endurecimiento y fluencia probable del material para predecir el momento máximo que tolera la conexión antes de su fallo.

- Para el diseño de estructuras sismorresistentes con el sistema estructural de pórticos resistentes a momentos sin arriostramiento se recomienda iniciar el diseño a través del control de derivas del modelo estructural ya que al usar columnas de sección I estas poseen rigideces diferentes para cada uno de sus ejes, por lo tanto, la orientación y ubicación de las columnas es de vital importancia para el control de derivas inelásticas en el diseño del modelo estructural.

5.3 Bibliografía

[1] AISC.360. (2016). Specification for Structural Steel Buildings. Chicago: AISC. Obtenido de https://www.aisc.org/globalassets/aisc/publications/standards/a36016-spec-and-commentary_june-2018.pdf

[2] AISC.358. (2016). Prequalified connections for special and intermediate steel moment frames for seismic applications. AISC. Obtenido https://www.aisc.org/globalassets/aisc/publications/standards/a358-18w.pdf

[3] ANSI/AISC 341-16, «Seismic Provisions for Structural Steel Buildings», American Institute of Steel Construction , Chicago, 2016

[4] American Institute of Steel Construction. (2016). Seismic Provisions for Structural Steel Buildings (ANSI/AISC 341-16). American Institute of Steel Construction

[5] Crisafulli, F. J. (2012). Diseño sismorresistente de construcciones de acero. Santiago de Chile: Asociación Latinoamericana del Acero - Alacero.

[6] Instituto Ecuatoriano de Normalización. (2015). Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-SE-DS). Quito, Ecuador.

[7] Instituto Ecuatoriano de Normalización. (2015). Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-SE-AC). Quito, Ecuador.

[8] Federal Emergency Management Agency. (2000). Recommended Seismic Design Criteria for New Steel Moment-Frame Buildings (FEMA 350). Federal Emergency Management Agency.

[9] Federal Emergency Management Agency. (2000). Recommended Specifications and Quality Assurance Guidelines for Steel Moment-Frame Construction for Seismic Applications (FEMA 353). Federal Emergency Management Agency.

[10] Federal Emergency Management Agency. (2000). State of the Art Report on Systems Performance of Steel Moment Frames Subject to Earthquake Ground Shaking (FEMA 355). Federal Emergency Management Agency.

[11] McCormac, J. C., & Csernak, S. F. (2012). *Diseño de estructuras de acero* (5ª ed.). Alfaomega Grupo Editor.

[12] SAC Joint Venture. (2000). Recommended Seismic Design Criteria for New Steel Moment-Frame Buildings. EE UU: SAC Joint Venture.

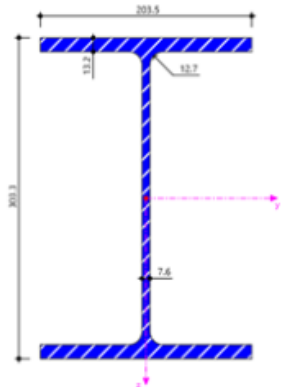
[13] Aguirre, C. (2016). Especificaciones para construcciones de acero. Alacero. Obtenido de https://www.construccionenacero.com/sites/construccionenacero.com/files/publicacion/especificacion_para_construcciones_de_acero_-_aisc_360-16_0.pdf

[14] Panillo G.(2018) Desarrollo y programación de conexiones sismorresistentes tipo bfp y rbs conforme a la normativa ANSI/AISC 358-16,recuperado de: https://biblat.unam.mx/hevila/Gacetatecnica/2018/vol19/no2/4.pdf

5.4 Anexos

DISEÑO DE CONEXIÓN PRECALIFICADA RBS

Propiedades de la sección W 12 x 40 :



$Zx := 934.1\ cm^3$
$tbf := 13.2\ mm$
$tw := 7.6\ mm$
$d := 30.3\ cm$
$bf := 20.3\ cm$

