



**UNIVERSIDAD POLITÉCNICA SALESIANA**

**SEDE CUENCA**

**CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL**

**ANÁLISIS DEL COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL DE LA JUNTA TIPO VIGA I  
Y COLUMNA TUBULAR EMPLEANDO SOFTWARE DE SIMULACIÓN  
NUMÉRICA PARA UN EDIFICIO PRIVADO**

Trabajo de titulación previo a la obtención del  
título de Ingeniero Civil

AUTORES: GALO SEBASTIAN SÁNCHEZ PUENTE

EDWIN VINICIO NARVÁEZ SINCHI

TUTOR: ING. JONNATHAN DARIO SANTOS BENÍTEZ, PhD.

Cuenca - Ecuador

2026

## CERTIFICADO DE RESPONSABILIDAD Y AUDITORÍA DEL TRABAJO DE TITULACIÓN

Nosotros, Galo Sebastian Sánchez Puente con documento de identificación N° 1401306061 y Edwin Vinicio Narváez Sinchi con documento de identificación N° 0106858673; manifestamos que:

Somos los autores y responsables del presente trabajo; y, autorizamos a que sin fines de lucro la Universidad Politécnica Salesiana pueda dar, usar, difundir, reproducir o publicar de manera total o parcial el presente trabajo de titulación.

Cuenca, 27 de enero del 2026

Atentamente,



---

Galo Sebastian Sánchez Puente  
1401306061



---

Edwin Vinicio Narváez Sinchi  
0106858673

**CERTIFICADO DE CESIÓN DE DERECHOS DE AUTOR DEL TRABAJO DE  
TITULACIÓN A LA UNIVERSIDAD POLITÉCNICA SALESIANA**

Nosotros, Galo Sebastian Sánchez Puente con documento de identificación N° 1401306061 y Edwin Vinicio Narváez Sinchi con documento de identificación N° 0106858673, expresamos nuestra voluntad y por medio del presente documento cedemos a la Universidad Politécnica Salesiana la titularidad sobre los derechos patrimoniales en virtud de que somos autores del Proyecto técnico: “Análisis del comportamiento estructural de la junta tipo viga I y columna tubular empleando software de simulación numérica para un edificio privado”, el cual ha sido desarrollado para optar por el título de: Ingeniero Civil, en la Universidad Politécnica Salesiana, quedando la Universidad facultada para ejercer plenamente los derechos cedidos anteriormente.

En concordancia con lo manifestado, suscribimos este documento en el momento que hacemos la entrega del trabajo final en formato digital a la Biblioteca de la Universidad Politécnica Salesiana.

Cuenca, 27 de enero del 2026

Atentamente,



---

Galo Sebastian Sánchez Puente  
1401306061



---

Edwin Vinicio Narváez Sinchi  
0106858673

**CERTIFICADO DE DIRECCIÓN DEL TRABAJO DE TITULACIÓN**

Yo, Jonnathan Dario Santos Benítez con documento de identificación N° 0105088058, docente de la Universidad Politécnica Salesiana, declaro que bajo mi tutoría fue desarrollado el trabajo de titulación: ANÁLISIS DEL COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL DE LA JUNTA TIPO VIGA I Y COLUMNA TUBULAR EMPLEANDO SOFTWARE DE SIMULACIÓN NUMÉRICA PARA UN EDIFICIO PRIVADO, realizado por Galo Sebastian Sánchez Puente con documento de identificación N° 1401306061 y por Edwin Vinicio Narváez Sinchi con documento de identificación N° 0106858673, obteniendo como resultado final el trabajo de titulación bajo la opción Proyecto técnico que cumple con todos los requisitos determinados por la Universidad Politécnica Salesiana.

Cuenca, 27 de enero del 2026

Atentamente,



---

Ing. Jonnathan Dario Santos Benítez, PhD.

0105088058

## DEDICATORIA

El presente proyecto de titulación quiero dedicar a los que siempre estuvieron alentándome con fervor, rigor y amor en todo mi proceso universitario, Celso Antonio Puente Castro querido Abuelo materno y Julia María Samaniego Tello querida Abuela materna, este pregrado sin duda va redirigido en principio a ustedes, porque en mis momentos de flaqueza, trémulo, miedo conocieron la manera de darme el apoyo moral más afectuoso y empático posible, que a raíz suscito en mí el tesón y vigor para afrontar con ímpetu todo el deber suscrito por mi alma mater.

En segunda instancia el presente proyecto va dedicado a una persona de gran valor solidario, bondadoso y paciente, Nelida Marlene Puente Samaniego mi persona que me dio luz al mundo, que pese a los años de distancia, siempre confió en el honor que hoy me yace escrito a partir de la entrega de esta investigación, que fueron años, meses, días enteros de entrega ardua hacia el conocimiento para finalmente poder cumplir una meta en conjunto y como buen salesiano decir, “Dios gracias hoy se hace realidad “.

Galo Sanchez.

## DEDICATORIA

A mis hijos Alejandra y Ezequiel, quienes son mi mayor fuente de motivación para seguir adelante y no rendirme ante cada dificultad, dándole sentido a todo el esfuerzo realizado; a Michelle, por su paciencia, comprensión y apoyo incondicional durante todo este proceso académico ; a mis padres Wilfrido y Lucía, por estar siempre a mi lado confiando en mí, brindándome su apoyo y dándome consejos, inculcándome los valores del esfuerzo y la perseverancia; y a cada uno de mis hermanos, por su apoyo constante, sus palabras de ánimo y por acompañarme en cada etapa de este camino; a mi abuelo Ezequiel, quien hoy descansa en el cielo, pero que estuvo presente en el inicio de este largo proceso y cuya memoria y ejemplo han sido una fuente permanente de inspiración. Este logro es también de ustedes.

Edwin Narváez.

## AGRADECIMIENTOS

Principalmente reconozco la gran catedra que tenemos por docencia en la carrera, agradecer a cada uno quien integra esta noble tarea de inducir al estudiante salesiano, respetando con rigor y cabalidad los principios éticos de educación y principalmente impartiendo una fraternidad salesiana alumno-profesor que reconozco con fervor y gratitud.

Galo Sánchez.

Agradezco en primer lugar a Dios, por brindarme la fortaleza, la salud y la sabiduría necesarias ya que el camino no ha sido fácil, expreso mi sincero agradecimiento a la Universidad Politécnica Salesiana, por brindarme la formación académica y las herramientas necesarias para culminar esta etapa profesional; a mi tutor de tesis el Ing. Jonnathan Dario Santos Benítez, por su orientación, dedicación y valiosos aportes durante el desarrollo de este trabajo; a mi familia política, por su apoyo y comprensión lo largo de este proceso; y a mi familia en general, por acompañarme y respaldarme constantemente en este importante logro académico.

Edwin Narváez.

## Resumen

El presente estudio evalúa minuciosamente, mediante el método de elementos finitos, conexiones de placa soldada en vigas tipo I y columnas tubulares embebidas de hormigón, adaptando un diseño original de pórtico de momento intermedio (IMF) de 4 niveles a la realidad constructiva del país, por ende, tomando en cuenta la normativa correspondiente NEC-2015. Luego de someter los modelos 3D a protocolos de la AISC 341-22 y FEMA 350 es decir, un proceso donde las conexiones fueron expuestas a niveles de rotación inelástica para verificar su capacidad de disipación energética y estabilidad estructural, analizando detalladamente la transición del rango elástico al plástico. los resultados determinaron que las uniones superan el 80% del momento plástico a 0,02 rad. Por consiguiente, estas conexiones se validan para Pórticos Intermedios (IMF) en zonas de sismicidad moderada se permitió diferenciar claramente entre un colapso frágil, como el del modelo simple, y una falla dúctil controlada, validando el uso de refuerzos en el contexto constructivo regional. Por último, la investigación determina que la implementación de columnas tubulares rellenas de hormigón permite una optimización sustancial en el dimensionamiento de los elementos estructurales, mejorando la capacidad portante axial y la rigidez integral de la estructura; sin embargo, se determinó de manera concluyente que este relleno no ejerce una influencia significativa en la resistencia mecánica de las conexiones soldadas.

**Palabras Clave:** Acero Estructural, Viga, Columna, Placas, Junta viga-columna, Método de elementos finitos.

### Abstract

This study meticulously evaluates, using the finite element method, welded plate connections between I-shaped beams and concrete-filled tubular columns. It adapts an original 4-story Intermediate Moment Frame (IMF) design to the country's construction reality, incorporating the corresponding NEC-2015 code. After subjecting the 3D models to AISC 341-22 and FEMA 350 protocols—a process where connections were exposed to inelastic rotation levels to verify their energy dissipation capacity and structural stability the transition from the elastic to the plastic range was analyzed in detail. The results determined that the joints exceed 80% of the plastic moment at 0.02 rad. Consequently, these connections are validated for Intermediate Moment Frames (IMF) in areas of moderate seismicity, allowing a clear distinction between brittle collapse, as in the simple model, and controlled ductile failure, validating the use of reinforcements in the regional construction context. Finally, the research concludes that the implementation of concrete-filled tubular columns allows for substantial optimization in the sizing of structural elements, improving axial load capacity and the overall stiffness of the building; however, it was conclusively determined that this infill does not significantly influence the mechanical strength of the welded connections

**Keywords:** Structural Steel, Beam, Column, Plates, Beam-column connection, Finite Element Method.

**CONTENIDO**

|                                                            |    |
|------------------------------------------------------------|----|
| CAPITULO I .....                                           | 19 |
| GENERALIDADES .....                                        | 19 |
| 1.1 Introducción .....                                     | 19 |
| 1.2 Antecedentes .....                                     | 19 |
| 1.3 Importancia .....                                      | 21 |
| 1.4 Hipótesis .....                                        | 21 |
| 1.5 Alcance.....                                           | 21 |
| 1.6 Objetivos.....                                         | 22 |
| 1.6.1 Objetivo general.....                                | 22 |
| 1.6.2 Objetivos específicos .....                          | 22 |
| CAPITULO II.....                                           | 23 |
| MARCO TEÓRICO.....                                         | 23 |
| 2.1 Acero estructural .....                                | 23 |
| 2.1.1 Definición de acero estructural .....                | 23 |
| 2.1.2 Características del acero estructural.....           | 23 |
| 2.1.3 Tipos de acero estructural .....                     | 24 |
| 2.1.4 Propiedades mecánicas del acero estructural.....     | 25 |
| 2.1.5 Ventajas del acero como material estructural.....    | 28 |
| 2.1.6 Desventajas del acero como material estructural..... | 30 |
| 2.1.7 Tipos de perfiles estructurales.....                 | 31 |
| 2.2 Miembros estructurales.....                            | 35 |

|                                                     |    |
|-----------------------------------------------------|----|
|                                                     | XI |
| 2.2.1 Vigas .....                                   | 35 |
| 2.2.2 Columnas .....                                | 35 |
| 2.3 Conexiones metálicas.....                       | 36 |
| 2.4 Clasificación de las conexiones metálicas ..... | 38 |
| 2.4.1 Conexiones simples. ....                      | 38 |
| 2.4.2 Conexiones a momento.....                     | 38 |
| 2.4.3 Conexiones viga-columna.....                  | 41 |
| 2.5 Pórticos de acero resistentes a momento .....   | 44 |
| 2.6 Placas de continuidad.....                      | 48 |
| 2.7 Soldadura .....                                 | 49 |
| 2.7.1 Ventajas de soldadura.....                    | 49 |
| 2.7.2 Electrodo.....                                | 50 |
| 2.8 Panel nodal.....                                | 52 |
| 2.9 Histéresis.....                                 | 54 |
| 2.10 Método de elementos finitos.....               | 57 |
| 2.10.1 El uso del MEF en la ingeniería civil.....   | 59 |
| 2.10.2 Ansys Workbech™.....                         | 60 |
| CAPITULO III.....                                   | 64 |
| MARCO METODOLÓGICO.....                             | 64 |
| 3.1 Descripción general de proyecto.....            | 64 |
| 3.2 Ubicación del proyecto. ....                    | 64 |

|                                                                            |    |
|----------------------------------------------------------------------------|----|
| 3.3 Recopilación de datos. ....                                            | 65 |
| 3.4 Determinación de espectro inelástico y elástico de estructura.....     | 65 |
| 3.5 Determinación de cargas.....                                           | 68 |
| 3.6 Combinaciones de carga y predimensionamiento de vigas y columnas. .... | 68 |
| 3.7 Calculo de deriva inelástica. ....                                     | 70 |
| 3.8 Análisis de la junta critica mediante software.....                    | 71 |
| 3.9 Junta viga-columna a analizar.....                                     | 72 |
| 3.10 Criterios para cálculo Momento de Pórtico Intermedio (IMF).....       | 73 |
| 3.10.1 Geometría del pórtico .....                                         | 73 |
| 3.10.2 Propiedades del acero estructural a utilizar.....                   | 73 |
| 3.10.3 Propiedades de la viga IPE 240 .....                                | 74 |
| 3.10.4 Propiedades de la columna.....                                      | 75 |
| 3.10.5 Cargas gravitacionales aplicadas. ....                              | 76 |
| 3.10.6 Diseño sismorresistente de la viga.....                             | 77 |
| 3.10.7 Diseño sismorresistente de la columna .....                         | 77 |
| 3.10.8 Análisis del pórtico .....                                          | 77 |
| 3.10.9 Definición de rotulas plásticas. ....                               | 78 |
| 3.10.10 Relación viga-columna .....                                        | 79 |
| 3.10.11 Zona panel.....                                                    | 79 |
| 3.10.12 MEF para la junta viga-columna.....                                | 80 |
| 3.10.13 Comparativa económica.....                                         | 80 |
| CAPITULO IV.....                                                           | 82 |

|                                                                                |     |
|--------------------------------------------------------------------------------|-----|
| MODELADO Y RESULTADOS .....                                                    | 82  |
| 4.1 Geometría del pórtico .....                                                | 82  |
| 4.2 Propiedades de los materiales .....                                        | 83  |
| 4.3 Geometría y Propiedades de los perfiles a utilizar.....                    | 84  |
| 4.3.1 Viga tipo IPE 240.....                                                   | 84  |
| 4.3.1 Columna tubular 250x250x6 mm. ....                                       | 85  |
| 4.5 Diseño sismorresistente de la viga.....                                    | 86  |
| 4.5.1 Pandeo local de la viga .....                                            | 86  |
| 4.5.2 Revisión de longitud no arriostrada de la viga.....                      | 87  |
| 4.5.3 Revisión de la viga por flexión. ....                                    | 89  |
| 4.6 Diseño sismorresistente de la columna .....                                | 90  |
| 4.6.1 Pandeo local de la columna.....                                          | 91  |
| 4.6.2 Revisión por flexo-compresión de columna. ....                           | 92  |
| 4.9 Descripción geométrica para diseño de conexión viga-columna.....           | 99  |
| 4.10 Configuración del protocolo de simulación numérica en el software ANSYS™. |     |
| .....                                                                          | 107 |
| 4.10.1 Propiedades mecánicas de los materiales .....                           | 107 |
| 4.10.2 Protocolo de carga.....                                                 | 110 |
| 4.10.4 Restricciones en elementos de conexión.....                             | 113 |
| 4.10.5 Mallado de conexión.....                                                | 115 |
| 4.10.6 Contacto entre elementos.....                                           | 117 |
| 4.10.7 Análisis de MEF.....                                                    | 119 |
| 4.10.8 Evaluación de histéresis.....                                           | 119 |

|                                                     |     |
|-----------------------------------------------------|-----|
| 4.10.9 Evaluación de esfuerzo Von Mises. ....       | 124 |
| 4.10.10 Deformaciones plásticas de simulación. .... | 130 |
| 4.40.11 Comparación económica. ....                 | 135 |
| CAPITULO V.....                                     | 139 |
| CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....                 | 139 |
| 6.1 Conclusiones.....                               | 139 |
| 6.2 Recomendaciones.....                            | 140 |
| BIBLIOGRAFIA.....                                   | 141 |

## INDICE DE TABLAS

|                                                                           |    |
|---------------------------------------------------------------------------|----|
| <b>Tabla 1.</b> Propiedades de algunos aceros. ....                       | 25 |
| <b>Tabla 2</b> Tipo de pórticos a momento. ....                           | 45 |
| <b>Tabla 3.</b> Clasificación de electrodos.....                          | 51 |
| <b>Tabla 4.</b> Rangos de calidad del mallado.....                        | 63 |
| <b>Tabla 5.</b> Datos para cálculo de espectro elástico NEC-SE-CS. ....   | 66 |
| <b>Tabla 6.</b> Resultados para la obtención del espectro de diseño. .... | 67 |
| <b>Tabla 7.</b> Valores de cargas. ....                                   | 68 |
| <b>Tabla 8.</b> Combinaciones de carga NEC-SE-DG.....                     | 69 |
| <b>Tabla 9.</b> Perfiles estructurales utilizados.                        | 69 |
| <b>Tabla 10</b> Derivas dirección X.....                                  | 70 |
| <b>Tabla 11</b> Derivas dirección Y.....                                  | 71 |
| <b>Tabla 12</b> Geometría del pórtico.....                                | 82 |
| <b>Tabla 13</b> Propiedades de los materiales. ....                       | 84 |
| <b>Tabla 14</b> Datos de la sección de la viga IPE 240. ....              | 84 |
| <b>Tabla 15</b> Cálculo de propiedades de la viga IPE 240.....            | 85 |
| <b>Tabla 16</b> Datos de sección de la columna. ....                      | 85 |
| <b>Tabla 17</b> Cálculo de propiedades de la columna.....                 | 86 |
| <b>Tabla 18</b> Revisión del pandeo local de la viga.....                 | 87 |
| <b>Tabla 19</b> Verificación pandeo local de la viga.....                 | 87 |
| <b>Tabla 20</b> Longitud no arriostrada de la viga.....                   | 88 |
| <b>Tabla 21</b> Verificación de longitud no arriostrada. ....             | 88 |
| <b>Tabla 22</b> Revisión de la viga por flexión. ....                     | 90 |
| <b>Tabla 23</b> Verificación de la viga por flexión. ....                 | 90 |
| <b>Tabla 24</b> Revisión del pandeo local de la columna. ....             | 91 |

|                                                                                                  |     |
|--------------------------------------------------------------------------------------------------|-----|
| <b>Tabla 25</b> Verificación pandeo local de la columna.....                                     | 91  |
| <b>Tabla 26</b> Análisis en dirección Y. ....                                                    | 92  |
| <b>Tabla 27</b> Análisis en dirección X. ....                                                    | 92  |
| <b>Tabla 28.</b> Resistencia a la compresión. ....                                               | 93  |
| <b>Tabla 29</b> Tipo de pandeo. ....                                                             | 94  |
| <b>Tabla 30</b> Resistencia minorada a compresión. ....                                          | 94  |
| <b>Tabla 31</b> Longitudes características. ....                                                 | 95  |
| <b>Tabla 32</b> Momento plástico y tensión crítica. ....                                         | 95  |
| <b>Tabla 33</b> Resistencia a flexión.....                                                       | 96  |
| <b>Tabla 34</b> Relación carga ultima y nominal.....                                             | 96  |
| <b>Tabla 35</b> Demanda/Capacidad.....                                                           | 96  |
| <b>Tabla 36</b> Longitudes rotula plástica. ....                                                 | 97  |
| <b>Tabla 37</b> Obtención rotula plástica.....                                                   | 98  |
| <b>Tabla 38</b> Revisión columna fuerte- viga débil. ....                                        | 99  |
| <b>Tabla 39</b> Relación $M_{pc}/M_{pr}$ . ....                                                  | 99  |
| <b>Tabla 40</b> Elemento de conexión 1-A.....                                                    | 100 |
| <b>Tabla 41</b> Elementos de conexión 1-B.....                                                   | 102 |
| <b>Tabla 42</b> Elementos de conexión 1-C.....                                                   | 103 |
| <b>Tabla 43</b> Elementos de conexión 1-D. ....                                                  | 104 |
| <b>Tabla 44</b> Elementos de conexión 1-E.....                                                   | 105 |
| <b>Tabla 45</b> Elementos de conexión 1-F. ....                                                  | 106 |
| <b>Tabla 46</b> Deformación unitaria vs esfuerzo del acero A-36. ....                            | 108 |
| <b>Tabla 47</b> Deformación unitaria vs esfuerzo del hormigón $f'c = 240 \text{ Kg/cm}^2$ . .... | 109 |
| <b>Tabla 48</b> Protocolo de carga. Datos extraídos de (ANSI/AISC 341-22, 2022).....             | 111 |

|                                                                                                     |     |
|-----------------------------------------------------------------------------------------------------|-----|
| <b>Tabla 49</b> Protocolo de carga equivalente.....                                                 | 112 |
| <b>Tabla 50</b> Calidad del mallado. Tabla extraída de (Santos, 2024).....                          | 115 |
| <b>Tabla 51</b> Características de malla estándar de simulación para cada conexión. ....            | 115 |
| <b>Tabla 52</b> Momento plástico para cada conexión. ....                                           | 120 |
| <b>Tabla 53</b> Momento máximo real que genera cada conexión en la rótula plástica (Mmax).<br>..... | 123 |
| <b>Tabla 54</b> Costos de manufactura de la conexión 1-A.....                                       | 137 |
| <b>Tabla 55</b> Costos de manufactura de la conexión 1-F.....                                       | 137 |

## INDICE DE FIGURAS

|                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                      |    |
|--------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|----|
| Figura. 1 Diagrama Esfuerzo-Deformación. ....                                                                                                                                                                                                                                                                                        | 26 |
| <b>Figura. 2</b> Diagrama esfuerzo-Deformación de algunos tipos de aceros estructurales. ....                                                                                                                                                                                                                                        | 27 |
| <b>Figura. 3</b> Perfiles laminados en frio.....                                                                                                                                                                                                                                                                                     | 32 |
| <b>Figura. 4</b> Perfil tipo W.....                                                                                                                                                                                                                                                                                                  | 32 |
| <b>Figura. 5</b> Perfil tipo S.....                                                                                                                                                                                                                                                                                                  | 33 |
| <b>Figura. 6</b> Perfil tipo IPE.....                                                                                                                                                                                                                                                                                                | 34 |
| <b>Figura. 7</b> Perfil tipo C. ....                                                                                                                                                                                                                                                                                                 | 34 |
| <b>Figura. 8</b> Perfil Tipo Tubular cuadrado.....                                                                                                                                                                                                                                                                                   | 35 |
| <b>Figura. 9</b> Representación viga y columna.....                                                                                                                                                                                                                                                                                  | 36 |
| <b>Figura. 10</b> Ejemplo de conexiones atornilladas y soldadas. ....                                                                                                                                                                                                                                                                | 37 |
| <b>Figura. 11</b> Conexiones FR, siendo a) Conexión con bridas atornilladas y alma conectada<br>, b) Conexión soldada con placa de cortante atornillada, c) Conexión con "Te" estructural, d)<br>Conexión soldada con agujeros ranurados, e) Conexión de placa de extremo . Figura extraída de<br>(J. McCormac & Csernak, 2013)..... | 40 |
| <b>Figura. 12</b> Conexiones tipo PR más usuales.....                                                                                                                                                                                                                                                                                | 41 |
| <b>Figura. 13</b> Ejemplo conexión con placa de refuerzo. . ....                                                                                                                                                                                                                                                                     | 42 |
| <b>Figura. 14</b> Ubicación de las rotulas plásticas conexión viga-columna. ....                                                                                                                                                                                                                                                     | 43 |
| <b>Figura. 15</b> Perfiles para miembros a compresión. ....                                                                                                                                                                                                                                                                          | 43 |
| <b>Figura. 16</b> Columnas metálicas compuestas, siendo a) una columna cuadrada, b) columna<br>circular.....                                                                                                                                                                                                                         | 44 |
| <b>Figura. 17</b> Comportamiento de rotulas plásticas en un edificio de sistema aporticados<br>resistentes a momentos.. ....                                                                                                                                                                                                         | 46 |
| <b>Figura. 18</b> Clasificación momento-rotación de Conexiones FR, Conexiones PR y<br>Conexiones Simples.....                                                                                                                                                                                                                        | 47 |

|                                                                                                                                   |    |
|-----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|----|
| <b>Figura. 19</b> Detalle de placa de continuidad de una conexión viga-columna. ....                                              | 49 |
| <b>Figura. 20</b> Esquema del equipo para soldadura manual. ....                                                                  | 50 |
| <b>Figura. 21</b> Ejemplo de tensiones de corte de un panel nodal en viga-columna con elementos finitos. ....                     | 52 |
| <b>Figura. 22</b> Diagrama de cuerpo libre. ....                                                                                  | 53 |
| <b>Figura. 23</b> Ciclo de cargas cíclicas. ....                                                                                  | 55 |
| <b>Figura. 24</b> Ejemplo de conexión viga-columna bajo cargas alternantes, siendo a) Histéresis y b) Deformación en la viga..... | 56 |
| <b>Figura. 25</b> Criterios de aceptación de degradación de rigidez en conexiones a momento..                                     | 57 |
| <b>Figura. 26</b> Malla de elementos finitos de un cuerpo.....                                                                    | 58 |
| <b>Figura. 27</b> Estructura a estudiar y esquema de cálculo.....                                                                 | 59 |
| <b>Figura. 28</b> Elemento SOLID186.....                                                                                          | 61 |
| <b>Figura. 29</b> Elemento BEAM188. ....                                                                                          | 62 |
| <b>Figura. 30</b> a) Forma ideal de elementos finitos siendo, b) elementos finitos con alto grado de distorsión. ....             | 63 |
| <b>Figura. 31</b> Ubicación edificio privado. ....                                                                                | 64 |
| <b>Figura. 32</b> Dimensiones de las plantas (1- 4).....                                                                          | 65 |
| <b>Figura. 33</b> Espectro elástico e inelástico de la estructura. ....                                                           | 68 |
| <b>Figura. 34</b> Detalle de estructura .....                                                                                     | 70 |
| <b>Figura. 35</b> Viga más desfavorable detallada con línea discontinua de color magenta, vista entrepiso 1.....                  | 71 |
| <b>Figura. 36</b> Reacciones de la viga B1.....                                                                                   | 72 |
| <b>Figura. 37</b> Reacciones viga-columna.....                                                                                    | 72 |

|                                                                                                                                           |     |
|-------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-----|
| <b>Figura. 38</b> Junta de estudio. ....                                                                                                  | 73  |
| <b>Figura. 39</b> Perfil IPE 240 Propiedades geométricas. ....                                                                            | 74  |
| <b>Figura. 40</b> Perfil cuadrado de 250 x 250 x 6 mm Propiedades geométricas.....                                                        | 76  |
| <b>Figura. 41</b> Dimensiones y ubicación de la junta de estudio.....                                                                     | 83  |
| <b>Figura. 42</b> Arriostramiento lateral.....                                                                                            | 88  |
| <b>Figura. 43</b> Revisión de la viga por flexión.....                                                                                    | 89  |
| <b>Figura. 44</b> Verificación factor $K_x$ . ....                                                                                        | 93  |
| <b>Figura. 45</b> Grafica para el tipo de pandeo. (Chicaiza & Velez, 2023). ....                                                          | 94  |
| <b>Figura. 46</b> Rotula plástica. Figura extraída de (Chicaiza & Velez, 2023) .....                                                      | 97  |
| <b>Figura. 47</b> Elementos de conexión 1-A , siendo a) vista del corte A-A b) perspectiva y c) vista en planta. Elaboración propia ..... | 101 |
| <b>Figura. 48</b> Elementos de conexión 1-B , siendo a) vista del corte A-A b) perspectiva y c) vista en planta. ....                     | 102 |
| <b>Figura. 49</b> Elementos de conexión 1-C , siendo a) vista del corte A-A b) perspectiva y c) vista en planta. ....                     | 103 |
| <b>Figura. 50</b> Elementos de conexión 1-D , siendo a) vista del corte A-A b) perspectiva y c) vista en planta. ....                     | 104 |
| <b>Figura. 51</b> Elementos de conexión 1-E , siendo a) vista del corte A-A b) perspectiva y c) vista en planta. ....                     | 105 |
| <b>Figura. 52</b> Elementos de conexión 1-F, siendo a) vista lateral y b) perspectiva.....                                                | 106 |
| <b>Figura. 53</b> Vista en planta conexión 1-F. ....                                                                                      | 107 |
| <b>Figura. 54</b> Curva multilínea esfuerzo vs deformación unitaria del acero A-36.....                                                   | 108 |
| <b>Figura. 55.</b> Configuración de las propiedades mecánicas del acero A-36. ....                                                        | 109 |

|                                                                                                           |     |
|-----------------------------------------------------------------------------------------------------------|-----|
| <b>Figura. 56</b> Curva multilínea esfuerzo vs deformación unitaria del hormigón $f'c=240kg/cm^2$ .....   | 110 |
| <b>Figura. 57</b> Propiedades mecánicas del hormigón $f'c=240kg/cm^2$ .....                               | 110 |
| <b>Figura. 60</b> Desplazamiento de la viga.....                                                          | 112 |
| <b>Figura. 61</b> Protocolo de desplazamiento según los ángulos de deriva inelástica del AISC 341-22..... | 113 |
| <b>Figura. 62</b> Condiciones de borde.....                                                               | 114 |
| <b>Figura. 63</b> Calidad del mallado.....                                                                | 116 |
| <b>Figura. 64</b> Contacto entre elementos.....                                                           | 117 |
| <b>Figura. 65</b> Contacto entre elementos.....                                                           | 118 |
| <b>Figura. 66</b> Histéresis conexión 1-A.....                                                            | 120 |
| <b>Figura. 67</b> Histéresis conexión 1-B.....                                                            | 121 |
| <b>Figura. 68</b> Histéresis conexión 1-C.....                                                            | 121 |
| <b>Figura. 69</b> Histéresis conexión 1-D.....                                                            | 122 |
| <b>Figura. 70</b> Histéresis conexión 1-E.....                                                            | 122 |
| <b>Figura. 71</b> Histéresis conexión 1-F.....                                                            | 123 |
| <b>Figura. 72</b> Esfuerzo de Von Mises para conexión 1-A.....                                            | 124 |
| <b>Figura. 73</b> Esfuerzo de Von Mises para conexión 1-B.....                                            | 125 |
| <b>Figura. 74</b> Esfuerzo de Von Mises para conexión 1-C.....                                            | 126 |
| <b>Figura. 75</b> Esfuerzo de Von Mises para conexión 1-D.....                                            | 127 |
| <b>Figura. 76</b> Esfuerzo de Von Mises para conexión 1-E.....                                            | 128 |
| <b>Figura. 77</b> Esfuerzo de Von Mises para conexión 1-F.....                                            | 129 |
| <b>Figura. 78</b> Deformación plástica de conexión 1-A.....                                               | 130 |
| <b>Figura. 79</b> Deformación plástica de conexión 1-B.....                                               | 131 |

|                   |                                                                       |     |
|-------------------|-----------------------------------------------------------------------|-----|
| <b>Figura. 80</b> | Deformación plástica de conexión 1-C. ....                            | 132 |
| <b>Figura. 81</b> | Deformación plástica de conexión 1-D. ....                            | 133 |
| <b>Figura. 82</b> | Deformación plástica de conexión 1-E. ....                            | 134 |
| <b>Figura. 83</b> | Deformación plástica de conexión 1-F. ....                            | 135 |
| <b>Figura. 84</b> | Comparación económica, siendo a) conexión 1-A y b) conexión 1-F. .... | 136 |

# CAPITULO I

## GENERALIDADES

### 1.1 Introducción

El comportamiento de las conexiones entre vigas de sección en I y columnas tubulares es un aspecto importante del diseño de pórticos de momento porque estas conexiones controlan la transferencia de esfuerzos, la rigidez rotacional y la flexibilidad del sistema estructural. La complejidad de los requisitos, una combinación de momento flector, fuerzas cortantes y axiales, significa que se requieren herramientas avanzadas para el análisis detallado de estas conexiones

De manera específica, el análisis por elementos finitos nos permite capturar con precisión las distribuciones tridimensionales de tensiones y visualizar las fallas que no siempre se detectan con enfoques simplificados.

El presente trabajo, bajo el título “Análisis del comportamiento estructural de una conexión tipo viga I y tubo-columna mediante software de simulación numérica para una edificación privada”, propone el análisis de la conexión indicada previamente, diseñar la conexión conforme a las reglas de pórticos de momento intermedio basadas en la norma AISC 360-22, evaluar su respuesta a través de análisis numérico y comparar alternativas de diseño detallado no propietario, con el fin de optimizarlo.

### 1.2 Antecedentes

En Ecuador, el uso cada vez más frecuente de perfiles estructurales de acero en la edificación ha impulsado la necesidad de evaluar el estado del arte en cuanto a los tipos de juntas que se diseñan y se ejecutan en la práctica. Estas uniones suelen corresponder, de manera predominante, a la soldadura directa entre una columna tubular y una viga en forma de "I", lo que plantea desafíos en términos de diseño sísmico, durabilidad y eficiencia constructiva dada la actividad tectónica del país (Guambaña, 2018).

En los fundamentos del empleo del acero en construcciones civiles, se registra que en 1779, en Shropshire, Inglaterra, se erigió un puente sobre el río Severn denominado Coalbrookdale Bridge; su estructura de armadura, hecha de hierro fundido, adoptó la forma de arco y medía 60 metros de largo. Esta construcción marcó un hito histórico en la ingeniería, al iniciar la integración del hierro como material estructural. (Enderica, 2018).

Una década más tarde, Estados Unidos comenzó a fabricar ángulos de hierro laminado en el año 1819. La Home Insurance Company de Chicago fue el primer edificio en tener una estructura de acero y, como resultado, en 1884 comenzaron a laminar los primeros perfiles de acero estructural del tipo «I». Estos perfiles se incorporarían más tarde a la estructura del edificio. William Le Baron Jenney, ingeniero, fue el encargado del proyecto. Ideó un sistema estructural para un edificio que consistiría en columnas de hierro recubiertas de ladrillos y vigas de acero estructural. El edificio tendría un total de diez plantas y una altura aproximada de 42 metros. Se consideró el primer rascacielos del mundo. Iniciativas de construcción como el edificio Rand-McNally, que fue la primera estructura construida completamente en acero, fueron posibles gracias al uso del acero como elemento estructural (Guambaña, 2018).

El cálculo y el diseño de edificios han experimentado cambios sustanciales en el ámbito de la ingeniería estructural como resultado del uso de nuevos enfoques y herramientas de simulación numérica. Con el fin de garantizar la seguridad, la durabilidad y el funcionamiento de las infraestructuras, el análisis de cargas, los materiales utilizados y las técnicas de construcción deben adaptarse a las características únicas del entorno local (Guerrero, 2022).

Los daños provocados por terremotos, sobre todo, han puesto de manifiesto la elevada debilidad de la infraestructura, generando pérdida de vidas humanas, estragos importantes y pérdidas financieras sustanciales. La historia sísmica del Ecuador se extiende por todo el territorio nacional, lo cual se comprobó durante el terremoto del 16 de abril

del 2016. El mecanismo del sismo de 2016 se asocia principalmente con acontecimientos del siglo pasado, como el que ocurrió en 1906, que alcanzó una magnitud aproximada de 8.8, siendo éste un suceso que se encuentra entre los diez sismos de mayor intensidad de la historia del planeta (MIDUVI, 2016).

### **1.3 Importancia**

En consecuencia, el uso de estructuras de acero en edificaciones ha aumentado en los últimos años, impulsado por su rapidez de construcción y versatilidad. Sin embargo, existe un vacío en el estudio detallado de las juntas entre vigas tipo “I” y columnas tubulares, uniones críticas que afectan directamente la estabilidad y seguridad de estas edificaciones. Frente a este desafío, el presente trabajo busca evaluar el desempeño de dichas juntas mediante simulación numérica, una herramienta que permite analizar su comportamiento bajo condiciones reales sin los altos costos de ensayos físicos. Los resultados aportarán criterios técnicos para optimizar diseños estructurales

### **1.4 Hipótesis**

El estudio inicia con el examen de las uniones metálicas no precalificadas más frecuentes en la edificación de estructuras de acero en Ecuador, tomando como referencia los criterios de precalificación de las normativas AISC 341-22; Estas exigen ensayos físicos a escala real de las conexiones evaluadas. Dada la imposibilidad de realizar pruebas a escala natural por limitaciones de infraestructura, se determinarán los parámetros de la conexión real mediante factores de escala, bajo la condición de que los resultados mantengan representatividad para el sistema analizado

### **1.5 Alcance**

Este estudio adoptará un enfoque descriptivo y correlacional para analizar el comportamiento de las uniones metálicas soldadas más empleadas en el ámbito local. La evaluación se basará en los criterios establecidos por la normativa estadounidense AISC 360-22, FEMA 350 y la Normativa Ecuatoriana de la Construcción.

A partir de estos estándares, se obtendrán valores correlacionales comparando modelos a escala real y escala reducida en el caso de que existan datos disponibles.

## **1.6 Objetivos**

### ***1.6.1 Objetivo general***

Analizar el comportamiento estructural de la junta tipo viga I y columna tubular empleando software de simulación numérica para un edificio privado.

### ***1.6.2 Objetivos específicos***

- Diseñar la junta tipo viga I y columna tubular conforme lo estipulado en la normativa para aplicaciones de tipo pórtico de momento intermedio, libre de derechos de autor
- Analizar el comportamiento estructural de la junta propuesta mediante predicciones de simulación numérica
- Valorar económicamente la implementación de la junta propuesta en el mercado constructivo local

## CAPITULO II

### MARCO TEÓRICO

#### 2.1 Acero estructural

##### *2.1.1 Definición de acero estructural*

El acero es una aleación metálica, en un principio de hierro y carbono (junto con otros elementos como el azufre), que destaca por su fuerza y resistencia. Dada su composición y forma, esta aleación es el material predilecto, conocido como acero estructural, para su uso en la ingeniería de construcción (MAGNACERO, 2023).

Debido a que uno de sus principales usos es la producción de estructuras metálicas, el acero se considera actualmente uno de los materiales estructurales más importantes. Entre sus numerosas y notables cualidades como material, destacan especialmente su gran resistencia y su excepcional ductilidad. El uso del acero también presenta otras ventajas importantes, como su disponibilidad en el mercado, su vida útil y su gran diversidad. (Bowles, 1993).

El ámbito de la construcción ha progresado significativamente, sustituyendo las técnicas convencionales por el empleo de acero estructural, un material altamente adaptable utilizado en la edificación de rascacielos, puentes, estadios y más. Este avance impulsa el progreso urbano y el desarrollo de infraestructuras viales, expandiéndose con rapidez gracias a sus beneficios en resistencia, ductilidad, facilidad de manipulación y producción (MIDUVI, 2016).

##### *2.1.2 Características del acero estructural*

Las siguientes son algunas de las características del acero:

- **Resistencia:** El acero utilizado en la construcción estructural es un material capaz de soportar cargas enormes y que aumenta la seguridad de las estructuras (Guerrero, 2022).
- **Ductilidad:** Capacidad de un material para deformarse después de que se excede el límite de proporcionalidad. Esta mide la capacidad de un material para entrar en el rango plástico

sin disminución significativa de la capacidad de resistencia del elemento estructural solicitado. Otra característica que debe tenerse en cuenta al diseñar estructuras es el coeficiente de dilatación del acero, porque es un material que puede soportar grandes cambios de temperatura (Nina, 2022)

- **Soldadura:** Tiene la ventaja de que se puede soldar para crear uniones o conexiones, lo que posibilita la obtención de conjuntos continuos capaces de transmitir con mayor eficacia los esfuerzos entre los componentes estructurales. Asimismo, su buena soldabilidad permite la utilización de diferentes procesos de fabricación (Guerrero, 2022).
- **Tenacidad:** Mide la capacidad de un material para absorber energía antes de romperse a temperatura ambiente, también es posible considerarla como una cualidad que muestra la resistencia de un material a fracturarse en presencia de una rotura (Callister & Rethwisch, 2022).
- **Corrosión:** La resistencia a la corrosión de las estructuras cambiar significativamente, ya que depende de las condiciones del clima del lugar donde se encuentran, como la alta humedad, que propicia el óxido en los metales (Guerrero, 2022).

### ***2.1.3 Tipos de acero estructural***

Como se puede observar en la Tabla 1, la Sociedad Americana para Ensayos y Materiales (ASTM) establece que los aceros estructurales pueden clasificarse en las siguientes categorías según la composición de sus componentes estructurales.

**Tabla 1.**

Propiedades de algunos aceros. Tabla extraída de (Cassagne, 2009).

| <b>Especificaciones ASTM</b> |                           | <b>Mínimo</b> | <b>Media</b> | <b>Máximo</b> |
|------------------------------|---------------------------|---------------|--------------|---------------|
|                              |                           | <b>(ksi)</b>  | <b>(ksi)</b> | <b>(ksi)</b>  |
| <b>ASTM A36</b>              | Esfuerzo de fluencia      | 36.00         | 47.12        | 63.00         |
|                              | Resistencia a la tensión. | 51.00         | 64.76        | 84.00         |
|                              | Fy/Fu (%)                 | 56.00         | 73.00        | 98.00         |
| <b>ASTM A572<br/>Gr50</b>    | Esfuerzo de fluencia      | 49.00         | 55.36        | 70.00         |
|                              | Resistencia a la tensión. | 67.00         | 82.26        | 94.00         |
|                              | Fy/Fu (%)                 | 59.00         | 67.00        | 82.00         |
| <b>ASTM A588<br/>Gr 50</b>   | Esfuerzo de fluencia      | 50.00         | 58.38        | 73.00         |
|                              | Resistencia a la tensión. | 71.00         | 81.26        | 90.00         |
|                              | Fy/Fu (%)                 | 62.00         | 72.00        | 87.00         |

#### **2.1.4 Propiedades mecánicas del acero estructural**

El acero se distingue por su elevada relación resistencia-peso, lo que permite diseñar estructuras livianas y de alto rendimiento. Su homogeneidad asegura que las propiedades mecánicas puedan mantenerse inalterables y predecibles a lo largo del tiempo. Entre sus atributos clave se encuentra su ductilidad, que le confiere la capacidad de soportar deformaciones notables sin romperse, aun frente a cargas intensas. Adicionalmente, su tenacidad le permite disipar considerables niveles de energía, convirtiéndolo en una opción óptima para usos estructurales de gran demanda (Silva & Morales, 2011).

- **Diagrama de esfuerzo - deformación**

La carga aplicada ( $P$ ) se divide por el área transversal inicial ( $A$ ) de la probeta de ensayo para realizar el cálculo del esfuerzo nominal, también conocida como esfuerzo de ingeniería. (Hibbeler, 2017).

$$\sigma = \frac{P}{A} \quad (1)$$

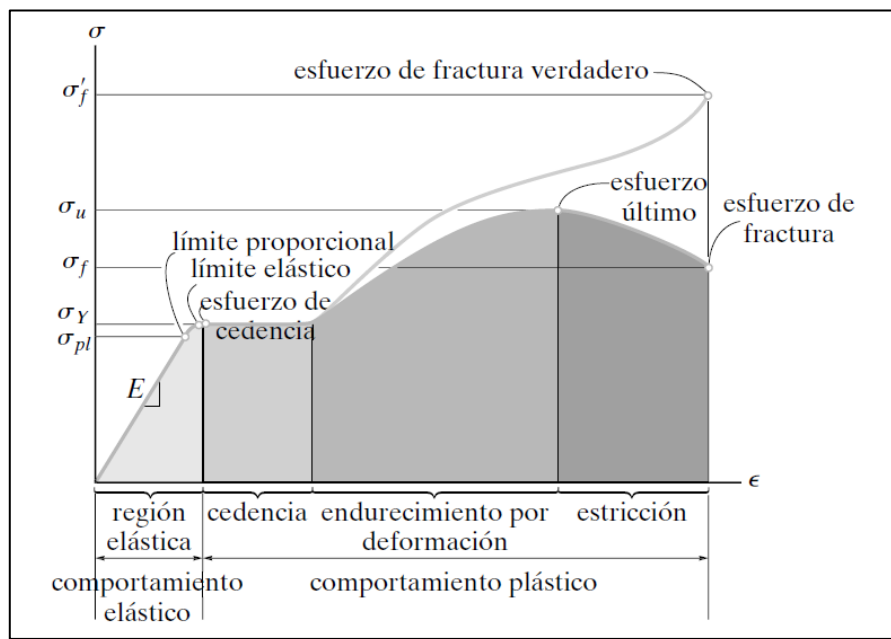
Para determinar la deformación nominal o de ingeniería, se utiliza un calibre para obtener los valores de deformación. Esto se logra dividiendo la longitud inicial de la pieza de ensayo, indicada por  $L_0$ , por la longitud de la deformación, indicada por  $\delta$  (Hibbeler, 2017).

$$\epsilon = \frac{\delta}{L_0} \quad (2)$$

Según la cantidad de deformación que se genera en el material, la Figura 1 ilustra cuatro áreas distintas en las que el material se comporta de una manera que es a la vez distinta y diferenciada (Hibbeler, 2017).

**Figura. 1**

Diagrama Esfuerzo-Deformación. Figura extraída de (Hibbeler, 2017).

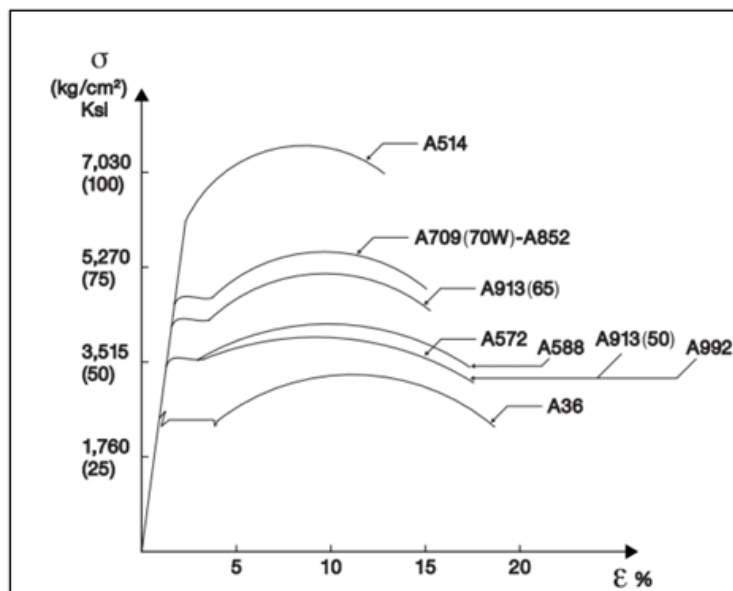


Elegir bien el material es clave para que cualquier edificio sea seguro y resista sin problemas. Por eso el acero estructural, con su gran resistencia y flexibilidad, se ha vuelto el

favorito en proyectos de toda escala. La Figura 2 a continuación ilustra las curvas esfuerzo-deformación para varios grados de acero estructural comunes.

**Figura. 2**

Diagrama esfuerzo-Deformación de algunos tipos de aceros estructurales. Figura extraída de (Manual de diseño para la construcción con acero, 2013)



- **Módulo de elasticidad**

El coeficiente de elasticidad longitudinal, conocido como módulo de Young, señala el umbral hasta donde un material puede alterar su forma al someterse a una fuerza (carga), con la particularidad de retornar completamente a su configuración primitiva una vez que dicha fuerza es suprimida (Hibbeler, 2017).

El módulo de elasticidad se define como

$$E = \frac{f}{\epsilon} \quad (3)$$

Donde:

E: Módulo de Young (ksi)

$\epsilon$ : Deformación unitaria (mm/mm)

f: Esfuerzo (ksi)

### ***Resistencia a la fluencia***

La resistencia a la deformación permanente, además designada como límite de cedencia, es una cualidad en la cual se caracteriza porque un pequeño incremento en la tensión que supere el punto de elasticidad producirá una falla en el elemento y causará que este cambie de forma de manera irreversible. (Hibbeler, 2017).

- ***Módulo de rigidez***

También conocido como modulo cortante se determina a partir del módulo de Poisson y del módulo de Young, y este cálculo se efectúa mediante la ecuación que se presenta a continuación (Hibbeler, 2017).

$$G = \frac{E}{2(1 + \mu)} \quad (4)$$

Donde:

$G$ : Módulo de rigidez

$E$ : Módulo de elasticidad

$\mu$ : Coeficiente de poisson del acero. Es un valor adimensional para el rango elástico se toma un valor de 0.3 y un valor de 0,5 para el rango inelástico.

#### ***2.1.5 Ventajas del acero como material estructural***

La presunta perfección de esta aleación, probablemente el más adaptable de todos los elementos constructivos, resulta más comprensible al examinar su elevada solidez, su escasa masa, la sencillez de su manufactura y otras características favorables. Estos y otros beneficios del acero para estructuras serán detallados en las secciones subsiguientes (McCormac & Stephen F. Csernak, 2012)

- **Alta resistencia.**

La elevada capacidad resistente del acero por unidad de masa permite obtener estructuras de peso considerablemente reducido; esta cualidad resulta crucial en puentes de grandes luces, edificios de gran altura y construcciones con limitaciones en los cimientos (McCormac & Stephen F. Csernak, 2012).

- **Uniformidad.**

Las características del acero se mantienen estables a lo largo del tiempo, a diferencia de las estructuras de hormigón armado (McCormac & Stephen F. Csernak, 2012).

- **Elasticidad.**

Es la capacidad del acero para recuperar su forma original tras ser sometido a una carga, siempre que no se exceda su límite elástico. Durante este proceso, el material adopta la Ley de Hooke, donde la relación entre el esfuerzo-deformación se define por el módulo de elasticidad ( $E$ ), cuyo valor estándar es de unos 200 GPa (Hibbeler, 2017).

- **Durabilidad.**

La durabilidad es la facultad del acero para mantenerse funcional y resistente a lo largo del tiempo. Esto implica que, mediante un diseño y mantenimiento correctos, el material puede soportar factores externos como la oxidación, el uso continuo y la fatiga sin perder su integridad estructural (Callister & Rethwisch, 2018).

- **Ductilidad.**

La ductilidad del acero representa la propiedad mecánica que mide su habilidad para sufrir una deformación plástica notable antes de romperse, evaluada sustancialmente a través del porcentaje de alargamiento y la reducción de sección en pruebas de tracción. Este alto nivel de ductilidad facilita la redistribución de tensiones en el material y le permite exhibir advertencias claras antes de la ruptura (Gere & Timoshenko, 1998).

- **Tenacidad.**

Es la propiedad mecánica que mide su habilidad para absorber energía mientras se deforma de manera elástica y plástica antes de romperse. Esta característica integra resistencia y ductilidad, resultando esencial para garantizar un desempeño seguro del material bajo impactos, cargas dinámicas o tensiones variables (Dieter, 1986).

- **Ampliaciones de estructuras existentes.**

Las construcciones de acero se prestan fácilmente a posibles extensiones. Es factible incorporar nuevos travesaños e incluso secciones completas a estructuras ya construidas, además de ampliar frecuentemente los puentes metálicos (McCormac & Stephen F. Csernak, 2012).

### ***2.1.6 Desventajas del acero como material estructural.***

- **Corrosión.**

La corrosión en los metales genera una pérdida progresiva de material y un empeoramiento de sus propiedades mecánicas, lo que eleva los gastos en mantenimiento y acorta la durabilidad de las estructuras metálicas en algunas ambientes agresivos (Flores, 2012).

- **Costo de la protección contra el fuego.**

Aunque los elementos estructurales de acero son inflamables, su capacidad resistente se ve drásticamente reducida ante temperaturas típicas de incendios, cuando otros materiales del edificio se consumen. Además, el acero conduce el calor de manera excepcional, permitiendo que los elementos sin protección transfieran calor suficiente desde una zona incendiada a áreas contiguas, provocando la ignición de materiales cercanos. Por ello, las estructuras metálicas deben resguardarse con materiales de propiedades térmicas aislantes, y el edificio requerirá un sistema de aspersores para cumplir las normativas locales de seguridad (McCormac & Stephen F. Csernak, 2012).

- **Susceptibilidad al pandeo.**

La susceptibilidad al pandeo se refiere a la propensión de elementos estructurales delgados, como columnas o barras bajo compresión, a perder estabilidad y sufrir una deformación lateral repentina antes de que su material llegue a su máxima resistencia. Este fenómeno se ve influenciado sobre todo por la esbeltez del elemento, las condiciones de apoyo, el módulo de elasticidad y la geometría de su sección transversal (Gere & Timoshenko, 1998).

- **Fatiga.**

Ocurre cuando un material es sometido a cargas repetitivas o cíclicas sobre una determinada sección, generando patrones sucesivos de carga y descarga que provocan la iniciación y propagación progresiva de fisuras, hasta que el elemento se rompa (Baño & Saquipay, 2014).

- **Fractura frágil.**

En determinadas circunstancias, el acero pierde ductilidad, provocando fracturas frágiles en zonas altas de tensión. Las cargas de fatiga y los cambios climáticos a temperaturas bajas exacerbaban este fenómeno, al igual que las condiciones de esfuerzo triaxial (McCormac & Stephen F. Csernak, 2012).

### ***2.1.7 Tipos de perfiles estructurales***

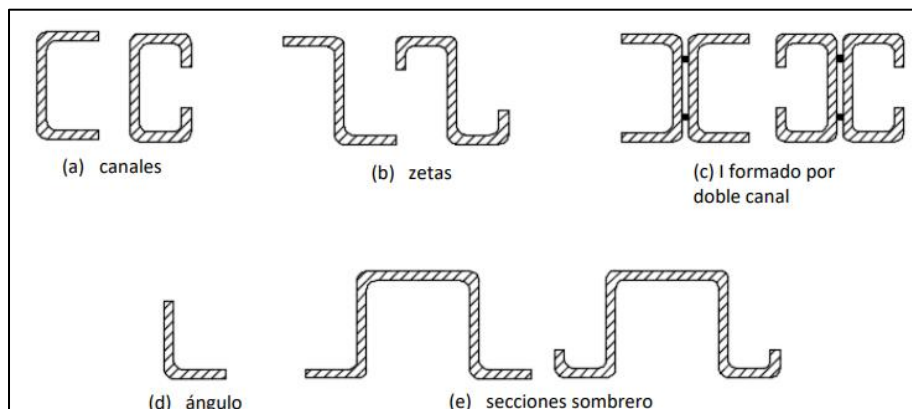
- ***Perfiles laminados en frío***

Las láminas delgadas de acero con bajo contenido de carbono o de baja aleación se doblan para obtener prácticamente cualquier sección transversal deseada durante el proceso de fabricación. El espesor de estos perfiles varía entre 0,01 in y casi 0,25 in, y se utilizan a menudo en la construcción de determinados tipos de techos, suelos y paredes. También son adecuados para su uso con componentes más ligeros. En el caso de determinados paneles estructurales, se suelen utilizar perfiles más delgados. A pesar de que el trabajo en frío provoca una ligera disminución de la ductilidad, también da lugar a un ligero aumento de la resistencia. Es posible que las normas de

diseño permitan el uso de estas mayores resistencias en determinadas circunstancias. (McCormac & Stephen F. Csernak, 2012).

**Figura. 3**

Perfiles laminados en frío. Figura extraída de (Silva, 2021)



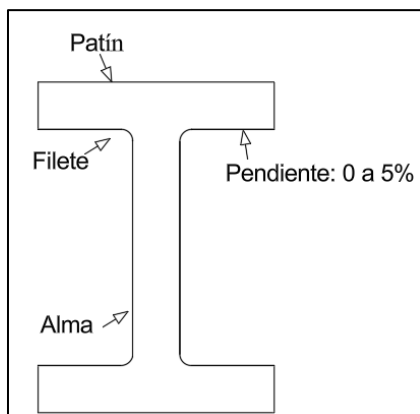
- **Perfiles laminados en caliente.**

Están disponibles en una amplia gama de formas, cada una de las cuales se adapta a un uso concreto, como se explicará con más detalle a continuación:

**Sección W:** Como se puede observar en la Figura 4, los perfiles W se caracterizan por patines, que son superficies de brida paralelas, y combaduras, que son secciones verticales en el centro del perfil (Bautista & Chávez, 2021).

**Figura. 4**

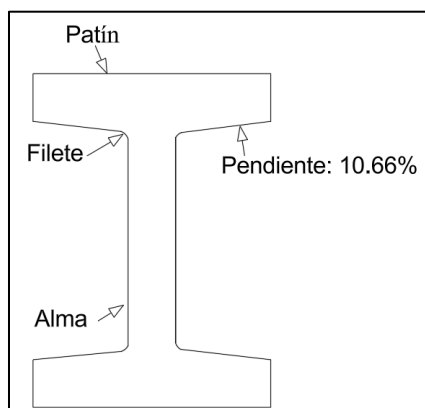
Perfil tipo W.



**Sección S:** El perfil tipo S presenta elementos horizontales, con patines superior e inferior; estos se conectan al alma mediante filetes de unión. La zona central se conoce como alma, tal como se observa en la Figura 5, donde se visualiza una sección transversal tipo S (McCormac & Stephen F. Csernak, 2012).

**Figura. 5**

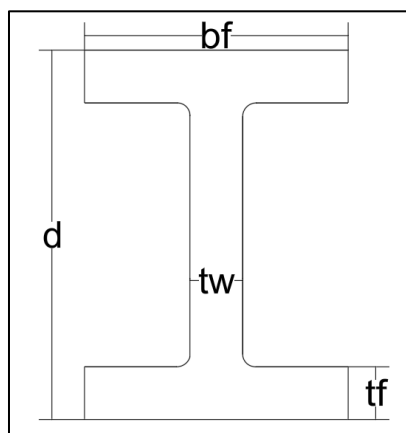
Perfil tipo S.



**Sección IPE:** Todo el mundo conoce la viga IPE, también conocida como perfil “I” convencional, debido a que se utiliza principalmente en la construcción de bóvedas de bricolaje. El tamaño más frecuente es de cinco pulgadas, y la curvatura es la única variación que se puede encontrar en esta viga. Es posible adquirir este perfil en longitudes de 12 o 15 m, dependiendo del lugar donde se haya fabricado. (Días, 2019). El valor de  $b_f$  representa el ancho del patín,  $t_f$  representa el espesor del patín,  $d$  representa la altura de la sección y  $t_w$  representa el ancho del alma de la sección IPE. Esta información se muestra en la Figura 6.

**Figura. 6**

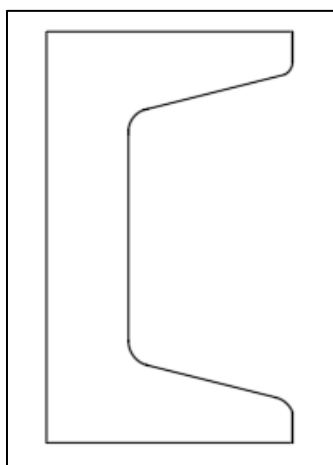
Perfil tipo IPE.



**Perfil canal o U:** Mediante el proceso de laminación en caliente, se combinan el acero estructural al carbono común y el acero estructural de baja aleación común para crear acero en canal, también conocido como acero en forma de U o C véase la Figura 7. La construcción de puentes, construcciones arquitectónicas, la fabricación de automóviles y otros tipos de estructuras industriales son aplicaciones populares de este material (Días, 2019).

**Figura. 7**

Perfil tipo C.

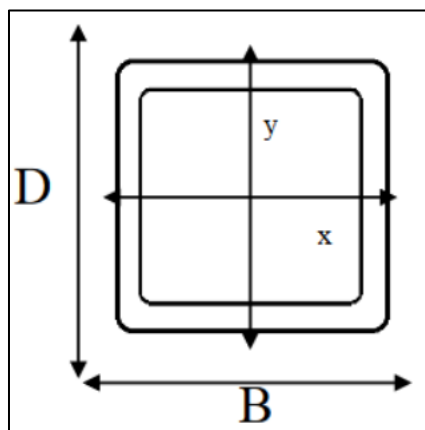


**Perfil tubular:** La resistencia estructural esencial está garantizada por este tipo de perfil, que puede ser rectangular o cuadrado. Como se ilustra en la Figura 8, se trata de una barra hueca

que se utiliza a menudo en el proceso de montaje de construcciones que no tienen que soportar un peso significativo. La base y la altura se indican con las letras D y B, respectivamente. Además de estar disponibles en una variedad de calibres y medidas, también se ofrecen en acabado negro. El hecho de que estos perfiles sean fáciles de montar es una ventaja significativa que ofrecen (Días, 2019).

**Figura. 8**

Perfil Tipo Tubular cuadrado. Figura extraída de (Días, 2019).



## 2.2 Miembros estructurales

### 2.2.1 Vigas

Las vigas son componentes estructurales diseñados para soportar cargas uniformes o puntuales. Pueden estar fabricadas con hormigón armado, hormigón pretensado o acero, cada uno de los cuales tiene sus propias características únicas. Además, estos componentes son capaces de soportar cargas de flexión y cizallamiento, además de tensiones de compresión, que el hormigón es capaz de absorber bien. La flexión genera al mismo tiempo tracción y compresión, y el acero la resiste mejor gracias a sus superiores resistencias a ambos tipos de esfuerzos (Boada & Vinuesa, 2019).

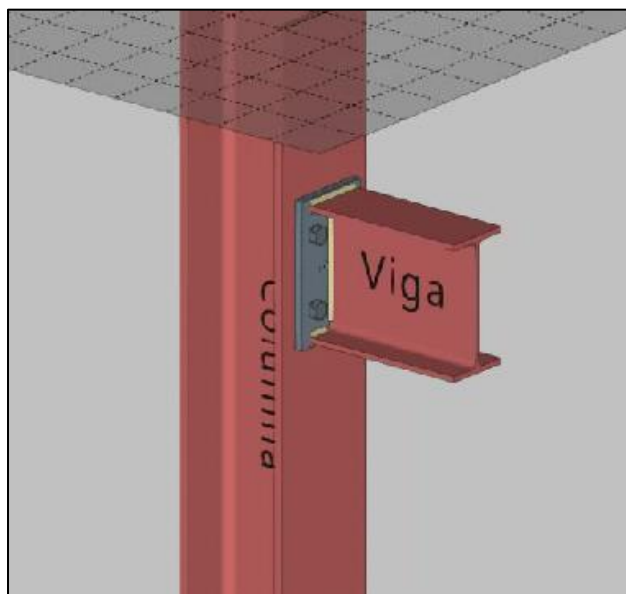
### 2.2.2 Columnas

Las columnas constituyen elementos estructurales primordiales, cuya función principal radica en la transmisión de las fuerzas actuantes sobre la edificación hacia la base o cimentación.

Tradicionalmente, se emplean materiales como hormigón armado o acero estructural; no obstante, en escenarios donde estos no satisfacen las demandas de esfuerzos a tracción, compresión, flexión o corte, surge como solución óptima el uso de columnas compuestas de acero y hormigón. De acuerdo con investigaciones especializadas, este sistema constructivo integra las propiedades más ventajosas de ambos materiales: la rapidez de ejecución, elevada resistencia, capacidad para superar grandes luces y favorable relación peso/resistencia del acero, junto con la rigidez, capacidad de absorber vibraciones y bajo costo del hormigón (Carrasco et al., 2015).

### Figura. 9

Representación viga y columna. Figura extraída de (Milanes, 2023).



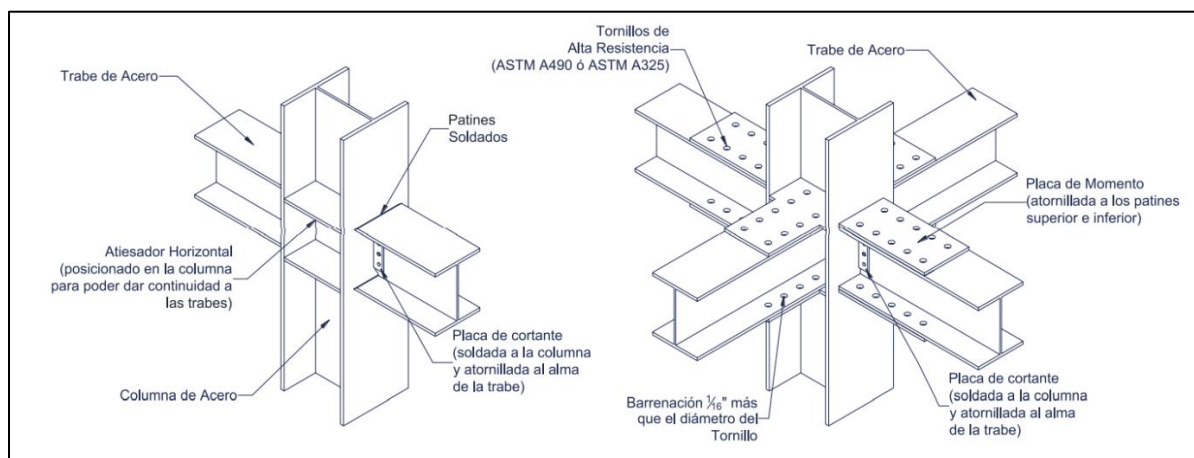
### 2.3 Conexiones metálicas

Es el conjunto de componentes empleados para unir elementos estructurales, e incluye tanto las piezas directamente involucradas, como vigas y columnas, como los elementos que materializan el enlace, por ejemplo, las placas de unión, y los dispositivos de fijación, tales como tornillos, pasadores o soldaduras. Las conexiones de acero son algunos de los componentes que se utilizan para unir edificios. Además de las piezas que se ven directamente afectadas, como vigas y columnas, también incluyen elementos que realizan la conexión, como placas de conexión, y

conectores, como pernos, pasadores o soldaduras (Vinnakota, 2006); Se clasifican fundamentalmente según su rigidez y el procedimiento de montaje, mientras que el acero se compone de una aleación de hierro, carbono y trazas de otros elementos, como boro o molibdeno, entre otros (McCormac & Stephen F. Csernak, 2012).

**Figura. 10**

Ejemplo de conexiones atornilladas y soldadas. Figura extraída de (Chazaro, 2021).



El comportamiento rígido de las uniones y su clasificación estructural se determinaban en función de porcentajes relativos; así, las conexiones simples se definían con rigideces entre 0% y 20%, las semirrígidas oscilaban del 20% al 90%, y aquellas entre 91% y 100% se consideraban rígidas. Con el fin de realizar estimaciones más precisas, se han establecido modelos teóricos para el análisis del giro en las conexiones; Sin embargo, las pruebas experimentales siguen siendo esenciales para determinar con exactitud su comportamiento real (McCormac & Csernak, 2013).

La selección de las conexiones debe basarse en parámetros específicos determinados por su función estructural; La elección de las piezas de conexión, el grado de complejidad o simplicidad del montaje, la funcionalidad de los elementos que se unen y de los propios elementos de conexión, así como el coste total de la ejecución, son algunos de los factores más importantes a tener en cuenta. (Clavijo, 2016).

## 2.4 Clasificación de las conexiones metálicas

### 2.4.1 Conexiones simples.

Las conexiones simples deben diseñarse para soportar momentos flectores, aunque se permite su dimensionamiento exclusivo para reacciones de corte, salvo disposición en contrario del diseño estructural. Adicionalmente, han de ser capaces de resistir rotaciones en los extremos de las vigas; la norma autoriza deformaciones inelásticas limitadas en la conexión, con el propósito de acomodar las rotaciones características de vigas simplemente apoyadas en sus apoyos (ANSI/AISC 360-22, 2022).

### 2.4.2 Conexiones a momento.

En el contexto de las conexiones estructurales, las conexiones de momento se describen como aquellas que son capaces de transmitir momentos flectores entre los elementos de la conexión estructurada (Alacero, 2016).

Estas conexiones se emplean comúnmente en uniones viga-columna y en empalmes, ya sea entre columnas o entre vigas. Dentro de los tipos de conexiones de momento más habituales y utilizados se encuentran (Clavijo, 2016):

- Uniones con patín soldado
- Conexiones mediante placa de patín atornillada
- Uniones con placa de patín soldada
- Conexiones mediante perfil T seccionado
- Uniones con ángulo en el patín
- Conexiones mediante placa terminal

Se ha determinado que la distorsión rotacional de las conexiones de momento no debe ser superior a 0,04 radianes. Además, se ha establecido que estas conexiones minúsculas deben resistir los momentos plásticos  $M_p$  de la siguiente manera (Jaramillo & Meneses, 2008):

$$M_p = Z_e \cdot F_y \cdot C_{pr} \cdot R_y \quad (5)$$

Donde:

$M_p$ : Momento plástico necesario para generar la articulación

$C_{pr}$ : Factor de esfuerzo de la conexión que considera el endurecimiento por deformación y otras propiedades propias de la unión

$R_y$ : Es el coeficiente que proporciona la AISC en nombre del material con el que está construida la viga.

$Z_e$ : módulo plástico de la conexión.

$$C_{pr} = \frac{F_y + F_u}{2 F_y} \leq 1.2 \quad (6)$$

$F_y$ : El esfuerzo de fluencia del elemento elástico, ksi (MPa)

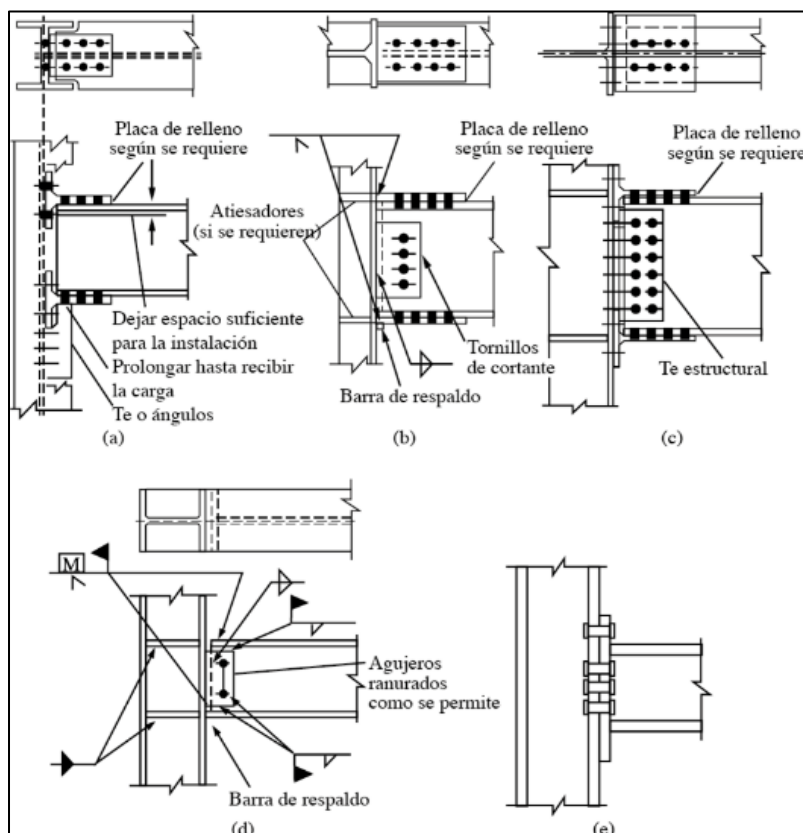
$F_u$ : Esfuerzo ultimo de tensión del elemento que debe fluir, ksi (MPa) (FEMA-350, 2000).

- ***Conexiones de momento, completamente restringidas.***

Al realizar análisis estructurales con este tipo de unión, se presume que no permite ninguna rotación relativa, ya que proporciona momentos con muy poca rotación entre los elementos que están unidos a ella. Para mantener el ángulo entre las piezas conectadas en los estados límite últimos, una conexión rígida (*FR*) debe tener un alto nivel de resistencia y rigidez.(ANSI/AISC 360-22, 2022). En la Figura 10 se muestra algunas de estas conexiones más habituales.

**Figura. 11**

Conexiones FR, siendo a) Conexión con bridas atornilladas y alma conectada, b) Conexión soldada con placa de cortante atornillada, c) Conexión con "Te" estructural, d) Conexión soldada con agujeros ranurados, e) Conexión de placa de extremo. Figura extraída de (McCormac & Csernak, 2013).



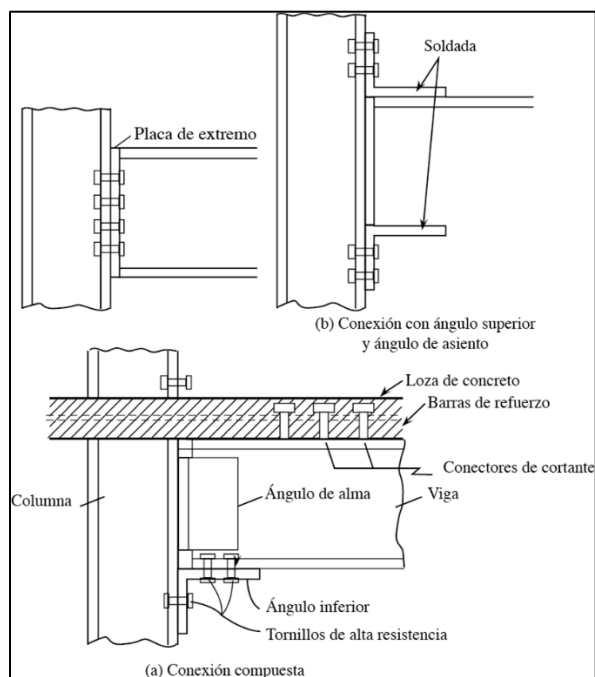
- ***Conexiones de momento, parcialmente restringidas.***

Una conexión de momento Parcialmente Restringida (PR) transmite momentos flectores, aunque la rotación relativa entre los miembros conectados no puede despreciarse; en el análisis estructural, resulta imperativo considerar la relación fuerza-deformación característica de la unión. Los elementos constitutivos de una conexión PR deben poseer rigidez adecuada y capacidad de deformación suficiente en los estados límite de resistencia

(ANSI/AISC 360-22, 2022). En la Figura 12 se muestra algunas de estas conexiones más habituales.

**Figura. 12**

Conexiones tipo PR más usuales. Figura extraída de (McCormac & Csernak, 2013).



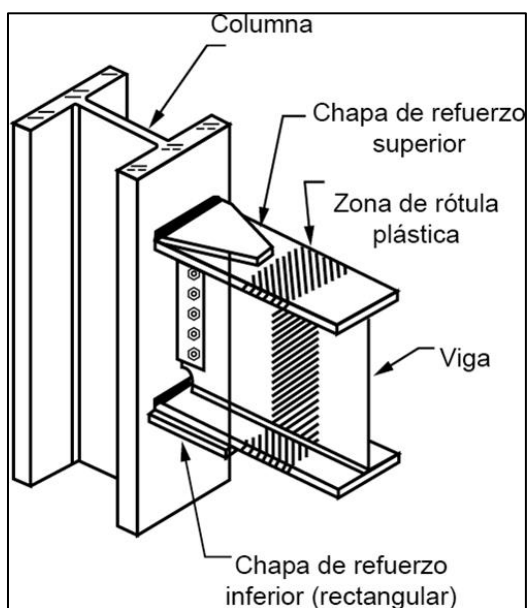
### 2.4.3 Conexiones viga-columna

Las conexiones que se establecen entre los elementos principales de una estructura, que consisten en vigas y columnas, se denominan conexiones viga-columna.

Los sistemas de construcción para conexiones viga-columna desarrolladas bajo estos requisitos se clasifican en dos categorías principales: aquellas que incorporan refuerzos en la unión mediante placas o rigidizadores, con el propósito de incrementar la capacidad resistente como se muestra en la Figura 13; o bien, las que implican una reducción directa de la sección transversal de la viga, lo cual disminuye su momento plástico (Crisafulli, 2018).

**Figura. 13**

Ejemplo conexión con placa de refuerzo. Figura extraída de (Crisafulli, 2018).



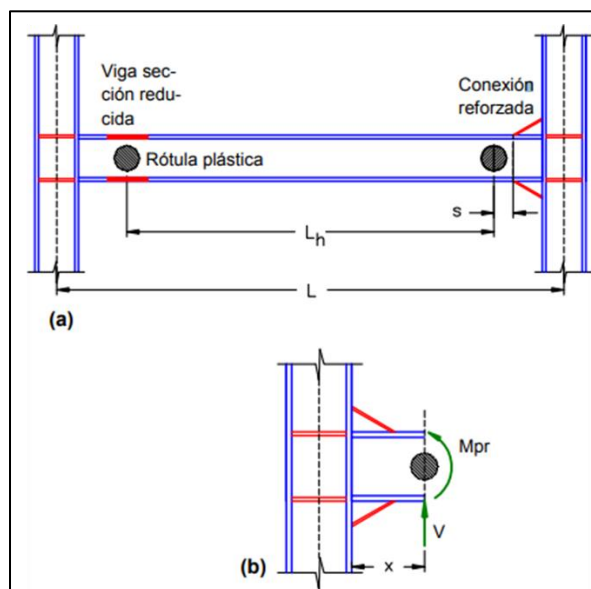
A continuación se detalla algunos de los requisitos para la obtención de las conexiones entre vigas y columnas (S. Loges, 2017):

- Proveer capacidad resistente a flexión en la viga.
- Permitir rotaciones plásticas del orden de 0.03 rad bajo la aplicación de ciclos de carga reversibles.
- Garantizar que la formación de articulaciones plásticas ocurra en las vigas y no en las columnas.

Estos requisitos se formularon tras los sismos de Northridge (14 de enero de 1994) y Kobe (1995), que revelaron fallas críticas en las conexiones viga-columna. En consecuencia, se establece que la rótula plástica debe formarse como muestra la Figura 14 (S. Loges, 2017):

Figura. 14

Ubicación de las rotulas plásticas conexión viga-columna. Figura extraída de (Crisafulli, 2018)

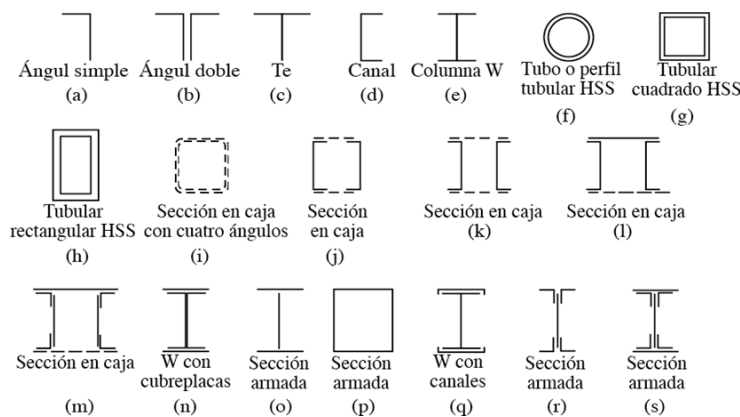


- **Perfilería de columnas de acero**

Existe una gran variedad de perfiles estructurales de acero destinados a la fabricación de columnas, cuya labor fundamental es resistir de manera eficaz las cargas de compresión. La elección del perfil depende de aspectos tales como el diseño arquitectónico del proyecto, la oferta comercial de las secciones disponibles y las necesidades particulares de las uniones. La Figura 15 ilustra una extensa diversidad de perfiles para columnas.

Figura. 15

Perfiles para miembros a compresión. Figura extraída de (McCormac & Csernak, 2013).



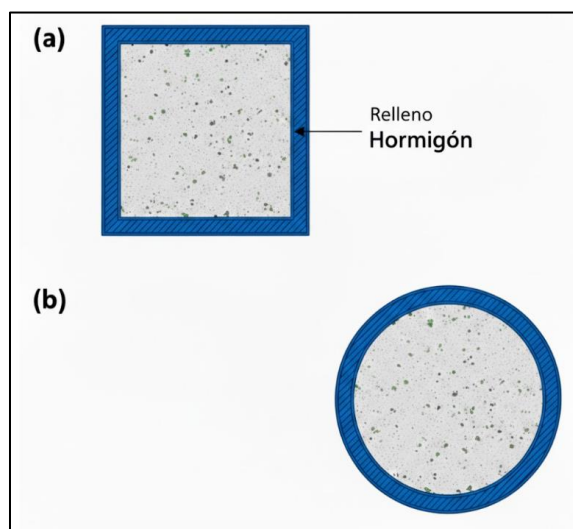
Debido a los avances en los procesos de soldadura, las secciones tubulares cuadradas y rectangulares han ganado terreno frente a las uniones atornilladas tradicionales, que resultaban más complejas en estos perfiles. Su eficiencia ante esfuerzos de compresión es notable, especialmente porque los perfiles HSS (huecos) mantienen un radio de giro equilibrado respecto a su centroide. Además, ofrecen beneficios prácticos en el mantenimiento, ya que su geometría facilita la aplicación de pintura y revestimientos protectores (McCormac & Csernak, 2013).

- ***Columnas metálicas compuestas***

Se fabrican combinando perfiles de acero laminado encapsulados en concreto, o mediante el relleno de tubos de acero con hormigón, lo que les otorga una mayor capacidad portante que las columnas exclusivamente de hormigón armado. (Chango & Ruíz, 2022).

**Figura. 16**

Columnas metálicas compuestas, siendo a) una columna cuadrada, b) columna circular.



## **2.5 Pórticos de acero resistentes a momento**

Al igual que las conexiones, los marcos de momento (también conocidos como marcos compuestos sin arriostamiento) presentan grados variables de capacidad de deformación inelástica; por lo tanto, es fundamental clasificarlos para garantizar que estén correctamente

definidos. Por lo tanto, de acuerdo con las normas ANSI/AISC 341-22, los tipos que existen actualmente se indican en la Tabla 2.

**Tabla 2**

Tipo de pórticos a momento. Tabla extraída de (Crisafulli, 2018)

| <b>Tipo de pórtico</b>                      | <b>Tipo de columna</b>                | <b>Tipo de viga</b>                                  | <b>Tipo de conexión</b> |
|---------------------------------------------|---------------------------------------|------------------------------------------------------|-------------------------|
| <b>Compuesto ordinario C-OMF</b>            | Columnas compuestas / hormigón armado | Acero estructural embebidas en hormigón / compuestas | FR                      |
| <b>Compuestos intermedios C-IMF</b>         | Columnas compuestas / hormigón armado | Acero estructural embebidas en hormigón / compuestas | FR                      |
| <b>Compuestos especiales C-SMF</b>          | Columnas compuestas / hormigón armado | Acero estructural embebidas en hormigón / compuestas | FR                      |
| <b>Compuestos parcialmente restringidos</b> | Acero estructural                     | Compuestas                                           | PR                      |

Debido a su limitada capacidad de disipación de energía, no se recomienda el uso de marcos compuestos ordinarios (OMF) en zonas sísmicas. El gobierno de los Estados Unidos exige el uso de conexiones rígidas (FR) y el cumplimiento de ciertas normas para las conexiones compuestas (Crisafulli, 2018).

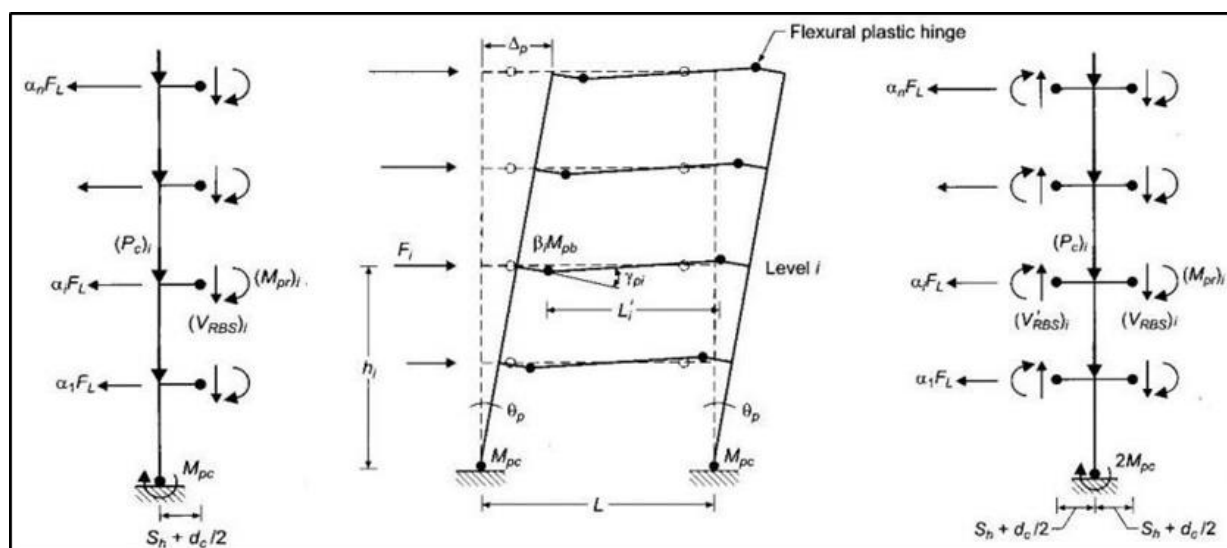
En cuanto a los marcos compuestos intermedios (IMF), tienen una capacidad limitada para la deformación inelástica. Como resultado, se les exige que proporcionen una fluencia aceptable bajo flexión tanto en vigas como en columnas, así como bajo cizallamiento en las regiones de los paneles de las columnas. Estas capacidades son superiores a las de los marcos metálicos ordinarios (OMF) (Chicaiza & Velez, 2023).

En zonas de alta sismicidad, es clave pensar en la resistencia de las estructuras ante terremotos; por eso, se llevó a cabo una investigación exhaustiva sobre las averías que sufrieron las conexiones de acero como consecuencia de los terremotos de Northridge (1994) y Kobe (1995).

El objetivo es que los edificios con pórticos a momentos respondan de forma segura y efectiva ante eventos de este tipo. En la Figura 17 observara un ejemplo del comportamiento ideal de rótulas plásticas.

**Figura. 17**

Comportamiento de rotulas plásticas en un edificio de sistema aporticados resistentes a momentos. Figura extraída de (S. Loges, 2017).



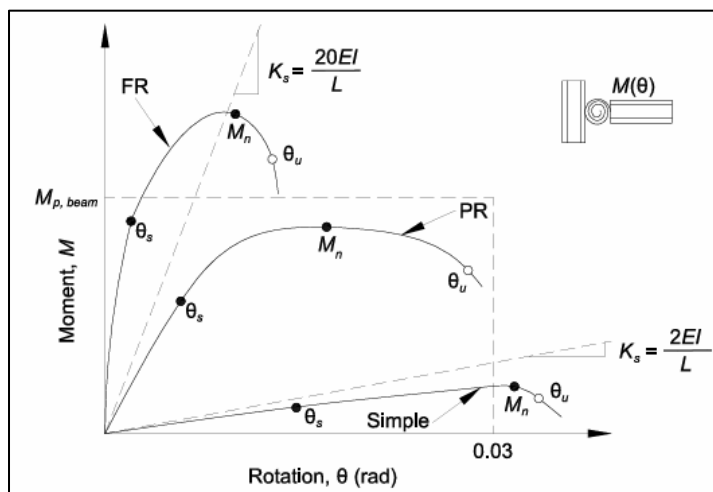
Debido a su alta capacidad de disipación de energía, los marcos de momento especiales (IMF) se distinguen principalmente por su diseño, lo que justifica el uso de un factor de modificación de alta respuesta  $R$  (factor de sobre resistencia) en su construcción. Se prevé que las

deformaciones inelásticas se producirían principalmente como resultado de la flexión en las vigas y, en menor medida, en otros componentes de conexión, como paneles nodales o columnas. De acuerdo con las directrices de (FEMA 350-2000), estos criterios de diseño se describen detalladamente en ANSI/AISC 341-22 y ANSI/AISC 358-22. Estos parámetros incluyen la distorsión limitada de la zona del panel, la prevención del pandeo de las columnas y la regulación del pandeo local. Cuando se tienen en cuenta estas medidas de seguridad, se protegen las zonas de la viga que se consideran más críticas. Para garantizar una reacción dúctil y estable de la estructura, es necesario cumplir estos requisitos. Debido a que las rotulas plásticas deben demostrar una capacidad de rotación mínima de 0,03 radianes, es absolutamente necesario utilizar las conexiones precalificadas que se documentan en ANSI/AISC 358-22.(Gallegos, 2017).

**Figura. 18**

Clasificación momento-rotación de Conexiones FR, Conexiones PR y Conexiones Simples.

Figura extraída de (ANSI/AISC 360-22, 2022).



En la Figura 18 muestra la relación momento-rotación ( $M-\theta$ ) de conexiones viga-columna en estructuras de acero, ilustrando la respuesta ante momentos flectores con el momento ( $M$ ) en el eje vertical y la rotación ( $\theta$  en radianes) en el horizontal; la pendiente inicial ( $K_s$ ) mide la rigidez rotacional siendo alta en conexiones rígidas (FR), intermedia en semirrigidas (PR) y baja en simples, donde  $\theta_s$  señala el límite elástico al inicio de la fluencia,  $M_n$  el momento resistente

máximo, y  $\theta_u$  la rotación última que indica ductilidad; el valor de 0.03 rad define el límite rotacional en diseño, mientras que comparar con el momento plástico de la viga ( $M_p$ , *beam*) determina si la plastificación ocurre en la unión o el elemento, esencial para garantizar estabilidad, desempeño y seguridad estructural.

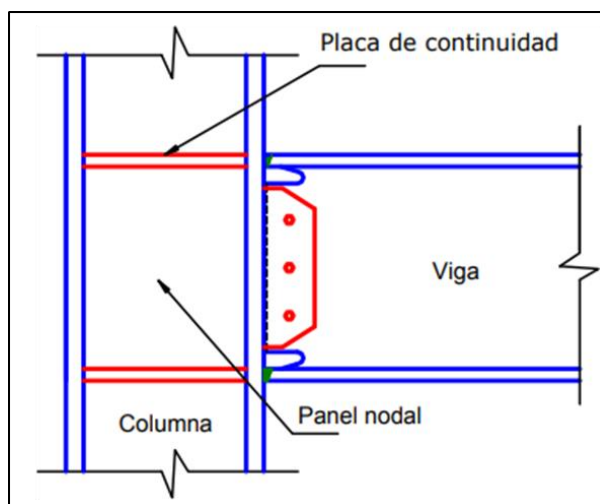
## **2.6 Placas de continuidad**

Las placas de continuidad constituyen elementos rígidos empleados en las columnas, ubicados a la altura correspondiente a las alas de las vigas hasta el nudo de unión; se trata de piezas rectangulares de acero, caracterizadas por su geometría plana y habituales anchos superiores a 8 in (McCormac & Csernak, 2013).

El objetivo principal de estas placas es garantizar la transmisión eficaz de las cargas axiales, que pueden ser de tracción o compresión, que se generan en la columna; adicionalmente, se diseñan para minimizar la concentración de tensiones derivada de las discontinuidades de rigidez entre los elementos conectados. Asimismo, delimitan los límites del panel nodal, zona donde se permiten concentraciones elevadas de tensiones y deformaciones inelásticas controladas (Crisafulli, 2018). Esto se muestra en la Figura 19, que representa la disposición de las placas de continuidad en una conexión para marcos especiales.

**Figura. 19**

Detalle de placa de continuidad de una conexión viga-columna. Figura extraída de (Crisafulli, 2018).



## 2.7 Soldadura

La soldadura constituye un proceso mediante el cual, por aplicación de calor, se ensamblan dos componentes metálicos; esta unión se logra gracias al fluido de una porción del material base, permitiendo su unión metalúrgica permanente (McCormac & Csernak, 2013).

La soldadura por arco metálico con electrodo revestido (SMAW) es la técnica de soldadura más reconocida en el sector de la construcción. Esta técnica puede realizarse de forma manual, semiautomática o totalmente automática (Cházaro, 2019).

### 2.7.1 Ventajas de soldadura.

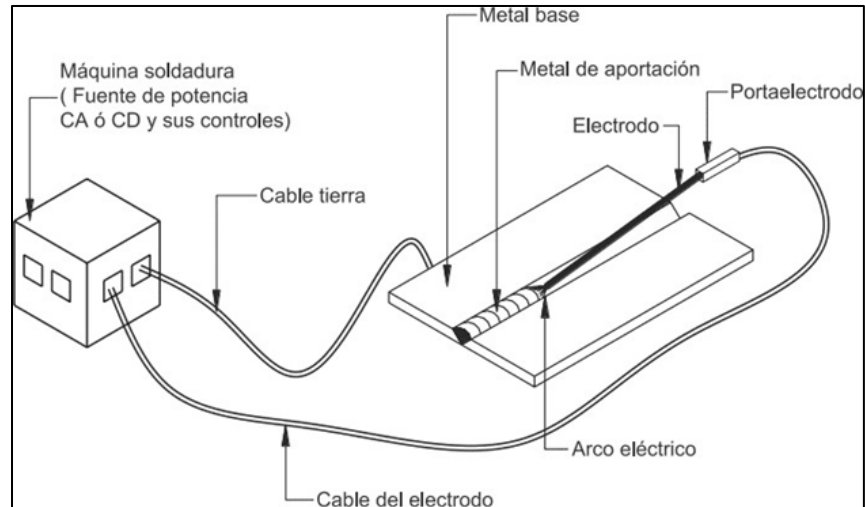
Las principales ventajas del proceso de soldadura, SMAW, se presentan a continuación (McCormac & Stephen F. Csernak, 2012):

- Estructuras más livianas debido a la disminución de placas de unión, angulares y de tornillos.
- Teniendo en cuenta el espacio que se dispone para su montaje se considera que el área de trabajo para la soldadura es mayor que la de los tornillos.
- Al ser soldadas se presentan estructuras más rígidas.

- Si se dan cambios o correcciones en sitio no son complejas de realizar.
- El proceso no es tan ruidoso en comparación al usar tornillos o remaches.
- Se ahorra tiempo en fabricación porque se utiliza menos piezas y accesorios.

**Figura. 20**

Esquema del equipo para soldadura manual. Figura extraída de (Cházaro, 2019).



### 2.7.2 Electrodo.

El electrodo está fabricado con una varilla recubierta que se clasifica según su tensión de ruptura. Esta varilla puede consumirse o no consumirse en cualquier momento durante la operación, y se mueve a lo largo de la junta de forma manual o automática. A una temperatura de 6000 °C, el arco eléctrico se distingue por su temperatura alta y constante (Cházaro, 2019). En la tabla 3 se detalla la clasificación de los electrodos para cada tipo de uso y aplicación.