Propiedades del acero A36

$Fy := 2530\ \frac{kg}{cm^2}$
$Fu := 4077\ \frac{kg}{cm^2}$
$Ry := 1.3$

$tf := 1.32\ cm$
$\phi r := 0.75$
$\phi f := 1$

CARGAS

Carga viva

$L := 200\ \frac{kg}{m^2}$

Carga Muerta

$D := 518.76\ \frac{kg}{m^2}$

Paso 1
Determinar las dimensiones geométricas sección reducida de la conexión Precalificada RBS

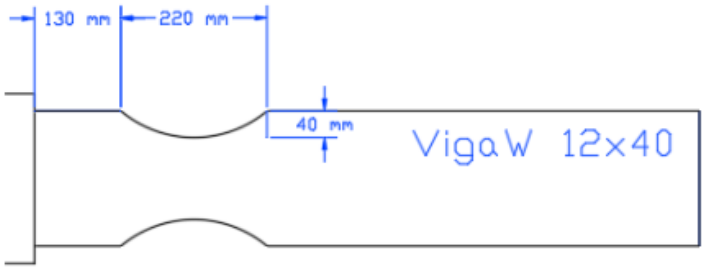
a: Distancia comprendida el inicio de reducción de las alas de la viga hasta el ala de la columna.
b: Distancia entre los radios que conforman la reducción de la viga.
c: Profundidad del corte
db: altura de la sección transversal de la viga
bbf: ancho del ala de la viga

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

$$0.65d \le b \le 0.85d$$

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

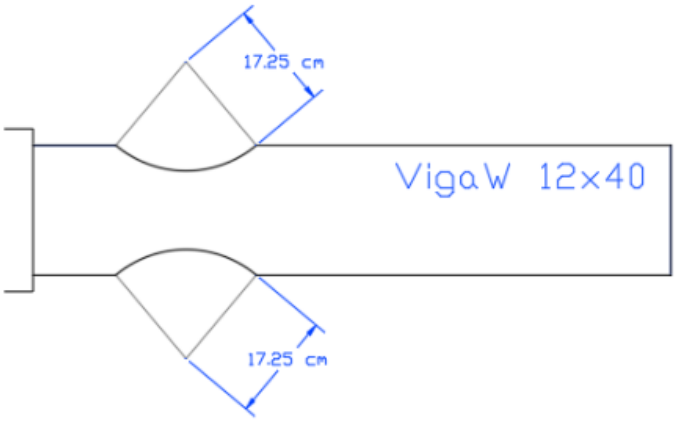
$bf := 20.35\ cm$
$db := 30.33\ cm$
$a := 130\ mm$
$b := 220\ mm$
$c := 40.0\ mm$



Radio de corte

$$R := \frac{4 \cdot c^2 + b^2}{8 \cdot c}$$

$$R := \frac{4 \cdot c^2 + b^2}{8 \cdot c} = 17.125\ cm$$



Paso 2
Cálculo del módulo plástico en el centro de la viga reducida

Zx : Módulo seccional plástico de la viga.
Zrbs : Módulo plástico en el centro de la sección reducida.
tbf : Espesor del ala de la viga.

$$Zrbs := Zx - 2 \cdot c \cdot tbf \cdot (db - tbf) = 627.754\ cm^3$$

Paso 3
Cálculo del momento máximo probable de la viga reducida

Cpr : Factor de endurecimiento del acero.
Ry : Factor de fluencia probable del acero (NEC).

$$Cpr := \frac{Fy + Fu}{2 \cdot Fy} = 1.306$$

$$Cpr := \text{if}(Cpr \leq 1.2, Cpr, 1.2) = 1.2$$

$$Mpr := Cpr \cdot Ry \cdot Fy \cdot Zrbs = 27.311\ ton \cdot m$$

Paso 4.- Calculo de la fuerza cortante en el centro de la sección reducida de la viga.