**Tabla 3.**

Clasificación de electrodos. Tabla extraída de (Cházaro, 2019).

| Clasificación<br>AWS | Diámetro |     | Longitud<br>in | Características                                                                                                                                                                                                        | Usos y Aplicaciones                                                                                                                                                                                                                    |
|----------------------|----------|-----|----------------|------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|
|                      | in       | mm  |                |                                                                                                                                                                                                                        |                                                                                                                                                                                                                                        |
| <b>E 6010(S)</b>     | 3/32     | 2.4 | 14             | Alta penetración, toda posición, poca escoria, calidad radiográfica y buena aplicación, Utilizar C.D.P.I.(+)                                                                                                           | Trabajos de fondeo y/o de raíz. Fabricación de recipientes a presión, estructuras, oleoductos, carrocerías y pailerías.                                                                                                                |
|                      | 1/8      | 3.2 | 14             |                                                                                                                                                                                                                        |                                                                                                                                                                                                                                        |
|                      | 5/32     | 4.0 | 14             |                                                                                                                                                                                                                        |                                                                                                                                                                                                                                        |
|                      | 3/16     | 4.8 | 14             |                                                                                                                                                                                                                        |                                                                                                                                                                                                                                        |
| <b>E 6010(P)</b>     | 1/8      | 2.4 | 14             | Arco fuerte y penetrante. Calidad radiográfica. C.D.P.I.(+)                                                                                                                                                            | Astilleros, constructoras, líneas de conducción, pailería y plataformas marinas. Recomendado para acero al carbono.                                                                                                                    |
|                      | 5/32     | 4.0 | 14             |                                                                                                                                                                                                                        |                                                                                                                                                                                                                                        |
|                      | 3/16     | 4.8 | 14             |                                                                                                                                                                                                                        |                                                                                                                                                                                                                                        |
| <b>E 6011</b>        | 3/32     | 2.4 | 14             | Toda posición, buen acabado, calidad radiográfica y rendimiento dentro de su género. Utilizar C.A.C.D.P.I.(+)                                                                                                          | Fabricación de estructuras ligeras y pesadas, tanques, carrocerías, cobertizos, recipientes a presión, herrería y ventanearía.                                                                                                         |
|                      | 1/8      | 3.2 | 14             |                                                                                                                                                                                                                        |                                                                                                                                                                                                                                        |
|                      | 5/32     | 4.0 | 14             |                                                                                                                                                                                                                        |                                                                                                                                                                                                                                        |
| <b>E 7024</b>        | 1/8      | 3.2 | 14             | Arco suave, alto rendimiento al depósito, escoria de fácil desprendimiento y calidad radiográfica. Buenas propiedades mecánicas, similares al E 7018, solo en posición plana y horizontal. Utilice C.A.C.D.P o P.P.(+) | Fabricación de tanques, maquinaria, estructuras, vigas tipo I y H. Reconstrucción de ejes y flechas, bases y cubiertas soldadas. Metal mecánica ligera y pesada.                                                                       |
|                      | 5/32     | 4.0 | 14             |                                                                                                                                                                                                                        |                                                                                                                                                                                                                                        |
| <b>E 7018</b>        | 3/32     | 2.4 | 14             | Buen encendido y reencendido, calidad radiográfica, depósito de alta calidad metalúrgica. Utilizar C.D.P.I.                                                                                                            | Fabricación de maquinaria y de estructuras pesadas sujetas a cargas dinámicas. En la industria petrolera, petroquímica, cementera, pailería y astilleros.                                                                              |
|                      | 1/8      | 3.2 | 18             |                                                                                                                                                                                                                        |                                                                                                                                                                                                                                        |
|                      | 5/32     | 4.0 | 18             |                                                                                                                                                                                                                        |                                                                                                                                                                                                                                        |
|                      | 3/16     | 4.8 | 18             |                                                                                                                                                                                                                        |                                                                                                                                                                                                                                        |
| <b>E 7018 (PLUS)</b> | 3/32     | 2.4 | 14             | Depósitos de elevada calidad radiográfica, altos valores de tenacidad a baja temperatura. Utilizar C.D.P.I.                                                                                                            | Fabricación de recipientes a presión, calderas, tuberías, plataformas marinas, astilleros, etc.                                                                                                                                        |
|                      | 1/8      | 3.2 | 18             |                                                                                                                                                                                                                        |                                                                                                                                                                                                                                        |
|                      | 5/32     | 4.0 | 18             |                                                                                                                                                                                                                        |                                                                                                                                                                                                                                        |
|                      | 3/16     | 4.8 | 18             |                                                                                                                                                                                                                        |                                                                                                                                                                                                                                        |
| <b>E 9018 B3</b>     | 1/8      | 3.2 | 14             | Alta resistencia a la tensión y calidad radiográfica. Su composición química y bajo contenido hidrogenico permite aplicarlo con mayor seguridad y confianza en diversos tipos de acero C.D.P.I.                        | Soldadura de aceros de baja aleación. Fundiciones de forja, calderas de mediana aleación y tuberías de cromo-molibdeno. Temperatura de servicio de hasta 600°C.                                                                        |
|                      | 5/32     | 4.0 | 14             |                                                                                                                                                                                                                        |                                                                                                                                                                                                                                        |
|                      | 3/16     | 4.8 | 14             |                                                                                                                                                                                                                        |                                                                                                                                                                                                                                        |
|                      | 1/8      | 3.2 | 14             |                                                                                                                                                                                                                        |                                                                                                                                                                                                                                        |
| <b>E 9016 B3</b>     | 5/32     | 4.0 | 14             | Arco suave y estable, poco chisporroteo, mediante penetración, escoria de fácil desprendimiento, aleado con cromo-molibdeno. Calidad radiográfica. Utilizar C.D.P.I o C.A.                                             | Mantenimiento de fluxes, espejos y cuerpos de calderas. Construcción de implementos agrícolas y tuberías de alta tensión. En la industria eléctrica, petrolera, petroquímica y agroindustrial. Temperatura de servicio de hasta 600°C. |

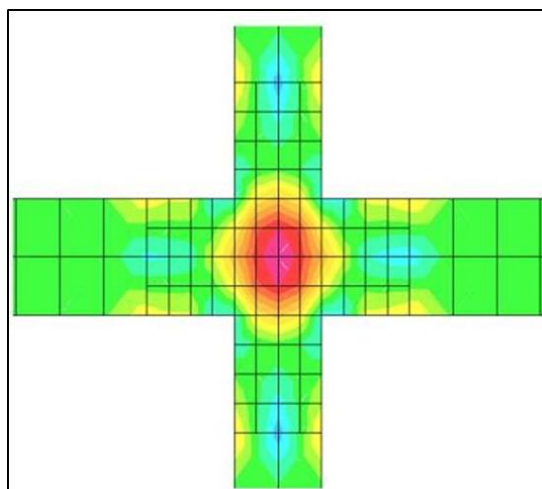
## 2.8 Panel nodal

El panel nodal, definido como la intersección entre las alas de vigas y columnas, es un componente crítico en los pórticos resistentes a momento. Aunque su diseño debe permitir cierta flexibilidad, un mal cálculo puede derivar en deformaciones excesivas ante grandes esfuerzos. A pesar de su importancia en la ingeniería sismorresistente, existe una brecha en la práctica común: los modelos de análisis suelen enfocarse en vigas y columnas, omitiendo frecuentemente la verificación específica de la resistencia en el nodo (Chicaiza & Velez, 2023).

Para garantizar una verificación fiable del panel nodal, es imperativo superar los cálculos simplificados y adoptar modelos más complejos. El uso de elementos finitos (2D y 3D) facilita una inspección detallada del comportamiento interno del nodo; un ejemplo de esta precisión se observa en la Figura 21, donde se visualiza la distribución de las tensiones de corte bajo una evaluación adecuada (Crisafulli, 2018).

**Figura. 21**

Ejemplo de tensiones de corte de un panel nodal en viga-columna con elementos finitos. Figura extraída de (Crisafulli, 2018).

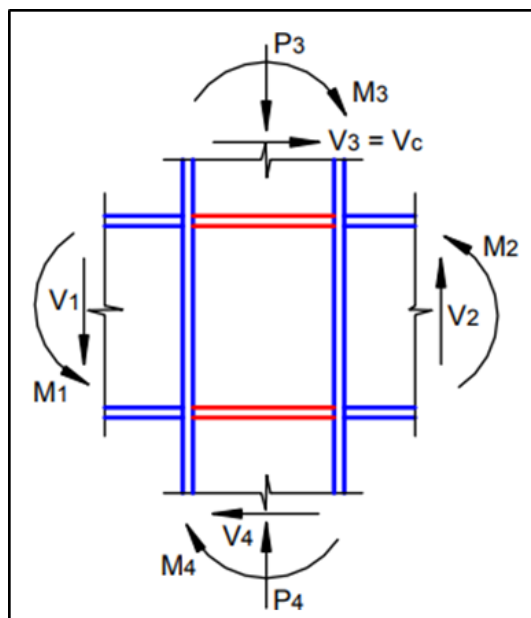


La caracterización mecánica interna del panel nodal se fundamenta en la representación gráfica de su equilibrio, como se muestra en la Figura 22. A través de este diagrama, es posible

determinar la interacción simultánea de los momentos flectores, las fuerzas axiales y los cortantes que convergen en las interfaces de la conexión viga-columna (Chicaiza & Velez, 2023).

**Figura. 22**

Diagrama de cuerpo libre. Figura extraída de (Crisafulli, 2018)



Utilizando dicho diagrama como base, es posible calcular la demanda de resistencia al corte del panel nodal mediante la siguiente expresión:

$$V_p = \frac{M_1}{(d_{b1} - t_{f1})} + \frac{M_2}{(d_{b2} - t_{f2})} - V_c \quad (7)$$

$V_c$ : esfuerzo de corte en columna sobre el nudo.

$d_{b1}$  y  $d_{b2}$ : altura total de las vigas a nudo.

$M_1$  y  $M_2$ : momento flector correspondiente a cada viga.

La capacidad cortante del panel debe ser, como mínimo, equivalente a la suma de los momentos flectores que actúan en la columna. Para este cálculo, es indispensable proyectar los momentos probables máximos hacia las caras del nudo, asegurando que la conexión soporte la

capacidad máxima esperada de los elementos que convergen en ella. Esto implica que es necesario tomar en cuenta  $\sum M = \sum M_{pr}$  para el siguiente calculo.

$$V_p = \frac{\sum M}{(d_b - t_f)} - V_c = \frac{\sum M}{(d_b - t_f)} \quad (8)$$

Donde

$\sum M$ :  $M1 + M2$  (momento total en extremos de vigas).

Gracias a esto, es factible prevenir fenómenos de inestabilidad y minimizar el impacto negativo que una deformación plástica excesiva podría causar en el comportamiento del nodo.

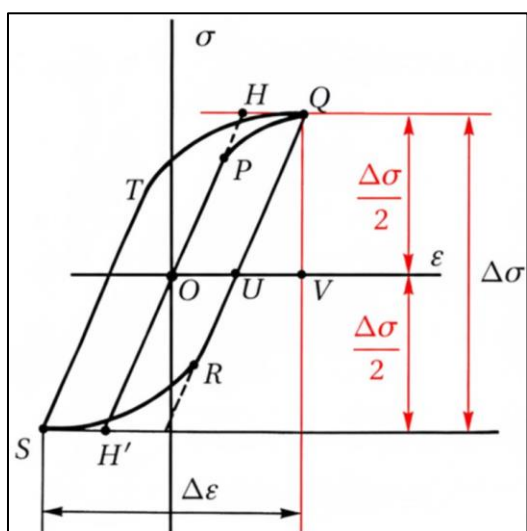
## 2.9 Histéresis

El fenómeno conocido como histéresis describe el comportamiento que muestran los materiales estructurales cuando se exponen a deformaciones o cargas cíclicas que superan la magnitud del rango de respuesta elástica lineal.(Gavarito & León, 2020).

Por consiguiente, la histéresis puede caracterizarse como un registro histórico del estado de un material que experimenta cambios progresivos en su efecto o método de respuesta a los factores que provocan dichas respuestas. Esto indica que la histéresis puede definirse como un registro histórico. Por lo tanto, su estado actual depende de los estados en los que se ha encontrado en el pasado (González, 2018). Debido a que la respuesta dúctil de un componente en el régimen inelástico es visible durante los ciclos de carga y descarga, es posible evaluar el desarrollo de la ductilidad y la capacidad de las conexiones para la disipación de energía en estructuras resistentes a sismos. El rango distintivo de la curva de histéresis se observa en la Figura 23.

Figura. 23

Ciclo de cargas cíclicas. Figura extraída de (Nuñez et al., 2013)



Un ciclo de tensión provoca la creación de una línea recta con una pendiente relacionada con el módulo de Young. Esta línea, representada por la línea  $H'-H$ , se genera cuando un material elástico se expone a un ciclo de tensión (Nuñez et al., 2013).

El primer ciclo de tensión puede definirse de la siguiente manera: durante su primera fase, la tensión sigue la ruta  $OPQ$ , y cuando la carga se reduce a cero, el material recupera su deformación elástica. Este es el primer ciclo de tensión. Por otro lado, este ciclo llega a su conclusión con una deformación plástica permanente de magnitud  $OU$ . Cuando se invierte el ciclo de carga, la deformación sigue las trayectorias  $R$  y  $S$ . Cuando se invierte de nuevo, sigue las trayectorias  $T$  y  $Q$ . Esto se debe a que la deformación sigue el curso del ciclo de carga. A partir de este ciclo inicial, la repetición de los ciclos posteriores da lugar a la generación de una deformación acumulativa que se caracteriza por la ecuación  $O-U$ . Este procedimiento ilustra la reacción del material a la aplicación repetida de tensiones. Demuestra el comportamiento elástico del material, así como la acumulación gradual de deformación plástica en ciclos consecutivos (Santos, 2024).

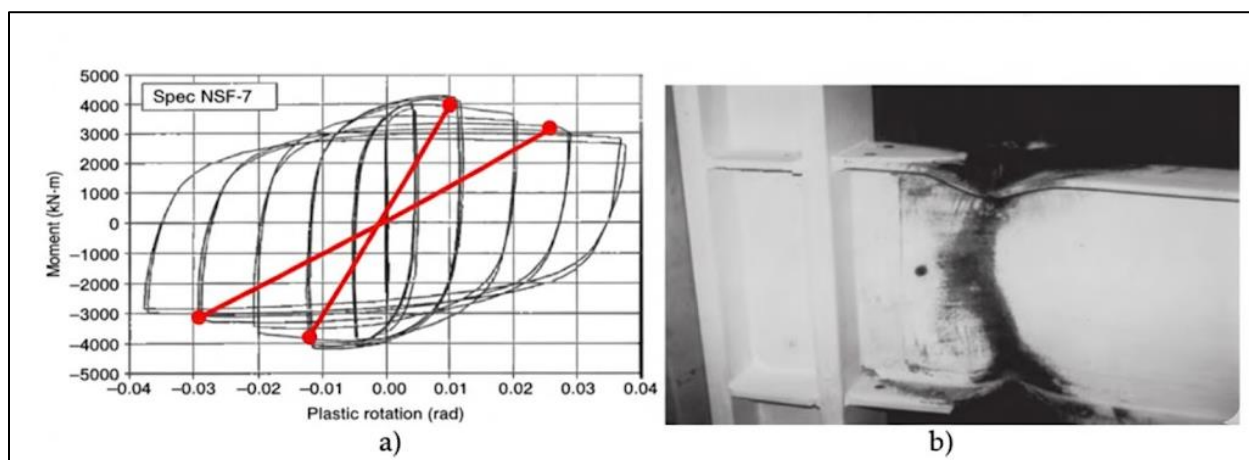
El área encerrada por el ciclo histéresis representa la energía disipada durante el proceso. Esta energía se consume en fenómenos micro plásticos, responsables principales del fallo por fatiga en el elemento estructural.

Durante el proceso de realización de estudios de curvas de histéresis, también es posible determinar el comportamiento de la estructura, así como la cantidad de energía que se libera por deformación plástica durante ciclos alternos de operaciones de carga y descarga. La Figura 24 presenta una ilustración de una conexión soldada de viga-columna FR que ha alcanzado su capacidad máxima. Esta ilustración fue proporcionada por Loges (2017) y se puede ver a continuación.

**Figura. 24**

Ejemplo de conexión viga-columna bajo cargas alternantes, siendo a) Histéresis y b)

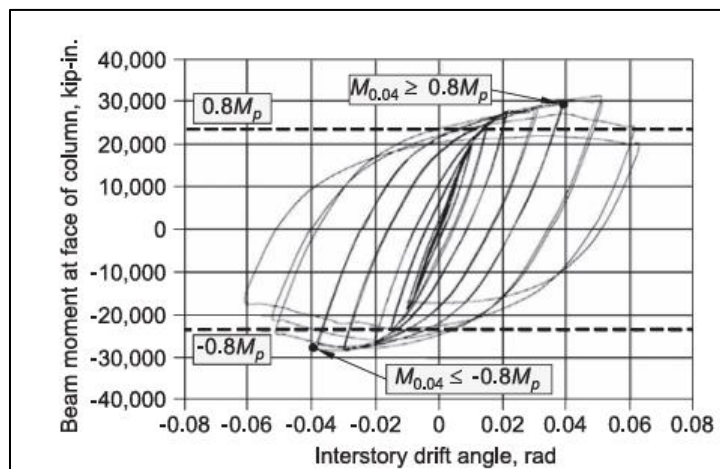
Deformación en la viga. Figura extraída de (S. Loges, 2017)



Se sugiere que la degradación de rigidez a lo largo de los ciclos no produzca una reducción significativa en la resistencia flectora de la estructura, dado que tales degradaciones pueden incrementar las rotaciones y provocar inestabilidad estructural. En consecuencia, se establece que la rotación debe alcanzar 0.04 radianes por deriva, manteniendo al menos el 80% (0.8 veces) del momento plástico  $M_p$  calculado con la tensión cedente  $F_y$  (ANSI/AISC 341-22, 2022). Representado en la Figura 25.

**Figura. 25**

Criterios de aceptación de degradación de rigidez en conexiones a momento. Figura extraída de (ANSI/AISC 360-22, 2022).



## 2.10 Método de elementos finitos

El método se basa en fragmentar un cuerpo sólido en una red de piezas pequeñas interconectadas. Al transformar un sistema complejo en un conjunto de elementos y nodos, se logra una representación matemática que permite predecir cómo reaccionará físicamente la estructura ante distintas sollicitaciones (Otero, 2006).

A continuación, se muestra una representación gráfica de la idea fundamental que sustenta el método de elementos finitos según (Alawadhi, 2010):

La separación, también conocida como discretización, es la primera fase del proceso, que incluye la subdivisión del dominio en partes finitas. La red que se produce como consecuencia de esta distribución se denomina malla. En esta red, los elementos están unidos entre sí en determinados puntos denominados nodos, como se muestra en la Figura 26.

A continuación, una vez discretizada el área, se establecen las ecuaciones constitutivas o reglas de comportamiento para cada elemento. Estas ecuaciones o leyes regulan los fenómenos

físicos que se están examinando. Los parámetros fundamentales del material, como el límite elástico y el módulo de deformación, se integran en esta etapa del proceso.

Por último, se obtiene la ecuación global de la malla mediante el ensamblaje de las ecuaciones locales de todos los elementos. Esta ecuación proporciona una descripción exhaustiva del comportamiento de todo el cuerpo. En una situación típica, la ecuación global tiene la forma que se muestra a continuación (Alawadhi, 2010) :

$$Q = K \cdot D \quad (9)$$

Donde:

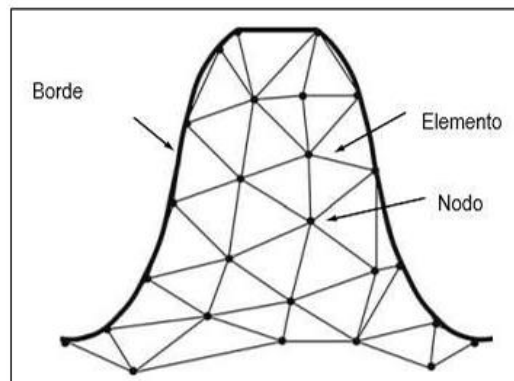
$Q$ : matriz de fuerzas para cada grado de libertad.

$D$ : matriz de desplazamiento para cada grado de libertad.

$K$ : matriz global del sistema.

**Figura. 26**

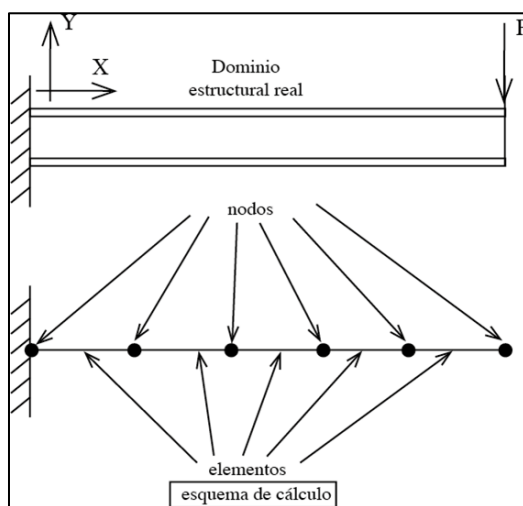
Malla de elementos finitos de un cuerpo. Figura extraída de (Alawadhi, 2010).



El método consiste en crear un modelo computacional que simula la estructura estudiada, lo que facilita su análisis mediante cálculos numéricos. Este proceso se resume gráficamente en la Figura 27.

**Figura. 27**

Estructura a estudiar y esquema de cálculo. Figura extraída de (Otero, 2006).



En el proceso de análisis de componentes estructurales mediante el método de elementos finitos (FEM), las variables de salida principales están relacionadas con los desplazamientos nodales. Esto se debe a que estos desplazamientos permiten calcular las demás variables de interés. Existe una correlación entre la dirección de estas variables de salida y los grados de libertad de cada nodo en el modelo computacional. Estas variables de salida son las que determinan el estado del nodo (Otero, 2006). Los problemas fundamentales abordados por el MEF son (Otero, 2006):

- Ecuaciones de equilibrio estructural.
- Relaciones de compatibilidad entre desplazamientos y deformaciones.
- Relaciones constitutivas entre esfuerzos y deformaciones, o propiedades mecánicas del material.

### ***2.10.1 El uso del MEF en la ingeniería civil***

El análisis de elementos finitos (MEF) se utiliza fundamentalmente para evaluar la seguridad de estructuras críticas como puentes, edificaciones de gran altura y represas. Esta metodología permite a los ingenieros simular con gran precisión cómo se comportarán estas estructuras bajo una amplia gama de condiciones de carga extremas, incluyendo sismos, vientos

huracanados, inundaciones y los efectos del tiempo y el uso. Más allá de la verificación de seguridad, el MEF es una herramienta poderosa para la optimización de diseños, permitiendo a los ingenieros refinar espesores de materiales, configuraciones geométricas y sistemas de refuerzo para cumplir con los estándares de la industria (como el AISC o ACI) de manera más eficiente y económica, reduciendo significativamente el uso de material innecesario y el peso de la estructura. Además, al cuantificar con exactitud los niveles de tensión y fatiga en componentes específicos, el MEF permite predecir proactivamente las necesidades de mantenimiento, identificando puntos críticos donde es probable que aparezcan fisuras por fatiga o daños por sobrecarga, lo que facilita la programación de inspecciones y reparaciones antes de que ocurra una falla, extendiendo así la vida útil de la estructura y mejorando la gestión de activos a largo plazo.

### **2.10.2 Ansys Workbench™**

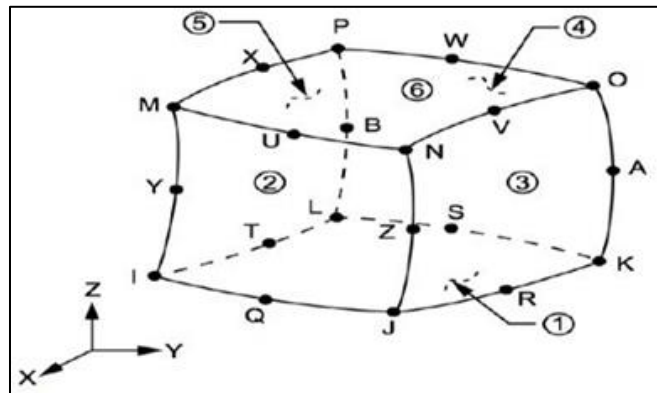
El objeto de análisis MEF se descompone en elementos finitos que están relacionados entre sí por nodos comunes en este escenario. Cada elemento se resuelve por separado para encontrar las incógnitas. Cuando se aplican fuerzas a problemas estructurales, estas incógnitas, que consisten en desplazamientos y tensiones, se presentan como resultado. Se obtiene una solución numérica aproximada para todo el dominio cuando se integran los resultados de todos los elementos. Es muy necesario tener un conocimiento exhaustivo de la naturaleza del problema y comprender el comportamiento físico fundamental para manejar adecuadamente estos elementos. El aspecto no lineal del problema debe tenerse en cuenta en circunstancias en las que el análisis lineal en el área elástica es insuficiente, como cuando se trata de materiales dúctiles que superan el límite elástico. En el enfoque de elementos finitos, debido a esto, las ecuaciones algebraicas se sustituyen por ecuaciones no lineales, que luego se resuelven de manera iterativa. Para obtener la convergencia numérica, este procedimiento toma toda la carga y la divide en intervalos. (Santos, 2024).

- ***Tipos de elementos***

Como resultado de su comportamiento cuadrático en los desplazamientos y su estructura de 20 nodos, el elemento finito tetraédrico cuadrático SOLID186 destaca en el campo del modelado numérico. Existen tres grados de flexibilidad traslacional disponibles para cada nodo a lo largo de los ejes x, y y z combinados. Este elemento se utiliza con el fin de modelar con precisión estructuras tridimensionales complicadas, con el objetivo de capturar de manera eficiente los efectos de las deformaciones masivas, así como la plasticidad del material. (Santos, 2024).

**Figura. 28**

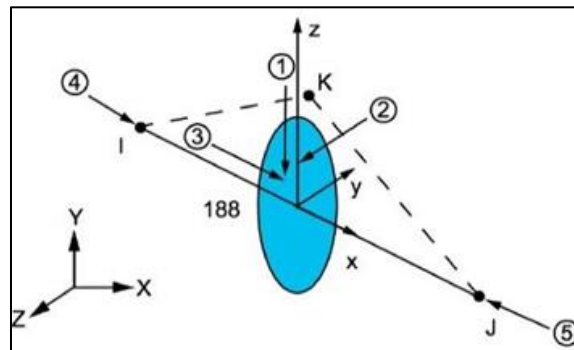
Elemento SOLID186. Figura extraída de (Ansys, 1999).



El elemento BEAM188, que es un elemento lineal unidimensional con dos nudos en sus extremos, proporciona un total de seis grados de libertad. Tres de estos grados de libertad son traslacionales, mientras que los otros tres son rotacionales. Para analizar correctamente estos componentes, es necesario definir primero una sección transversal que detalle las cualidades geométricas que se están analizando. (Santos, 2024). Se muestra en la Figura 29.

**Figura. 29**

Elemento BEAM188. Figura extraída de (Ansys, 1999).



- **Contactos**

Debido al hecho de que permanecen unidas sin ningún movimiento relativo, dos superficies que están en contacto entre sí son capaces de transferir fuerzas de compresión normales, así como fuerzas de fricción tangenciales. Este fenómeno de contacto tiene el potencial de cambiar la rigidez general del sistema, lo que puede dar lugar a reacciones no lineales del mismo. (Santos, 2024). En ANSYS™, se disponen de 5 tipos de contacto, seleccionados según el comportamiento físico a modelar:

- Pegado (*Bonded*): Impide separación y deslizamiento; las superficies permanecen perfectamente unidas.
- Sin separación (*No separation*): Prohíbe la separación, pero permite deslizamientos limitados.
- Sin fricción (*Frictionless*): Permite deslizamiento y separación libre sin resistencia alguna.
- Con fricción (*Friccional*): El deslizamiento depende de un coeficiente de fricción especificado, permitiendo separación.
- Rugoso (*Rough*): Similar a *Frictionless*, pero impide el deslizamiento tangencial.

- **Mallado**

El desarrollo de mallas es una fase esencial en el proceso de análisis de elementos finitos. Esto se debe a que la precisión de la solución numérica es directamente proporcional a la calidad de la malla, como se muestra en la Tabla 4. Desde un punto de vista más tangible, la precisión de los resultados obtenidos es directamente proporcional al grado en que se mejora la malla o se reduce el valor de asimetría (Santos, 2024). La geometría ideal de los elementos finitos se muestra en la Figura 30, que contrasta con los elementos que ya se han deformado.

**Tabla 4.**

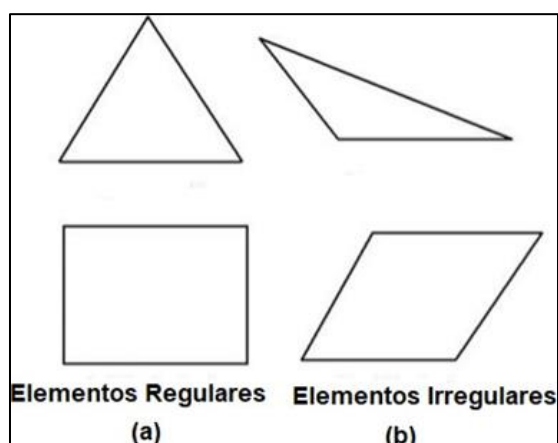
Rangos de calidad del mallado. Tabla extraída de (Chicaiza & Vélez, 2023)

| Valor de Skewness | Calidad de Malla |
|-------------------|------------------|
| 1                 | Degradada        |
| 0,9 a 1           | Mala             |
| 0,75 a 0,9        | Pobre            |
| 0,5 a 0,75        | Justa            |
| 0,25 a 0,5        | Buena            |
| 0 a 0,25          | Excelente        |
| 0                 | Equilátero       |

**Figura. 30**

a) Forma ideal de elementos finitos siendo, b) elementos finitos con alto grado de distorsión.

Figura extraída de (Santos, 2024).



## CAPITULO III

### MARCO METODOLÓGICO

#### 3.1 Descripción general de proyecto

A continuación, se expone el marco metodológico aplicado para desarrollo de modelo sísmico de la junta viga I-columna tubular orientada a pórticos de momento intermedio (IMF) en edificios privados. De carácter descriptivo-experimental, esta metodología abarca el modelado y simulación numérica de la conexión, comenzando por su análisis. Seguidamente, se diseña y examina exhaustivamente la junta expuesta a las mayores demandas de desempeño, evaluando su respuesta histórica, ductilidad y disipación energética mediante análisis no lineal de elementos finitos. Se concluye con un análisis financiero de su puesta en marcha en el sector local, contrastando los gastos de materiales, personal y procesos constructivos frente a los métodos tradicionales.

#### 3.2 Ubicación del proyecto.

La ubicación del edificio privado corresponde a la zona de San Blas en Cuenca (Azuay). En la Figura 31 se puede observar el emplazamiento exacto de la propiedad, ubicada en el cruce de la calle Gran Colombia y la avenida Huayna Cápac.

**Figura. 31**

Ubicación edificio privado.



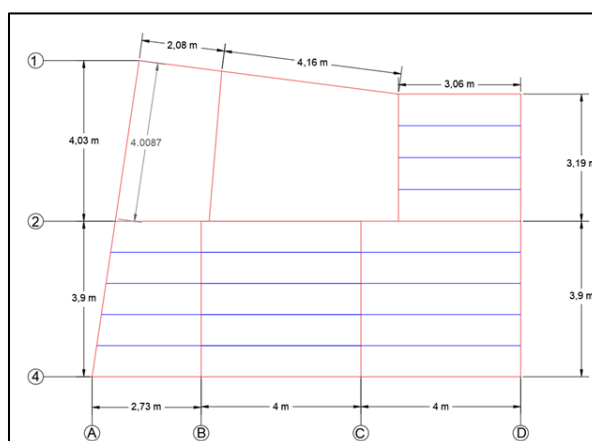
### 3.3 Recopilación de datos.

Los datos geométricos, propiedades de materiales y condiciones de carga para el análisis de la junta viga I-columna tubular se obtuvieron de la tesis de posgrado titulada "Diseño de una edificación para uso residencial de acero estructural sismorresistente mediante la comparación de técnicas constructivas en las juntas viga-columna" elaborada por (Ramos & Yanza, 2024) como trabajo de posgrado. Este proyecto de tesis proporciona parámetros detallados de predimensionamiento estructural, configuraciones de juntas y comparaciones de técnicas constructivas adaptadas a edificaciones residenciales en contextos sismorresistentes, incluyendo especificaciones normativas nacionales.

La Figura 32 ilustra las cotas en planta de los niveles 1 al 4, donde las vigas principales se representan con trazos rojos continuos y las vigas secundarias con trazos azules continuos. Cada nivel abarca 50,48 m<sup>2</sup>, conformando un área total útil de 252,4 m<sup>2</sup> en el sistema completo.

**Figura. 32**

Dimensiones de las plantas (1- 4). Figura extraída de (Ramos & Yanza, 2024).



### 3.4 Determinación de espectro inelástico y elástico de estructura.

Dado que se conoce la ubicación geográfica exacta de la casa en Cuenca, Azuay (Ecuador), la Tabla 5 muestra las características de la zona de sismicidad, la figura de

suelo dominante, ciertos factores de importancia a tomar en cuenta para el cálculo del espectro de respuesta elástica. Estos elementos se definen de acuerdo a lo establecido en la normativa ecuatoriana Diseño Sísmico (NEC-SE-DS), incluyendo parámetros como aceleración sísmica máxima, coeficiente zonal y propiedades geotécnicas del suelo que modulan la respuesta dinámica de la estructura.

**Tabla 5.**

Datos para cálculo de espectro elástico NEC-SE-CS. Tabla extraída de (Ramos & Yanza, 2024).

| <b>Variables</b> | <b>Detalle</b>                       | <b>Valor</b> | <b>Observación</b>                                   | <b>Sección<br/>NEC</b> |
|------------------|--------------------------------------|--------------|------------------------------------------------------|------------------------|
| $Z$              | Factor de zona                       | 0.4          | La ciudad de “Cuenca”                                | 3.1.1                  |
| $R$              | Factor de reducción                  | 6            | Valor para el presente proyecto                      | 6.3.4                  |
| $Suelo$          | Tipo de suelo                        | C            | Se considera tipo C al no tener un estudio de suelos | 3.2.1                  |
| $F_a$            | Factor de amplificación              | 1.2          |                                                      |                        |
| $F_d$            | Factor de desplazamiento             | 1.11         | Para Suelo tipo C y $Z=0.4$                          | 3.2.2                  |
| $F_s$            | Factor de suelo                      | 1.11         |                                                      |                        |
| $I$              | Factor de importancia                | 1            | Para edificaciones residenciales                     | 4.1                    |
| $\varphi_p$      | Factor de configuración de piso      | 0.9          |                                                      | 5.2.3                  |
| $\varphi_e$      | Factor de configuración de elevación | 1            |                                                      | 5.2.3                  |
| $\eta$           | Razón de aceleración PGA             | 2.48         | Valor determinado para la Sierra ecuatoriana         | 3.3.1                  |
| $C_t$            | Coefficiente tipo de edificio        | 0.072        | Valor para estructuras de acero sin arriostramiento  | 6.3.3                  |
| $\alpha$         | Coefficiente tipo de edificación     | 0.8          | Valor para estructuras de acero sin arriostramiento  | 6.3.3                  |

Se detalla el resultado de la respuesta sísmica de proyecto, realizado estrictamente de acuerdo con la Normativa Ecuatoriana de la Construcción - Sección Sísmica - Cálculo Sísmico (NEC-SE-CS, 2015). Se determino los valores fundamentales para la elaboración del espectro de diseño, tales como la aceleración de meseta, la aceleración en superficie, el periodo inicial y final de meseta, el periodo de vibración propio de la estructura, así como la aceleración estructural resultante se detalla en la Tabla 6. Se ilustra el espectro de respuesta elástico generado conforme a esta normativa véase figura 33.

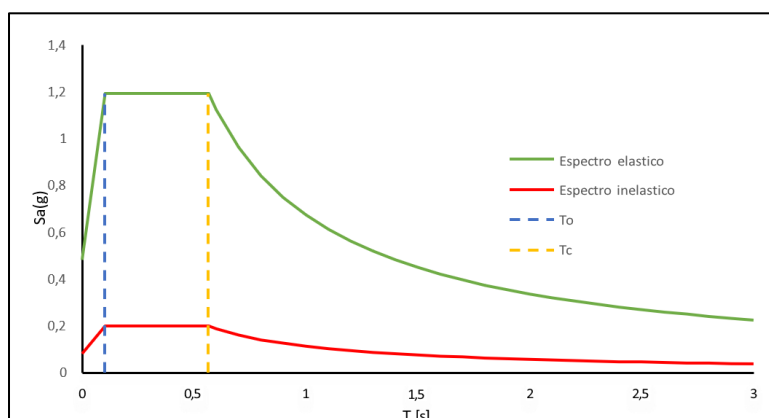
**Tabla 6.**

Resultados para la obtención del espectro de diseño. Tabla extraída de (Ramos & Yanza, 2024)

| <b>Descripción</b>                                                                   | <b>Símbolo</b> | <b>Resultado</b> |
|--------------------------------------------------------------------------------------|----------------|------------------|
| <b>Aceleración de meseta</b>                                                         | $S_a$          | 1.19g            |
| <b>Aceleración en la superficie</b>                                                  | $ZF_a$         | 0.48g            |
| <b>Periodo inicial de meseta</b>                                                     | $T_0$          | 0.102675         |
| <b>Periodo final de meseta</b>                                                       | $T_c$          | 0.564712         |
| <b>Periodo de vibración de la estructura</b>                                         | $T$            | 0.479556         |
| <b>Aceleración de la meseta en fricción del periodo fundamental de la estructura</b> | $S_a$          | 0.647g           |

**Figura. 33**

Espectro elástico e inelástico de la estructura. Figura extraída de (Ramos & Yanza, 2024).



### 3.5 Determinación de cargas.

Por consiguiente, se presenta las fuerzas, efectos gravitacionales y sísmicos seleccionados para el análisis estructural de edificios de acero sismorresistentes en esta tesis véase en la tabla 7. Estas cargas se determinan conforme a normativas vigentes como el NEC-SE-CG, asegurando un diseño seguro y eficiente.

**Tabla 7.**

Valores de cargas. Tabla extraída de (Ramos & Yanza, 2024)

| Tipo de carga                       | Símbolo | Valor |
|-------------------------------------|---------|-------|
| Carga viva (kN/m <sup>2</sup> )     | (L)     | 2.00  |
| Carga muerta (kN/m <sup>2</sup> )   | (D)     | 3.56  |
| Sobrecarga(kN/m <sup>2</sup> )      | (SD)    | 2.00  |
| Carga de viento(kN/m <sup>2</sup> ) | (W)     | 0.30  |

### 3.6 Combinaciones de carga y predimensionamiento de vigas y columnas.

En el presente estudio consideramos combinaciones de carga regidas en la normativa NEC-SE-DG sección 3.4.3 (Ramos & Yanza, 2024) las cuales se muestra en la Tabla 8. En la Tabla 9 se muestra los resultados de las vigas y columnas a utilizar.

**Tabla 8.**

Combinaciones de carga NEC-SE-DG. Tabla extraída de (Ramos &amp; Yanza, 2024).

| <b>Denominación</b>  | <b>Combinación</b>                                                                              |
|----------------------|-------------------------------------------------------------------------------------------------|
| <b>Combinación 1</b> | $1,4 \cdot D$                                                                                   |
| <b>Combinación 2</b> | $1,2 \cdot D + 1,6 \cdot L + 0,5 \max (L_r \text{ o } S \text{ o } R)$                          |
| <b>Combinación 3</b> | $1,2 \cdot D + 1,6 \cdot \max(L_r \text{ o } S \text{ o } R) + \max (L \text{ o } 0,5 \cdot W)$ |
| <b>Combinación 4</b> | $1,2 \cdot D + 1 \cdot W + L + 0,5 \cdot \max (L_r \text{ o } S \text{ o } R)$                  |
| <b>Combinación 5</b> | $1,2 \cdot D + E + L + 0,2 \cdot S$                                                             |
| <b>Combinación 6</b> | $0,9 \cdot D + W$                                                                               |
| <b>Combinación 7</b> | $0,9 \cdot D + E$                                                                               |

**Tabla 9.**

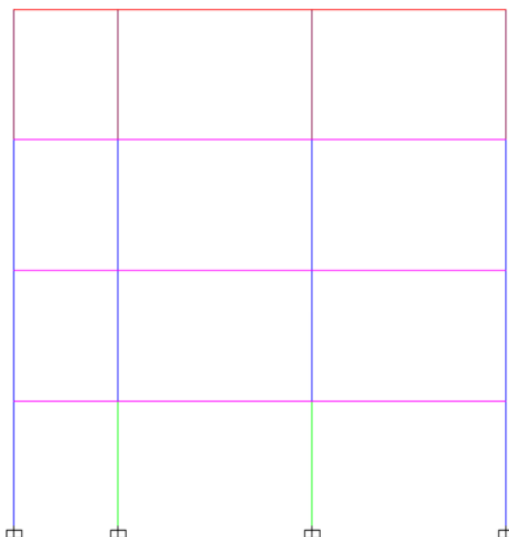
Perfiles estructurales utilizados. Datos extraídos de (Ramos &amp; Yanza, 2024).

| <b>Elementos estructurales</b> | <b>Tipo de perfil.</b>   |
|--------------------------------|--------------------------|
| <b>Vigas principales</b>       | IPE 240                  |
|                                | IPE 180                  |
| <b>Columna</b>                 | Tubular 200 x 200 x 6 mm |
|                                | Tubular 200 x 200 x 4 mm |
|                                | Tubular 250 x 250 x 6 mm |
| <b>Vigas secundarias.</b>      | Tubular 150 x 50 x 4 mm  |

En la Figura 34, se objetó con líneas continuas de color rojo y magenta las vigas principales siendo perfiles IPE 240 e IPE 180, por consiguiente, se representó las columnas con líneas continuas de color azul para perfil tubular de 200 x 200 x 6 mm, de color verde para perfil tubular de 250 x 250 x 6 mm y de color café perfil tubular de 200 x 200 x 4 mm (Ramos & Yanza, 2024).

**Figura. 34**

Detalle de estructura . Figura extraída de (Ramos & Yanza, 2024).



### 3.7 Cálculo de deriva inelástica.

Conforme a la norma NEC 2015, los desplazamientos laterales críticos corresponden a la combinación 5 y combinación 6, según la Tabla 8, la combinación 5 se aplica en la dirección X, mientras que la 6 lo hace en Y; la deriva máxima permitida no debe superar el 2% .en la Tabla 10 y Tabla 11 se indica resultados de derivas (Ramos & Yanza, 2024).

**Tabla 10**  
Derivas dirección X.

| <b>Piso</b> | <b>Desplazamiento<br/>sentido X [mm]</b> | <b>Entrepisos<br/><math>h</math> [mm]</b> | <b><math>\Delta E_y</math></b> | <b>R</b> | <b><math>\Delta M_y</math></b> | <b><math>&lt; 0.02</math></b> |
|-------------|------------------------------------------|-------------------------------------------|--------------------------------|----------|--------------------------------|-------------------------------|
| <b>4</b>    | 26,7017                                  | 2700                                      | 0,0022                         | 6        | 0,0098                         | Ok                            |
| <b>3</b>    | 20,8468                                  | 2700                                      | 0,0026                         | 6        | 0,0117                         | Ok                            |
| <b>2</b>    | 13,8101                                  | 2700                                      | 0,0031                         | 6        | 0,0140                         | Ok                            |
| <b>1</b>    | 5,4276                                   | 2700                                      | 0,0020                         | 6        | 0,009                          | Ok                            |
| <b>Base</b> | 0                                        | 2600                                      | 0                              | 6        | 0                              | Ok                            |

**Tabla 11**  
Derivas dirección Y.

| <b>Piso</b> | <b>Desplazamiento<br/>Sentido Y [mm]</b> | <b>Entrepisos<br/>h [mm]</b> | $\Delta E_y$ | R | $\Delta M_y$ | <b>&lt; 0.02</b> |
|-------------|------------------------------------------|------------------------------|--------------|---|--------------|------------------|
| <b>4</b>    | 27,7486                                  | 2700                         | 0,0023       | 6 | 0,0103       | Ok               |
| <b>3</b>    | 21,5669                                  | 2700                         | 0,0028       | 6 | 0,0125       | Ok               |
| <b>2</b>    | 14,0577                                  | 2700                         | 0,0032       | 6 | 0,0144       | Ok               |
| <b>1</b>    | 5,4459                                   | 2700                         | 0,0020       | 6 | 0,0091       | Ok               |
| <b>Base</b> | 0                                        | 2600                         | 0            | 6 | 0            | Ok               |

### 3.8 Análisis de la junta crítica mediante software.

La viga B1 se representa con líneas entrecortada de color magenta véase a detalle en la figura 35, en cuanto en la Figura 36, se denota el valor de reacciones tomados de software. La Figura 37, se representa el sentido de reacciones tomadas de la Figura 30, donde P es la reacción normal, T es torsión, V2 y V3 reacciones cortantes, M2 y M3 son momentos flectores a partir de esto el eje fuerte es el eje Y, de la misma manera en el eje débil en el eje X,

**Figura. 35**

Viga más desfavorable detallada con línea discontinua de color magenta, vista entrepiso 1.

Figura extraída de (Ramos & Yanza, 2024).

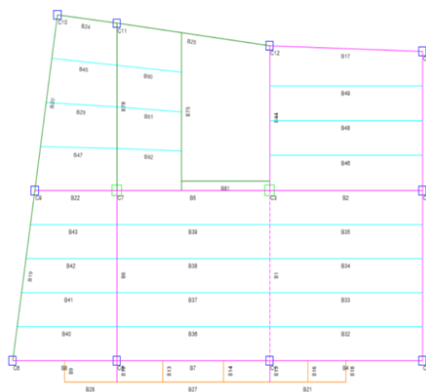


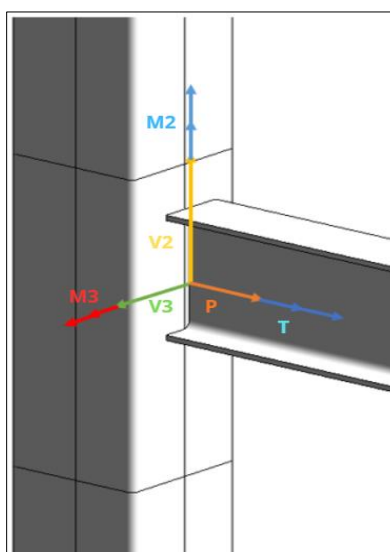
Figura. 36

Reacciones de la viga B1. Figura extraída de (Ramos & Yanza, 2024).

| Story  | Beam | Unique Name | Output Case          | Case Type   | Step Type | Step Number | Station<br>m | P<br>kN | V2<br>kN | V3<br>kN | T<br>kN-m  | M2<br>kN-m | M3<br>kN-m | Element |
|--------|------|-------------|----------------------|-------------|-----------|-------------|--------------|---------|----------|----------|------------|------------|------------|---------|
| Story1 | B1   | 8           | 1.2D+1.2SD+Ey+L+0.2S | Combination |           |             | 3.775        | -0.5406 | 55.263   | -0.0005  | -1.849E-05 | 0.0079     | -46.2286   | 8-5     |
| Story1 | B6   | 14          | 1.2D+1.2SD+Ey+L+0.2S | Combination |           |             | 3.775        | -0.1622 | 46.7653  | -0.0015  | 0.0002     | -0.0054    | -42.1939   | 14-5    |
| Story1 | B3   | 6           | 1.2D+1.2SD+Ey+L+0.2S | Combination |           |             | 3.8          | 1.5407  | 32.5296  | 0.01     | -0.0001    | -0.0074    | -31.3079   | 6-5     |
| Story1 | B44  | 25          | 1.2D+1.2SD+Ey+L+0.2S | Combination |           |             | 3.2117       | 0.6952  | 27.8566  | 0.0026   | 0.0017     | -0.0002    | -28.7391   | 25-5    |
| Story1 | B1   | 8           | 1.2D+1.2SD+Ex+L+0.2S | Combination |           |             | 3.775        | 0.5754  | 45.1026  | -0.0111  | 0.0002     | 0.0007     | -26.4126   | 8-5     |
| Story1 | B12  | 20          | 1.2D+1.2SD+Ey+L+0.2S | Combination |           |             | 3.09         | 0.2313  | 28.8784  | 0.0031   | 0.0003     | 0.0028     | -28.3572   | 20-4    |

Figura. 37

Reacciones viga-columna.

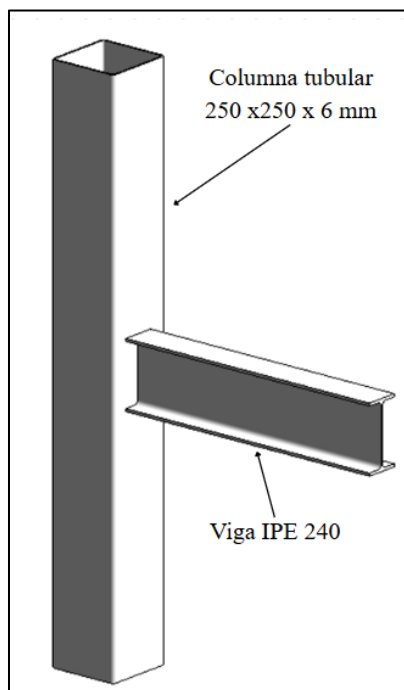


### 3.9 Junta viga-columna a analizar

Para el análisis se utiliza en software ANSYS™, el cual permitirá evaluar el comportamiento de la conexión. Para la columna se ocupa un perfil cuadrado de 250 x 250 x 6 mm, y para viga se utiliza un perfil IPE 240 como se muestra en la Figura 38.