Ancho colaborante $B := 5.0\ m$

Combinación elegida $Wu := 1.2\ D + 0.7\ L = 762.512\ \frac{kg}{m^2}$

Distancia a la rótula plástica (sh)

$$sh := a + \frac{b}{2} = 24\ cm$$

Tramo de viga comprendida entre rotulas plásticas.
Le = Distancia entre rótulas plásticas $Le := 5.5\ m$
dc =altura de la sección transversal de la columna $dc := 35.99\ cm$

$$Lh := Le - 2 \cdot \frac{dc}{2} = 5.14\ m$$

Área de aportación $A := B \cdot Lh$

Carga distribuida $W := \frac{A \cdot Wu}{Lh} = 4.203 \ \frac{ton}{m}$

Paso 5
Cálculo de la Fuerza cortante en la rótula plástica

$$Vrbs := \frac{2 \cdot Mpr}{Lh} + W \cdot \frac{Lh}{2} = 21.428 \ ton$$

Paso 6
Cálculo del momento máximo en la cara de la columna

$$Mf := Mpr + Vrbs \cdot sh = 32.454 \ ton \cdot m$$

Paso 7
Cálculo del momento plástico en la viga basado en el esfuerzo de fluencia esperado

$$Mpe := Ry \cdot Fy \cdot Zx = 33.866 \ ton \cdot m$$

Determinación de la capacidad en flexión de la viga en la cara de la columna

$$Mf \leq \phi d \cdot Mpe$$

Para estados dúctiles $\phi d := 1$

$$\text{if}\left(Mf \leq \phi d \cdot Mpe, \text{“ok”}, \text{“No cumple”}\right) = \text{“ok”}$$

Paso 8.- Calculo de la capacidad a corte requerida en la viga y en la conexión

$$Vg := W \cdot \frac{Lh}{2} = 10.801 \ ton$$

$$Vu := 2 \cdot \frac{Mpr}{Lh} + Vg = 21.428 \ ton$$

Paso 9
Diseño de la conexión a corte en el alma de la viga

9.1 Calidad del perno ASTM A490

$$Fnv := 4780\ \frac{kg}{cm^2}$$ Tabla J3.2 AISC 360-16

9.2 Resistencia del perno ASTM A490

db : diámetro del perno
da : diámetro del agujero
Ab : Área del perno
Rn : Resistencia nominal por cortante del perno
ϕr : Coeficientes de reducción por cortante = 0.75
n : Número de pernos

$$db := 1\ in$$

$$da := db + 3\ mm$$

$$Ab := \pi \cdot \frac{db^2}{4} = 5.067\ cm^2$$

$$Rnp := Fnv \cdot Ab = 26.699\ ton$$

$$\phi r \cdot Rnp = 20.024\ ton$$

Número de pernos requeridos

$$nreq := \frac{Vu}{\phi r \cdot Rnp} = 1.07$$

$$n := 2$$

Resistencia nominal por cortante del perno.

$$Rn := Fnv \cdot n \cdot Ab = 53.397\ ton$$

$$\text{if}\left(\phi r \cdot Rn \geq Vu, \text{“ok”}, \text{“No cumple”}\right) = \text{“ok”}$$

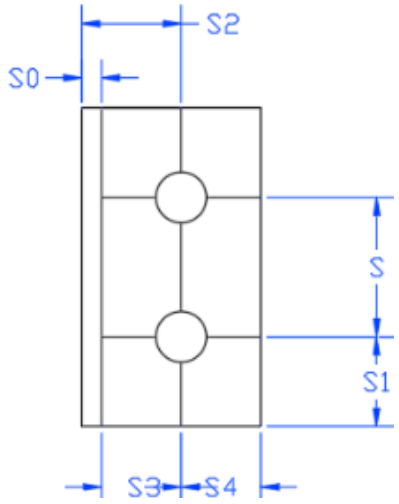
9.3 Espesor estimado de la plancha de corte

$$tp := 15\ mm$$

9.4 Distancia mínima al centro del agujero a la parte conectada y al borde la plancha

$$Smin_borde := 1.25\ in$$ Tabla J3.4M AISC 360-16

9.5 Disposición de pernos y placa de la conexión



$Smin_borde := 1.25\ in$
$S0 := 1\ cm$ $S3 := 4\ cm$
$S1 := 4.5\ cm$
$S2 := S0 + S3 = 5\ cm$
$S4 := S3$