**Figura. 38**

Junta de estudio.



### 3.10 Criterios para cálculo Momento de Pórtico Intermedio (IMF)

El proceso de cálculo para la normativa ANSI/AISC 360 -22 y la ANSI/AISC 341-22 comprende lo siguiente:

#### 3.10.1 Geometría del pórtico

Se define la configuración geométrica del pórtico, especificando sus dimensiones principales: la longitud de cada tramo ( $L$ ), la altura estándar de piso ( $H$ ), el número total de niveles ( $N_{pisos}$ ) y la cantidad de tramos en planta ( $N_{tramos}$ ).

#### 3.10.2 Propiedades del acero estructural a utilizar.

Se establecen las características de los materiales estructurales. Como material base se considera el acero estructural ASTM A-36, del cual se definen sus propiedades mecánicas clave: el módulo de elasticidad ( $E$ ) y las tensiones de cedencia específicas para cada componente viga principal ( $F_{yb}$ ), columna ( $F_{yc}$ ), planchas de conexión ( $F_{yp}$ ) Adicionalmente, para la viga principal

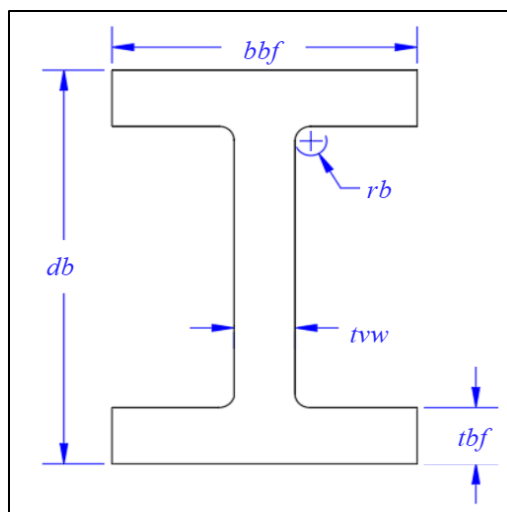
se especifican su tensión última ( $F_{ub}$ ) y su factor de sobre resistencia ( $R_{yb}$ ), parámetro que también se define para la columna ( $R_{yc}$ ).

### 3.10.3 Propiedades de la viga IPE 240

Seguidamente, se caracterizan en detalle el perfil metálico tipo I. Para cada perfil se determinan sus propiedades geométricas y mecánicas, entre las que se incluyen: peralte total ( $db$ ), largo de ala ( $bbf$ ), ancho del ala ( $tbf$ ), espesor del alma ( $tw$ ) y radio de curvatura en la unión alma-ala ( $rb$ ) véase en la Figura 39. Se procede a calcular sus propiedades de resistencia y rigidez, como la constante torsional de St. Venant ( $Jb$ ), el área de la sección transversal bruta ( $Ab$ ), los módulos elásticos ( $Sxb$ ) y plástico ( $Zxb$ ) respecto al eje X, y los momentos de inercia principales ( $Ixb$ ,  $Iyb$ ).

**Figura. 39**

Perfil IPE 240 Propiedades geométricas.



Para determinar las capacidades mecánicas de estos elementos, se emplean parámetros fundamentales como los radios de giro ( $r_{xb}$ ,  $r_{yb}$ ) ecuación 10 y 11, junto a la constante de torsión de alabeo ( $C_{wb}$ ) esencial para evaluar la estabilidad torsional, ecuación 12. Asimismo, el cálculo integra dimensiones críticas de la geometría interna, incluyendo la distancia entre los centros de

las alas ( $h_{ob}$ ), ecuación 13, ( $k_b$ ) siendo esta es espesor del ala más la curvatura, ecuación 14 y ( $h_b$ ) que es la altura libre del alma, revisar ecuación 15.

$$r_{xb} = \sqrt{\frac{I_{xb}}{A_b}} \quad (10)$$

$$r_{yb} = \sqrt{\frac{I_{yb}}{A_b}} \quad (11)$$

$$C_{wb} = t_{bf} \cdot h_{ob}^2 \cdot \frac{b_{bf}^3}{24} \quad (12)$$

$$h_{ob} = d_b - t_{bf} \quad (13)$$

$$k_b = t_{bf} - r_b \quad (14)$$

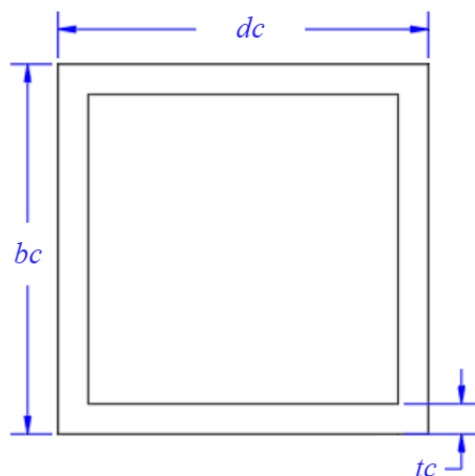
$$h_b = d_b - 2k_b \quad (15)$$

#### **3.10.4 Propiedades de la columna**

Se establece las propiedades geométricas y mecánicas de columna, altura de la sección ( $d_c$ ), ancho de la sección ( $b_c$ ), el espesor de pared ( $t_c$ ), radio de curvatura ( $r_c$ ) datos que se muestra en la Figura 40. Se procede a calcular sus propiedades de resistencia y rigidez, como la constante torsional de St. Venant ( $J_c$ ), el área de la sección transversal bruta ( $A_c$ ), los módulos elásticos ( $S_{xb}$ ) y plástico ( $Z_{xb}$ ) respecto al eje X, los módulos elásticos ( $S_{yb}$ ) y plástico ( $Z_{yb}$ ) respecto al eje Y y los momentos de inercia principales ( $I_{xc}$ ,  $I_{yc}$ ).

**Figura. 40**

Perfil cuadrado de 250 x 250 x 6 mm Propiedades geométricas.



Para determinar las capacidades mecánicas de estos elementos, se emplean parámetros fundamentales como los radios de giro ( $r_{xc}$ ,  $r_{yc}$ ) ecuación 16 y 17, junto a la constante de torsión de alabeo ( $C_{wc}$ ) siendo está el valor de cero. Asimismo, el cálculo integra dimensiones críticas de la geometría interna, incluyendo ( $h_{oc}$ ), ecuación 18

$$r_{xc} = \sqrt{\frac{I_{xc}}{A_c}} \quad (16)$$

$$r_{yc} = \sqrt{\frac{I_{yc}}{A_c}} \quad (17)$$

$$h_{oc} = d_c - t_c \quad (18)$$

### 3.10.5 Cargas gravitacionales aplicadas.

Se considero que el uso de la estructura es de carácter residencial, se fija una carga viva de servicio  $L$  de acuerdo con las disposiciones de la norma NEC-SE-CG (Sección 4.2), la cual establece un valor normativo de 2 kN/m<sup>2</sup> para proyectos de viviendas unifamiliares y bifamiliares.

Se establece los casos de carga permanente ( $C_p$ ), siendo este  $2kN/m^2$  y carga viva ( $C_v$ )  $3.56 KN/m^2$  (Ramos & Yanza, 2024). Seguidamente se calcula las cargas gravitacionales ( $CP$ ) y ( $CV$ ) con las ecuaciones 19 y 20.

$$CP = L \cdot Cp \quad (19)$$

$$CV = L \cdot Cv \quad (20)$$

### **3.10.6 Diseño sismorresistente de la viga**

El proceso inicia con el cálculo del pandeo local en los elementos de la sección (alas y alma), seguido de la verificación de la longitud no arriostrada en la viga y el cálculo de los momentos flectores generados por las solicitaciones de carga en la viga. Posteriormente, se obtiene los momentos últimos de diseño para establecer la resistencia de cálculo (minorada) del elemento; este procedimiento concluye con la obtención del factor de utilización, definido por en la demanda estructural y la capacidad real de la viga.

### **3.10.7 Diseño sismorresistente de la columna**

El análisis comienza con la inspección de las cargas axiales y los momentos flectores derivados de las combinaciones de carga, estableciendo así las solicitaciones últimas que actúan sobre las columnas. Tras evaluar el pandeo local, se analiza el comportamiento bajo flexo compresión para precisar las longitudes efectivas en ambos ejes (X-Y), la resistencia a flexión y compresión. Finalmente, se determinan parámetros críticos como las longitudes características, el momento plástico y el esfuerzo crítico de pandeo, culminando en la obtención del índice de desempeño a través de la relación *demanda/capacidad*.

### **3.10.8 Análisis del pórtico**

Se configuró en el programa un factor de longitud efectiva  $K_y=1$ . Posteriormente, se identificaron los nodos correspondientes y se aplicaron ajustes manuales (*overwrites*). El resultado

indica que todas las columnas están sometidas a flexo compresión bajo cada una de las combinaciones de carga analizadas.

### 3.10.9 Definición de rotulas plásticas.

Se incluye el factor que caracteriza el aumento de resistencia del acero tras su plastificación, conocido como factor de endurecimiento por deformación ( $C_{pr}$ ), Se estima el momento máximo probable en la ubicación de la rótula plástica ( $M_{pr}$ ), un parámetro fundamental para el diseño por capacidad en estructuras sismorresistentes, Se define la longitud libre entre rótulas plásticas ( $L_h$ ), que corresponde a la distancia medida entre las secciones críticas donde se forman las articulaciones plásticas en los extremos de un elemento, como una viga, Se calcula la fuerza cortante asociada a la capacidad a flexión de la rótula plástica ( $V_P$ ), la cual se deriva del momento máximo esperado en dicha sección y la geometría del elemento, carga distribuida en vigas ( $Q$ ) y carga gravitacional en la rótula plástica ( $V_g$ ). Revisar las ecuaciones de la 21-25. ( $S_h$ ) Corresponde a la distancia desde la cara de la columna hasta la sección crítica donde se forma la rótula plástica.

$$C_{pr} = \min\left(\frac{F_{yb} + F_{ub}}{2 \cdot F_{yb}}, 1.2\right) \quad (21)$$

$$M_{pr} = C_{pr} \cdot R_{yb} \cdot Z_{xb} \cdot F_{yb} \quad (22)$$

$$L_h = L - 2 \cdot S_h - d_c \cdot F_{yb} \quad (23)$$

$$Q = (1.2L + 0.2 \cdot S_{DS}) \cdot CP + \gamma \cdot CV \quad (24)$$

$$V_g = Q \cdot \frac{L_h}{2} \quad (25)$$

### **3.10.10 Relación viga-columna**

Se verifica el principio de columna fuerte/viga débil al analizar la relación de momentos en la junta, donde un valor de la relación viga/columna es mayor a 1 no cumple, por lo que procedemos a reforzar la junta ya mencionada anteriormente.

### **3.10.11 Zona panel.**

La resistencia requerida en la zona del panel de la columna se determina a partir de la sumatoria de los momentos máximos probables que puede generar la viga conectadas al nudo, sustrayendo el corte máximo esperado. Se determina la demanda de corte en la zona del panel tomando los momentos máximos esperados de la viga que se encuentran en la columna. Para este cálculo, se considera el menor valor entre la capacidad resistente y momento máximo probable de viga, con el fin de establecer el esfuerzo que efectivamente transferirán al nudo.

Se calcula la longitud libre de la columna ( $L_V$ ), Corte esperado en la columna por capacidad de vigas ( $V_{uc\_vigas}$ ), corte último esperado en la columna ( $V_{uc\_1}$ ), corte último esperado en columnas ( $V_{uc}$ ) y demanda por corte en panel ( $R_u$ ).

Posteriormente, se evalúa la capacidad resistente de la zona del panel. Este proceso incluye verificar que la capacidad de corte sea suficiente comparándola con la demanda (relación demanda/capacidad). También se determina si se requiere reforzar con planchas adosadas al alma de la columna, para lo cual se calcula su espesor necesario.

- **Revisión especial de columnas:** En esta revisión, se evalúa la resistencia axial de las columnas aplicando un aumento de carga sísmica, la cual no tiene que superar la capacidad máxima de transferencia de carga del elemento. El factor de amplificación parte de la relación entre el momento máximo probable de la viga conectada y el momento último de la columna.

### ***3.10.12 MEF para la junta viga-columna.***

Para el análisis mediante el Método de Elementos Finitos en ANSYS, se modeló y evaluó una secuencia progresiva de seis configuraciones de la conexión viga-columna, partiendo de un diseño base y añadiendo sucesivos refuerzos:

**Configuración 1 (Base):** Se modeló la conexión metálica original entre la viga y la columna, sin elementos de refuerzo adicionales.

**Configuración 2 (Rigidizador Local):** Se añadieron rigidizadores diagonales en forma de rombo en el interior del panel de la columna, con un espesor de 2 cm.

**Configuración 3 (Rigidizador Continuo):** Se incrementó la longitud de los rigidizadores diagonales, extendiéndolos a lo largo de toda la altura de la columna dentro del panel.

**Configuración 4 (Relleno de Hormigón):** Se rellenó completamente el núcleo interno de la columna tubular con hormigón de resistencia  $f_c' = 240 \text{ kg/cm}^2$ , conformando una sección compuesta acero-hormigón.

**Configuración 5 (Placa Lateral):** Se incorporó una placa de refuerzo en la cara lateral de la columna, ubicada en la unión con el alma de la viga.

**Configuración 6 (Refuerzo Integral):** Como etapa final, se combinaron las mejoras más efectivas, agregando placas de refuerzo en las alas de la viga a la configuración previamente optimizada.

Este proceso secuencial permite aislar y cuantificar la contribución individual de cada estrategia de refuerzo a la resistencia, rigidez y capacidad de disipación de energía de la conexión.

### ***3.10.13 Comparativa económica.***

El análisis de costos es un componente esencial para valorar alternativas estructurales, ya que facilita comparar no solo la capacidad resistente de las conexiones, sino también su factibilidad práctica y económica. Este estudio compara financieramente dos opciones de unión entre una viga

IPE 240 y una columna tubular: una conexión básica y otra reforzada, apta para marcos de momento intermedio. La evaluación incluye los costos directos de materiales, mano de obra y equipos, con base en precios de referencia vigentes en Cuenca, Ecuador. El propósito es cuantificar el impacto económico de cada alternativa y fundamentar la elección de aquella solución que cumpla con la normativa y ofrezca un desempeño sísmico confiable.

## CAPITULO IV

### MODELADO Y RESULTADOS

En el presente capítulo se detalla el desempeño de conexiones soldadas mediante análisis de elementos finitos. El sistema modelado consiste en una columna tubular y una viga tipo I, para Pórticos de Momento Intermedio (IMF), conforme a las normas ANSI/AISC 360-22 y 341-2022.

El presente estudio se centra en el análisis numérico de la conexión, prescindiendo de su validación experimental. En consecuencia, no se fabricarán probetas para ensayos físicos, limitándose la investigación al diseño de un modelo computacional. Este modelo tiene como objetivo predecir el modo de falla y evaluar la capacidad sísmica de la conexión, proporcionando una perspectiva teórica fundamental.

#### 4.1 Geometría del pórtico

Se tiene un pórtico definido geoméricamente por una altura de columnas y una longitud de vigas específicas en cada nivel, organizado en un número determinado de pisos y tramos en ambas direcciones principales, los datos extraídos en la Tabla 12, también se muestra sus respectivas dimensiones y la ubicación de la junta de estudio en la Figura 40.

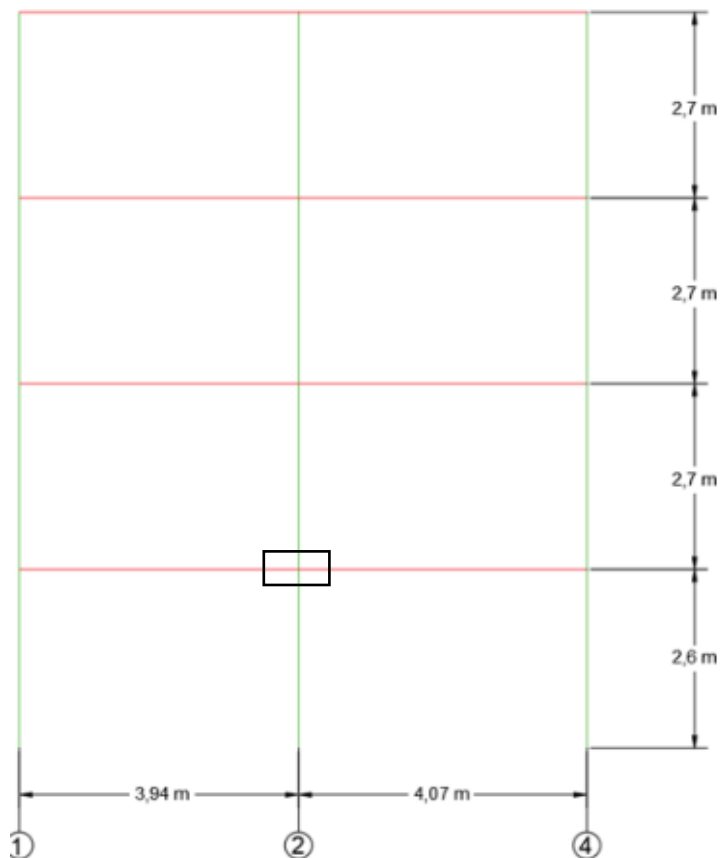
**Tabla 12**

Geometría del pórtico. Tabla extraída de (Ramos & Yanza, 2024).

| Descripción                   | Medidas y unidades   |
|-------------------------------|----------------------|
| <b>Longitud de cada tramo</b> | $L = 4.07 \text{ m}$ |
| <b>Altura del piso</b>        | $H = 2.70 \text{ m}$ |
| <b>Número de pisos</b>        | $N_{pisos} = 4$      |
| <b>Número de tramos</b>       | $N_{tramos} = 2$     |

**Figura. 41**

Dimensiones y ubicación de la junta de estudio. Figura extraída de (Ramos & Yanza, 2024).



#### 4.2 Propiedades de los materiales

Para la correcta caracterización del material en el entorno de simulación, se han definido los parámetros técnicos del acero estructural A-36. Estas propiedades proporcionan la base necesaria para el análisis de esfuerzos y deformaciones, permitiendo una transición precisa hacia el estudio de su comportamiento inelástico, los cuales se muestra en la Tabla 13.

**Tabla 13**

Propiedades de los materiales.

| <b>Descripción</b>                               | <b>Valor</b>               |
|--------------------------------------------------|----------------------------|
| Tensión cedente de la viga principal             | $F_{yb} = 250 \text{ MPa}$ |
| Tensión cedente de la columna                    | $F_{yc} = 250 \text{ MPa}$ |
| Tensión cedente de las planchas                  | $F_{yp} = 250 \text{ MPa}$ |
| Módulo de elasticidad                            | $E = 200000 \text{ MPa}$   |
| Tensión última de la viga principal              | $F_{ub} = 400 \text{ MPa}$ |
| Tensión cedente de la viga transversal           | $F_{ys} = 250 \text{ MPa}$ |
| Factor de sobre resistencia de la viga principal | $R_{yb} = 1.5$             |
| Factor de sobre resistencia de la columna        | $R_{yc} = 1.5$             |

### 4.3 Geometría y Propiedades de los perfiles a utilizar

#### 4.3.1 Viga tipo IPE 240.

a) Datos de la sección

**Tabla 14**

Datos de la sección de la viga IPE 240.

| <b>Datos de sección</b> |                           |                     |                                 |
|-------------------------|---------------------------|---------------------|---------------------------------|
| Altura de la sección    | $d_b = 240 \text{ mm}$    | Área gruesa         | $A_b = 39.43 \text{ cm}^2$      |
| Ancho del ala           | $b_{bf} = 120 \text{ mm}$ | Módulo elástico "X" | $S_{xb} = 327.21 \text{ cm}^3$  |
| Espesor del ala         | $t_{bf} = 9.8 \text{ mm}$ | Módulo plástico "X" | $Z_{xb} = 369 \text{ cm}^3$     |
| Espesor del alma        | $t_{bw} = 6.2 \text{ mm}$ | Inercia en "X"      | $I_{xb} = 3926.58 \text{ cm}^4$ |
| Radio de curvatura      | $r_b = 15 \text{ mm}$     | Inercia en "Y"      | $I_{yb} = 283.93 \text{ cm}^4$  |
| Constante torsional     | $J_b = 9.36 \text{ cm}^4$ |                     |                                 |

b) Cálculo de propiedades

**Tabla 15**

Cálculo de propiedades de la viga IPE 240.

| Descripción                            | Cálculo                                                                      |
|----------------------------------------|------------------------------------------------------------------------------|
| Radio de giro en "X"                   | $r_{xb} = \sqrt{\frac{I_{xb}}{A_b}} = 9.979 \text{ cm}$                      |
| Radio de giro en "Y"                   | $r_{yb} = \sqrt{\frac{I_{yb}}{A_b}} = 2.695 \text{ cm}$                      |
| Constante de torsión de alabeo         | $C_{wb} = t_{bf} \cdot h_{ob}^2 \frac{b_{bf}^2}{24} = 37391.18 \text{ cm}^6$ |
| Altura libre del alma                  | $h_b = d_b - 2k_b = 190.4 \text{ mm}$                                        |
| Espesor del ala + curvatura            | $k_b = t_{bf} + r_b = 24.8 \text{ mm}$                                       |
| Distancia entre centroides de las alas | $h_{ob} = d_b - t_{bf} = 230.2 \text{ mm}$                                   |

#### 4.3.1 Columna tubular 250x250x6 mm.

a) Datos de la sección

**Tabla 16**

Datos de sección de la columna.

| Datos de sección     |                            |                     |                                 |
|----------------------|----------------------------|---------------------|---------------------------------|
| Altura de la sección | $d_c = 250 \text{ mm}$     | Inercia en "X"      | $I_{xc} = 5814.23 \text{ cm}^4$ |
| Ancho de la sección  | $b_c = 250 \text{ mm}$     | Inercia en "Y"      | $I_{yc} = 5814.23 \text{ cm}^4$ |
| Espesor de pared     | $t_c = 6 \text{ mm}$       | Constante torsional | $J_b = 8.716 \text{ cm}^4$      |
| Radio de curvatura   | $r_c = 0 \text{ mm}$       |                     |                                 |
| Área gruesa          | $A_c = 58.56 \text{ cm}^2$ |                     |                                 |
| Constante torsional  | $J_b = 8.716 \text{ cm}^4$ |                     |                                 |

## b) Cálculo de propiedades

**Tabla 17**

Cálculo de propiedades de la columna.

| <b>Descripción</b>                      | <b>Cálculo</b>                                              |
|-----------------------------------------|-------------------------------------------------------------|
| Radio de giro en "X"                    | $r_{xc} = \sqrt{\frac{I_{xc}}{A_c}} = 9.96 \text{ cm}$      |
| Radio de giro en "Y"                    | $r_{yc} = \sqrt{\frac{I_{yc}}{A_c}} = 9.96 \text{ cm}$      |
| Constante de torsión de alabeo          | $C_{wb} = 0$                                                |
| Módulo elástico "X"                     | $S_{xc} = 2 \cdot \frac{I_{xc}}{d_c} = 465.14 \text{ cm}^3$ |
| Módulo elástico "Y"                     | $S_{yc} = 2 \cdot \frac{I_{yc}}{b_c} = 465.14 \text{ cm}^3$ |
| Módulo plástico "X"                     | $Z_{xc} = 535.93 \text{ cm}^3$                              |
| Módulo plástico "Y"                     | $Z_{yc} = 535.93 \text{ cm}^3$                              |
| Distancia entre pared externa e interna | $h_{0c} = d_c - t_c = 244 \text{ mm}$                       |

**4.5 Diseño sismorresistente de la viga.****4.5.1 Pandeo local de la viga**

En modo de precautelar el pandeo local se define y demuestra una ductilidad alta en alas y alma de la viga y que se logre cumplir las condiciones que dicta el ANSI/AISC 341-22 caso contrario, si incumple, la sección de la viga esta se modifica para evitar fallas que limiten ductilidad véase el cálculo realizado en la Tabla 18.

**Tabla 18**

Revisión del pandeo local de la viga.

| Elemento               | Descripción                                  | Cálculo                                                   |
|------------------------|----------------------------------------------|-----------------------------------------------------------|
| <b>Ala de la viga</b>  | Esbeltez calculada<br>( $\lambda_{ala}$ )    | $\frac{b_{bf}}{2t_{bf}} = 6.12$                           |
|                        | Esbeltez máxima<br>( $\lambda_{ala\_max}$ )  | $0.38 \cdot \sqrt{\frac{E}{R_{yb} \cdot F_{yb}}} = 8.78$  |
| <b>Alma de la viga</b> | Esbeltez calculada<br>( $\lambda_{alma}$ )   | $\frac{h_b}{t_{bw}} = 30.71$                              |
|                        | Esbeltez máxima<br>( $\lambda_{alma\_max}$ ) | $5.4(1 - C_a)^{2.3} \sqrt{\frac{E}{R_{yb} \cdot F_{yb}}}$ |
|                        | $C_a = 0.191$                                | $(\lambda_{alma\_max}) = 76.39$                           |

**Tabla 19**

Verificación pandeo local de la viga.

| Verificación                                  |           |
|-----------------------------------------------|-----------|
| $(\lambda_{ala}) \leq (\lambda_{ala\_max})$   | <b>OK</b> |
| $(\lambda_{alma}) \leq (\lambda_{alma\_max})$ | <b>OK</b> |

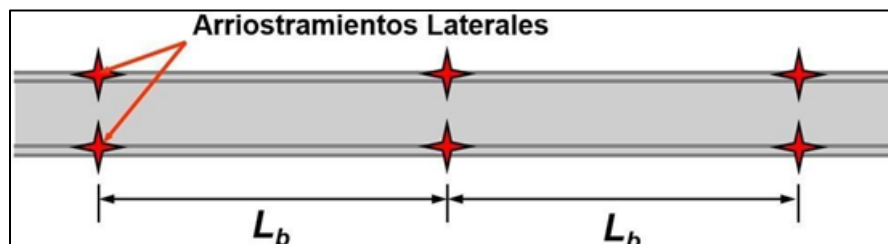
**4.5.2 Revisión de longitud no arriostrada de la viga.**

Es esencial que la viga cumpla la alta ductilidad según la normativa AISC 341-22, es decir soportar lateralmente en ambas alas, para controlar el pandeo lateral torsional, en caso de que no

cumpla, se deberá aumentar la cantidad de soportes laterales o la sección de la viga, se determina el cálculo realizado en la Tabla 19.

**Figura. 42**

Arriostramiento lateral. Figura extraída de (Santos, 2024).



**Tabla 20**

Longitud no arriostrada de la viga.

| Descripción                                            | Cálculo                                                                     |
|--------------------------------------------------------|-----------------------------------------------------------------------------|
| Numero de soportes laterales de viga ( $N_{sl}$ )      | $N_{sl} = 4$                                                                |
| Longitud no arriostrada de viga ( $L_b$ )              | $\frac{L}{(N_{sl} + 1)} = 0.814 \text{ m}$                                  |
| Longitud no arriostrada de viga máxima ( $L_{b,max}$ ) | $0.095 \cdot r_{yb} \cdot \frac{L}{(R_{yb} \cdot F_{yb})} = 1.36 \text{ m}$ |

**Tabla 21**

Verificación de longitud no arriostrada.

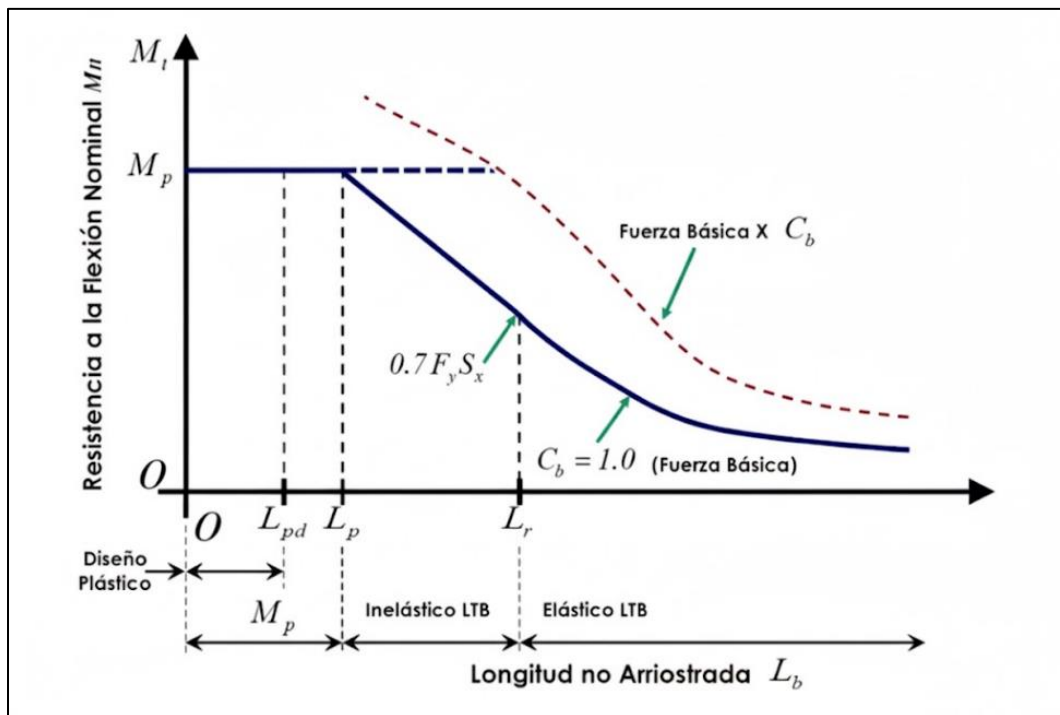
| Verificación             |           |
|--------------------------|-----------|
| $(L_b) \leq (L_{b,max})$ | <b>OK</b> |

### 4.5.3 Revisión de la viga por flexión.

Se tiene la evaluación estructural de las vigas, detallando su capacidad resistente mediante la verificación de las longitudes límite y de soporte lateral. El análisis incluyó la determinación de la resistencia minorada a la flexión y la validación de la relación demanda/capacidad frente a los momentos últimos. En todos los parámetros evaluados, los resultados cumplen satisfactoriamente con la normativa vigente, resultados en la Tabla 22 Y 23.

**Figura. 43**

Revisión de la viga por flexión. Figura extraída (Chicaiza & Velez, 2023)



**Tabla 22**

Revisión de la viga por flexión.

| <b>Descripción</b>                               | <b>Cálculo</b>                                                            |
|--------------------------------------------------|---------------------------------------------------------------------------|
| Longitud límite de comportamiento plástico       | $L_p = 1.76 \cdot r_{yb} \cdot \sqrt{\frac{E}{F_{yb}}} = 1.336 \text{ m}$ |
| Longitud no soportada lateralmente               | $L_b = 0.814 \text{ m}$                                                   |
| Momento plástico                                 | $M_p = Z_{xb} \cdot F_{yb} = 92.25 \text{ kN} \cdot \text{m}$             |
| Resistencia nominal a flexión                    | $M_n = M_p = 92.25 \text{ kN} \cdot \text{m}$                             |
| Resistencia minorada a flexión ( $\phi = 0.90$ ) | $\phi \cdot M_n = 83.03 \text{ kN} \cdot \text{m}$                        |
| Momento último en viga                           | $M_u = 12.45 \text{ kN} \cdot \text{m}$                                   |

**Tabla 23**

Verificación de la viga por flexión.

| <b>Verificación</b>                                |           |
|----------------------------------------------------|-----------|
| $(L_b) \leq (L_p)$                                 | <b>OK</b> |
| Relación $d/c = \frac{M_u}{\phi \cdot M_n} \leq 1$ | <b>OK</b> |

#### 4.6 Diseño sismorresistente de la columna

La sección del área gruesa de columna debe cumplir con la condición de miembros de alta ductilidad, conforme a las Norma ANSI/AISC 341-22 para evitar pandeo local. Si la sección de la

columna no cumple, se deberá cambiar la misma al menos en su espesor para evitar una falla frágil que pueda limitar su ductilidad.

#### 4.6.1 Pandeo local de la columna.

La sección del área gruesa de columna debe cumplir con la condición de miembros de alta ductilidad, conforme a las Norma ANSI/AISC 341-22 a fin de prevenir pandeo local. Si la sección de la columna no cumple, se deberá cambiar la misma al menos en su espesor a fin de evitar una falla frágil que pueda mitigar su ductilidad se determina el cálculo realizado en Tabla 24 y su respectiva verificación en la Tabla 25.

**Tabla 24**

Revisión del pandeo local de la columna.

| Descripción                                     | Cálculo                                                                                           |
|-------------------------------------------------|---------------------------------------------------------------------------------------------------|
| Relación ancho-espesor calculada                | $\lambda_c = \frac{b_{c1}}{t_c} = 39.667$                                                         |
| Límite para ductilidad alta<br>$C_{ac} = 0.129$ | $\lambda_{hd} = 2.25 \cdot (1 - 1.04 \cdot C_{ac}) \sqrt{\frac{E}{R_{yc} \cdot F_{yc}}} = 48.976$ |
| Límite para ductilidad moderada                 | $\lambda_{md} = 3.76 \cdot (1 - 3.05 \cdot C_{ac}) \sqrt{\frac{E}{R_{yc} \cdot F_{yc}}} = 52.607$ |
| Límite para ductilidad optima                   | $\lambda_d = \min(\lambda_{hd}, \lambda_{md}) = 48.976$                                           |

**Tabla 25**

Verificación pandeo local de la columna.

| Verificación               |           |
|----------------------------|-----------|
| $\lambda_c \leq \lambda_d$ | <b>OK</b> |

#### 4.6.2 Revisión por flexo-compresión de columna.

Para cumplir con los requisitos del AISC 341-22 el diseño de columnas bajo flexo-compresión no solo debe satisfacer la resistencia nominal, sino también garantizar una capacidad de deformación inelástica adecuada véase el cálculo realizado en la Tabla 27.

- **Definición de longitud efectiva.**

**Tabla 26**

Análisis en dirección Y.

---

Se considera que en esta dirección no tiene  $K_y = 1$  traslacionalidad por lo tanto se adopta:

---

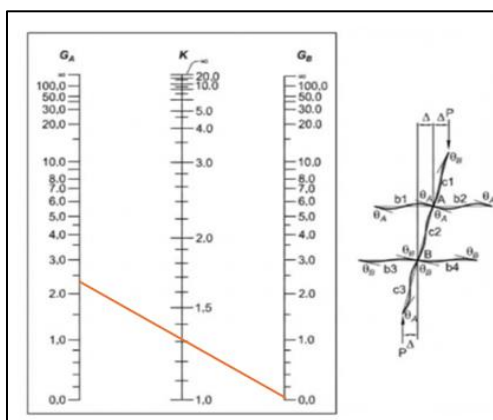
**Tabla 27**

Análisis en dirección X.

| Descripción                                                     | Cálculo                                                                                                    |
|-----------------------------------------------------------------|------------------------------------------------------------------------------------------------------------|
| Módulo de rigidez en la base de columna debido al empotramiento | $G_B = 0.05$                                                                                               |
| Módulo de rigidez en el tope de la columna                      | $G_A = \frac{2 \cdot E \cdot I_{xc} \cdot H}{2 \cdot E \cdot I_{xb} \cdot L} = 2.23$                       |
| Factor de longitud efectiva en "X"                              | $K_x = \frac{\sqrt{1.6 \cdot G_A \cdot G_B + 4 \cdot (G_A + G_B) + 7.5}}{\sqrt{(G_A + G_B) + 7.5}} = 1.31$ |

Figura. 44

Verificación factor  $K_x$ . Figura extraída de (Chicaiza & Velez, 2023).



- Resistencia a la compresión.

Tabla 28.

Resistencia a la compresión.

| Descripción                     | Cálculos                                                                    | Descripción                                    | Cálculos                                                   |
|---------------------------------|-----------------------------------------------------------------------------|------------------------------------------------|------------------------------------------------------------|
| Longitud libre de la columna X. | $L_{bx} = H - d_b = 2.46 \text{ m}$                                         | Esbeltez de la columna en X                    | $\frac{K_x \cdot L_{bx}}{r_{xc}} = 32.36$                  |
| Longitud libre de la columna Y. | $L_{by} = H - d_b = 2.46 \text{ m}$                                         | Esbeltez de la columna en Y                    | $\frac{K_y \cdot L_{by}}{r_{yc}} = 24.69$                  |
| Esbeltez máxima entre X y Y.    | $E_{max} = 32.36$                                                           | Esbeltez límite para definir pandeo inelástico | $E_{limite} = 4.71 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}} = 133.32$ |
| Tensión crítica de pandeo .     | $F_{cr} = 0.658^{\lambda_{c.1}} \cdot F_{yc} = 236499 \frac{kN}{m^2}$       | Resistencia nominal a compresión               | $P_{n1} = A_c \cdot F_{cr} = 1384.944 \text{ kN}$          |
| Factor de esbeltez.             | $\lambda_{c.1} = \frac{E_{max}}{\pi} \cdot \sqrt{\frac{F_{yc}}{E}} = 0.364$ |                                                |                                                            |

Tabla 29

Tipo de pandeo.

| Verificación              |                    |
|---------------------------|--------------------|
| $E_{max} \leq E_{limite}$ | Pandeo Inelástico. |

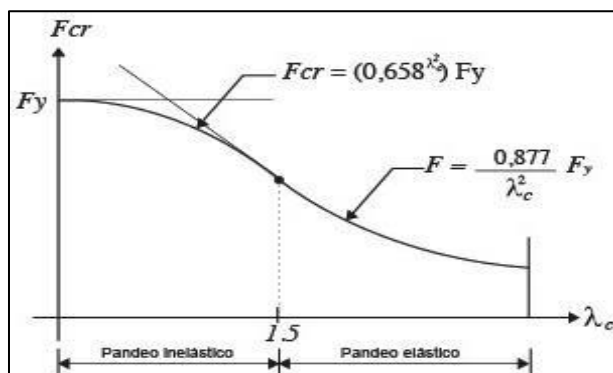
Tabla 30

Resistencia minorada a compresión.

| Resistencia minorada |            |
|----------------------|------------|
| $\phi \cdot P_{n1}$  | 1246.45 kN |

Figura. 45

Grafica para el tipo de pandeo. (Chicaiza &amp; Velez, 2023).



- **Resistencia a la flexión.**

A continuación, se procede al cálculo de la resistencia a flexión de la columna, un parámetro fundamental para evaluar su capacidad estructural bajo solicitaciones laterales y momentos flectores. Este cálculo, considera la interacción entre flexión y compresión axial, la clasificación de la sección según su esbeltez local, y los mecanismos de falla por fluencia o pandeo

lateral-torsional, con el fin de verificar que el elemento cumple con los requisitos de seguridad y desempeño exigidos en el diseño.

**a) Longitudes características.**

**Tabla 31**

Longitudes características.

| Descripción                                                     | Cálculo                                                     |
|-----------------------------------------------------------------|-------------------------------------------------------------|
| Longitud no soportada lateralmente                              | $L_b = L_{by} = 2.46 \text{ m}$                             |
| Longitud límite de comportamiento plástico                      | $L_p = 1.76 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}} = 4.96 \text{ m}$ |
| Longitud límite del comportamiento lateral torsional inelástico | $L_r = 0.628 \text{ m}$                                     |

**b) Momento Plástico y Tensión Crítica**

**Tabla 32**

Momento plástico y tensión crítica.

| Descripción                                                                   | Cálculo                                                                                                                |
|-------------------------------------------------------------------------------|------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|
| Momento plástico                                                              | $M_p = Z_{xc} \cdot F_{yc} = 133.983 \text{ kN} \cdot \text{m}$                                                        |
| Momento resistente del comportamiento por pandeo lateral torsional inelástico | $M_r = 0.7 \cdot A_c \cdot F_{cr} = 81.39 \text{ kN} \cdot \text{m}$                                                   |
| Tensión crítica por pandeo lateral torsional                                  | $F_{cr} = C_b \cdot \pi^2 \cdot \frac{E}{\left(\frac{L_b}{r_{ts}}\right)^2} = 9948540.36 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$ |

## c) Resistencia a flexión.

Tabla 33

Resistencia a flexión.

| Descripción                                     | Valor                                                  |
|-------------------------------------------------|--------------------------------------------------------|
| Resistencia nominal a flexión                   | $M_{n1} = M_p = 133.983 \text{ kN} \cdot \text{m}$     |
| Resistencia minorada a flexión<br>$\phi = 0.90$ | $\phi \cdot M_{n1} = 120.58 \text{ kN} \cdot \text{m}$ |

## d) Verificación demanda/capacidad.

Tabla 34

Relación carga ultima y nominal.

| Descripción                                          | Valor y cálculo                         |
|------------------------------------------------------|-----------------------------------------|
| Carga ultima                                         | $P_u = 283800 \text{ N}$                |
| Relación de cargas ultima y nominal<br>$\phi = 0.90$ | $\frac{P_u}{\phi \cdot P_{n1}} = 0.228$ |
| $I$                                                  | 0.319                                   |

Tabla 35

Demanda/Capacidad.

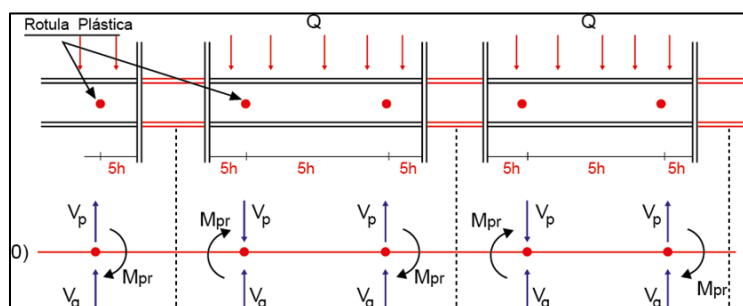
| Verificación |    |
|--------------|----|
| $I \leq 1$   | OK |

## 4.7 Rotula plástica.

Por consiguiente, se calcula la capacidad a flexión asociada a la formación de la rótula plástica, un estado límite fundamental en el diseño por capacidad de estructuras sismorresistentes. Este cálculo, busca establecer el momento máximo probable ( $M_{pr}$ ) que la dimensión puede desarrollar tras la plastificación del acero, además del efecto de endurecimiento por deformación ( $C_{pr}$ ). El resultado define la demanda de corte en elementos adyacentes y es esencial para garantizar un mecanismo de falla dúctil y jerarquizado. En la Figura 46 se muestra donde está ubicada la rótula plástica.

**Figura. 46**

Rotula plástica. Figura extraída de (Chicaiza & Velez, 2023)



**Tabla 36**

Longitudes rotula plástica.

|                                                                      |                                                |
|----------------------------------------------------------------------|------------------------------------------------|
| Distancia donde ocurre la rótula plástica. Se asume una conexión KBB | $S_h = 0.4 \text{ m}$                          |
| Longitud entre rotulas plásticas                                     | $L_h = L - 2 \cdot S_h - d_c = 3.02 \text{ m}$ |

**Tabla 37**

Obtención rótula plástica.

| <b>Descripción</b>                                                      | <b>Valor y cálculo</b>                                                                      |
|-------------------------------------------------------------------------|---------------------------------------------------------------------------------------------|
| Factor de endurecimiento por deformación del acero utilizado en la viga | $C_{pr} = 1.2$                                                                              |
| Momento máximo esperado en la rótula plástica                           | $M_{pr} = C_{pr} \cdot R_{yb} \cdot Z_{xb} \cdot F_{yb} = 166.05 \text{ kN} \cdot \text{m}$ |
| Corte por capacidad en la rótula plástica                               | $V_p = 2 \cdot \frac{M_{pr}}{L_h} = 109.97 \text{ kN}$                                      |
| Carga distribuida en la viga                                            | $Q = 31.89 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$                                                      |
| Corte gravitacional en la rótula plástica                               | $V_g = Q \cdot \frac{L_h}{2} = 48.154 \text{ kN}$                                           |

#### 4.8 Columna fuerte- viga débil.

Se comprueba el criterio de columna fuerte-viga débil, en el análisis se compara la sumatoria de las capacidades a flexión de las columnas que concurren a un nudo con la sumatoria de los momentos máximos probables de las vigas en él que converge.

**Tabla 38**

Revisión columna fuerte- viga débil.

| Descripción                                   | Valor y cálculo                                                                                     |
|-----------------------------------------------|-----------------------------------------------------------------------------------------------------|
| Momento máximo esperado en la rótula plástica | $M_{pr} = C_{pr} \cdot R_{yb} \cdot Z_{xb} \cdot F_{yb} = 166.05 \text{ kN} \cdot \text{m}$         |
| Momento nominal en la columna                 | $M_{pc} = Z_{xc} \cdot \left( F_{yb} - \frac{P_u}{A_c} \right) = 108.011 \text{ kN} \cdot \text{m}$ |
| Relación $\frac{M_{pc}}{M_{pr}}$              | 0.650                                                                                               |

**Tabla 39**Relación  $M_{pc}/M_{pr}$ .

| Verificación                |               |
|-----------------------------|---------------|
| $\frac{M_{pc}}{M_{pr}} > 1$ | <b>NO</b>     |
|                             | <b>CUMPLE</b> |

"El diseño no cumple el criterio sísmico fundamental de 'Columna Fuerte - Viga Débil', ya que la suma de las capacidades a momento de las columnas en los nudos es inferior a 1. Esto puede generar un mecanismo de colapso frágil por formación de rótulas plásticas en columnas ante un evento sísmico severo. Por lo cual se procede a darle una solución a este inconveniente en nuestra junta ya mencionada.

#### 4.9 Descripción geométrica para diseño de conexión viga-columna

Para el análisis mediante el Método de Elementos Finitos (MEF), se establecieron seis configuraciones o tipologías distintas para darle una solución a la conexión principal. En todas

ellas, se consideró que la unión entre las placas se ejecuta con soldadura de penetración completa (*CJP*). Se realiza un proceso desde la conexión principal, entre la viga IPE240 y la columna tubular 250 x 250 x 6 mm, cabe recalcar que el material a ocupar será el acero estructural ASTM A36 como material para todos los elementos del modelo, para el modelo 1-D como se muestra en la Figura 50 se utilizará hormigón de  $f'c=240 \text{ cm/cm}^2$ . Las características de cada unión se detallan a continuación:

**Tabla 40**

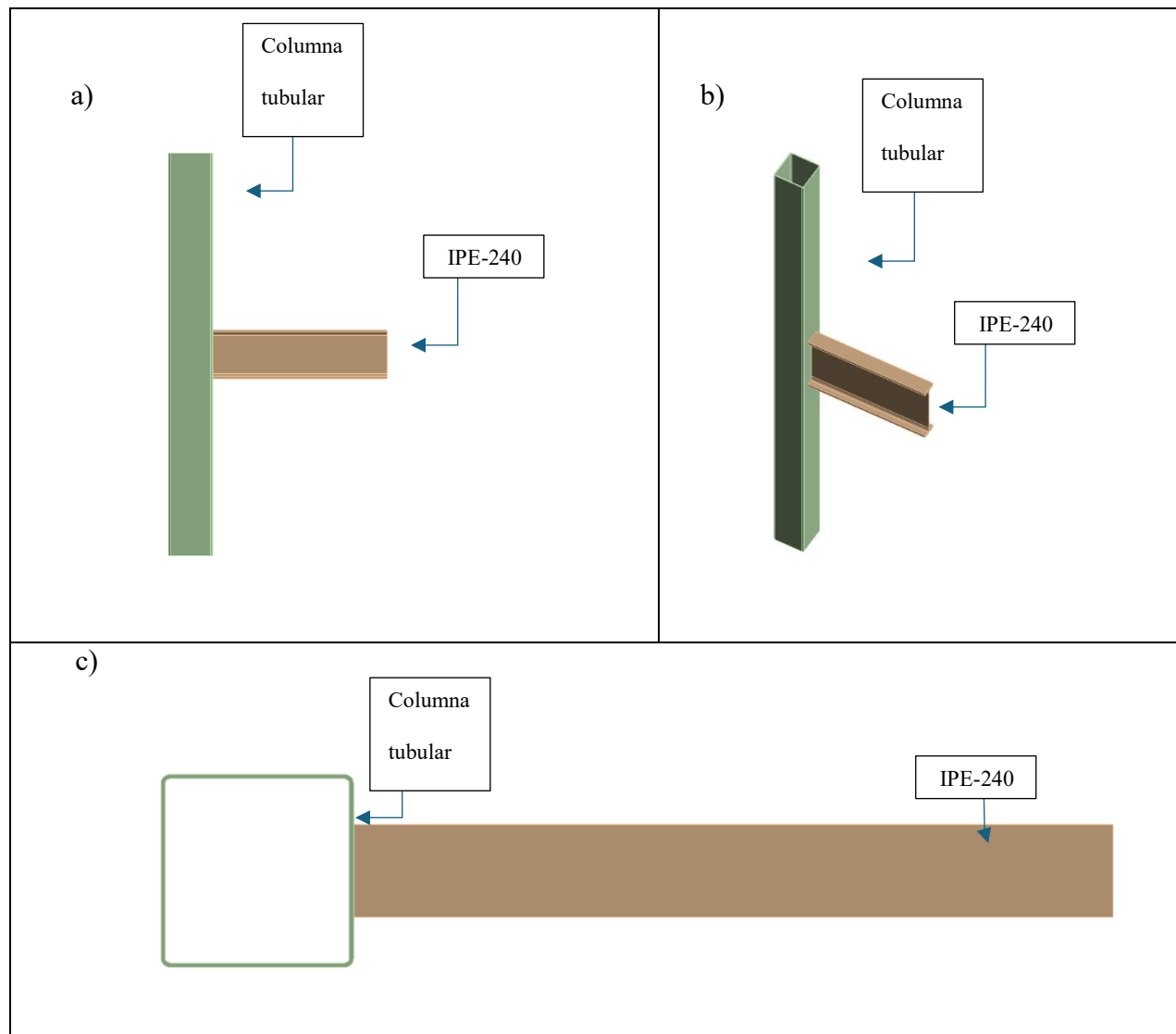
Elemento de conexión 1-A

| <b>Cantidad</b> | <b>Elemento</b> | <b>Dimensión</b> |
|-----------------|-----------------|------------------|
| 1               | Columna Tubular | 250 x 250 x 6 mm |
| 1               | Viga I          | IPE-240          |

**Figura. 47**

Elementos de conexión 1-A , siendo a) vista del corte A-A b) perspectiva y c) vista en planta.

Elaboración propia.



**Tabla 41**

Elementos de conexión 1-B.

| Cantidad | Elemento        | Dimensión        |
|----------|-----------------|------------------|
| 1        | Columna Tubular | 250 x 250 x 6 mm |
| 1        | Viga I          | IPE-240          |
| 4        | Rigidizador     | 400 x 150 x 6 mm |

**Figura. 48**

Elementos de conexión 1-B , siendo a) vista del corte A-A b) perspectiva y c) vista en planta.

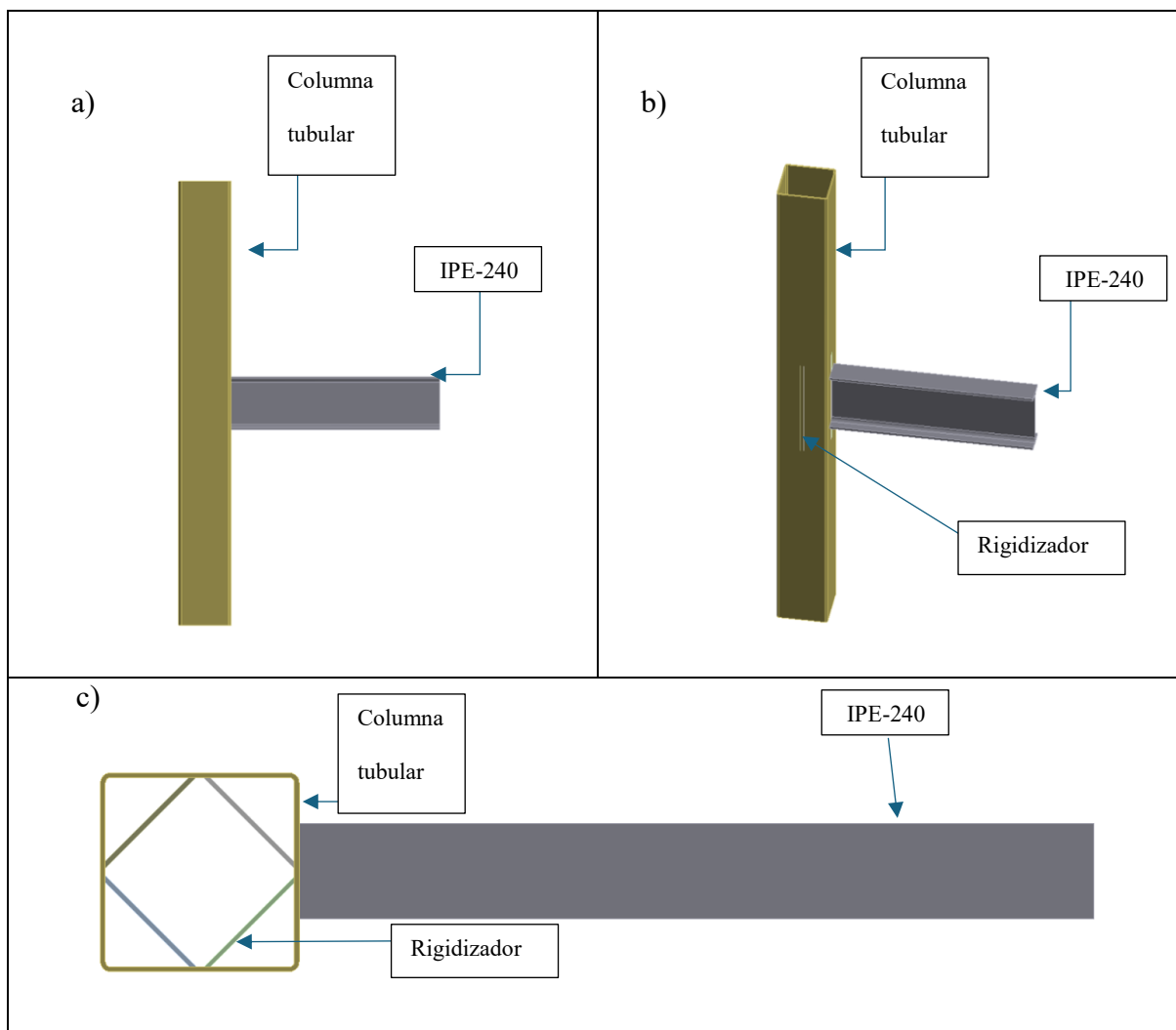


Tabla 42

Elementos de conexión 1-C.

| Cantidad | Elemento        | Dimensión         |
|----------|-----------------|-------------------|
| 1        | Columna Tubular | 250 x 250 x 6 mm  |
| 1        | Viga I          | IPE-240           |
| 4        | Rigidizador     | 2000 x 150 x 6 mm |

Figura. 49

Elementos de conexión 1-C , siendo a) vista del corte A-A b) perspectiva y c) vista en planta.

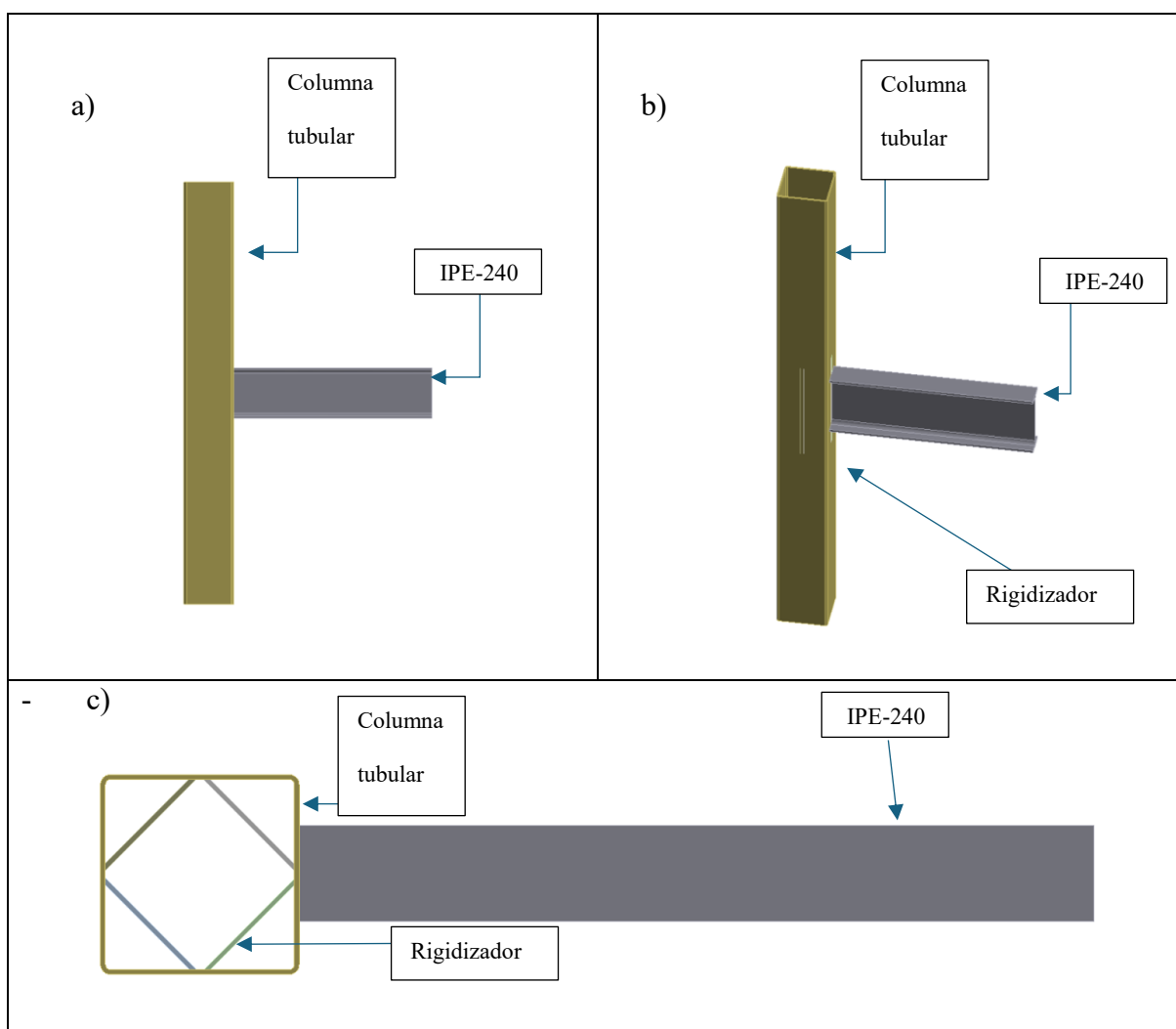


Tabla 43

Elementos de conexión 1-D.

| Cantidad | Elemento        | Dimensión         |
|----------|-----------------|-------------------|
| 1        | Columna Tubular | 250 x 250 x 6 mm  |
| 1        | Viga I          | IPE-240           |
| 4        | Rigidizador     | 2000 x 150 x 6 mm |

Hormigón  
 $f'c=240 \text{ kg/cm}^2$

Figura. 50

Elementos de conexión 1-D , siendo a) vista del corte A-A b) perspectiva y c) vista en planta.

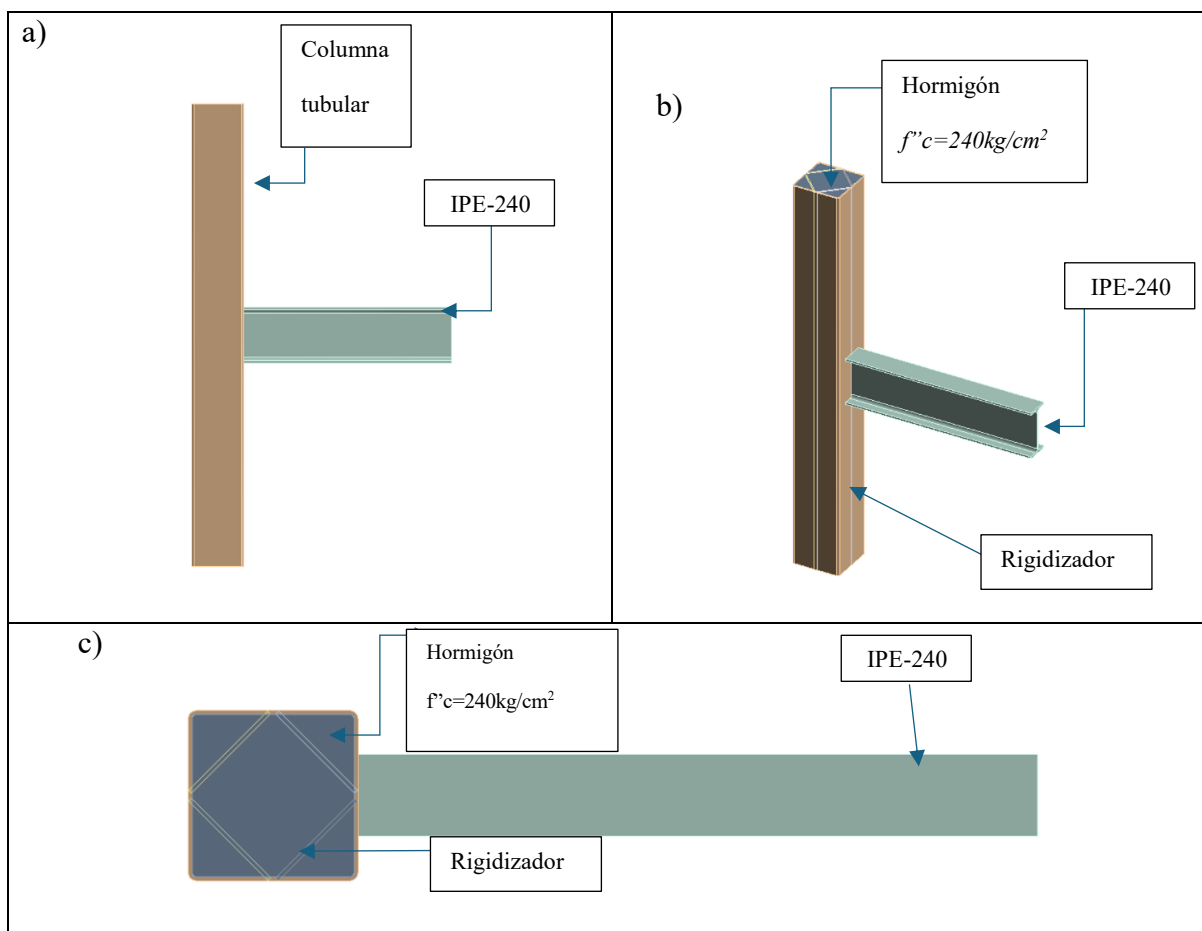


Tabla 44

Elementos de conexión 1-E.

| Cantidad                  | Elemento        | Dimensión         |
|---------------------------|-----------------|-------------------|
| 1                         | Columna Tubular | 250 x 250 x 6 mm  |
| 1                         | Viga I          | IPE-240           |
| 4                         | Rigidizador     | 2000 x 150 x 6 mm |
| 1                         | Placa central   | 350 x 200 x 6 mm  |
| Hormigón                  |                 |                   |
| $f'c=240 \text{ kg/cm}^2$ |                 |                   |

Figura. 51

Elementos de conexión 1-E , siendo a) vista del corte A-A b) perspectiva y c) vista en planta.

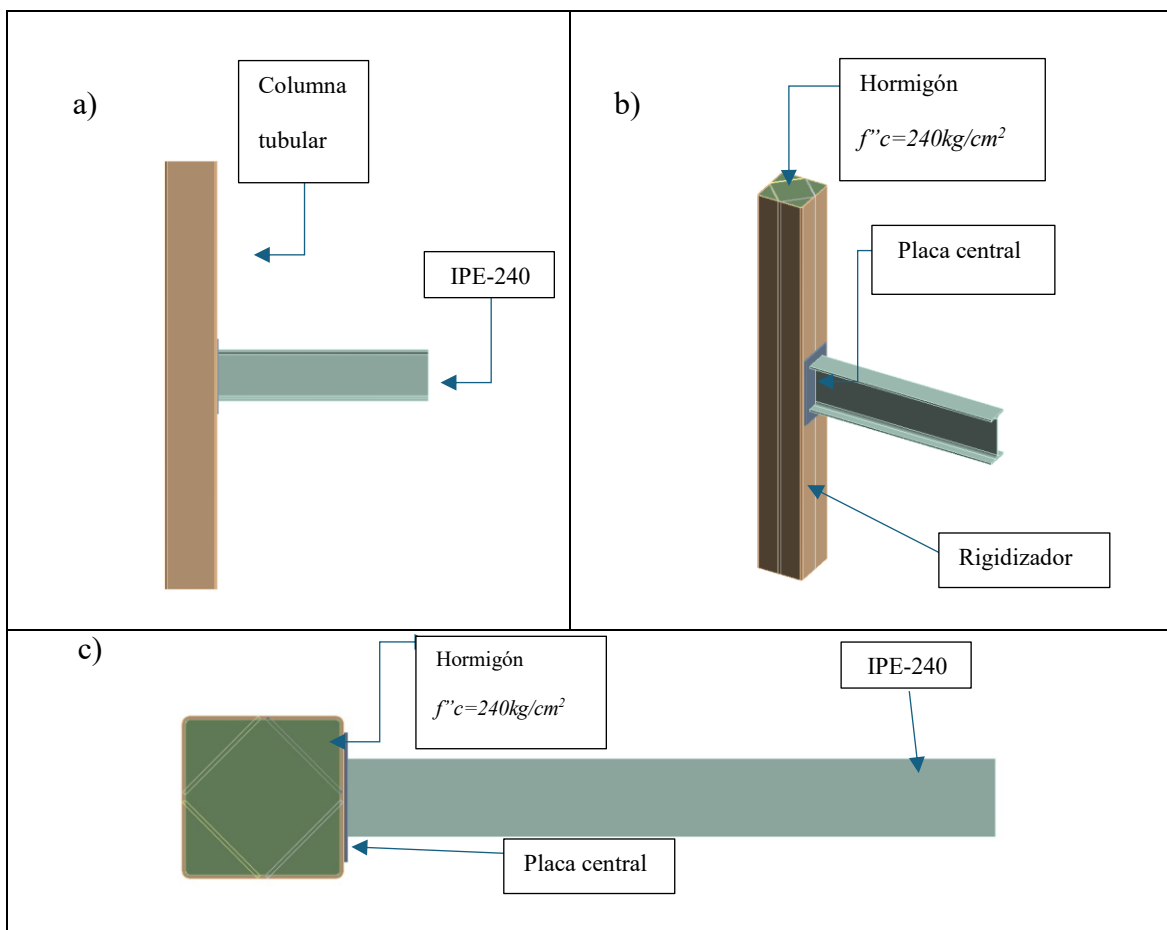


Tabla 45

Elementos de conexión 1-F.

| Cantidad | Elemento                  | Dimensión         |
|----------|---------------------------|-------------------|
| 1        | Columna Tubular           | 250 x 250 x 6 mm  |
| 1        | Viga I                    | IPE-240           |
| 4        | Rigidizador               | 2000 x 150 x 6 mm |
| 1        | Placa central             | 350 x 200 x 6 mm  |
| 2        | Placa metálica superior   | 300 x 200 x 6 mm  |
|          | Placa metálica inferior   |                   |
|          | Hormigón                  |                   |
|          | $f'c=240 \text{ kg/cm}^2$ |                   |

Figura. 52

Elementos de conexión 1-F, siendo a) vista lateral y b) perspectiva.

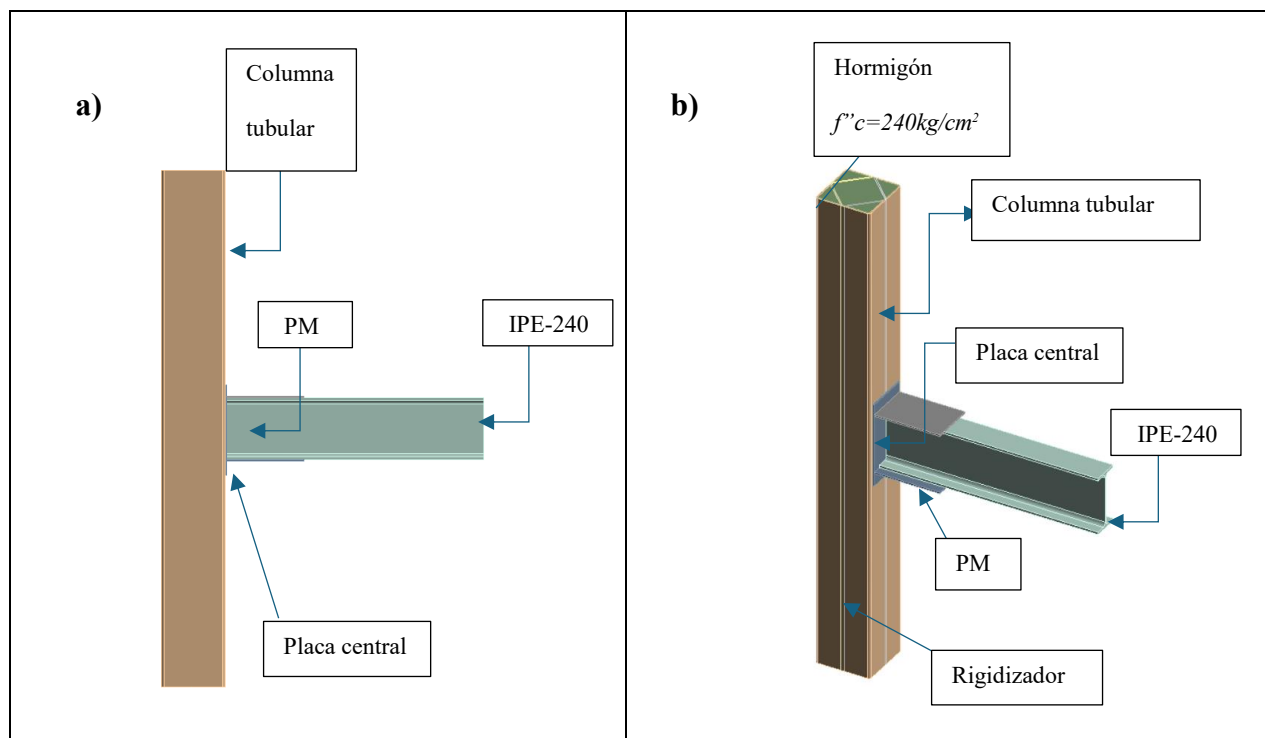
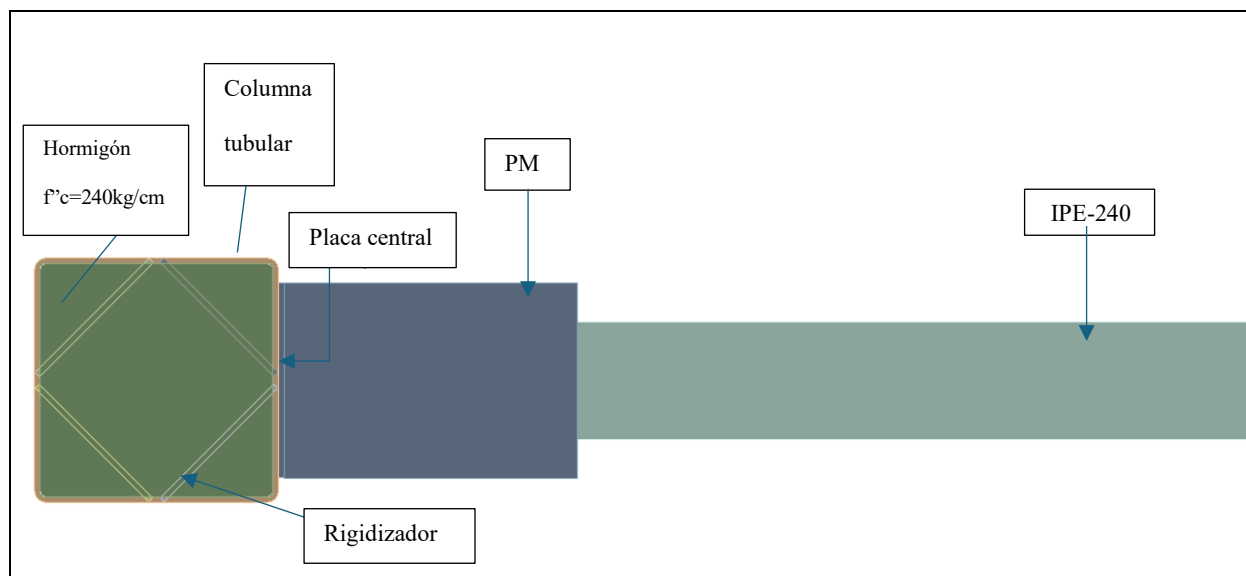


Figura. 53

Vista en planta conexión 1-F.



#### 4.10 Configuración del protocolo de simulación numérica en el software ANSYS™.

La información recopilada para la modelación en el software es de gran relevancia, a raíz se determina que los datos simulados sean los óptimos, es así como se configuro en el ANSYS 2025 R1.

##### 4.10.1 Propiedades mecánicas de los materiales

Las características de material en cuanto al acero A-36 y hormigón de  $f'c=240Kg/cm^2$ . Siguiendo los lineamientos de ANSYS™, las características inelásticas de los materiales (acero y hormigón) se definieron mediante la propiedad de endurecimiento cinemático multilineal. Esta configuración, integrada en las librerías de materiales de Workbench, es la herramienta recomendada para representar la plasticidad en escenarios de carga cíclica.

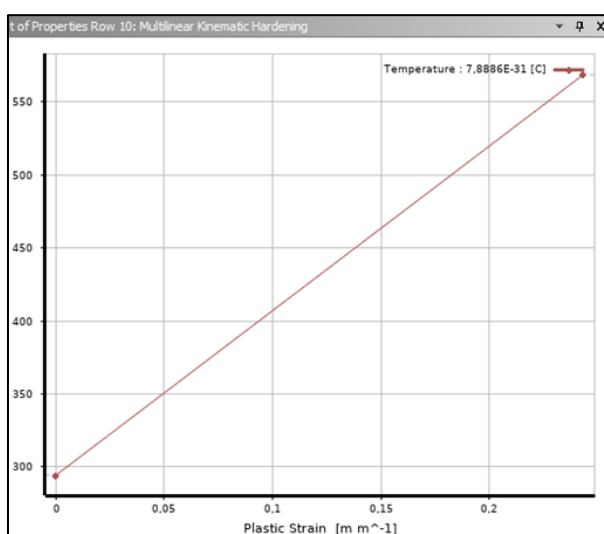
Tabla 46

Deformación unitaria vs esfuerzo del acero A-36. Tabla extraída de (Martínez, 2023)

| Deformación unitaria<br>mm/mm | Esfuerzo<br>MPa |
|-------------------------------|-----------------|
| 0                             | 294,31          |
| 0,243365                      | 568,54          |

Figura. 54

Curva multilínea esfuerzo vs deformación unitaria del acero A-36.



Se asignaron las propiedades mecánicas restantes del acero A-36 conforme a los valores especificados en la figura adjunta.

**Figura. 55.**

Configuración de las propiedades mecánicas del acero A-36.

| Properties of Outline Row 3: Structural Steel NL |                                 |                      |                    |
|--------------------------------------------------|---------------------------------|----------------------|--------------------|
|                                                  | A                               | B                    | C                  |
| 1                                                | Property                        | Value                | Unit               |
| 2                                                | Material Field Variables        | Table                |                    |
| 3                                                | Density                         | 7850                 | kg m <sup>-3</sup> |
| 4                                                | Isotropic Elasticity            |                      |                    |
| 5                                                | Derive from                     | Young's Modulus a... |                    |
| 6                                                | Young's Modulus                 | 2E+05                | MPa                |
| 7                                                | Poisson's Ratio                 | 0,3                  |                    |
| 8                                                | Bulk Modulus                    | 1,6667E+11           | Pa                 |
| 9                                                | Shear Modulus                   | 7,6923E+10           | Pa                 |
| 10                                               | Multilinear Kinematic Hardening | Tabular              |                    |
| 11                                               | Scale                           | 1                    |                    |
| 12                                               | Offset                          | 0                    | MPa                |

**Tabla 47**

Deformación unitaria vs esfuerzo del hormigón  $f'c = 240 \text{ Kg/cm}^2$ . Tabla extraída de (Chicaiza & Velez, 2023).

| <b>Deformación unitaria</b><br><i>mm/mm</i> | <b>esfuerzo</b><br><i>Mpa</i> |
|---------------------------------------------|-------------------------------|
| 0                                           | 5,52                          |
| 0,000888                                    | 17,65                         |
| 0,001553                                    | 25,1                          |
| 0,002219                                    | 27,58                         |

Figura. 56

Curva multilinear esfuerzo vs deformación unitaria del hormigón  $f'c=240\text{kg/cm}^2$ .

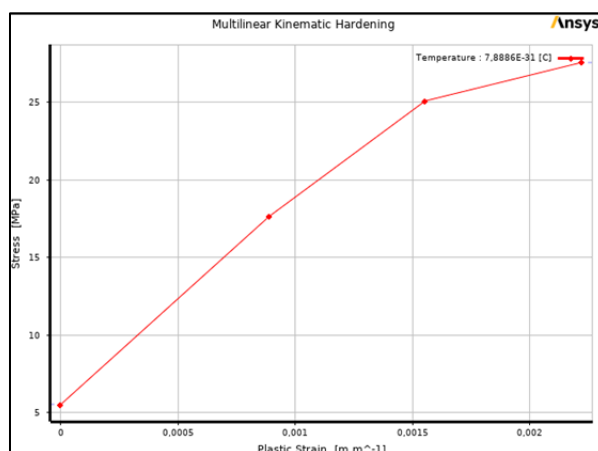


Figura. 57

Propiedades mecánicas del hormigón  $f'c=240\text{kg/cm}^2$ .

| Properties of Outline Row 4: Concrete NL |                                   |                           |                    |
|------------------------------------------|-----------------------------------|---------------------------|--------------------|
|                                          | A                                 | B                         | C                  |
| 1                                        | Property                          | Value                     | Unit               |
| 2                                        | Material Field Variables          | Table                     |                    |
| 3                                        | Density                           | 2300                      | kg m <sup>-3</sup> |
| 4                                        | Isotropic Elasticity              |                           |                    |
| 5                                        | Derive from                       | Young's Modulus and Po... |                    |
| 6                                        | Young's Modulus                   | 29420                     | MPa                |
| 7                                        | Poisson's Ratio                   | 0,18                      |                    |
| 8                                        | Bulk Modulus                      | 1,5323E+10                | Pa                 |
| 9                                        | Shear Modulus                     | 1,2466E+10                | Pa                 |
| 10                                       | Multilinear Kinematic Hardening   | Tabular                   |                    |
| 11                                       | Scale                             | 1                         |                    |
| 12                                       | Offset                            | 0                         | MPa                |
| 13                                       | Drucker-Prager Strength Piecewise | Tabular                   |                    |
| 16                                       | Tensile Pressure Failure          |                           |                    |
| 18                                       | Crack Softening Failure           |                           |                    |

#### 4.10.2 Protocolo de carga.

Se aplico las condiciones establecidas por el AISC 341-22 (Capítulo K2), se establece el procedimiento normativo para someter las conexiones de acero a ensayos de carga cíclica. Los desplazamientos programados con el fin de medir la disipación energética y la estabilidad del elemento frente a sollicitaciones sísmicas de gran magnitud son de uso relevante. Se implementa e para certificar que la conexión posee la ductilidad y la capacidad portante exigidas por los estándares de diseño internacionales véase datos en Tabla 48.

**Tabla 48**

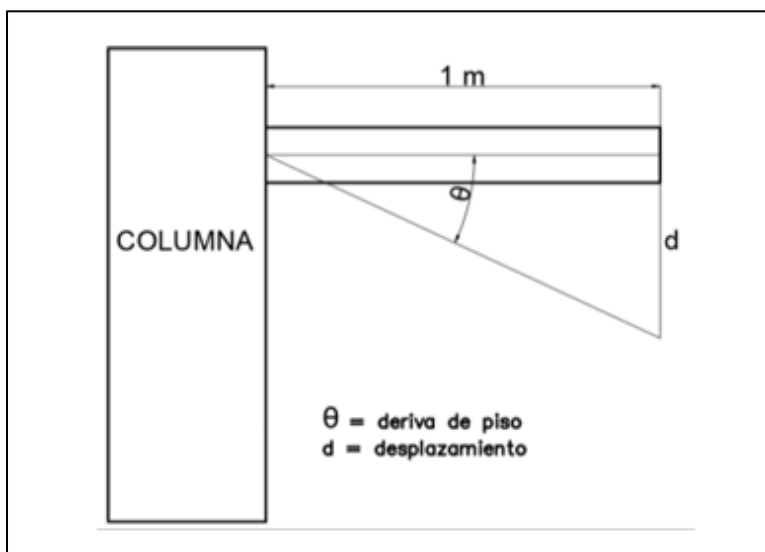
Protocolo de carga. Datos extraídos de (ANSI/AISC 341-22, 2022).

| <b>Pasos<br/>de carga</b> | <b>Ciclos</b> | <b>Rotación<br/>(rad)</b> |
|---------------------------|---------------|---------------------------|
| 2                         | 6             | 0,00375                   |
| 2                         | 6             | 0,005                     |
| 3                         | 6             | 0,0075                    |
| 4                         | 4             | 0,01                      |
| 5                         | 2             | 0,015                     |
| 6                         | 2             | 0,02                      |
| 7                         | 2             | 0,03                      |
| 8                         | 2             | 0,04                      |

Los valores de rotación se transformaron en desplazamientos lineales para su ingreso en ANSYS, utilizando una longitud de referencia de 1 m en la viga, como se muestra en la Figura 60.

**Figura. 58**

Desplazamiento de la viga. Figura extraída de (Martínez, 2023).

**Tabla 49**

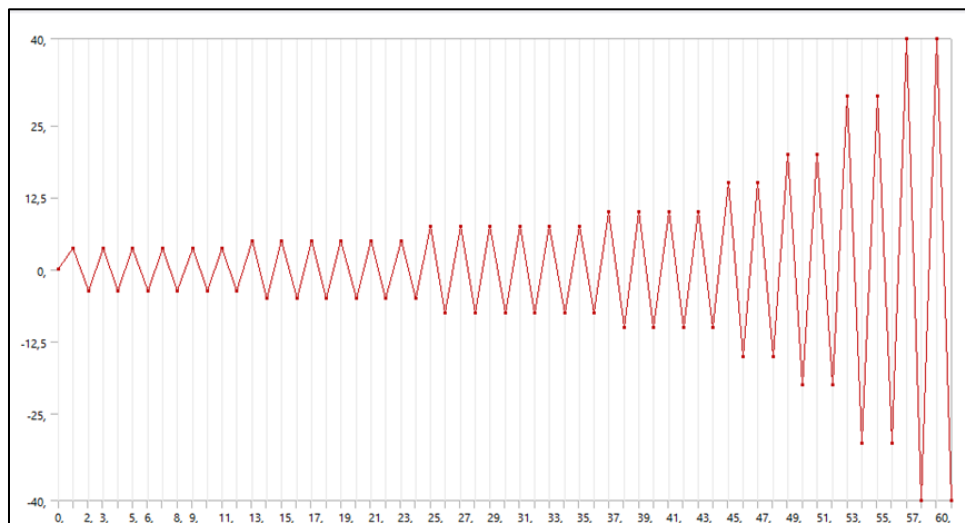
Protocolo de carga equivalente. Datos extraídos de (Chicaiza & Velez, 2023).

| Angulo de deriva | Desplazamiento (mm) |
|------------------|---------------------|
| 0,00375          | 3,75                |
| 0,005            | 5                   |
| 0,0075           | 7,5                 |
| 0,01             | 10                  |
| 0,015            | 15                  |
| 0,02             | 20                  |
| 0,03             | 30                  |
| 0,04             | 40                  |

La curva de desplazamiento se ingresó al programa ANSYS siguiendo la forma y valores que se presentan en la Figura 61.

**Figura. 59**

Protocolo de desplazamiento según los ángulos de deriva inelástica del AISC 341-22.



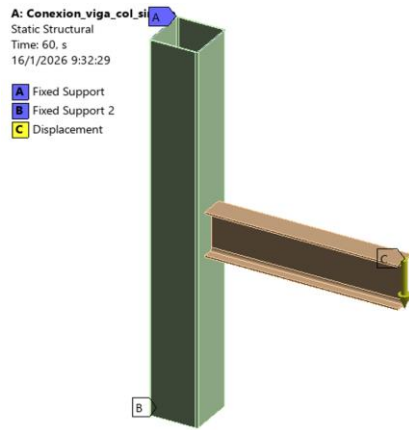
#### ***4.10.4 Restricciones en elementos de conexión.***

En la Figura 62 se muestra las sujeciones configuradas estudio de elementos. Esta aplicación se establece en conformidad con la configuración física de los bancos de prueba, asegurando la consistencia entre la simulación y el experimento.

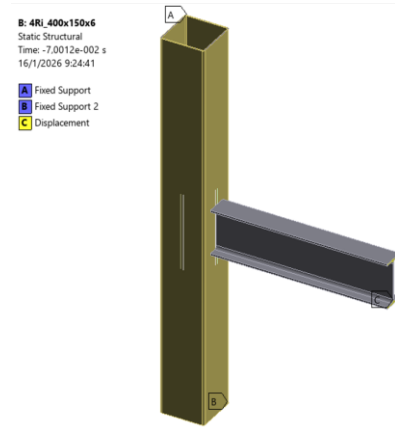
Figura. 60

Condiciones de borde.

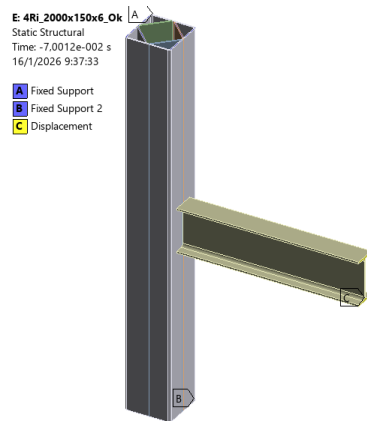
a) Conexión 1-A



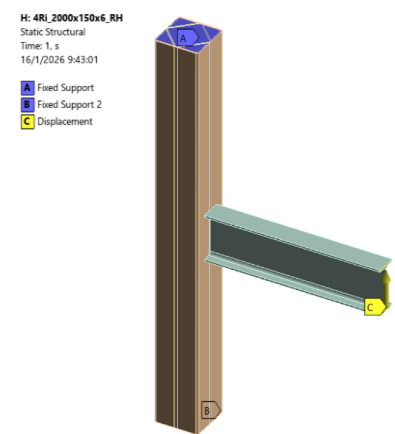
b) Conexión 1-B



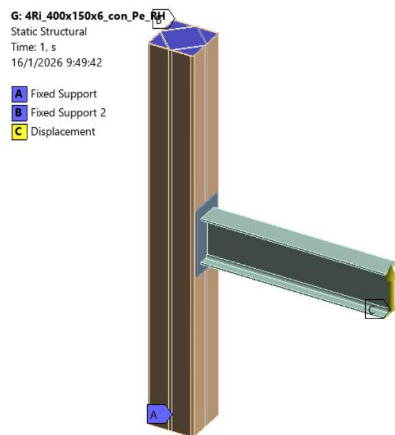
c) Conexión 1-C



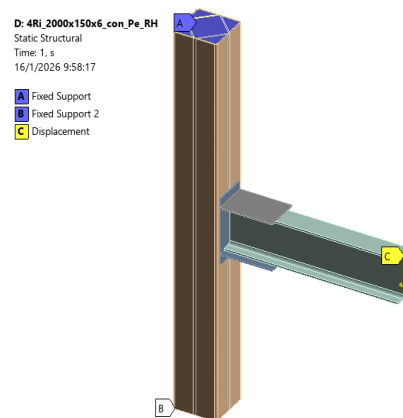
d) Conexión 1-D



e) Conexión 1-E



f) Conexión 1-F



#### 4.10.5 Mallado de conexión.

La conformación de malla se estigma a partir del tipo de medida de calidad de la malla (*Skewness*). Esto permite inspeccionar la calidad de la red, analizando la relación de aspecto y la deformación angular de los polígonos que la constituyen. Es decir, el *Skewness* actúa como un filtro de calidad que mide la irregularidad de cada celda datos que se muestra en la Tabla 50, asegurando que el mallado sea regular para representar el comportamiento físico del fenómeno en estudio véase los valores en la Tabla 51 y en la Figura 63 la calidad de mallado para cada conexión.

**Tabla 50**

Calidad del mallado. Tabla extraída de (Santos, 2024).

| Valor de Skewness | Calidad de Malla |
|-------------------|------------------|
| 1                 | Degradada        |
| 0,9 a 1           | Mala             |
| 0,75 a 0,9        | Pobre            |
| 0,5 a 0,75        | Justa            |
| 0,25 a 0,5        | Buena            |
| 0 a 0,25          | Excelente        |
| 0                 | Equilátero       |

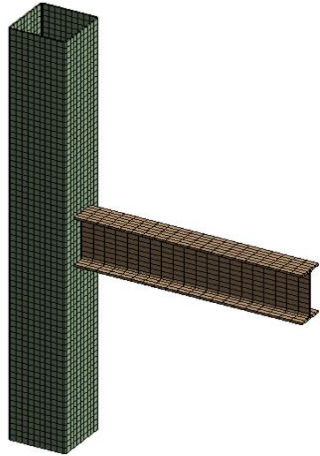
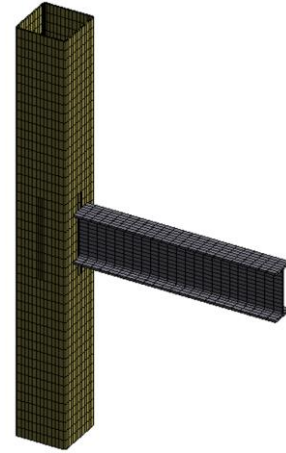
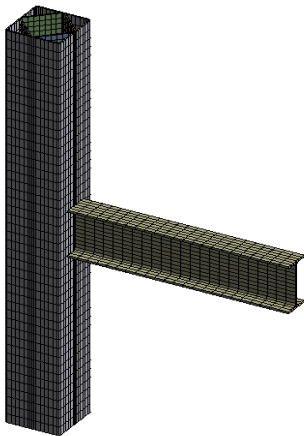
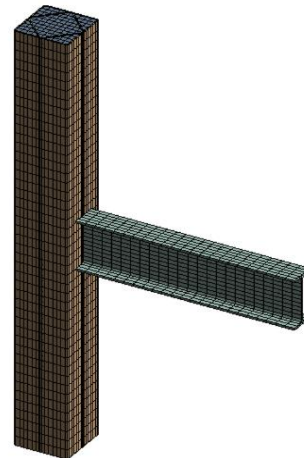
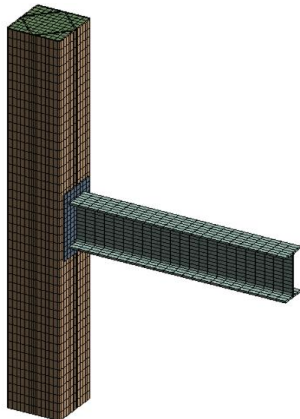
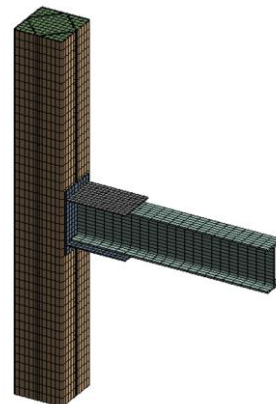
**Tabla 51**

Características de malla estándar de simulación para cada conexión.

| Conexión Tipo | Nodos | Número de Elementos | Dimensionamiento de cuerpo (mm) | Calidad de malla ( <i>Skewness</i> ) |
|---------------|-------|---------------------|---------------------------------|--------------------------------------|
| 1-A           | 25855 | 3648                | 26-47                           | 0-0,75                               |
| 1-B           | 29463 | 4096                | 26-47                           | 0-0,75                               |
| 1-C           | 42369 | 5804                | 26-47                           | 0-0,75                               |
| 1-D           | 78284 | 13504               | 26-47                           | 0-0,75                               |
| 1-E           | 79181 | 13616               | 26-47                           | 0-0,75                               |
| 1-F           | 81537 | 13916               | 26-47                           | 0-0,75                               |

**Figura. 61**

Calidad del mallado.

**a) Conexión 1-A****b) Conexión 1-B****c) Conexión 1-C****d) Conexión 1-D****e) Conexión 1-E****f) Conexión 1-F**

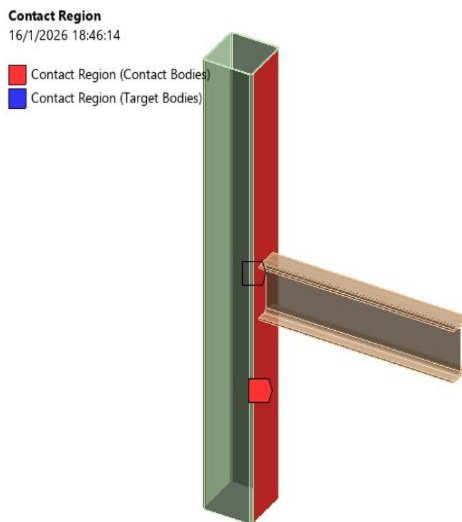
#### 4.10.6 Contacto entre elementos.

El estudio evalúa que las uniones soldadas son de contacto perfectamente adheridas (*Bonded*), garantizando la continuidad estructural entre los componentes. Bajo este enfoque, se asume una transferencia directa de esfuerzos a través de los patines y el alma hacia el núcleo de la columna. Por consiguiente, el estudio omite el análisis de los mecanismos de falla en el cordón de soldadura para priorizar la evaluación de la capacidad resistente y el desempeño mecánico de los elementos principales de la conexión véase en las Figuras 64 y Figura 65.

**Figura. 62**

Contacto entre elementos.