9.6 Espaciamiento mínimo entre ejes

S : Espaciamiento entre ejes

$$Smin := 2 \cdot db = 5.08\ cm$$

$$S := 7\ cm$$

9.7 Longitud y ancho de la plancha de corte

Lp : Longitud de la plancha de corte
bp : Ancho de la plancha de corte

$$Lp := 2 \cdot S1 + (n-1) \cdot S = 16\ cm$$

9.8 Chequeo de cedencia de la plancha

Ag: Área bruta
Rn: Resistencia nominal de la plancha

$Ag := Lp \cdot tp = 24\ cm^2$
$Rn := Ag \cdot Fy = 66.932\ ton$
$\phi rRn := \phi r \cdot Rn = 50.199\ ton$

$$\text{if}(\phi rRn \geq Vu, \text{“ok”}, \text{“no cumple”}) = \text{“ok”}$$

9.9 Chequeo de la ruptura de la plancha

An : Área neta
Ae : Área efectiva
Rn: Resistencia nominal de la plancha
U : para miembros sometidos a cargas de tracción transmitida directamente por su sección transversal a través de pernos o soldaduras; U=1

$$An := Ag - n \cdot db \cdot tp = 16.38\ cm^2$$

$$U := 1$$
$$Ae := U \cdot An = 16.38\ cm^2$$
$$Rn := Ae \cdot Fu = 73.614\ ton$$

$$\phi rRn := \phi r \cdot Rn = 55.21\ ton$$

$$\text{if}\left(\phi rRn \geq Vu, \text{“ok”}, \text{“no cumple”}\right) = \text{“ok”}$$

9.10 Chequeo por bloque de cortante

Lv : Longitud sometida a corte
Lt : Longitud sometida a tracción
Agv : Área bruta a corte
Anv : Área neta a corte
Agt : Área bruta a tracción
Ant : Área neta a tracción

$$Lv := S1 + S \cdot \left(n - 1\right) = 11.5\ cm$$

$$Agv := tp \cdot Lv = 17.25\ cm^2$$
$$Anv := Agv - tp \cdot da \cdot \left(n - 0.5\right) = 10.86\ cm^2$$

$$Agt := S2 \cdot tp = 7.5\ cm^2$$
$$Ant := Agt - tp \cdot da \cdot 0.5 = 5.37\ cm^2$$

$$Ubs := 1$$

$$Rn := min\left(0.6 \cdot Fy \cdot Anv + Ubs \cdot Fu \cdot Ant, 0.6\ Fy \cdot Agv + Ubs \cdot Fu \cdot Ant\right) = 42.306\ ton$$

$$\phi rRn := \phi r \cdot Rn = 31.729\ ton$$

$$\text{if}\left(\phi rRn \geq Vu, \text{“ok”}, \text{“no cumple”}\right) = \text{“ok”}$$

Paso 10
Verificación del requerimiento de placas de continuidad.

tcf = Mínimo espesor requerido del ala de la columna.
bf = Ancho del ala de la viga
tfc =Espesor del ala de la viga
Ryb = Relación de esfuerzo de fluencia.
Fyb =Esfuerzo de fluencia de la viga.
Fybc=Esfuerzo de fluencia de la columna.

$$bf = 20.35\ cm$$
$$tfc := tf$$
$$Ryb := Ry \qquad Fyb := Fy$$
$$Ryc := Ry \qquad Fyc := Fy$$
$$tcf1 := 0.4 \cdot \sqrt{1.8 \cdot bf \cdot tfc \cdot \frac{Fyb \cdot Ryb}{Fyc \cdot Ryc}} = 2.781\ cm$$
$$tcf2 := \frac{bf}{6} = 3.392\ cm$$

$$\text{if}\left(tf < min\left(tcf1, tcf2\right), \text{“ placas de continiudad”}, \text{“no necesita”}\right) = \text{“ placas de continiudad”}$$

Espesor de las placas de continuidad.