**a) Conexión 1-A**



**b) Conexión 1-B**

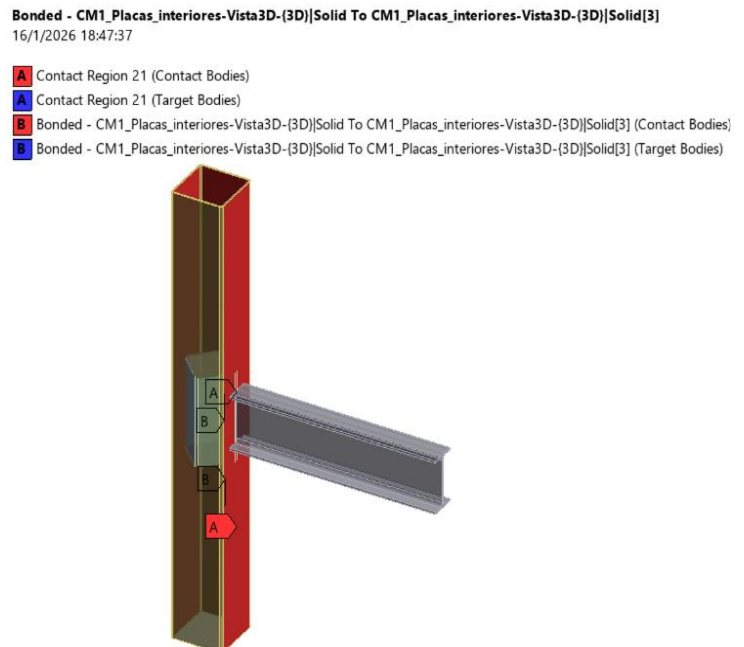


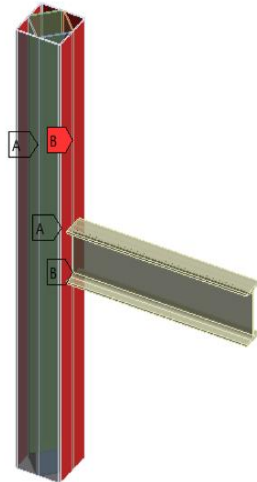
Figura. 63

Contacto entre elementos.

a) Conexión 1-C

Bonded - CM1modified\_1[Solid To CM1modified\_1][Solid[2]  
16/1/2026 18:49:57

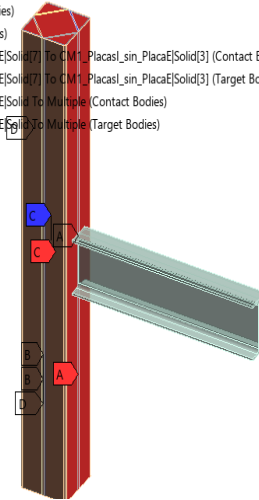
- A Bonded - CM1modified\_1[Solid To CM1modified\_1][Solid[5] (Contact Bodies)
- A Bonded - CM1modified\_1[Solid To CM1modified\_1][Solid[5] (Target Bodies)
- B Bonded - CM1modified\_1[Solid To CM1modified\_1][Solid[2] (Contact Bodies)
- B Bonded - CM1modified\_1[Solid To CM1modified\_1][Solid[2] (Target Bodies)



b) Conexión 1-D

Bonded - CM1\_Placas\_sin\_PlacaE[Solid To Multiple  
16/1/2026 18:53:15

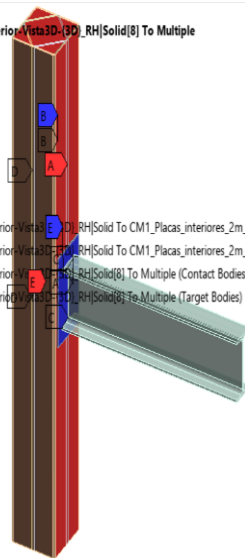
- A Contact Region 21 (Contact Bodies)
- A Contact Region 21 (Target Bodies)
- B Contact Region 22 (Contact Bodies)
- B Contact Region 22 (Target Bodies)
- C Bonded - CM1\_Placas\_sin\_PlacaE[Solid[7] To CM1\_Placas\_sin\_PlacaE[Solid[3] (Contact Bodies)
- C Bonded - CM1\_Placas\_sin\_PlacaE[Solid[7] To CM1\_Placas\_sin\_PlacaE[Solid[3] (Target Bodies)
- D Bonded - CM1\_Placas\_sin\_PlacaE[Solid To Multiple (Contact Bodies)
- D Bonded - CM1\_Placas\_sin\_PlacaE[Solid To Multiple (Target Bodies)



c) Conexión 1-E

Bonded - CM1\_Placas\_interiores\_2m\_Placa\_exterior\_Vista3D-(3D)\_RH[Solid[8] To Multiple  
16/1/2026 19:09:15

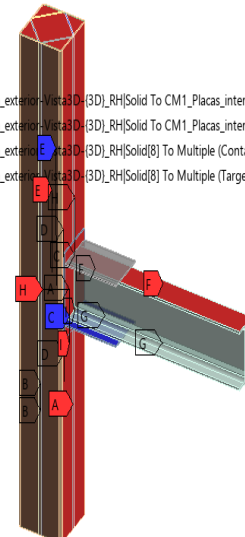
- A Contact Region 22 (Contact Bodies)
- A Contact Region 22 (Target Bodies)
- B Contact Region 23 (Contact Bodies)
- B Contact Region 23 (Target Bodies)
- C Contact Region 24 (Contact Bodies)
- C Contact Region 24 (Target Bodies)
- D Bonded - CM1\_Placas\_interiores\_2m\_Placa\_exterior\_Vista3D-(3D)\_RH[Solid To CM1\_Placas\_interic
- D Bonded - CM1\_Placas\_interiores\_2m\_Placa\_exterior\_Vista3D-(3D)\_RH[Solid To CM1\_Placas\_interic
- E Bonded - CM1\_Placas\_interiores\_2m\_Placa\_exterior\_Vista3D-(3D)\_RH[Solid[8] To Multiple (Contact Bodies)
- E Bonded - CM1\_Placas\_interiores\_2m\_Placa\_exterior\_Vista3D-(3D)\_RH[Solid[8] To Multiple (Target



d) Conexión 1-F

Contact Region 13  
16/1/2026 18:55:48

- A Contact Region 22 (Contact Bodies)
- A Contact Region 22 (Target Bodies)
- B Contact Region 23 (Contact Bodies)
- B Contact Region 23 (Target Bodies)
- C Contact Region 24 (Contact Bodies)
- C Contact Region 24 (Target Bodies)
- D Bonded - CM1\_Placas\_interiores\_2m\_Placa\_exterior\_Vista3D-(3D)\_RH[Solid To CM1\_Placas\_interic
- D Bonded - CM1\_Placas\_interiores\_2m\_Placa\_exterior\_Vista3D-(3D)\_RH[Solid To CM1\_Placas\_interic
- E Bonded - CM1\_Placas\_interiores\_2m\_Placa\_exterior\_Vista3D-(3D)\_RH[Solid[8] To Multiple (Contac
- E Bonded - CM1\_Placas\_interiores\_2m\_Placa\_exterior\_Vista3D-(3D)\_RH[Solid[8] To Multiple (Target



#### **4.10.7 Análisis de MEF.**

Se detallo las múltiples simulaciones numéricas bajo solicitaciones cíclicas, enfocándose en la respuesta estructural ante desplazamientos alternantes. Para ello, se emplean las gráficas de histéresis de momento vs. rotación, que sirven para cuantificar la resistencia y la estabilidad de la conexión a lo largo del tiempo de carga. Más allá de la resistencia global, se analiza el comportamiento interno mediante la visualización de los esfuerzos de Von Mises, los cuales proporcionan una lectura precisa de las tensiones equivalentes en cada punto de la geometría. Este análisis de tensiones máximas es crucial, ya que revela el comportamiento inelástico y las zonas donde el acero comienza a experimentar deformaciones permanentes producto de la naturaleza no lineal del ensayo.

#### **4.10.8 Evaluación de histéresis.**

Para evaluar el comportamiento cíclico, se identificó el momento máximo probable en la rótula plástica de las seis conexiones analizadas. De las cuales tres se considera que son momentos probables relevantes para evaluación histéresis. De acuerdo con el estándar AISC 341-22, los requisitos de aceptación varían según el sistema estructural:

- **Sistemas SMF:** Deben alcanzar una rotación por desplazamiento de piso de 0.04 rad, con una resistencia residual mínima de  $0.8M_p$ .
- **Sistemas IMF:** Requieren una rotación mínima de 0.02 rad, garantizando igualmente una resistencia de al menos  $0.8M_p$  en la cara de la columna.

Donde  $M_p$  representa el momento plástico nominal de la viga, actuando como el parámetro de referencia para medir la degradación de la resistencia en el modelo. Véase valores de  $M_p$  concisos en Tabla 52.

Tabla 52

Momento plástico para cada conexión.

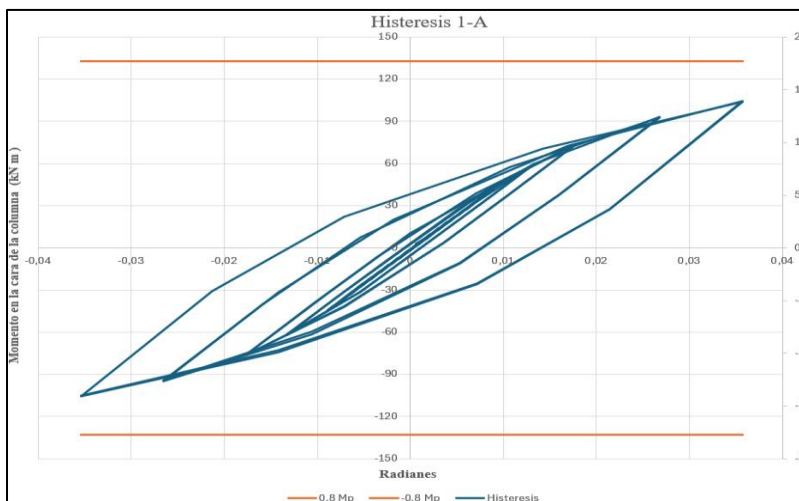
| Conexión | Momento Plástico<br>(kN·m) | 0,8Mp<br>(kN·m) |
|----------|----------------------------|-----------------|
| 1-A      | 166.05                     | 132.84          |
| 1-B      | 166.05                     | 132.84          |
| 1-C      | 166.05                     | 132.84          |
| 1-D      | 166.05                     | 132.84          |
| 1-E      | 166.05                     | 132.84          |
| 1-F      | 166.05                     | 132.84          |

- **Diagrama de histéresis de simulación de software**

Al graficar la relación entre el momento y la rotación, se genera una curva cerrada cuya área interna cuantifica la capacidad de disipación de energía del sistema. Este parámetro es crucial en la ingeniería sismorresistente, ya que indica qué tan eficiente es la estructura para absorber y amortiguar las fuerzas de un terremoto a través de la deformación inelástica véase el resultado de simulación en software en siguientes Figuras.

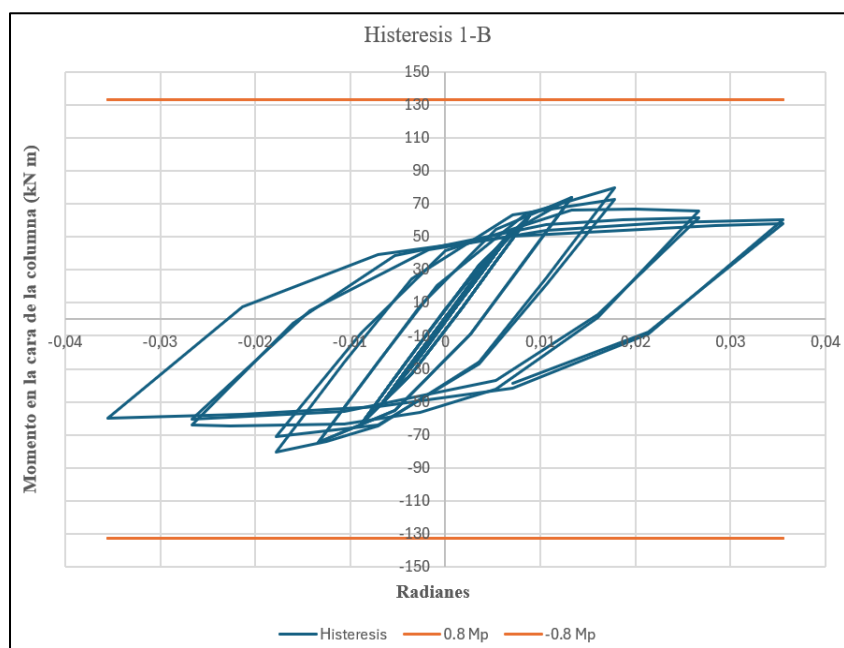
Figura. 64

Histéresis conexión 1-A.

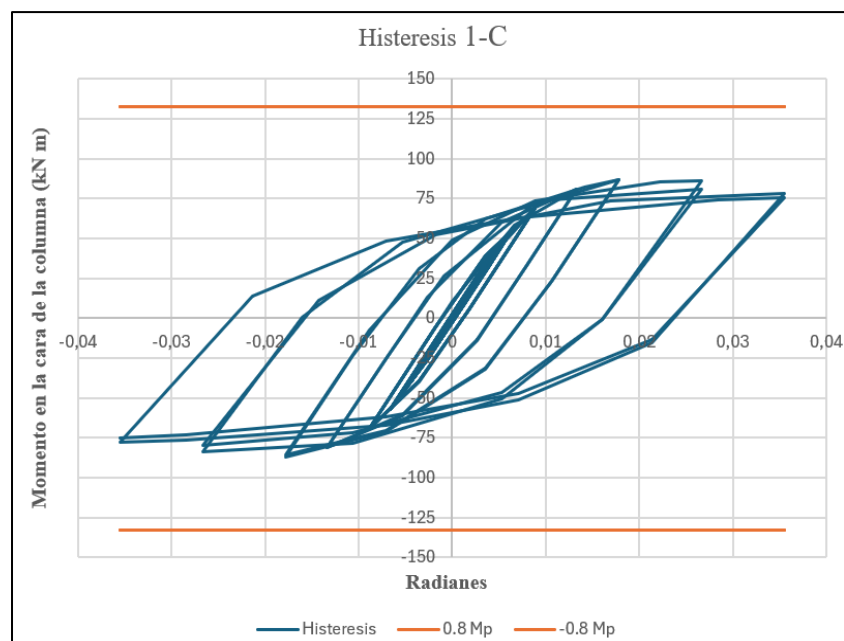


**Figura. 65**

Histéresis conexión 1-B.

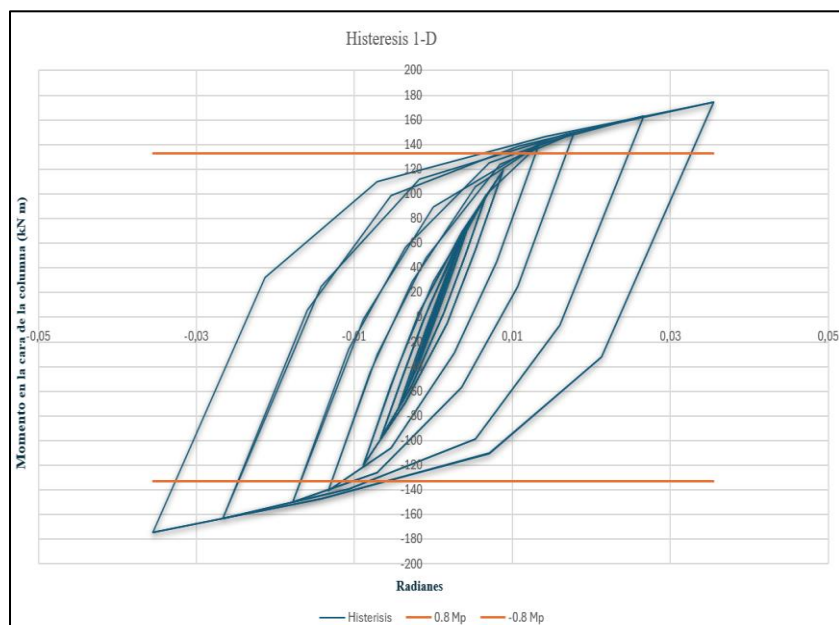
**Figura. 66**

Histéresis conexión 1-C.

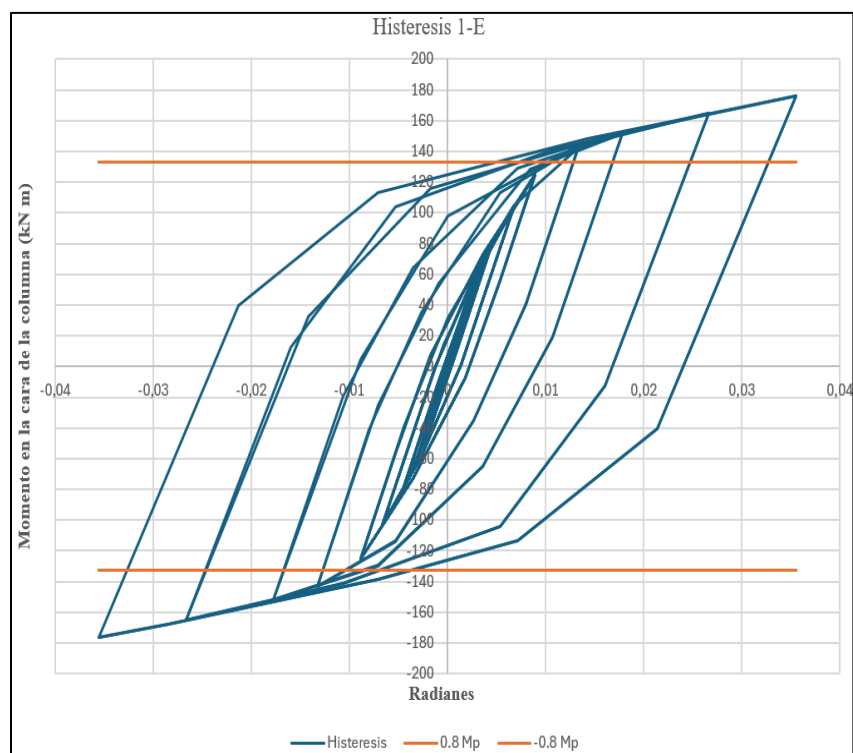


**Figura. 67**

Histéresis conexión 1-D.

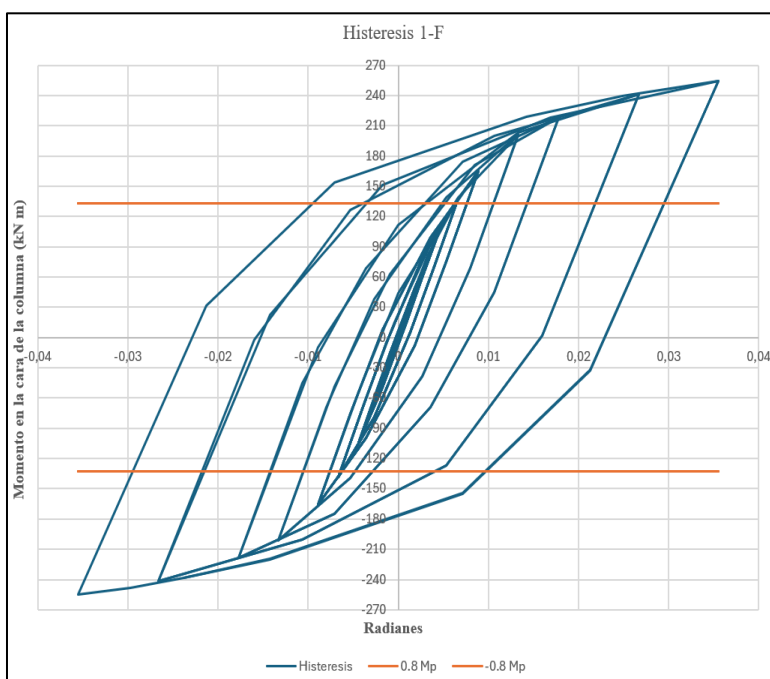
**Figura. 68**

Histéresis conexión 1-E.



**Figura. 69**

Histéresis conexión 1-F.

**Tabla 53**

Momento máximo real que genera cada conexión en la rótula plástica (Mmax).

| <b>Conexión</b> | <b>0,8 momento plástico<br/>(kN·m)</b> | <b>Mmax<br/>(kN·m)</b> |
|-----------------|----------------------------------------|------------------------|
| <b>1-A</b>      | 132.84                                 | 13.945                 |
| <b>1-B</b>      | 132.84                                 | 79.799                 |
| <b>1-C</b>      | 132.84                                 | 86.852                 |
| <b>1-D</b>      | 132.84                                 | 174.105                |
| <b>1-E</b>      | 132.84                                 | 176.051                |
| <b>1-F</b>      | 132.84                                 | 254.193                |

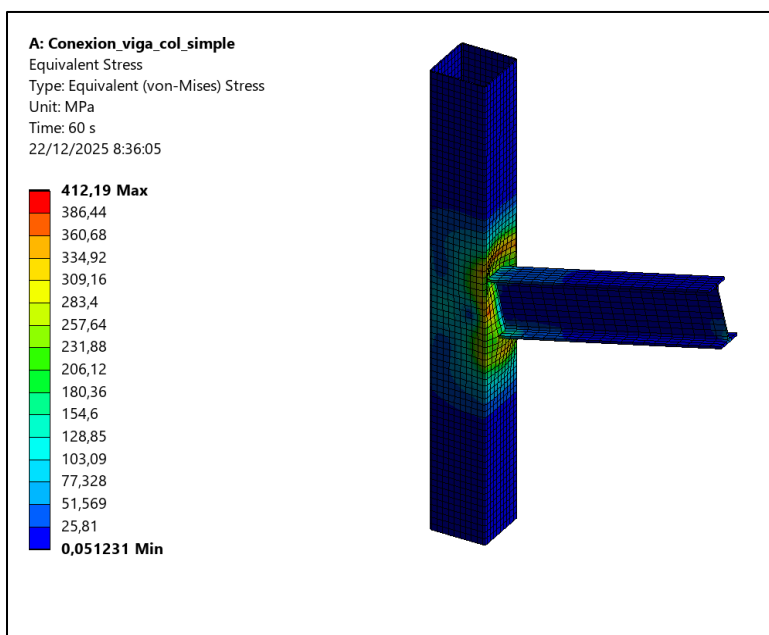
#### 4.10.9 Evaluación de esfuerzo Von Mises.

- **Esfuerzo conexión 1-A**

En la Figura 72 se indica un desempeño estructural deficiente, donde el esfuerzo de Von Mises máximo de 412,19 MPa se concentra críticamente en la cara de la columna y la zona de soldadura. Esta distribución evidencia la ausencia de una rótula plástica en la viga, la cual permanece mayoritariamente en rangos de baja tensión, incumpliendo el criterio de diseño "columna fuerte - viga débil". Como resultado, la conexión presenta una alta vulnerabilidad a fallas frágiles en el nodo antes de lograr la disipación de energía necesaria para pórticos sismorresistentes.

**Figura. 70**

Esfuerzo de Von Mises para conexión 1-A.



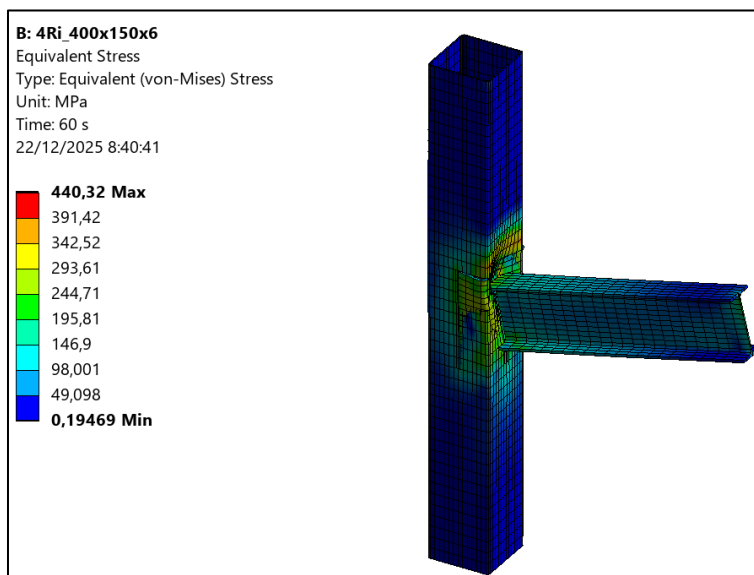
- **Esfuerzo conexión 1-B**

En la Figura 73 se registra un pico de tensión mayor, llegando a los 440,32 MPa, este incremento sugiere que la inclusión de rigidizadores altera el flujo de cargas, permitiendo que la

conexión movilice una mayor capacidad del material y desarrolle niveles más profundos de plastificación antes de la falla.

**Figura. 71**

Esfuerzo de Von Mises para conexión 1-B.

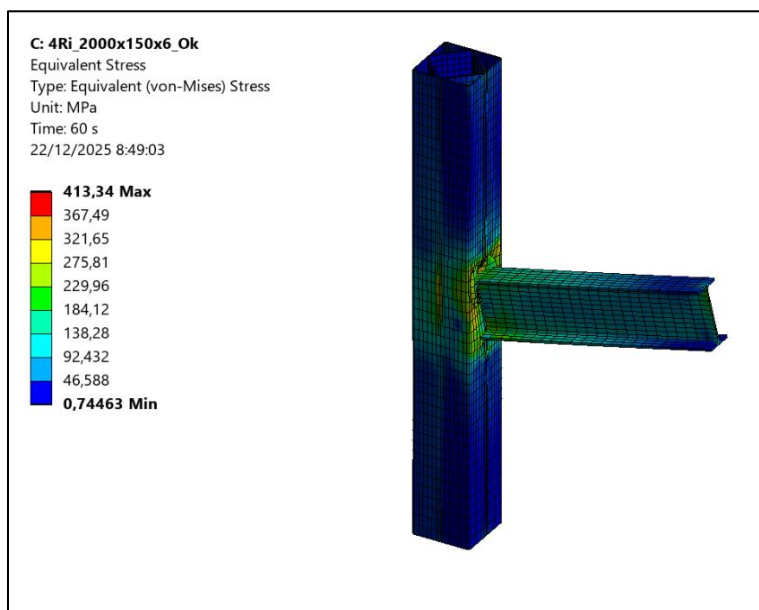


- **Esfuerzo conexión 1-C**

En la Figura 74 la implementación de longitud en rigidizadores eleva el esfuerzo máximo a 413,34 *MPa*, lo que evidencia una redistribución óptima de las líneas de flujo de carga. Este fenómeno permite que el nodo aproveche de manera más eficiente las propiedades mecánicas del acero, induciendo una plastificación extensiva que aumenta la tenacidad de la unión antes de alcanzar su estado límite.

Figura. 72

Esfuerzo de Von Mises para conexión 1-C.



- **Esfuerzo conexión 1-D**

En la Figura 75 se denota que los nervios continuos distribuyen las tensiones de forma que el panel de alma de la columna se mantiene en niveles de esfuerzo inferiores (zonas verdes y azules), cumpliendo con el criterio de "columna fuerte - viga débil"

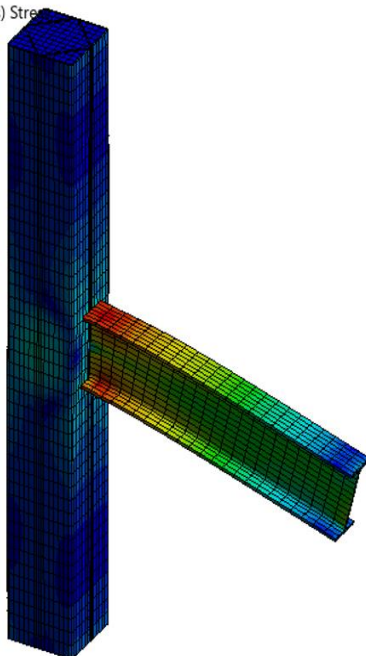
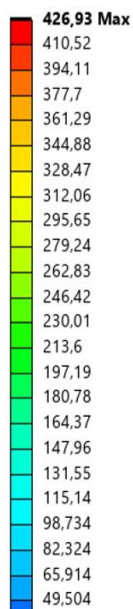
El hecho de que el esfuerzo se mantenga fijo en 426,93 MPa tanto a 2 rad como a 4 rad significa que la conexión entró en un estado de plastificación total. Esto indica que el acero ya no se vuelve más resistente con la deformación, sino que ha alcanzado su límite máximo de trabajo. A partir de este punto, la conexión puede seguir girando y liberando energía sísmica de forma segura, manteniendo su fuerza constante sin estresarse más.

Figura. 73

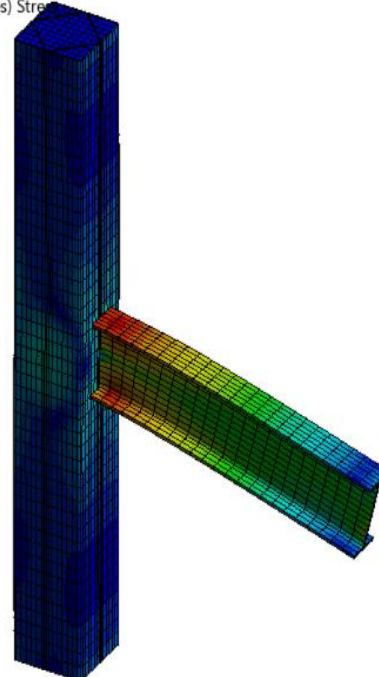
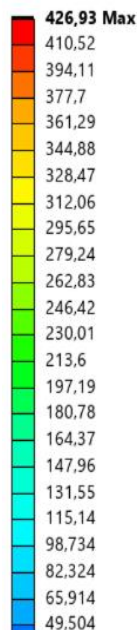
Esfuerzo de Von Mises para conexión 1-D.

a)  $\theta_{rot} = 2Rad$ 

E: 4Ri\_2000x150x6\_RH  
 Equivalent Stress 2RAD  
 Type: Equivalent (von-Mises) Stress  
 Unit: MPa  
 Time: 60 s  
 18/1/2026 10:02:08

b)  $\theta_{rot} = 4Rad$ 

E: 4Ri\_2000x150x6\_RH  
 Equivalent Stress 4RAD  
 Type: Equivalent (von-Mises) Stress  
 Unit: MPa  
 Time: 60 s  
 18/1/2026 10:03:00



- **Esfuerzo conexión 1-E a) Rad, b) Rad**

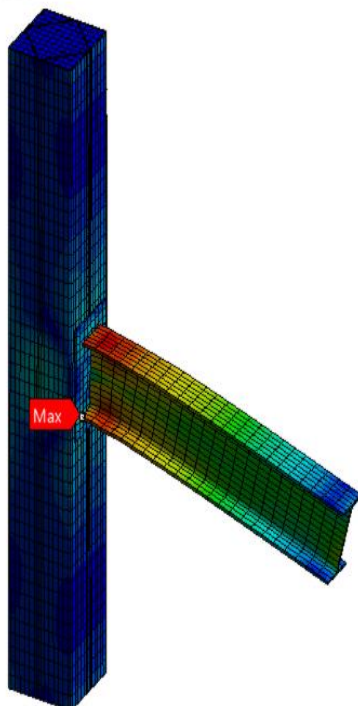
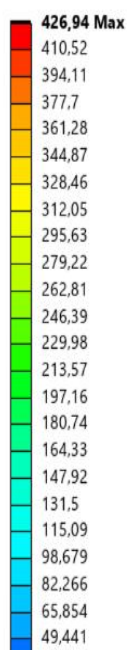
En la Figura 76 revela que la conexión ha alcanzado un estado de plastificación plena, evidenciado por un valor máximo de 426,94 MPa que se mantiene constante a pesar del incremento en la rotación. Este comportamiento indica que el material ha entrado en una meseta plástica perfecta, agotando su capacidad de endurecimiento y permitiendo una disipación de energía estable mediante la formación de una rótula plástica en la viga del hecho de que el esfuerzo se mantenga fijo en 426,94 MPa tanto a 2 rad como a 4 rad significa que la conexión entró en un estado de plastificación total.

Figura. 74

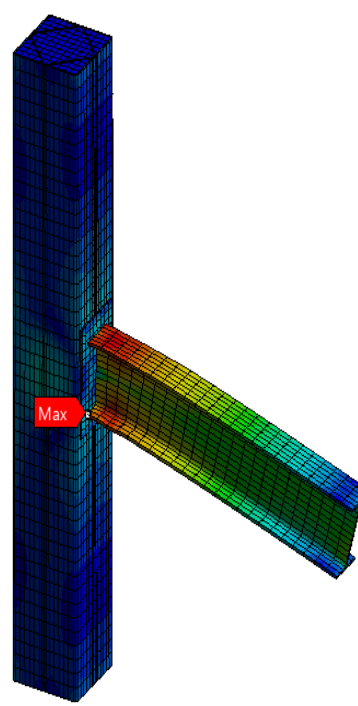
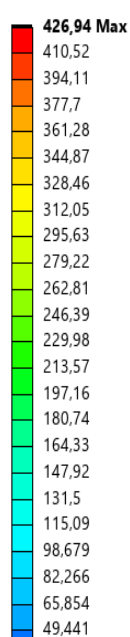
Esfuerzo de Von Mises para conexión 1-E.

a)  $\theta_{rot} = 2Rad$ b)  $\theta_{rot} = 4Rad$ 

F: 4Ri\_2000x150x6\_con\_Pe\_Alma\_RH  
 Equivalent Stress 2RAD  
 Type: Equivalent (von-Mises) Stress  
 Unit: MPa  
 Time: 60 s  
 18/1/2026 10:51:27



F: 4Ri\_2000x150x6\_con\_Pe\_Alma\_RH  
 Equivalent Stress 4RAD  
 Type: Equivalent (von-Mises) Stress  
 Unit: MPa  
 Time: 60 s  
 18/1/2026 10:51:04



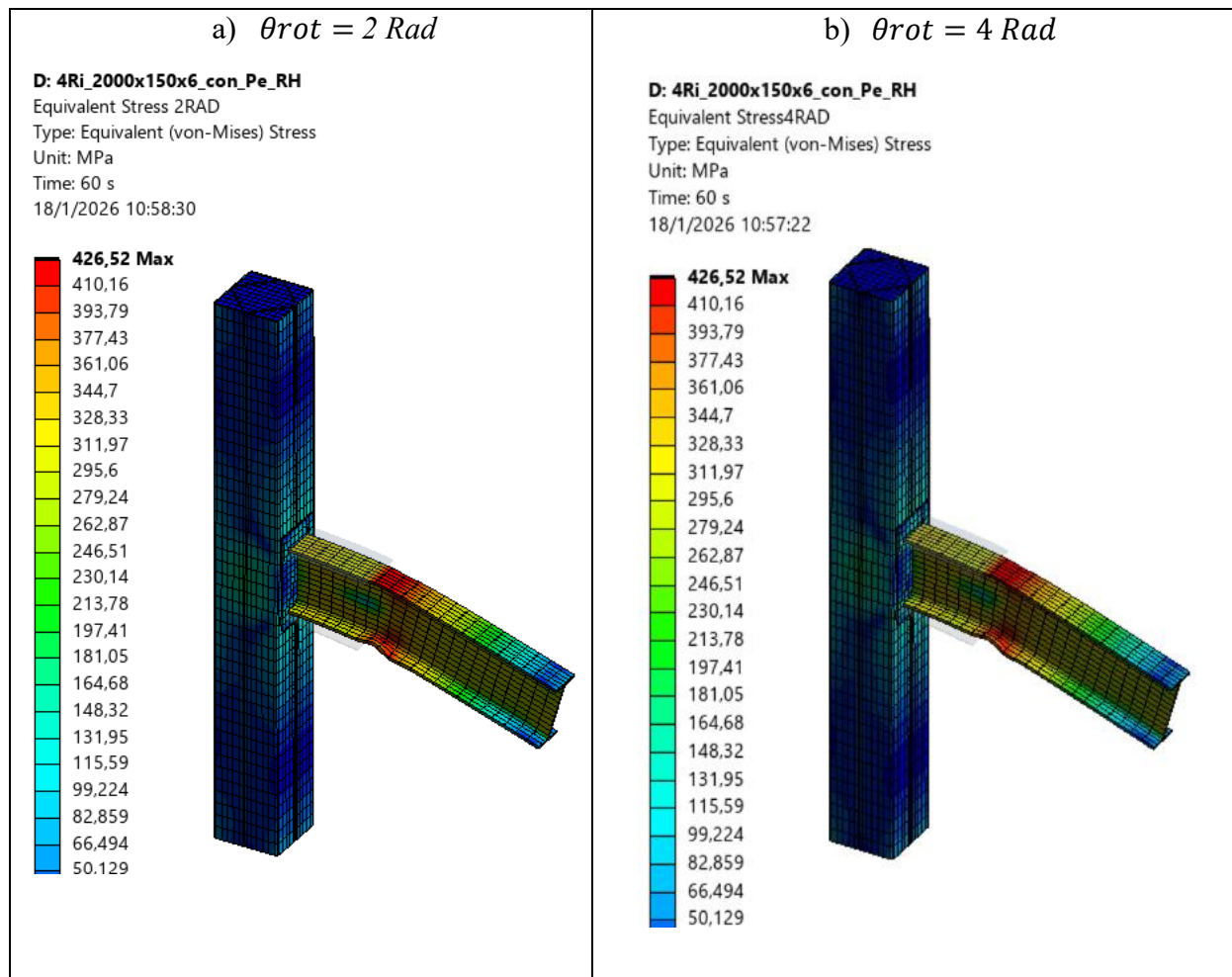
- **Esfuerzo conexión 1-F a) Rad, b) Rad**

En la Figura 77 se denota la comparación entre los estados de carga a 2 rad y 4 rad revela una estabilidad estructural notable, donde el esfuerzo de Von Mises alcanza un pico máximo idéntico de 426,52 MPa en ambos casos. En cuanto a las deformaciones, se observa que al duplicar la rotación a 4 rad, la zona de plastificación (color rojo) se expande longitudinalmente de forma más pronunciada a lo largo del patín de la viga, alejando el daño crítico de la cara de la columna

hacia una rótula plástica más desarrollada. Este comportamiento garantiza que la conexión disipe energía de manera estable y dúctil, manteniendo su capacidad resistente constante mientras protege la integridad del nodo, cumpliendo así con los requisitos de desempeño para pórticos de momento.

**Figura. 75**

Esfuerzo de Von Mises para conexión 1-F.

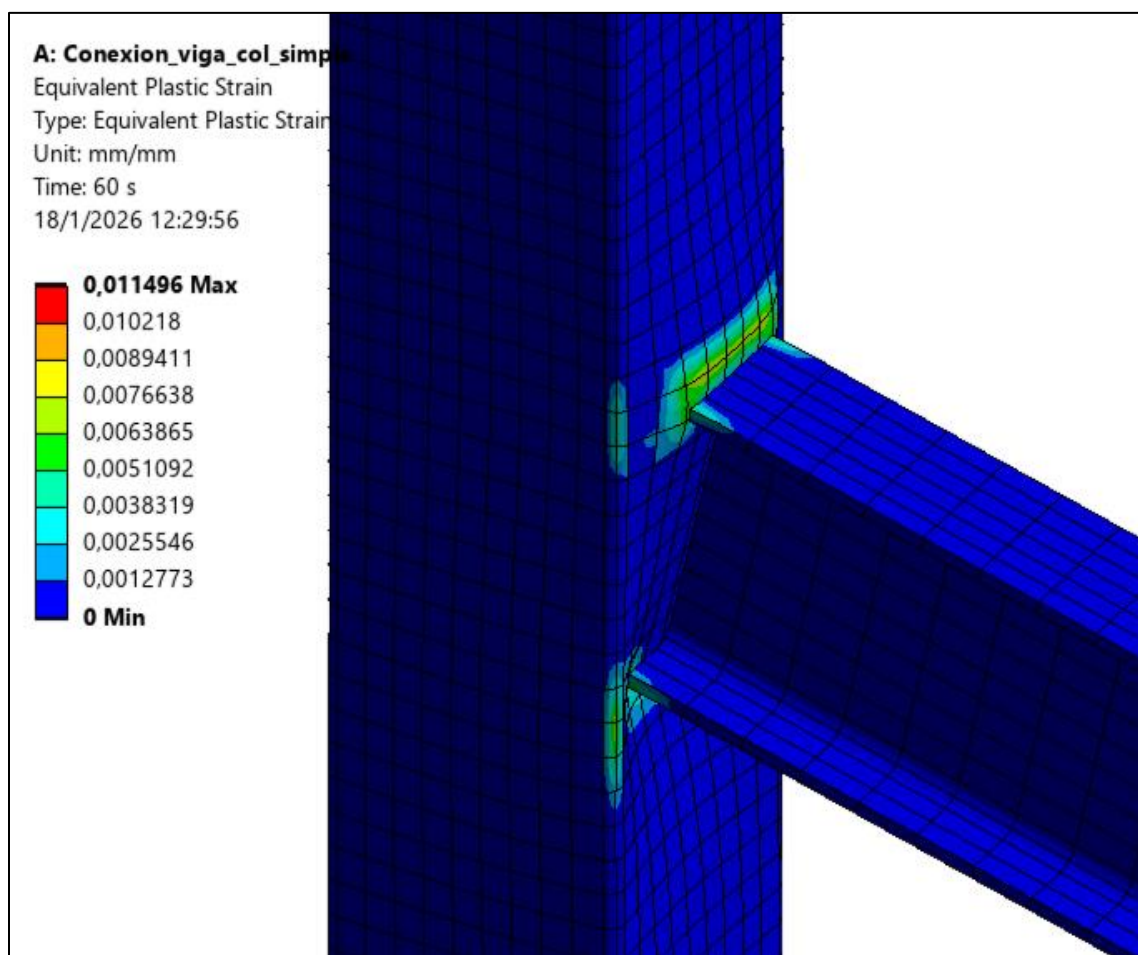


#### 4.10.10 Deformaciones plásticas de simulación.

En la Figura 78 la conexión simple denota un comportamiento estructural deficiente, donde la deformación plástica máxima (0,011496 mm/mm) se concentra críticamente en la cara de la columna y la zona de soldadura. A diferencia de los modelos reforzados, esta configuración no logra desplazar el daño hacia la viga, impidiendo la formación de una rótula plástica y concentrando las deformaciones en el nodo.

**Figura. 76**

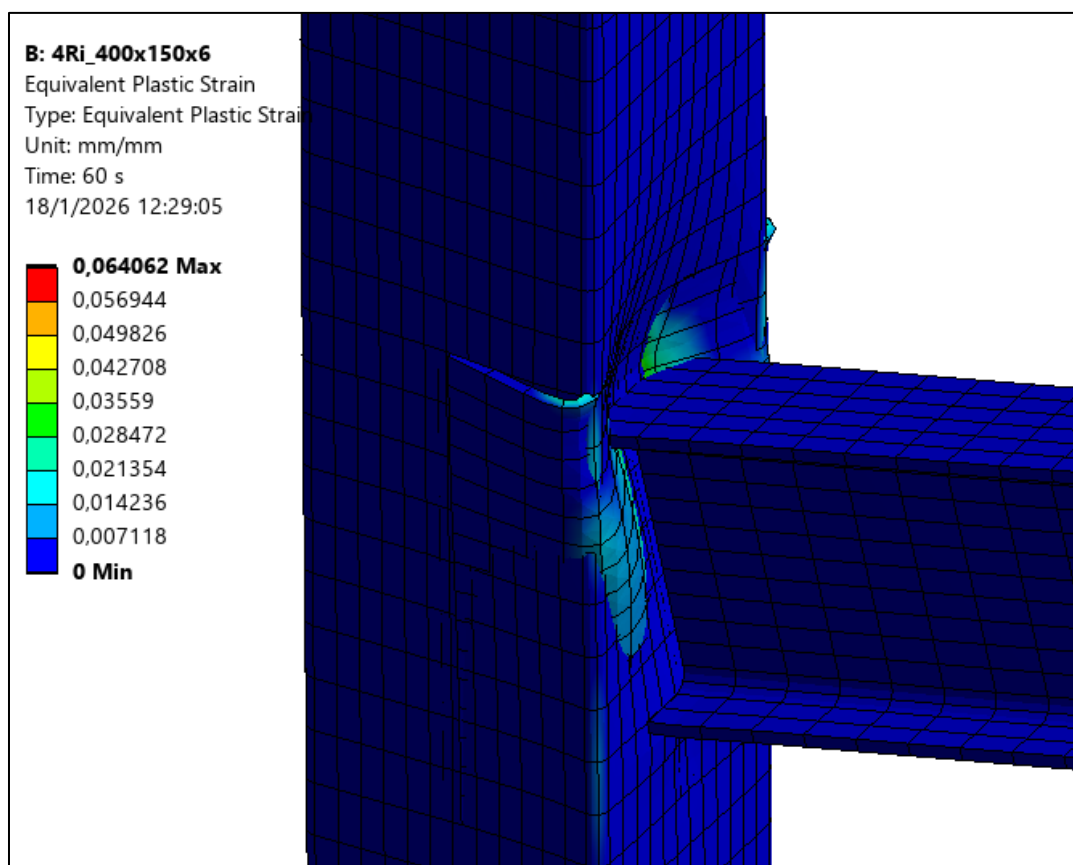
Deformación plástica de conexión 1-A.



En la Figura 79 se denota una mejora significativa en el desempeño estructural gracias a la inclusión de nervios, los cuales logran desplazar la deformación plástica máxima 0,064062 mm/mm fuera de la cara de la columna hacia la zona de transición de la viga. Este patrón de esfuerzos confirma la formación de una rótula plástica incipiente que protege la integridad del nodo y la soldadura, incrementando la capacidad de ductilidad y disipación de energía de la conexión en comparación con un modelo simple.

**Figura. 77**

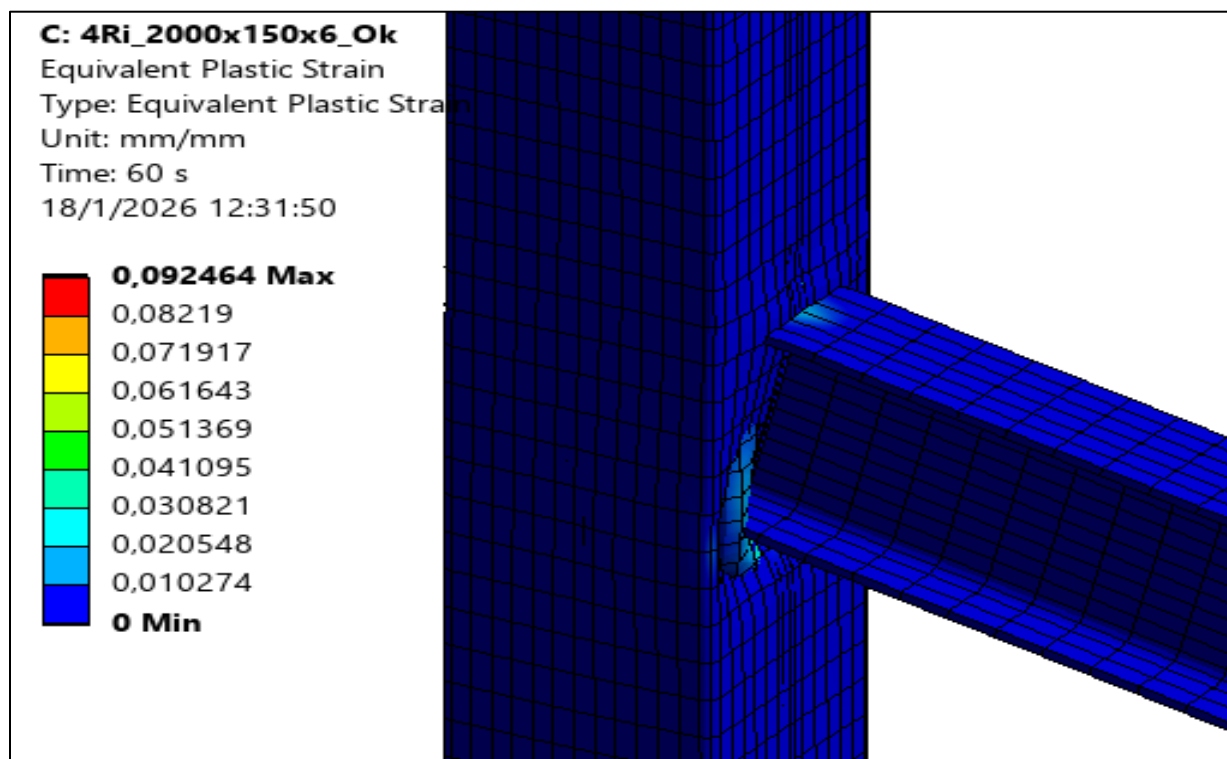
Deformación plástica de conexión 1-B.



En la Figura 80 se muestra un desempeño sísmico superior, alcanzando una deformación plástica máxima de 0,092464 mm/mm, lo que indica una alta capacidad de incursión inelástica. Este patrón revela la formación de una rótula plástica estable en los patines de la viga, logrando desplazar el daño crítico fuera de la cara de la columna y la zona de soldadura.

**Figura. 78**

Deformación plástica de conexión 1-C.

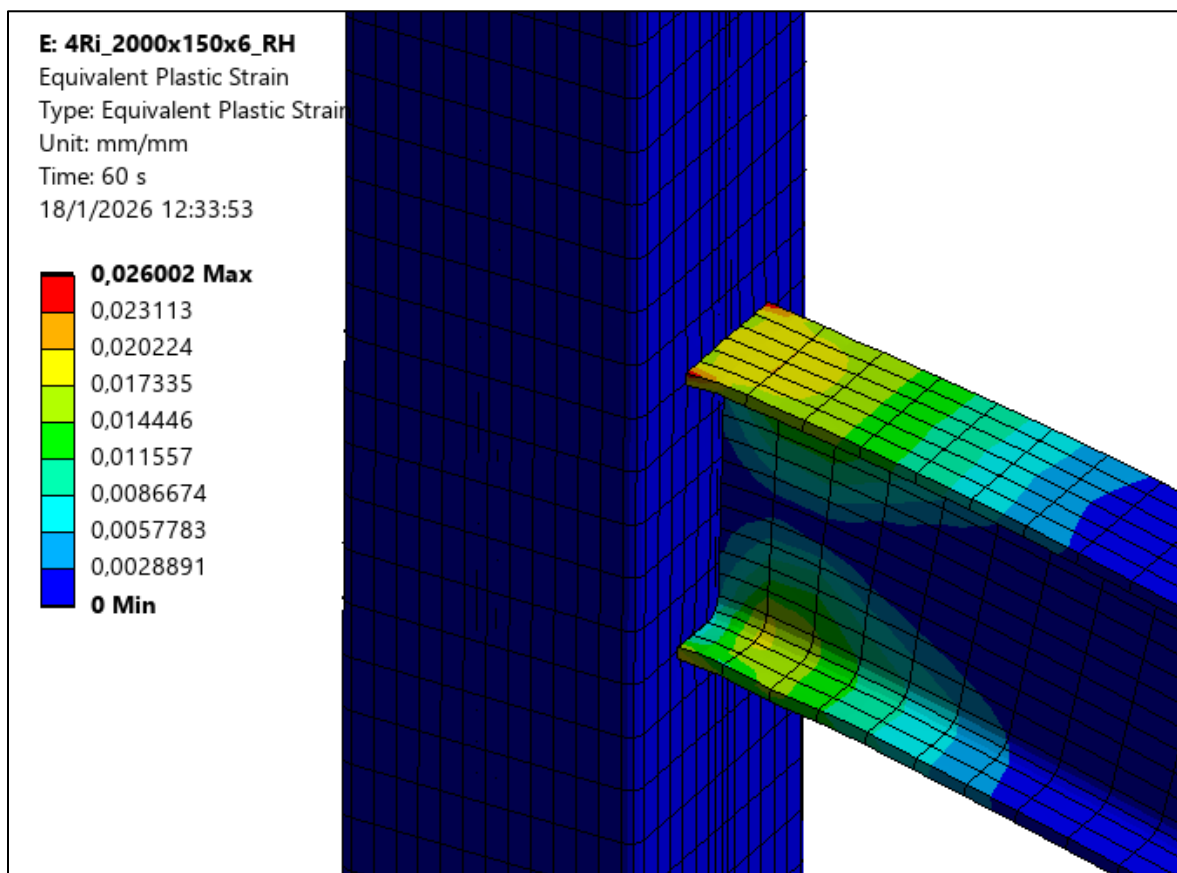


En la Figura 81 denota un comportamiento estructural eficiente donde los refuerzos logran desplazar la deformación plástica máxima (0,026002 mm/mm) fuera de la cara de la columna y la zona de soldadura. Esta distribución de esfuerzos revela la formación de una rótula plástica estable en los patines y el alma de la viga, permitiendo una disipación de energía segura mediante deformación inelástica controlada. Al mantener el núcleo de la columna con deformaciones nulas

(zona azul), se valida el cumplimiento del criterio de diseño "columna fuerte - viga débil", garantizando que la conexión proteja la integridad del nodo bajo demandas sísmicas.

**Figura. 79**

Deformación plástica de conexión 1-D.

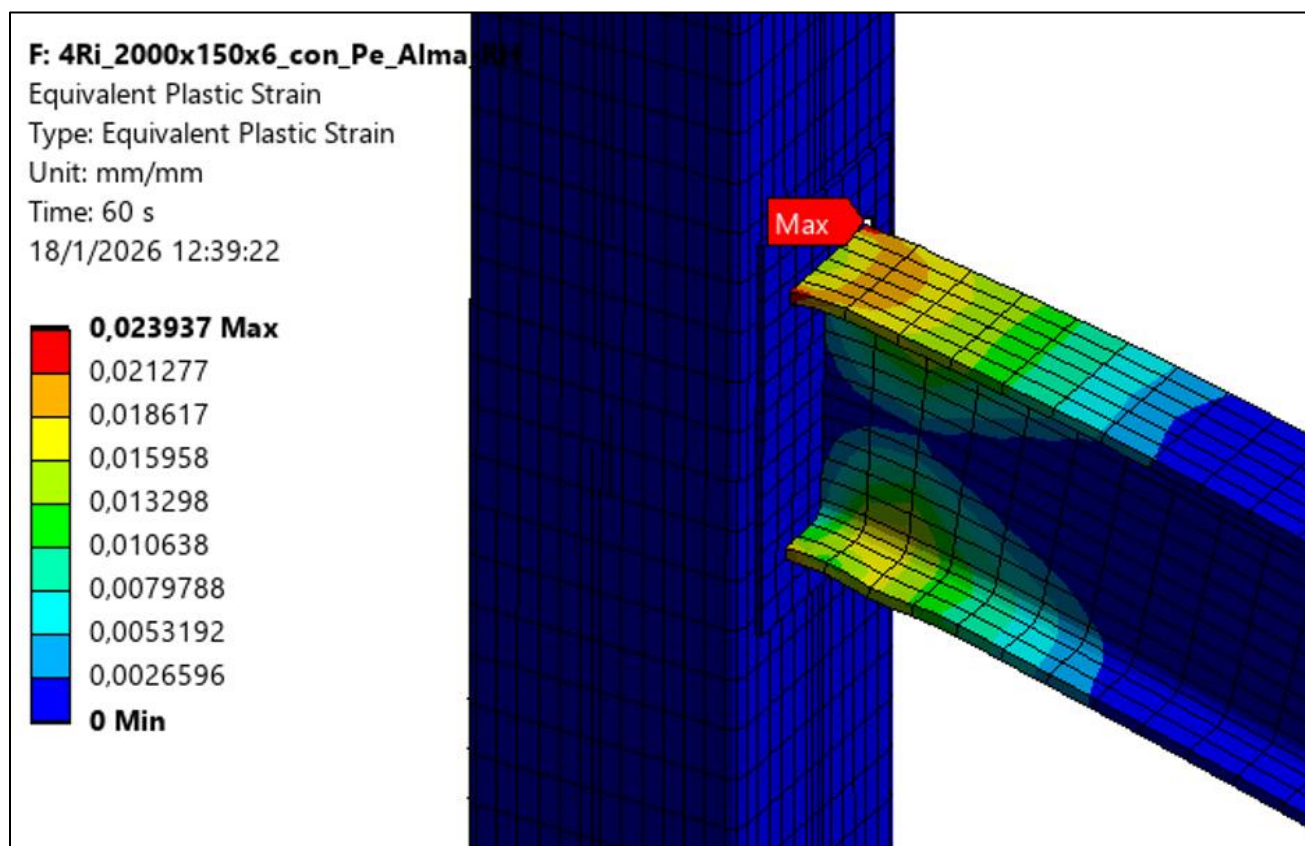


En la Figura 82 se denota un desempeño estructural altamente eficiente, donde la combinación de nervios y la placa de refuerzo en el alma logra limitar la deformación plástica máxima a 0,023937 mm/mm. Al mantener el núcleo de la conexión y la columna íntegramente en rango elástico (zona azul), se ratifica el cumplimiento del criterio de diseño "columna fuerte - viga

débil", garantizando la ductilidad y capacidad de disipación de energía necesarias para sistemas sismorresistentes IMF o SMF.

**Figura. 80**

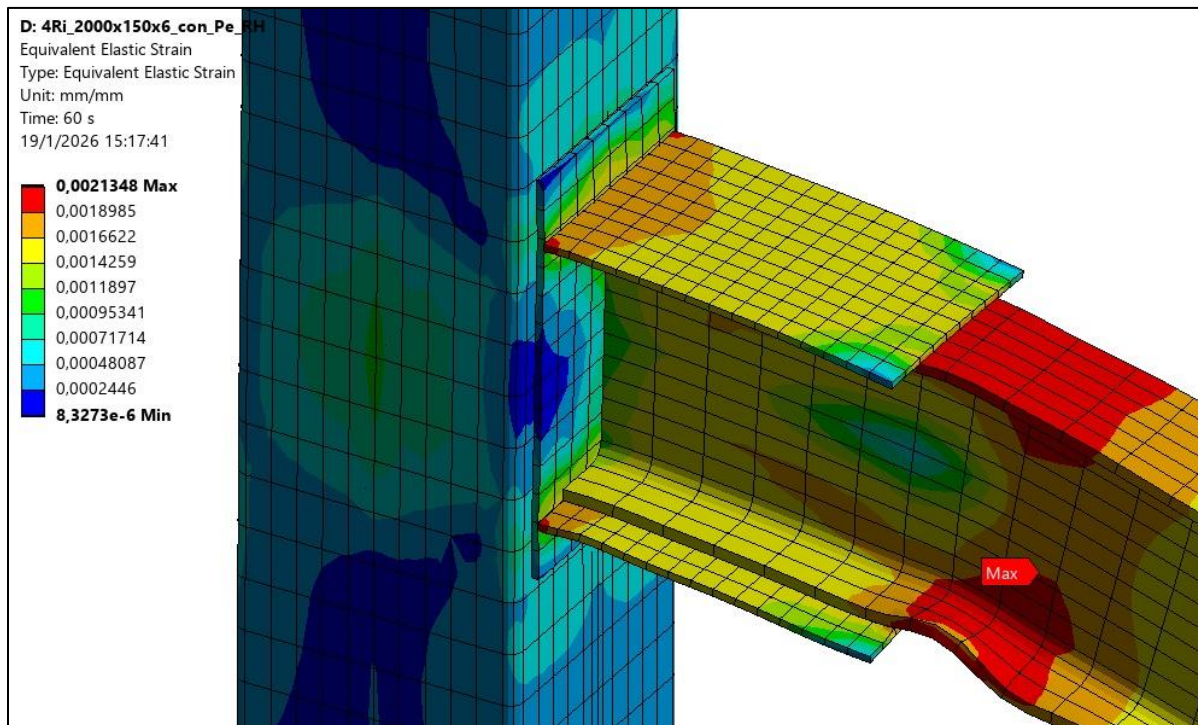
Deformación plástica de conexión 1-E.



En la Figura 83 se describe la distribución de la Deformación Elástica Equivalente, registrando un valor máximo de 0,0021348 mm/mm. A diferencia de los mapas de plasticidad, esta visualización permite identificar las regiones que alcanzan el límite de fluencia del acero, observándose que la mayor demanda elástica se concentra en la zona de transición entre los rigidizadores y el patín de la viga. Este comportamiento confirma que el diseño de la conexión gestiona eficazmente la transferencia de cargas, manteniendo el núcleo de la columna con niveles de deformación controlados y protegiendo la integridad del nodo al asegurar que el inicio de la incursión inelástica ocurra fuera de la zona crítica de la unión.

**Figura. 81**

Deformación plástica de conexión 1-F.

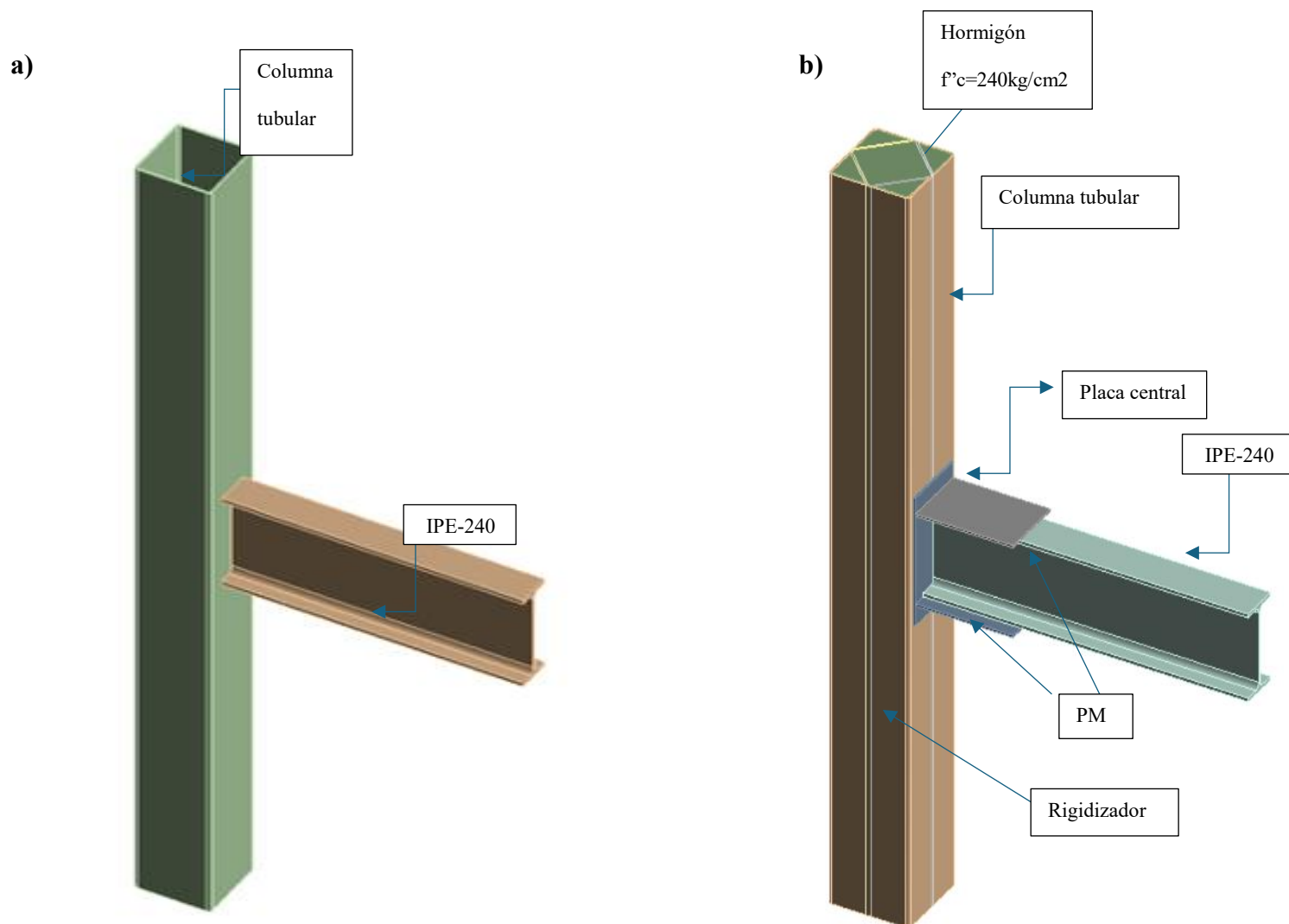


#### 4.40.11 Comparación económica.

Se tomará la conexión original denominada como 1-A, y la conexión 1-F detalladas en la Figura 84, las cuales definen dos formas distintas de unir una viga IPE 240 con una columna tubular de 250 x 250 x 6mm. La configuración 1-A representa una solución convencional de ejecución sencilla, mientras que la 1-F incluye refuerzos, hormigón inyectado y detalles específicos diseñados para optimizar el comportamiento estructural de la junta.

Figura. 82

Comparación económica, siendo a) conexión 1-A y b) conexión 1-F.



A continuación, en la Tabla 54 se detallará los costos y el precio total para la conexión 1-A y en la Tabla 55 se detallará los costos y el precio total para la conexión 1-F. Estos precios se obtuvieron de un taller de mecánica industrial denominado Forjando el futuro, ubicado en la Ciudad de Cuenca.

**Tabla 54**

Costos de manufactura de la conexión 1-A.

| <b>Rubro</b>                    | <b>Costo (USD)</b> |
|---------------------------------|--------------------|
| Materiales (acero + electrodos) | 65.00              |
| Mano de obra                    | 45.00              |
| Equipos                         | 15.00              |
| <b>TOTAL</b>                    | <b>125.00</b>      |

**Tabla 55**

Costos de manufactura de la conexión 1-F.

| <b>Rubro</b>                               | <b>Costo (USD)</b> |
|--------------------------------------------|--------------------|
| Materiales (acero + hormigón + electrodos) | 155.00             |
| Mano de obra especializada                 | 95.00              |
| Equipos                                    | 30.00              |
| <b>TOTAL</b>                               | <b>280.00</b>      |

El análisis económico presentado corresponde a un presupuesto referencial de manufactura, cuyo objetivo es estimar de manera preliminar el costo asociado a la fabricación de la conexión estructural analizada. Este presupuesto no constituye un presupuesto definitivo de obra, ya que no considera costos indirectos, transporte, montaje en obra, impuestos ni utilidades del contratista.

La metodología empleada consistió en la determinación de las cantidades de material a partir del análisis geométrico de la conexión (peso del acero estructural y volumen de hormigón de relleno), las cuales fueron posteriormente multiplicadas por precios unitarios referenciales del mercado local, obteniendo así un costo estimado de fabricación.

El presupuesto incluye los siguientes rubros: suministro de acero estructural ASTM A36, insumos básicos de soldadura, mano de obra asociada a los procesos de corte, armado y soldado, y operaciones básicas de fabricación en taller. No se consideran elementos como pintura, galvanizado, transporte, montaje en obra ni costos administrativos.

Los valores económicos utilizados corresponden a costos referenciales del mercado local, empleados con fines comparativos, con el propósito de evaluar la viabilidad económica relativa de la conexión propuesta frente a otras alternativas de diseño, más que establecer un costo contractual definitivo.

Como se puede observar los valores totales en la Tabla 54 y la Tabla 55 existe una diferencia de \$155.00 dólares americanos, siendo este valor la diferencia entre las 2 conexiones ya mencionadas. Se puede observar que el costo de mano de obra para la conexión 1-F es alrededor del doble que la otra, por cuanto, se requiere de personal con mayor calificación para el proceso de montaje de los detalles constructivos inmersos, como era de esperarse. Similar tendencia se puede constatar con los materiales necesarios descritos en el primer desglose de las dos tablas. La diferencia en costos del proceso de manufactura entre las dos conexiones es de alrededor del 124%.

## CAPITULO V

### CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

#### 6.1 Conclusiones

La implementación de nervios de refuerzo es efectiva para desplazar la zona de máxima demanda plástica fuera de la cara de la columna y la soldadura, reduciendo la vulnerabilidad a fallas frágiles en el nodo como se puede observar en la evolución de los diferentes modelos, siendo la conexión 1-A las más deficiente por la ausencia de refuerzo.

La longitud de la viga y la geometría de los refuerzos influyen directamente en la capacidad de incursión inelástica. El modelo 1-F demostró ser el más dúctil, permitiendo disipar mayor energía sísmica antes del colapso.

La determinación del momento probable  $M_{pr}=166,05$  kNm, calculado con las propiedades del acero A-36 y concreto, valida que los modelos reforzados 1-D, 1-E y 1-F poseen la capacidad de trasladar la demanda de flexión lejos de la cara de la columna, permitiendo que la viga alcance su capacidad plástica teórica sin fallos prematuros en la soldadura. Las deformaciones plásticas registradas en los modelos 1-E (0,026002 mm/mm) y 1-F (0,023937 mm/mm) confirman la incursión inelástica necesaria para desarrollar dicho  $0.8 \cdot M_p=132.84$  kNm que es el criterio principal que se obtuvo de los resultados de diagrama de histéresis de las anteriores conexiones mencionadas, siendo así que el núcleo de la columna permanece en rango elástico, cumpliendo el criterio conformado por la normativa AISC 341-22 para considerarse un sistema IMF.

En el diseño de estructuras destinadas a Pórticos Especiales a Momento (SMF), resulta indispensable prescindir de las conexiones simples debido a su alta vulnerabilidad, siendo obligatorio implementar configuraciones robustas con nervios o rigidizadores. Estos componentes son fundamentales para asegurar mecánicamente que la rótula plástica se manifieste

exclusivamente en la viga, evitando fallas catastróficas en la unión y garantizando la disipación de energía requerida.

En la comparativa económica la conexión 1-A presenta un menor costo de manufactura, asociado al uso de procesos constructivos convencionales y a una menor demanda de materiales y mano de obra. En contraste, la conexión 1-F evidencia un incremento en el costo total, principalmente debido a la incorporación de hormigón de relleno, al mayor consumo de materiales y a la necesidad de mano de obra especializada. No obstante, este aumento de costo se relaciona con un mejor desempeño estructural, particularmente en términos de rigidez y capacidad resistente, lo que sugiere que la conexión 1-F ofrece un balance favorable entre desempeño estructural y costo de fabricación, dependiendo de las exigencias del proyecto y de los criterios de diseño adoptados.

## **6.2 Recomendaciones**

Dado que el objetivo primordial del diseño es inducir la fluencia inelástica en la viga, es vital que todas las soldaduras entre la viga, los nervios y la columna sean de penetración completa. Estas juntas deben someterse a procesos de inspección y ensayos no destructivos sumamente estrictos, asegurando que posean la capacidad de soportar y transmitir las cargas críticas observadas en las simulaciones sin presentar defectos internos.

Se recomienda que investigaciones futuras contrasten los resultados obtenidos mediante el análisis de elementos finitos con ensayos experimentales de prototipos a escala real de columnas rellenas de hormigón, permitiendo validar físicamente que estas conexiones pueden sostener rotaciones inelásticas superiores a 0,02 rad y alcanzar satisfactoriamente el momento probable de 166,05 kNm.

## BIBLIOGRAFIA

- Alacero. (2016). *Especificación para construcciones de acero*.
- Alawadhi, E. (2010). *Finite Element Simulations Using ANSYS*.
- ANSI/AISC 341-22. (2022). *Seismic Provisions for Structural Steel Buildings*.
- ANSI/AISC 360-22. (2022). *Specification for Structural Steel Buildings*.
- Baño, D., & Saquipay, M. (2014). *DISEÑO DE UN PUENTE TIPO EN ESTRUCTURA METALICA PARA EL FERROCARRIL EN LA VIA QUITO-DURAN*.  
<https://bibdigital.epn.edu.ec/bitstream/15000/7830/4/CD-5661.pdf>
- Bautista, J., & Chavez, B. (2021). *EVALUACIÓN DEL COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL DE CONEXIONES VIGA-COLUMNA RÍGIDAS SOMETIDAS A FLEXIÓN CON EL EMPLEO DE ELEMENTOS FINITOS*.
- Boada, D., & Vinueza, M. (2019). *Diseño de un puente vehicular utilizando vigas de acero estructural de alma llena y cimentación profunda*.
- Bowles, J. E. (1993). *Diseño De Acero Estructural*.
- Callister, W., & Rethwisch, D. (2018). *Materials science and engineering: An introduction*. 10.
- Callister, W., & Rethwisch, D. (2022). *CIENCIA E INGENIERIA DE LOS MATERIALES* (novena). Reverte.
- Carrasco, S., Herrera, R., Beltran, F., & Massone, L. (2015). *Recomendaciones de Diseño de Columnas Mixtas*. [www.ilafa.org](http://www.ilafa.org)
- Cassagne, A. (2009). *“Estado de la Practica del Diseño y Construcción de Edificios Existentes de Acero Resistentes a Momento y Recomendaciones para la Construcción de Edificios Nuevos de Acero en la Ciudad de Guayaquil”*.

- Chango, B., & Ruíz, K. (2022). *Estudio Comparativo técnico- económico de un edificio de estructura metálica con pórticos resistentes a momento con columnas de acero huecas y con columnas de acero compuestas rellenas de hormigón*. Escuela Politécnica Nacional.
- Cházaro, C. (2019). *Diseño de Conexiones*.  
[https://www.gerdaucorsa.com.mx/sites/mx\\_gerdau/files/downloadable\\_files/guia-de-conexiones\\_--min.pdf](https://www.gerdaucorsa.com.mx/sites/mx_gerdau/files/downloadable_files/guia-de-conexiones_--min.pdf)
- Chazaro, C. (2021). *Tipos de conexiones para estructuras de Acero | Sitio Oficial Gerdau Corsa*.  
<https://www.gerdaucorsa.com.mx/blog/tipos-de-conexiones-para-estructuras-de-acero>
- Chicaiza, D., & Velez, I. (2023). *Estudio del comportamiento de las conexiones con placasoldada, patin-alma mediante simulacion de elementos finitod el columnas tubulares rellenas de hormigon y Vigas tipo I*. Universidad Politecnica Salesiana.
- Clavijo, F. (2016). *Desarrollo de software para diseño de conexiones en estructuras de acero bajo las especificaciones del AISC*.  
<https://repositorio.unal.edu.co/bitstream/handle/unal/57191/1020746215.2016.pdf?sequence=1&isAllowed=y>
- Crisafulli, F. (2018). *Diseño sismorresistente de construcciones de acero*.
- Días, F. (2019). *PERFILES ESTRUCTURALES*.
- Dieter, G. E. (1986). *Mechanical metallurgy* (Tercera). McGraw-Hill.
- Enderica, P. (2018). *ANÁLISIS DE CONEXIONES METÁLICAS SOLDADAS NO PRECALIFICADAS BAJO LA ACCIÓN DE CARGAS DINÁMICAS A ESCALA REAL Y REDUCIDA MEDIANTE SIMULACIÓN POR COMPUTADORA*.  
<https://repositorio.puce.edu.ec/server/api/core/bitstreams/40b7c5bc-1a9f-4089-b6a0-0c0307bc2c66/content>

- FEMA-350. (2000). *Recommended Seismic Design Criteria for New Steel Moment-Frame Buildings*. [www.seaoc.org](http://www.seaoc.org)
- Flores, R. (2012). *CORROSION Y PROTECCION DE METALES*.
- Gallegos, C. G. (2017). *Estudio de columnas compuestas RCFT con vigas metálicas tipo Icomunmente utilizadas en Ecuador*.
- Gavarito, I., & León, N. (2020). *Simulación de conexión viga columna con secciones tubulares de acero en lámina delgada con nudo relleno de mortero*. [https://ciencia.lasalle.edu.co/cgi/viewcontent.cgi?article=1892&context=ing\\_civil](https://ciencia.lasalle.edu.co/cgi/viewcontent.cgi?article=1892&context=ing_civil), 2020.
- Gere, J. M., & Timoshenko, S. P. (1998). *Mecánica de materiales* (Cuarta). Thomson Editores.
- González, W. (2018). *ANÁLISIS DE HISTÉRESIS DE LA CONEXIÓN WUF-W CON COLUMNAS DE SECCIÓN CUADRADA, POR MEDIO DEL MÉTODO DE ELEMENTOS FINITOS*.
- Guambaña, P. S. E. (2018). “*ANÁLISIS DE CONEXIONES METÁLICAS SOLDADAS NO PRECALIFICADAS BAJO LA ACCIÓN DE CARGAS DINÁMICAS A ESCALA REAL Y REDUCIDA MEDIANTE SIMULACIÓN POR COMPUTADORA*”.
- Guerrero, N. (2022). *ANÁLISIS EXPERIMENTAL DE LOS TIPOS DE CONEXIÓN VIGA – COLUMNA CON SECCIONES TUBULARES DE ACERO PARA PÓRTICOS RESISTENTES A MOMENTO*.
- Hibbeler, R. C. (2017). *Mecánica de Materiales*. Person Educación de México, S.A de C.V.
- Jaramillo, H., & Meneses, W. (2008). *Análisis mediante el método de elementos finitos de conexión a momento tipo platabanda extendida*. 1, 123–133.
- MAGNACERO. (2023, febrero 9). *¿QUÉ ES EL ACERO ESTRUCTURAL?* | Blog. *Magnacero*. <https://www.magnacero.com/acero-estructural/>
- Manual de diseño para la construcción con acero*. (2013).

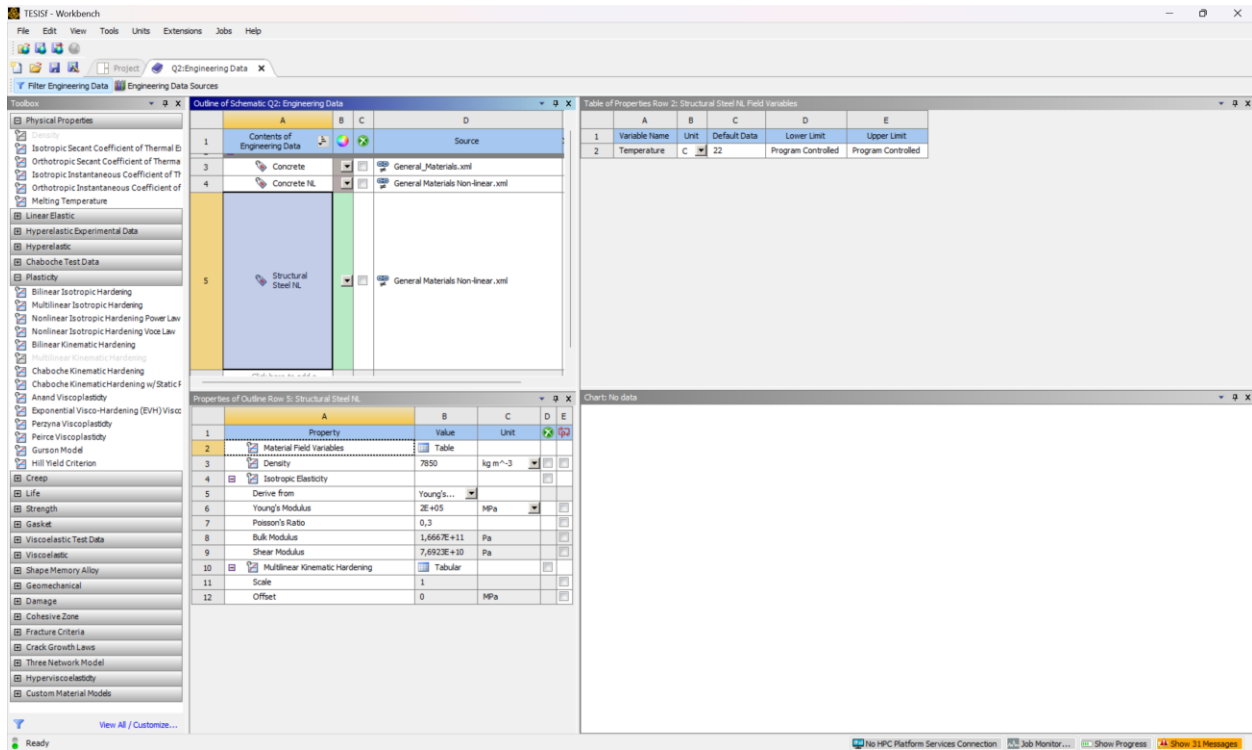
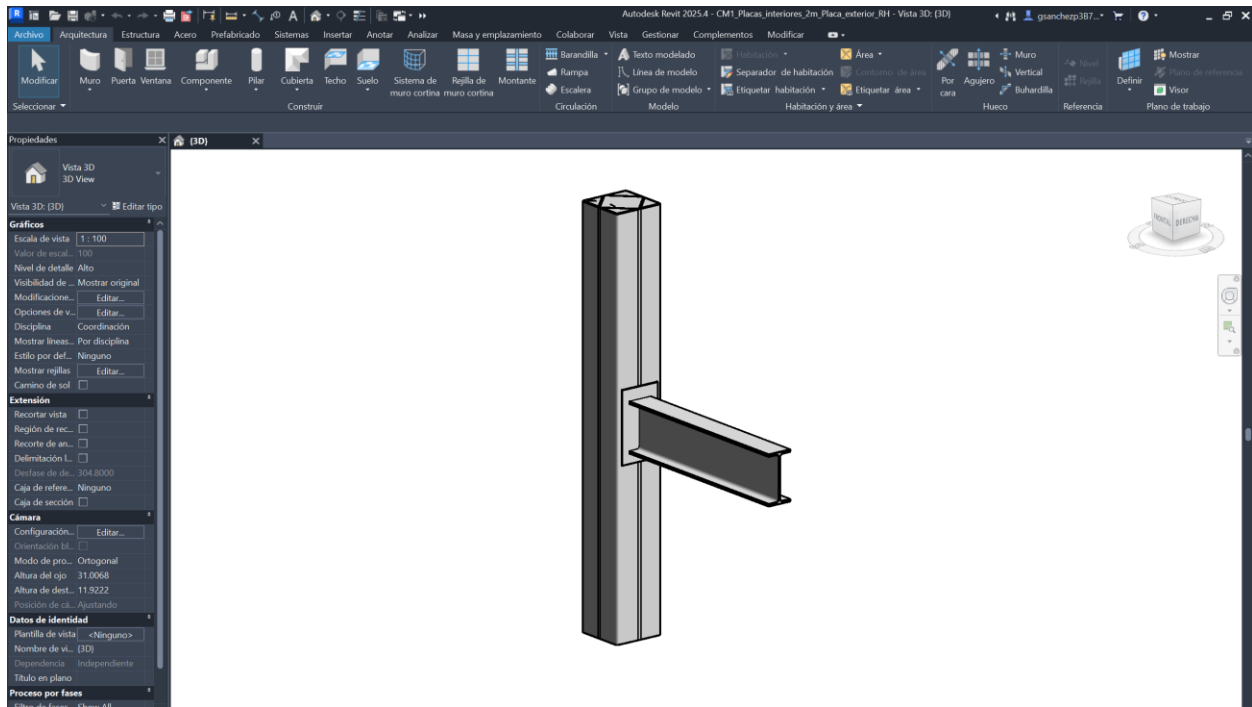
- Martínez, C. (2023). *Comportamiento de la conexión precalificada placas apernadas al alma y al ala (BFP) con columna tipo tubular aplicada en pórticos resistentes a momento.*
- McCormac, J. C., & Stephen F. Csernak. (2012). *DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE ACERO* (Quinta). Alfaomega.
- McCormac, J., & Csernak, S. (2013). *Diseño de estructuras de acero.* Alfaomega.
- MIDUVI. (2016, septiembre). *Guía práctica para el diseño de estructuras de acero de conformidad con la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC 2015.*
- Milanes, D. (2023). *Conexiones en estructuras metálicas: La rigidez.* <https://www.e-zigurat.com/es/blog/conexiones-estructuras-metalicas-rigidez/>
- Nina, C. (2022). *ESTRUCTURAS DE ACERO EN LA ARQUITECTURA.* [https://www.gerdaucorsa.com.mx/sites/mx\\_gerdau/files/PDF/Estructuras%20de%20Acero%20en%20la%20arquitectura%20baja.pdf](https://www.gerdaucorsa.com.mx/sites/mx_gerdau/files/PDF/Estructuras%20de%20Acero%20en%20la%20arquitectura%20baja.pdf)
- Núñez, C., Roca, A., & Jorba, j. (2013). *Comportamiento mecánico de los materiales. Volumen II. Ensayos mecánicos. Ensayos no destructivos.*
- Otero, L. (2006). *Aprendiendo sobre el método de los elementos finitos.* 7–17.
- Ramos, A., & Yanza, V. (2024). *Diseño de una edificación para uso residencial de acero estructural sismorresistente mediante la comparación de técnicas constructivas en las juntas viga-columna* [Universidad Politecnica Salesiana]. <http://dspace.ups.edu.ec/handle/123456789/29491>
- S. Loges. (2017). *Importancia de las conexiones en el comportamiento sismorresistente de edificaciones aporticadas de acero estructural.*
- Santos, L. (2024). *COMPORTAMIENTO SÍSMICO DE UNA CONEXIÓN COLUMNA TUBULAR - VIGA H MEDIANTE ANÁLISIS NUMÉRICO POR ELEMENTOS FINITOS.*

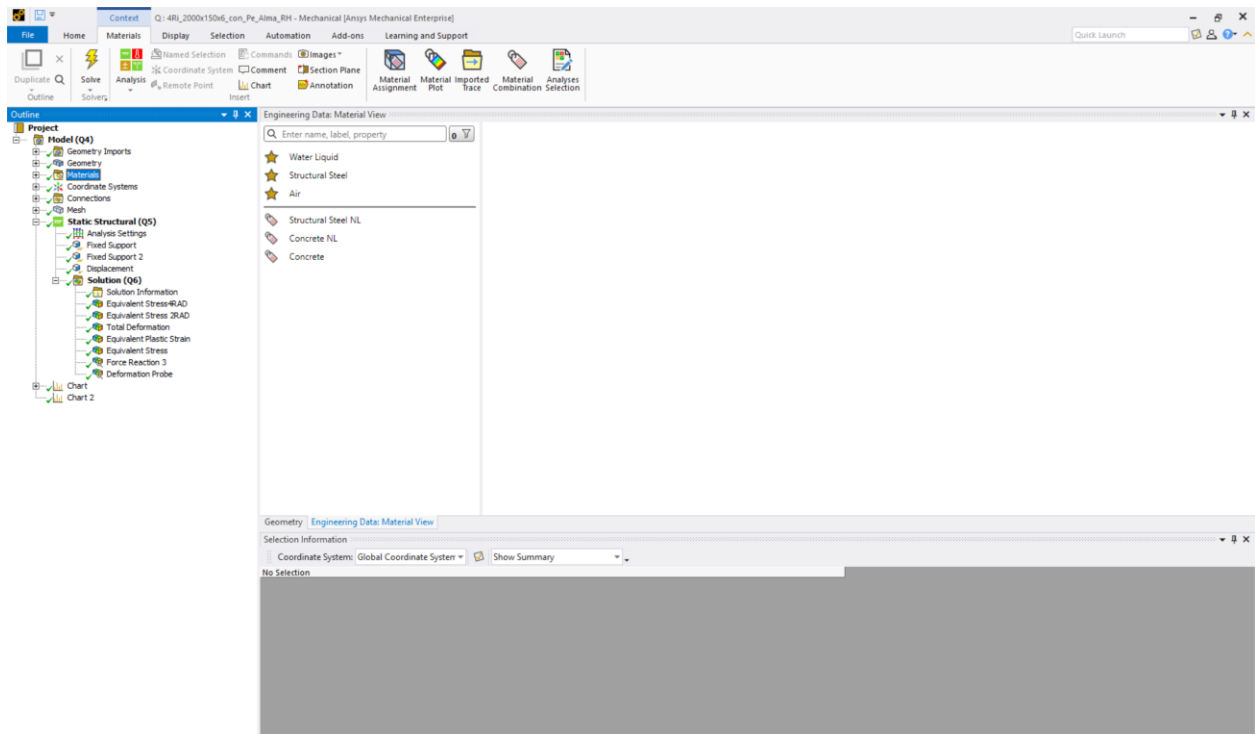
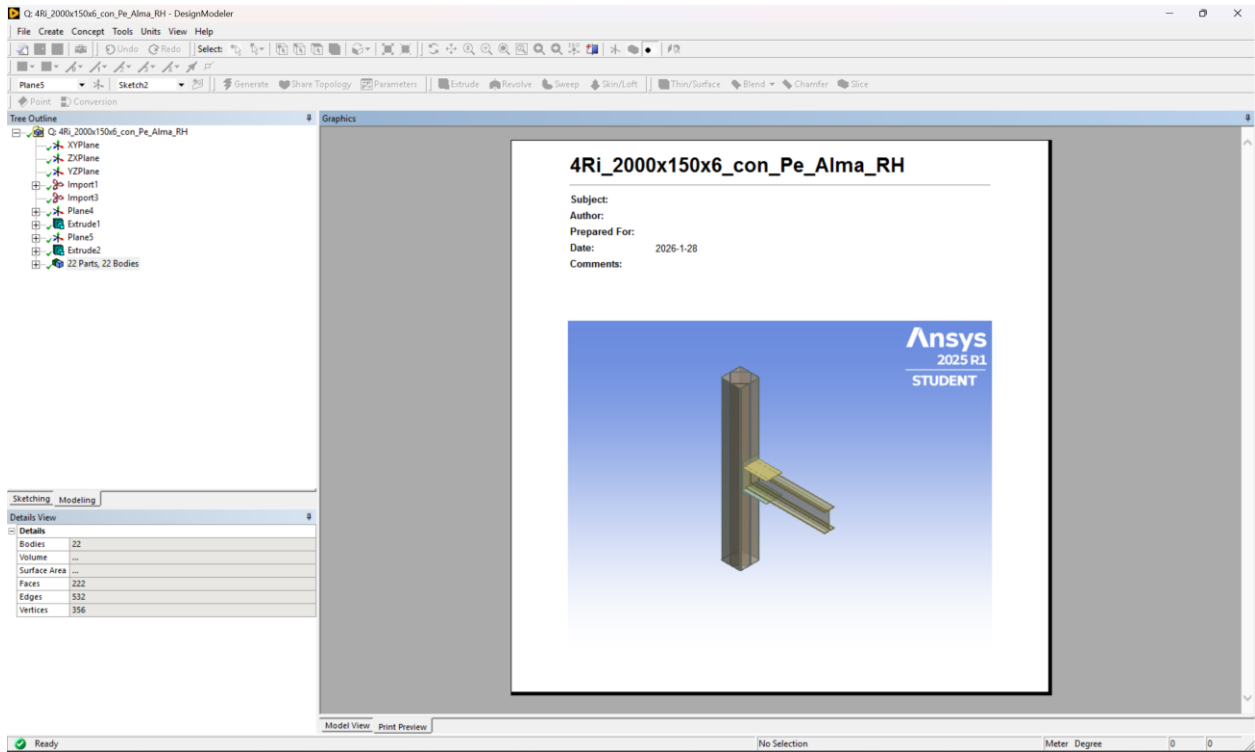
Silva, C., & Morales, S. (2011). *DISEÑO DE UN PUENTE GRUA TIPO DE 5 TONELADAS DE CAPACIDAD PARA LA INDUSTRIA METALMECANNICA*. ESCUELA POLITECNICA NACIONAL.

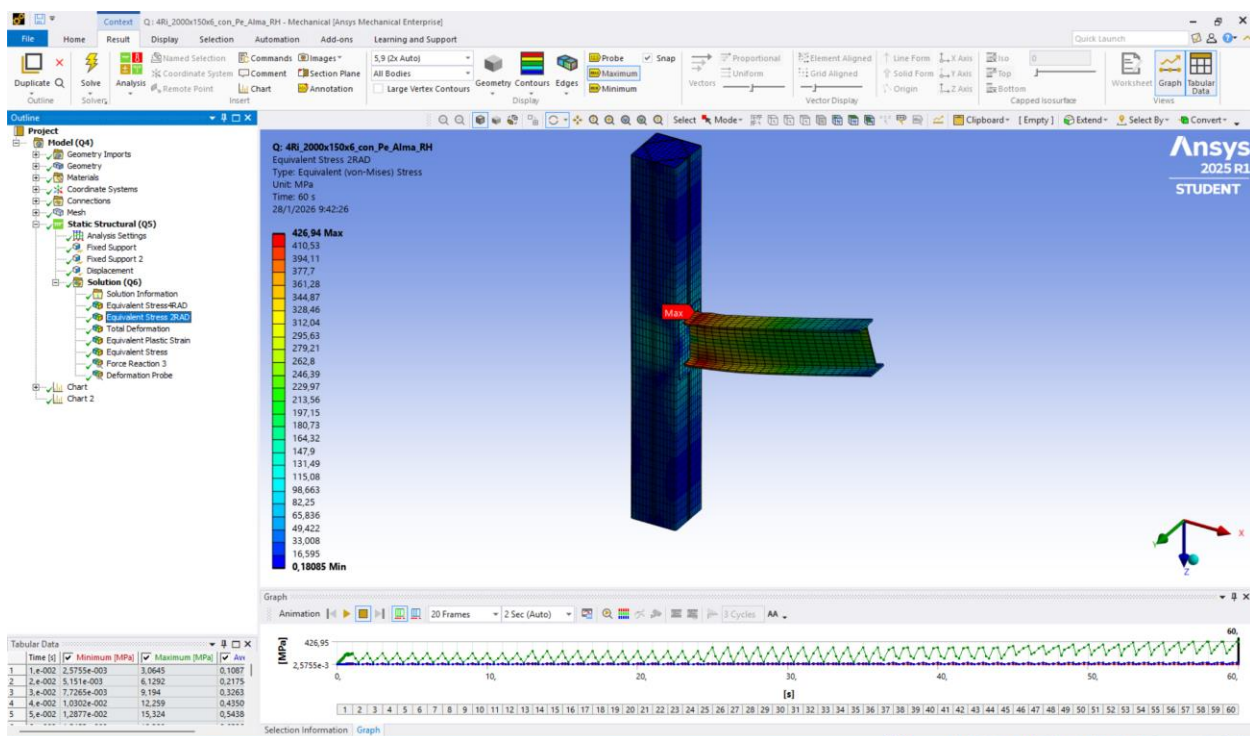
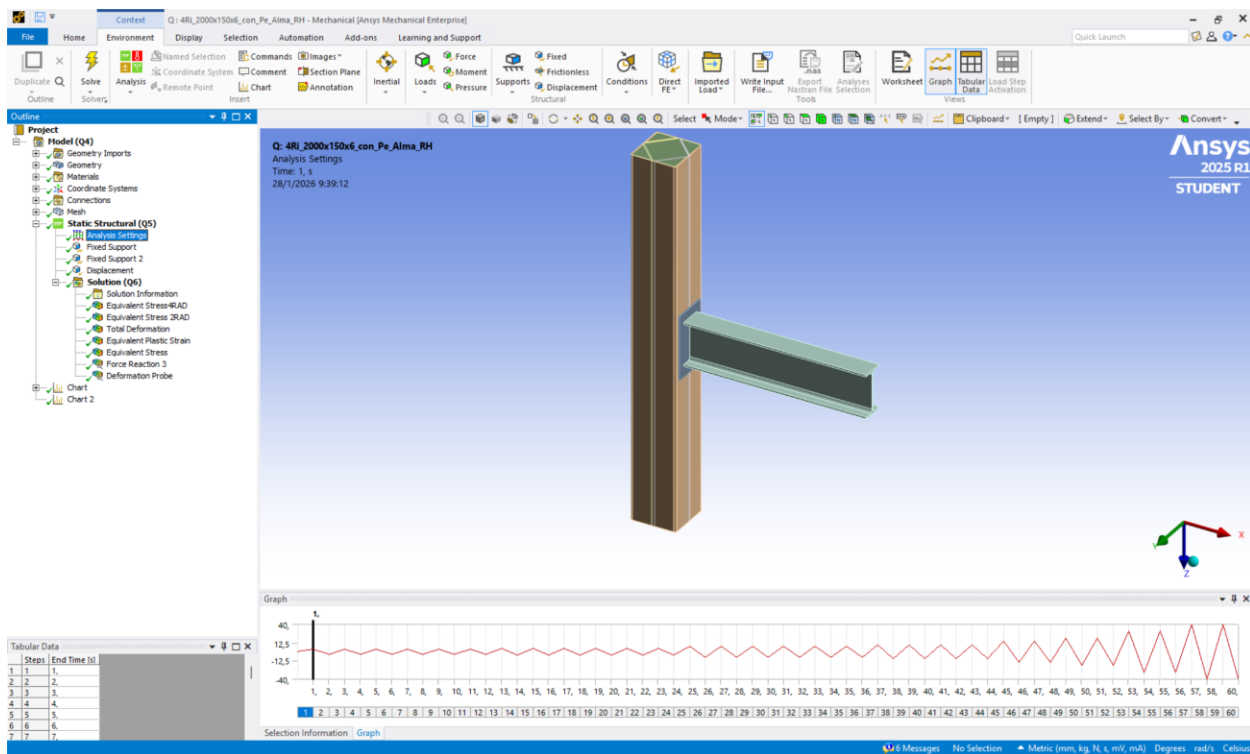
Silva, R. (2021). *Diseño de estructuras de acero*. Copyright 2021.