Para conexiones de un solo lado exterior, el espesor de la placa de continuidad es de al menos la mitad del espesor del ala de la viga

$$e := \frac{tf}{2} = 6.6\ mm$$

Para conexiones de dos lados interiores, el espesor de la placa de continuidad es de al menos el espesor del ala de la viga

$$e := tf = 13.2\ mm$$

Paso 11. Control columna fuerte-viga débil

Pr: Resistencia a la compresión axial requerida

$$Zx := 934.1\ cm^3$$
$$tfc := 2.1\ cm$$
$$twc := 1.14\ cm$$
$$dc := 35.99\ cm$$
$$bfc := 25.58\ cm$$
$$Agc := 140.64\ cm^2$$
$$Zxc := 2064.8\ cm^3$$
$$Pr := 83.25\ ton$$

$$Py := Fy \cdot Agc = 392.224 \ ton$$
$$Pc := Py$$

1. Cuando la deformación en la zona del panel no se considera en el análisis de la estabilidad del pórtico.

a. Para $Pr \leq 0.4 \ Pc$

$$Rn1 := 0.6 \cdot Fy \cdot dc \cdot twc = 68.654 \ ton$$

$$\phi := 0.9$$

$$\phi \cdot Rn1 \geq Vu$$

$$\text{if}\left(\phi \cdot Rn1 \geq Vu, \text{“ok”}, \text{“no cumple”}\right) = \text{“ok”}$$

2. Cuando se considera el efecto de la deformación plástica en la zona del panel en el análisis de estabilidad del pórtico.

a. Para $Pr \leq 0.75 \ Pc$

$$Rn1 := 0.60 \cdot Fy \cdot dc \cdot twc \cdot \left(1 + \frac{3 \ bfc \cdot tfc^2}{d \cdot dc \cdot twc}\right) = 87.343 \ ton$$

$$\phi := 0.9$$

$$\phi \cdot Rn1 \geq Vu$$

$$\text{if}\left(\phi \cdot Rn1 \geq Vu, \text{“ok”}, \text{“no cumple”}\right) = \text{“ok”}$$

Paso 12. Espesor de la zona nodal

dz: Ancho de la zona panel entre las alas de la columna
wz: Peralte de la zona panel entre las placas de continuidad
tp: Espesor mínimo de la zona nodal

$$dz := bf - 2 \cdot tbf = 17.71 \ cm$$

$$wz := dc - 2 \cdot tfc = 31.79 \ cm$$

$$tp := \frac{dz + wz}{90} = 5.5 \ mm$$

Paso 13. Comprobación de la relación viga columna

Vh: Cortante en la rótula plástica
Muv: Momento en el eje de la columna
Puc: Carga axial última
Mpr: Momento probable en la rótula plástica
Puc1=Pr: Carga Axial extraída de la combinación de carga crítica del diseño estructural
Agc: Área bruta de la columna.
Zxc: Módulo de sección plástica la columna con respecto al eje x.
Vh=Vrbs: Cortante en la sección de viga reducida.
ΣMpb: Suma de las proyecciones de las resistencias a flexión esperadas de las vigas en los puntos de articulación plástica con respecto a la línea central de la columna.
ΣMpc: Suma de las proyecciones de las resistencias nominales a flexión de la columna.

$$Vh := Vrbs$$

$$Muv := Vrbs \cdot \left(sh + \frac{dc}{2} \right) = 8.999 \ ton \cdot m$$

Sumatoria de momentos

$$\Sigma Mpb := \left(Mpr + Muv \right) = 36.31 \ ton \cdot m$$

$$Puc1 := Pr$$

$$\Sigma Mpc1 := Zxc \cdot \left(Fyc - \frac{Puc1}{Agc} \right) = 45.362 \ ton \cdot m$$

$$\Sigma Mpc := \Sigma Mpc1 = 45.362 \ ton \cdot m$$

Relación Viga-Columna

$$\frac{\Sigma Mpc}{\Sigma Mpb} > 1$$

$$\frac{\Sigma Mpc}{\Sigma Mpb} = 1.249$$