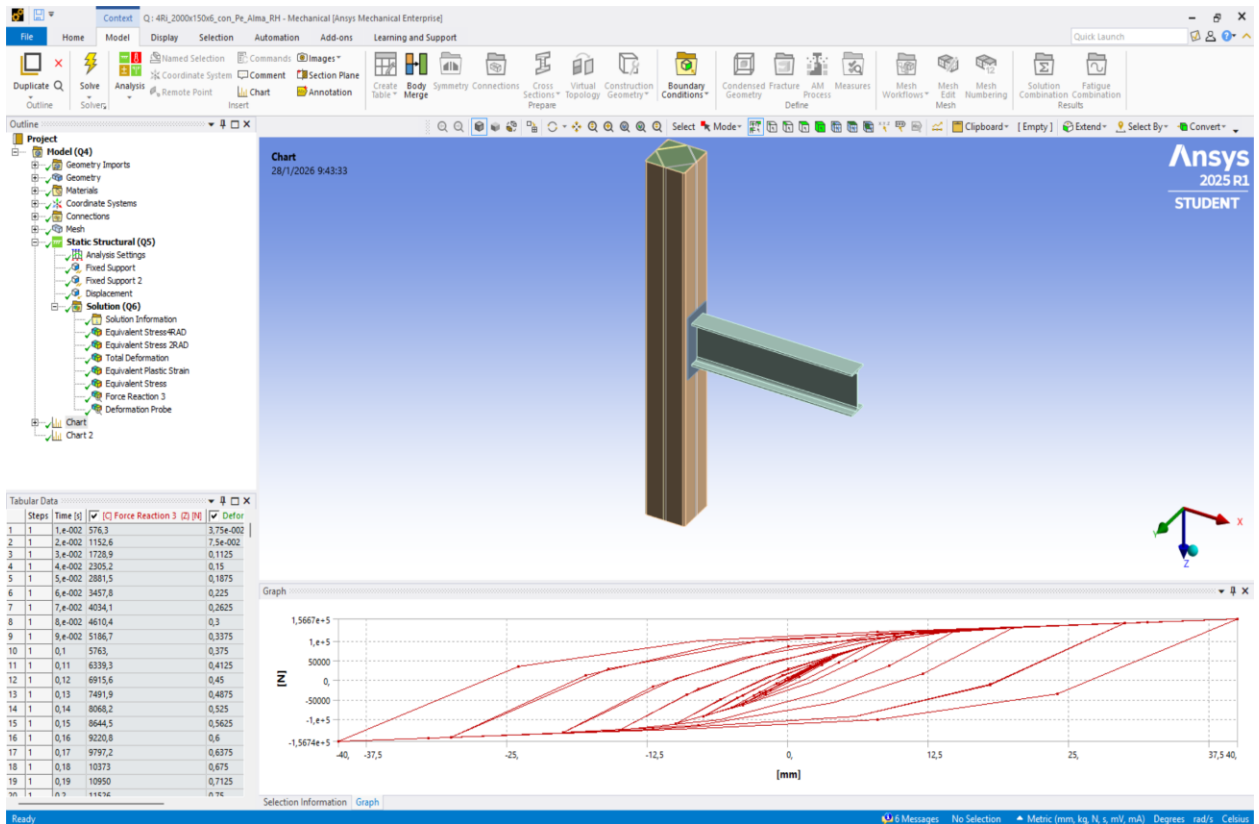
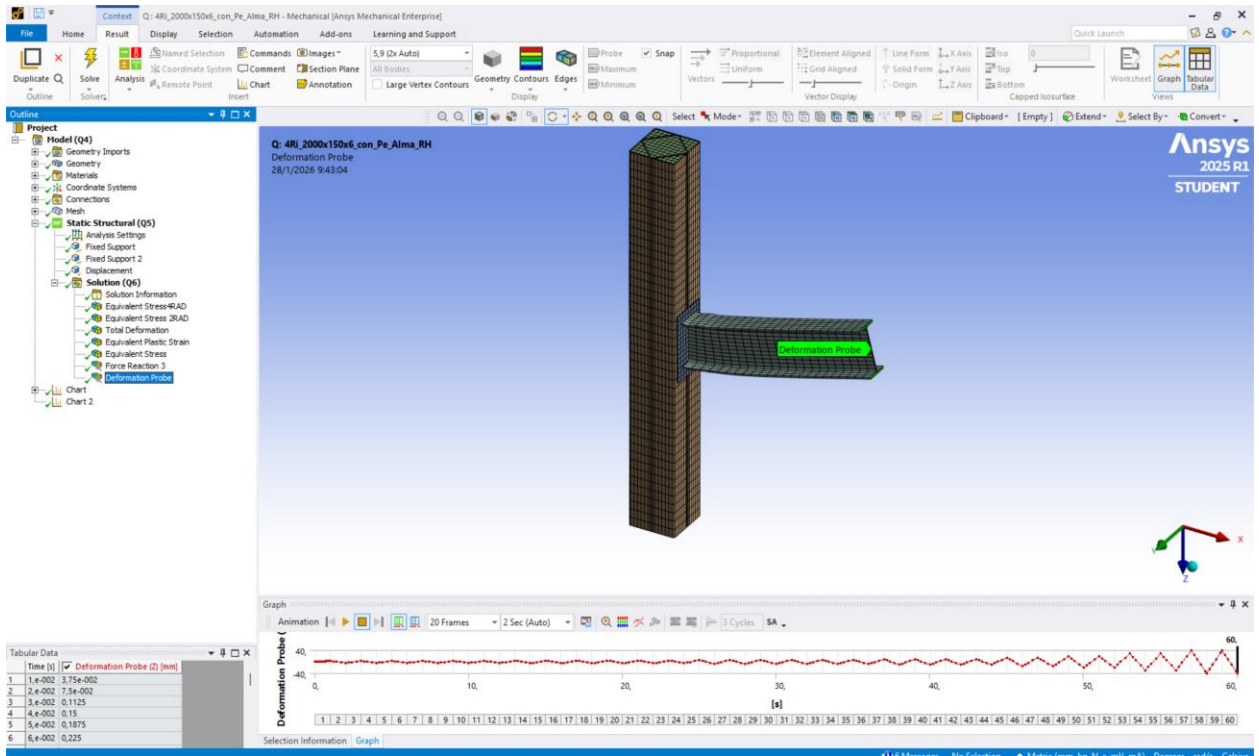
Vinnakota, S. (2006). *Estructuras de acero:comportamiento y LRFD*. McGraw-Hill.

Anexo I. Proceso de simulacion de elementos finitos









## Anexo2. Memória de cálculo para diseño de connexion

### 1. Datos generales

#### 1.1 Geometría del Pórtico

Longitud de cada tramo  $L := 4.070 \text{ m}$

Altura de piso  $H := 2.70 \text{ m}$

Número de pisos  $N_{pisos} := 4$

Número de tramos  $N_{tramos} := 2$



#### 1.2 Propiedades de los materiales

##### Acero Estructural ASTM A-36

|                             |                                      |                             |                                                  |
|-----------------------------|--------------------------------------|-----------------------------|--------------------------------------------------|
| $F_{yb} := 250 \text{ MPa}$ | Tensión cedente de la viga principal | $F_{ub} := 400 \text{ MPa}$ | Tensión última de la viga principal              |
| $F_{yc} := 250 \text{ MPa}$ | Tensión cedente de la columna        | $F_{ys} := 250 \text{ MPa}$ | Tensión cedente de la viga transversal           |
| $F_{yp} := 250 \text{ MPa}$ | Tensión cedente de las planchas      | $R_{yb} := 1.5$             | Factor de sobre-resistencia de la viga principal |
| $E := 200000 \text{ MPa}$   | Módulo de Elásticidad                | $R_{yc} := 1.5$             | Factor de sobre-resistencia de la columna        |

## 1.4 Definición de perfiles a utilizar:

### 1.4.1 Viga a Utilizar: IPE 240

#### a) Datos de la sección

|                            |                                   |                                  |                     |
|----------------------------|-----------------------------------|----------------------------------|---------------------|
| $d_b := 240 \text{ mm}$    | Altura de la sección              | $A_b := 39.43 \text{ cm}^2$      | Área gruesa         |
| $b_{bf} := 120 \text{ mm}$ | Ancho del ala                     | $S_{xb} := 327.21 \text{ cm}^3$  | Módulo elástico "X" |
| $t_{bf} := 9.8 \text{ mm}$ | Espesor del ala                   | $Z_{xb} := 369 \text{ cm}^3$     | Módulo plástico "X" |
| $t_{bw} := 6.2 \text{ mm}$ | Espesor del alma                  | $I_{xb} := 3926.58 \text{ cm}^4$ | Inercia en "X"      |
| $r_b := 15 \text{ mm}$     | Radio de curvatura                | $I_{yb} := 283.93 \text{ cm}^4$  | Inercia en "Y"      |
| $J_b := 9.36 \text{ cm}^4$ | Constante torsional de St. Venant |                                  |                     |

#### b) Cálculo de propiedades

|                                                                                     |                                |                                             |                                        |
|-------------------------------------------------------------------------------------|--------------------------------|---------------------------------------------|----------------------------------------|
| $r_{xb} := \sqrt{\frac{I_{xb}}{A_b}} = 9.979 \text{ cm}$                            | Radio de giro en "X"           | $h_{ob} := d_b - t_{bf} = 230.2 \text{ mm}$ | Distancia entre centroides de las alas |
| $r_{yb} := \sqrt{\frac{I_{yb}}{A_b}} = 2.683 \text{ cm}$                            | Radio de giro en "Y"           | $k_b := t_{bf} + r_b = 24.8 \text{ mm}$     | Espesor del ala + curvatura            |
| $C_{wb} := t_{bf} \cdot h_{ob}^2 \cdot \frac{b_{bf}^3}{24} = 37391.18 \text{ cm}^6$ | Constante de torsión de alabeo | $h_b := d_b - 2 k_b = 190.4 \text{ mm}$     | Altura libre del alma                  |

### 1.4.2 Columna tubular cuadrada 250X250X6mm

a) Datos de la sección

$$d_c := 250 \text{ mm} \quad \text{Altura de la sección}$$

$$b_c := 250 \text{ mm} \quad \text{Ancho de la sección}$$

$$t_c := 6 \text{ mm} \quad \text{Espesor de pared}$$

$$r_c := 0 \text{ mm} \quad \text{Radio de curvatura}$$

b) Cálculo de propiedades

$$A_c := (d_c \cdot b_c) - ((d_c - 2 \cdot t_c) \cdot (b_c - 2 \cdot t_c)) = 58.56 \text{ cm}^2 \quad \text{Área gruesa}$$

$$I_{xc} := \left( \frac{(b_c \cdot d_c^3)}{12} \right) - \left( \frac{(b_c - 2 \cdot t_c) \cdot (d_c - 2 \cdot t_c)^3}{12} \right) = 5814.23 \text{ cm}^4 \quad \text{Inercia "X"}$$

$$I_{yc} := \left( \frac{(d_c \cdot b_c^3)}{12} \right) - \left( \frac{((d_c - 2 \cdot t_c) \cdot (b_c - 2 \cdot t_c)^3)}{12} \right) = 5814.23 \text{ cm}^4$$

$$S_{xc} := 2 \cdot \frac{I_{xc}}{d_c} = 465.14 \text{ cm}^3 \quad \text{Módulo elástico "X"}$$

$$S_{yc} := 2 \cdot \frac{I_{yc}}{b_c} = 465.14 \text{ cm}^3 \quad \text{Módulo elástico "Y"}$$

$$Z_{xc} := t_c \cdot \frac{d_c^2}{2} + t_c \cdot (b_c - 2 \cdot t_c) \cdot (d_c - t_c) = 535.93 \text{ cm}^3 \quad \text{Módulo plástico "X"}$$

$$Z_{yc} := t_c \cdot \frac{b_c^2}{2} + t_c \cdot (d_c - 2 \cdot t_c) \cdot (b_c - t_c) = 535.93 \text{ cm}^3 \quad \text{Módulo plástico "Y"}$$

$$r_{xc} := \sqrt{\frac{I_{xc}}{A_c}} = 9.96 \text{ cm} \quad \text{Radio de giro en "X"} \quad r_{yc} := \sqrt{\frac{I_{yc}}{A_c}} = 9.96 \text{ cm}$$

$$C_{wc} := 0$$

$$J_c := 8.716 \text{ cm}^4$$

$$h_{oc} := d_c - t_c = 244 \text{ mm}$$

### 1.5 Definición de casos de carga para 5 y 6 de Ramos y yanza

#### 1.6 Cargas gravitacionales aplicadas

|                         |                                            |                     |                                          |
|-------------------------|--------------------------------------------|---------------------|------------------------------------------|
| <u>Carga Permanente</u> | $C_p := 3.56 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$ | $CP := L \cdot C_p$ | $CP = 14.489 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$ |
|-------------------------|--------------------------------------------|---------------------|------------------------------------------|

|                       |                                         |                     |                                        |
|-----------------------|-----------------------------------------|---------------------|----------------------------------------|
| <u>Carga Variable</u> | $C_v := 2 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$ | $CV := L \cdot C_v$ | $CV = 8.14 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$ |
|-----------------------|-----------------------------------------|---------------------|----------------------------------------|

$$P_r := 283800 \text{ N}$$

### 3.1 Revisión del pandeo local de la viga

Las alas y el alma de la viga deben cumplir con la condición de miembros de **ALTA DUCTIBILIDAD** conforme a la Norma **ANSI/AISC 341**, a fin de prevenir el pandeo local.

#### a) Pandeo local de las alas

Para las alas, se tiene: 
$$0.38 \cdot \sqrt{\frac{E}{R_{yb} \cdot F_{yb}}}$$

$$\lambda_{ala} := \frac{b_{bf}}{2 t_{bf}} = 6.122 \quad \text{Esbeltz del ala de la viga}$$

$$\lambda_{ala\_max} := 0.38 \cdot \sqrt{\frac{E}{R_{yb} \cdot F_{yb}}} = 8.78 \quad \text{Esbeltz máxima del ala de la viga}$$

if  $(\lambda_{ala} \leq \lambda_{ala\_max}, \text{"OK"}, \text{"No Cumple"}) = \text{"OK"}$

#### b) Pandeo local del alma

Para el alma, se tiene: 
$$5.4 (1 - C_a)^{2.3} \cdot \sqrt{\frac{E}{R_{yb} \cdot F_{yb}}}$$

$$\alpha_s := 1$$

$$A_{bmm} := A_b = (3.943 \cdot 10^3) \text{ mm}^2$$

$$C_a := \frac{\alpha_s \cdot P_r}{R_{yb} \cdot F_{yb} \cdot A_{bmm}} = 0.191935$$

$$[b] C_a = \frac{\alpha_s P_r}{R_y F_y A_g}$$

$$\lambda_{alma\_max} := 5.4 (1 - C_a)^{2.3} \cdot \sqrt{\frac{E}{R_{yb} \cdot F_{yb}}} = 76.39 \quad \text{Esbeltz máxima del alma de la viga}$$

$$\lambda_{alma} := \frac{h_b}{t_{bw}} = 30.71$$

Esbeltz del alma de la viga

| req Elements |                                                                                                                                                                   | $V^*F_y$                                                 | $\frac{1}{\omega_{max} \omega_{min}}$         |
|--------------|-------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|----------------------------------------------------------|-----------------------------------------------|
| 11           | For moment frames, where used in beams or columns, as webs in flexure, or combined axial and flexure<br>Webs of rolled or built-up I-shaped sections and channels | $h/t_w \leq 2.5(1 - C_a)^{2.3} \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$ | $5.4(1 - C_a)^{2.3} \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$ |
| 12           | Where used in beams or cols.                                                                                                                                      |                                                          |                                               |

### 3.2 Revisión de la longitud no arriostrada de la viga

La viga debe cumplir con los requisitos de miembros de **Alta Ductibilidad** conforme a la Norma **ANSI/AISC 341**, para lo cual debiera estar soportada lateralmente en ambas alas, a fin de controlar el pandeo lateral torsional.

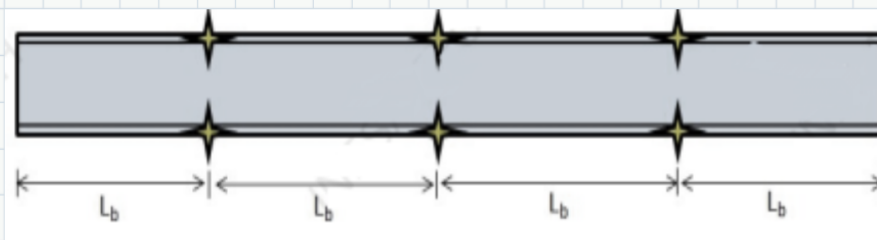
$$N_{sl} := 4$$

Número de soportes laterales de la viga

$$L_b := \frac{L}{(N_{sl} + 1)} = 0.814 \text{ m}$$

Longitud no arriostrada de la viga

+

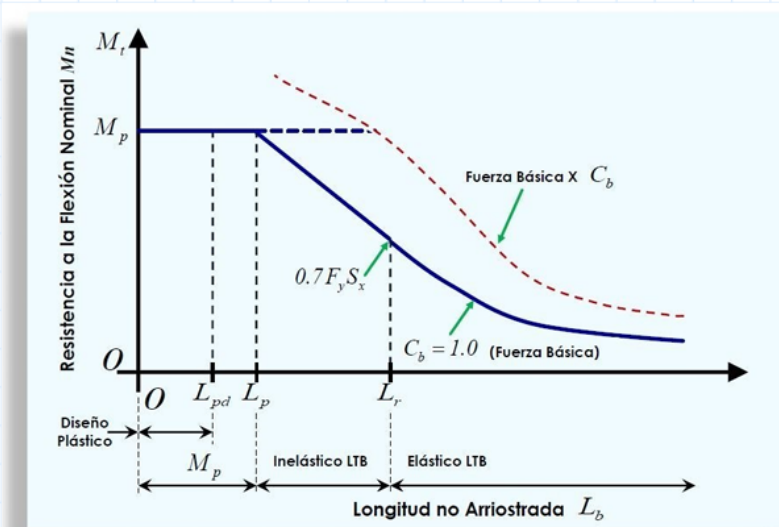


$$L_{b\_max} := 0.095 \cdot r_{yb} \cdot \frac{E}{R_{yb} \cdot F_{yb}} = 1.36 \text{ m}$$

if  $(L_b \leq L_{b\_max}, \text{"Ok"}, \text{"No Cumple"}) = \text{"Ok"}$

**Nota:** Si no se cumple esta condición, se deberá aumentar el número de soportes laterales, o bien, aumentar la sección de la viga.

### 3.7 Revisión de las vigas por flexión



$$L_p := 1.76 \cdot r_{yb} \cdot \sqrt{\frac{E}{F_{yb}}} = 1.336 \text{ m}$$

Longitud límite de comportamiento plástico

$$L_b = 0.814 \text{ m}$$

Longitud no soportada lateralmente

if ( $L_b \leq L_p$ , "Ok", "No Cumple") = "Ok"

Conforme a esta condición, se obtiene la resistencia minorada a flexión de la viga.

$$M_p := Z_{xb} \cdot F_{yb} = 92.25 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Momento plástico

$$M_n := M_p = 92.25 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Resistencia nominal a flexión

$$\phi := 0.90$$

Factor de minoración

$$\phi \cdot M_n = 83.03 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Resistencia minorada a flexión

Finalmente, se obtiene la relación Demanda/Capacidad de las vigas, tomando en cuenta los momentos últimos y la resistencia minoración a flexión.

Momento último en viga V1

$$M_u := 12.45 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$M_u = 126915,98 \text{ kg} \cdot \text{cm}$  de ok para Mmax de ramos y yanza  
Ramos y Yanza

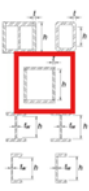
$$\frac{M_u}{\phi \cdot M_n} = 0.15$$

Relación D/C  
En la viga 1

if  $\left( \frac{M_u}{\phi \cdot M_n} \leq 1, \text{“Ok”}, \text{“No Cumple”} \right) = \text{“Ok”}$

#### 4.7 Revisión del pandeo local de la columna

|     |                                                                                           |                                              |                                              |  |
|-----|-------------------------------------------------------------------------------------------|----------------------------------------------|----------------------------------------------|--|
| 13  | Where used in beams, columns, or links, as webs in flexure, or combined axial and flexure |                                              |                                              |  |
| (1) | Side plates of boxed I-shaped sections                                                    |                                              |                                              |  |
| (2) | Webs of rectangular HSS <sup>16</sup>                                                     |                                              |                                              |  |
| (3) | Webs of box sections                                                                      |                                              |                                              |  |
| (4) | Except for moment frames, webs of rolled or built-up I-shaped sections and channels       |                                              |                                              |  |
|     | $h/t$                                                                                     | For $C_b \leq 0.113^{16}$                    | For $C_b \leq 0.113^{16}$                    |  |
|     |                                                                                           | $2.45(1 - 1.04C_b) \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$ | $3.76(1 - 3.05C_b) \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$ |  |
|     |                                                                                           | For $C_b > 0.113$                            | For $C_b > 0.113$                            |  |
|     |                                                                                           | $2.26(1 - 0.38C_b) \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$ | $2.61(1 - 0.49C_b) \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$ |  |
|     |                                                                                           | $\geq 1.56 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$         | $\geq 1.56 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$         |  |



Las alas y el alma de la columna deben cumplir con la condición de miembros de **Alta Ductibilidad**, conforme a las Norma **ANSI/AISC 341**, a fin de prevenir el pandeo local.

#### 4.2 Revisión del pandeo local de la columna

**Pandeo local en la columna 250x250x6mm**

$$r_e := 2 t_c = 12 \text{ mm} \quad \text{siendo conservadores segun AISC 341 } b_{c1} = b_c - (1.5t \text{ a } 3t \text{ espesor})$$

$$r_e = 12 \text{ mm}$$

$$b_{c1} := b_c - r_e = 238 \text{ mm}$$

ancho plano es igual al  
ancho total menos los radios  
de esquina

$$\lambda_c := \frac{b_{c1}}{t_c} = 39.667$$

Relacion ancho espesor  
calculada

$$A_{cmm} := A_c = (5.856 \cdot 10^3) \text{ mm}^2$$

$$C_{ac} := \frac{\alpha_s \cdot P_r}{R_{yb} \cdot F_{yb} \cdot A_{cmm}} = 0.129235$$

limite para ductilidad alta SMF

$$\lambda_{hd} := 2.45 \cdot (1 - 1.04 \cdot C_{ac}) \sqrt{\frac{E}{R_{yc} \cdot F_{yc}}} = 48.976$$

limite para ductilidad moderada IMF

$$\lambda_{md} := 3.76 \cdot (1 - 3.05 \cdot C_{ac}) \sqrt{\frac{E}{R_{yc} \cdot F_{yc}}} = 52.607$$

$$\lambda_d := \min(\lambda_{hd}, \lambda_{md}) = 48.976$$

$$\text{if } (\lambda_c \leq \lambda_d, \text{ "OK", "No Cumple"}) = \text{ "OK"}$$

#### 4.8.1 Definición de longitud efectiva

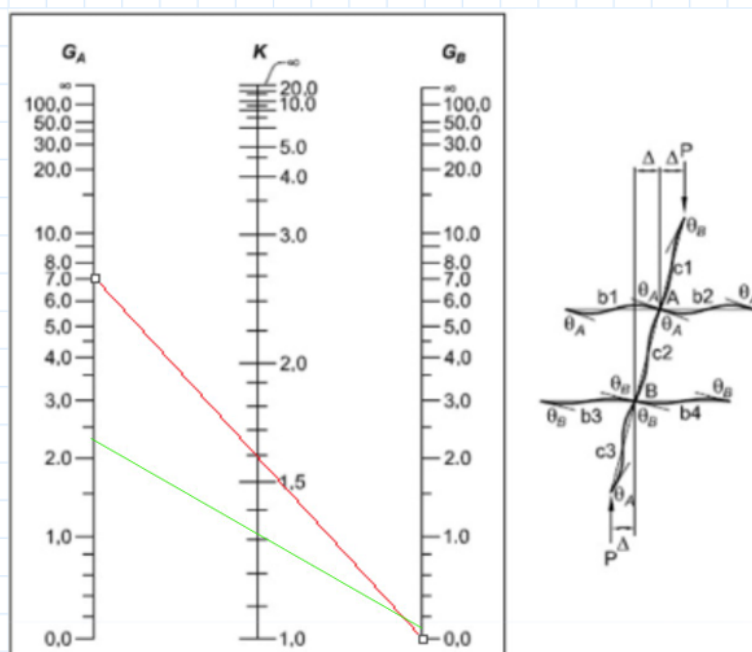
##### a) Análisis en dirección X

Módulo de rigidez en la base de la columna , debido al empotramiento.

$$G_B := 0.05$$

$$G_A := \frac{\frac{2 \cdot E \cdot I_{xc}}{H}}{\frac{2 \cdot E \cdot I_{xb}}{L}} = 2.23$$

Módulo de rigidez en el tope de la columna .



$$K_x := \frac{\sqrt{1.6 \cdot G_A \cdot G_B + 4 \cdot (G_A + G_B) + 7.5}}{\sqrt{G_A + G_B + 7.5}} = 1.31$$

Factor de longitud efectiva en "X"

## b) Análisis en dirección Y

Se considera que en esta dirección no tiene traslacionalidad, por lo tanto, su factor es igual a 1.00

$$K_y := 1.00$$

Factor de longitud efectiva en "Y"

## 4.8.2 Resistencia a compresión

$$L_{bx} := H - d_b = 2.46 \text{ m}$$

Longitud libre de la columna en X

$$L_{by} := H - d_b = 2.46 \text{ m}$$

Longitud libre de la columna en Y

$$\frac{K_x \cdot L_{bx}}{r_{xc}} = 32.36$$

Esbeltez de la columna en X

$$\frac{K_y \cdot L_{by}}{r_{yc}} = 24.69$$

Esbeltez de la columna en Y

$$E_{max} := \max\left(\frac{K_x \cdot L_{bx}}{r_{xc}}, \frac{K_y \cdot L_{by}}{r_{yc}}\right) = 32.36$$

El límite de esbeltez de la columna para definir si se produce un pandeo inelástico o elástico es el siguiente:

$$E_{limite} := 4.71 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}} = 133.22$$

if ( $E_{max} \leq E_{limite}$ , "Pandeo Inelástico", "Pandeo Elástico") = "Pandeo Inelástico"

También se puede expresar en función del cociente de la tensión cedente entre la tensión de pandeo elástico, de la forma siguiente:

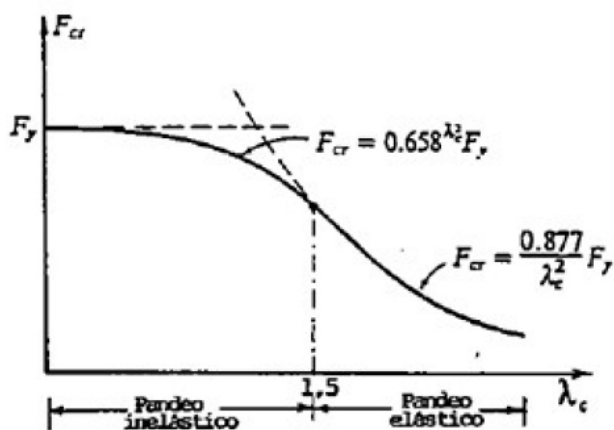
$$F_e := \frac{\pi^2 \cdot E}{E_{max}^2} = 1884928.55 \frac{kN}{m^2} \quad \frac{F_{yc}}{F_e} = 0.133$$

$$\text{if} \left( \frac{F_{yc}}{F_e} \leq 2.25, \text{"Pandeo Inelástico"}, \text{"Pandeo Elástico"} \right) = \text{"Pandeo Inelástico"}$$

Haciendo un cambio de variable, se puede plantear de una manera mas simple:

$$\lambda_{c_1} := \frac{E_{max}}{\pi} \cdot \sqrt{\frac{F_{yc}}{E}} = 0.364$$

$$\text{if} (\lambda_{c_1} \leq 1.5, \text{"Pandeo Inelástico"}, \text{"Pandeo Elástico"}) = \text{"Pandeo Inelástico"}$$



$$F_{cr} := \text{if} \left( \lambda_{c_1} \leq 1.5, 0.658 \lambda_{c_1}^2 \cdot F_{yc}, \frac{0.877}{\lambda_{c_1}^2} \cdot F_{yc} \right) = 236499.99 \frac{kN}{m^2}$$

Tensión crítica de pandeo

$$\phi := 0.90$$

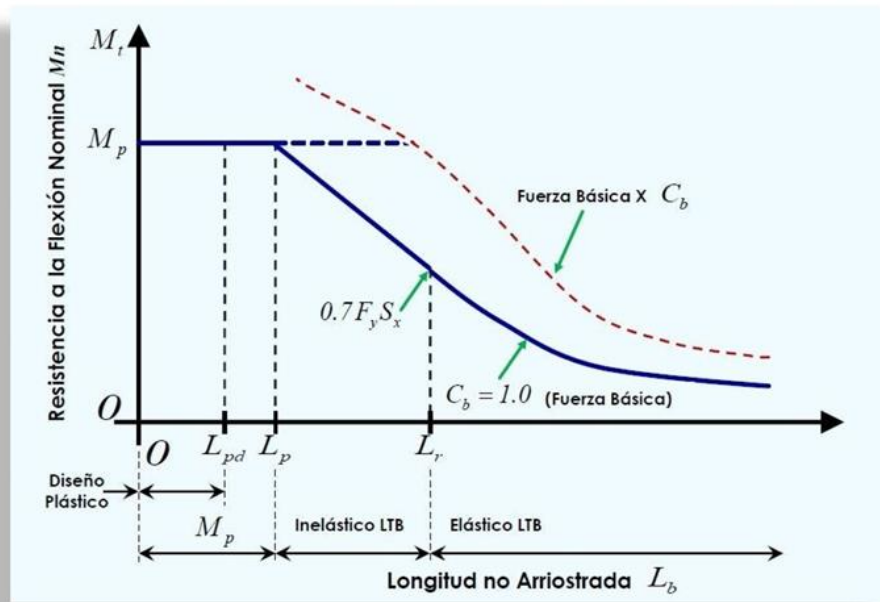
$$P_{n1} := A_c \cdot F_{cr} = 1384.944 \text{ kN}$$

Resistencia nominal a compresión

$$\phi \cdot P_{n1} = 1246.45 \text{ kN}$$

Resistencia minorada a compresión

### 4.8.3 Resistencia a flexión



#### a) Cálculo de longitudes características

##### a) Cálculo de longitudes características

$$L_b := L_{by} = 2.46 \text{ m}$$

Longitud no soportada lateralmente

$$L_p := 1.76 \cdot r_{yc} \cdot \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}} = 4.96 \text{ m}$$

Longitud límite de comportamiento plástico

$$r_{ts} := \sqrt{\frac{I_{yc} \cdot h_{oc}}{2 S_{xc}}} = 0.123 \text{ m}$$

$$c := 0$$

Para perfiles tubulares

## Longitud límite del comportamiento lateral torsional inelástico

$$L_r := 1.95 r_{ts} \cdot \frac{E}{0.7 F_{yc}} \cdot \sqrt{6.76 \cdot \left(0.70 \cdot \frac{F_{yc}}{E}\right)^2} = 0.626 \text{ m}$$

## b) Cálculo de Momento Plástico y Tensión Crítica

$$M_p := Z_{xc} \cdot F_{yc} = 133.983 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Momento plástico

$$M_r := 0.7 S_{xc} \cdot F_{yc} = 81.399 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

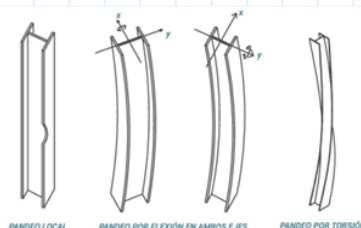
Momento resistente correspondiente al límite del comportamiento del pandeo lateral torsional inelástico

$$C_b := 2.00$$

Coeficiente de Flexión

Tensión crítica debido al pandeo lateral torsional elástico

$$F_{cr} := C_b \cdot \pi^2 \cdot \frac{E}{\left(\frac{L_b}{r_{ts}}\right)^2} = 9948540.36 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$



Luego, en función a la longitud no arriostrada se define el comportamiento y capacidad de la columna a flexión.

$$\text{si } L_b \leq L_p \quad M_{n1} := M_p = 133.983 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\text{si } L_p < L_b \leq L_r \quad M_{n2} := \min \left( C_b \cdot \left( M_p - (M_p - 0.7 S_{xc} \cdot F_{yc}) \cdot \frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right), M_p \right) = 133.983 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\text{si } L_b > L_r \quad M_{n3} := \min(S_{xc} \cdot F_{cr}, M_p) = 133.983 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Finalmente, se obtiene la resistencia nominal a flexión:

$$M_n := M_p \quad \text{Resistencia nominal a flexión}$$

$$\phi := 0.90 \quad \text{Factor de minoración}$$

$$\phi \cdot M_n = 120.585 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad \text{Resistencia minorada a flexión}$$

#### 4.8.4 Relación Demanda/Capacidad

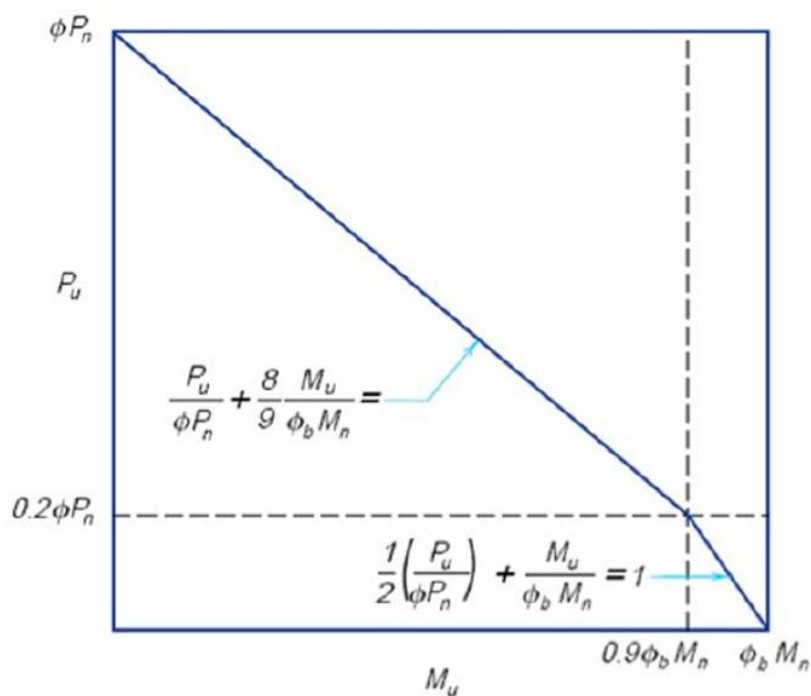
$$\phi \cdot P_{n1} = 1246.45 \text{ kN} \quad \text{Resistencia minorada a compresión}$$

$$\phi \cdot M_n = 120.585 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad \text{Resistencia minorada a flexión}$$

Se plantea la revisión ante la interacción de la fuerza axial y los momentos, para cada una de las combinaciones de carga.

$$\frac{P_u}{\phi \cdot P_n} \leq 0.2 \quad \frac{P_u}{2 \cdot \phi \cdot P_n} + \left[ \frac{M_u}{\phi \cdot M_n} \right] \leq 1.00$$

$$\frac{P_u}{\phi \cdot P_n} > 0.2 \quad \frac{P_u}{\phi \cdot P_n} + \frac{8}{9} \cdot \left[ \frac{M_u}{\phi \cdot M_n} \right] \leq 1.00$$



Para la combinación única demanda/ capacidad.

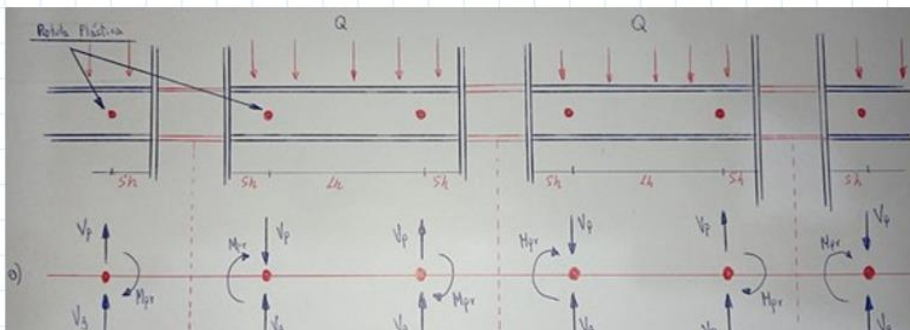
$$P_u := 283800 \text{ N}$$

$$M_u = 12.45 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\frac{P_u}{\phi \cdot P_{n1}} = 0.228 \quad I := \text{if} \left( \frac{P_u}{\phi \cdot P_{n1}} \leq 0.2, \frac{P_u}{2 \cdot \phi \cdot P_{n1}} + \frac{M_u}{\phi \cdot M_n}, \frac{P_u}{\phi \cdot P_{n1}} + \frac{8}{9} \cdot \frac{M_u}{\phi \cdot M_n} \right) = 0.319$$

if ( $I \leq 1$ , "OK", ("No Cumple")) = "OK"

### 5. Definición de Rótulas Plásticas



$$C_{pr} := \min\left(\frac{F_{yb} + F_{ub}}{2 \cdot F_{yb}}, 1.2\right) = 1.2$$

Factor de endurecimiento por deformación del acero utilizado en la viga.

$$M_{pr} := C_{pr} \cdot R_{yb} \cdot Z_{xb} \cdot F_{yb} = 166.05 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Momento máximo esperado en la rótula plástica.

$$S_h := 0.4 \text{ m}$$

Distancia donde ocurre la rótula plástica en la viga, medida desde la cara de la columna, lo cual depende de la conexión. Se asume una conexión KBB.

$$L_h := L - 2 \cdot S_h - d_c = 3.02 \text{ m}$$

Longitud entre rótulas plásticas.

$$V_p := 2 \cdot \frac{M_{pr}}{L_h} = 109.97 \text{ kN}$$

Corte por capacidad en la rótula plástica.

$$Q := 31.89 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Carga distribuida en la viga.

$$V_g := Q \cdot \frac{L_h}{2} = 48.154 \text{ m} \cdot \frac{1}{\text{m}} \cdot \text{kN}$$

m y m se simplifica

Corte gravitacional en la rótula plástica.

$$M_{prv} := C_{pr} \cdot R_{yb} \cdot Z_{xb} \cdot F_{yb} = 166.05 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Momento máximo esperado en la rótula plástica.

$$M_{prvmax} := M_{prv} \cdot 0.8 = 132.84 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Para la grafica de histeresis

$$M_{pc} := Z_{xc} \cdot \left(F_{yb} - \frac{P_u}{A_c}\right) = 108.01 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

## 5. Verificación columna fuerte-viga débil

Para sistemas sísmicos (IMF - AISC 341-22):

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

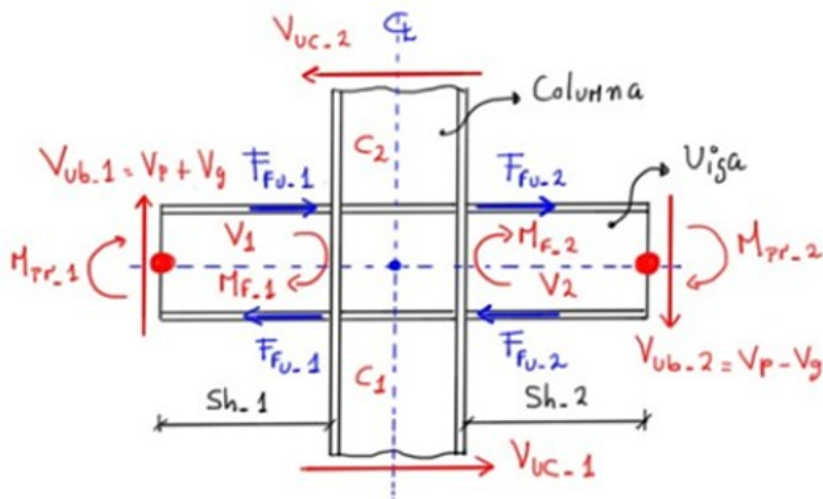
$$\text{if} \left( \frac{M_{pc}}{M_{prv}} > 1, \text{"Ok"}, \text{"No Cumple"} \right) = \text{"No Cumple"}$$

**Nota:** Si la relación de momentos no cumple, se debe aumentar la sección de la columna a fin de propiciar un mecanismo de **Columna Fuerte - Viga Débil**.

## 7. Revisión de la zona del panel

La resistencia requerida en la zona del panel se determina a través de la suma de las fuerzas que se producen debido a los momentos máximos probables de las vigas, ubicados en la cara de la columna, menos el corte máximo esperado que actúa en la misma.

Se presenta la revisión en la junta central (J1), donde se conectan a la columna las vigas V1 y V2.



### 7.1. Demanda de la zona del panel

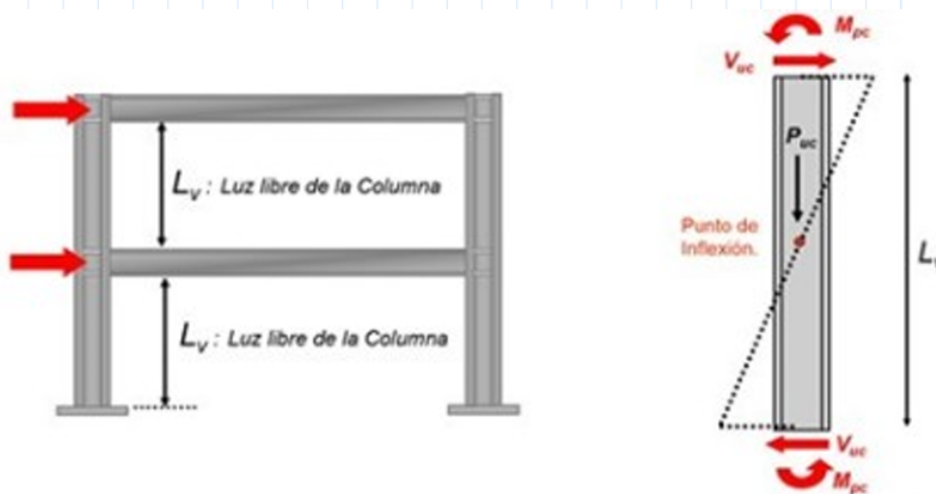
a) En primer lugar, se determinan los momentos máximos esperados de las vigas en la cara de la columna, a fin de obtener las fuerzas resultantes concentradas sobre la misma. En este caso, al tratarse de una conexión **Kaiser Bolted Bracket**, las fuerzas se consideran en el centroide de las alas de la viga.

$$V_{ub} := V_p + V_g \quad V_{ub} = 158.121 \text{ kN}$$

$$M_{f_{-1}} := M_{pr} + V_{ub} \cdot S_h = 229.298 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad \text{Momento esperado en la cara de la columna (Viga 1)}$$

$$F_{fu_{-1}} := \frac{M_{f_{-1}}}{d_b - t_{bf}} = 996.083 \text{ kN} \quad \text{Fuerzas en la cara de la columna (Viga 1)}$$

b) En segundo lugar, se determina el corte último que actúa en la columna considerando el menor valor entre los momentos resistentes de las mismas y los momentos máximos probables que pueden transferir las vigas. En general, se tiene:



$$V_{uc} \text{ menor corte} \left\{ \begin{array}{l} \frac{2M_{pc}}{l_v} \\ \frac{M_{pb-R}}{d_b + \left[ \frac{l_{v1} + l_{v2}}{2} \right]} \end{array} \right. = \frac{M_{pb-R}}{d_b + \frac{2l_v}{2}} = \frac{M_{pb-R}}{d_b + l_v}$$

$$L_V := H - d_b = 2.46 \text{ m}$$

Longitud libre de la columna

$$V_{uc\_vigas} := \frac{M_{pr}}{d_b + L_V} = 61.5 \text{ kN}$$

Corte esperado en la columna debido a la capacidad de las vigas.

$$M_{pc} = 108.01 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Momento resistente en la columna

$$V_{uc\_1} := \min\left(2 \cdot \frac{M_{pc}}{L_V}, V_{uc\_vigas}\right) = 61.5 \text{ kN}$$

Corte último esperado en la columna .

$$V_{uc} := V_{uc\_1}$$

Corte último mínimo esperado en la columna

$$R_u := F_{fu\_1} - V_{uc} = 934.583 \text{ kN}$$

Demanda por corte en la zona del panel.

## 7.2. Resistencia de la zona del panel

En este caso, no se considera en el análisis la deformación de la zona del panel la estabilidad del pórtico.

carga ultima en columna

$$P_u = 283.8 \text{ kN} \quad \alpha := 1 \quad P_{yc} := A_c \cdot F_{yc} = 1464 \text{ kN} \quad \alpha \cdot \frac{P_u}{P_{yc}} = 0.194$$

$$\text{si} \quad \alpha \cdot \frac{P_{uc}}{P_{yc}} \leq 0.40$$

$$\text{si} \quad \alpha \cdot \frac{P_{uc}}{P_{yc}} > 0.40$$

$$R_V := 0.60 \cdot F_{yc} \cdot d_c \cdot t_c \qquad R_V := 0.60 \cdot F_{yc} \cdot d_c \cdot t_c \cdot \left(1 - \alpha \cdot \frac{P_{uc}}{P_{yc}}\right)$$

$$R_V := \text{if} \left( \alpha \cdot \frac{P_u}{P_{yc}} \leq 0.40, 0.60 \cdot F_{yc} \cdot d_c \cdot t_c, 0.60 \cdot F_{yc} \cdot d_c \cdot t_c \cdot \left(1 - \alpha \cdot \frac{P_u}{P_{yc}}\right) \right) = 225 \text{ kN}$$

### 7.3. Revisión de la relación Demanda/Capacidad

$$\phi := 1.00 \qquad \frac{R_u}{\phi \cdot R_V} = 4.154$$

if ( $R_u \leq \phi \cdot R_V$ , "Ok", "Requiere Refuerzo") = "Requiere Refuerzo"

### 7.4. Demanda requerida para planchas adosadas al alma

Se define obteniendo la diferencia entre la demanda por corte y la resistencia de la zona del panel.

$$R_{dpREQ} := R_u - \phi \cdot R_V = 709.583 \text{ kN}$$

### 7.5. Espesor requerido de planchas adosadas al alma

$$\text{si } \alpha \cdot \frac{P_{uc}}{P_{yc}} \leq 0.40 \qquad \text{si } \alpha \cdot \frac{P_{uc}}{P_{yc}} > 0.40$$

$$t_{dpREQ} := \frac{R_{dpREQ}}{0.60 \cdot F_{yc} \cdot d_c} \qquad t_{dpREQ} := \frac{R_{dpREQ}}{0.60 \cdot F_{yc} \cdot d_c \cdot \left(1.40 - \alpha \cdot \frac{P_u}{P_{yc}}\right)}$$

$$t_{dp}REQ := \text{if} \left( \alpha \cdot \frac{P_u}{P_{yc}} \leq 0.40, \frac{R_{dp}REQ}{0.60 \cdot F_{yc} \cdot d_c}, \frac{R_{dp}REQ}{0.60 \cdot F_{yc} \cdot d_c \cdot \left( 1.40 - \alpha \cdot \frac{P_u}{P_{yc}} \right)} \right) = 18.92 \text{ mm}$$

$$t_pREQ := \frac{t_{dp}REQ}{2} = 9.46 \text{ mm}$$

Por lo que procedemos a ocupar un espesor de 10mm.

Diseño de conexión.

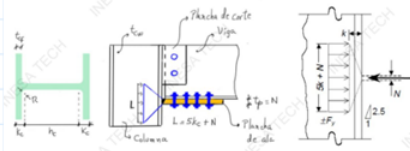
## 8. Diseño de la Conexión

### 8.1 Espesor tentativo de la plancha de ala contemplado

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

$$b_p := b_{bf} + 80 \text{ mm} = 200 \text{ mm}$$

### 8.2 Cálculo del momento esperado en la cara de la columna



$$M_f := M_{pr} + V_{ub} \cdot S_h = 229.298 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

### 8.4 Chequeo del espesor de la plancha de ala (FP) por cedencia a tracción

$$\text{if} (t_p > t_pREQ, \text{"OK"}, \text{"NO CUMPLE"}) = \text{"OK"}$$