



**UNIVERSIDAD POLITÉCNICA SALESIANA**

**SEDE CUENCA**

**CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL**

**COMPORTAMIENTO SÍSMICO DE UNA CONEXIÓN COLUMNA TUBULAR -  
VIGA H MEDIANTE ANÁLISIS NUMÉRICO POR ELEMENTOS FINITOS**

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

AUTOR: LUIS FERNANDO SANTOS PATIÑO

TUTOR: ING. JONNATHAN DARÍO SANTOS BENÍTEZ, MSC.

Cuenca - Ecuador

2024

**CERTIFICADO DE RESPONSABILIDAD Y AUTORÍA DEL TRABAJO DE  
TITULACIÓN**

Yo, Luis Fernando Santos Patiño con documento de identificación N° 0104769252, manifiesto que:

Soy el autor y responsable del presente trabajo; y, autorizo a que sin fines de lucro la Universidad Politécnica Salesiana pueda usar, difundir, reproducir o publicar de manera total o parcial el presente trabajo de titulación.

Cuenca, 24 de febrero del 2024

Atentamente,



---

Luis Fernando Santos Patiño

0104769252

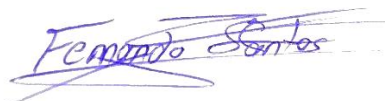
**CERTIFICADO DE CESIÓN DE DERECHOS DE AUTOR DEL TRABAJO DE  
TITULACIÓN A LA UNIVERSIDAD POLITÉCNICA SALESIANA**

Yo, Luis Fernando Santos Patiño con documento de identificación N° 0104769252, expreso mi voluntad y por medio del presente documento cedo a la Universidad Politécnica Salesiana la titularidad sobre los derechos patrimoniales en virtud de que soy autor del Proyecto de investigación: “Comportamiento sísmico de una conexión columna tubular - viga H mediante análisis numérico por elementos finitos”, 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, suscribo este documento en el momento que hago la entrega del trabajo final en formato digital a la Biblioteca de la Universidad Politécnica Salesiana.

Cuenca, 24 de febrero del 2024

Atentamente,



---

Luis Fernando Santos Patiño

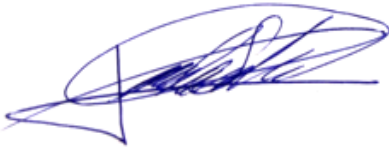
0104769252

## CERTIFICADO DE DIRECCIÓN DEL TRABAJO DE TITULACIÓN

Yo, Jonnathan Darío 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: COMPORTAMIENTO SÍSMICO DE UNA CONEXIÓN COLUMNA TUBULAR - VIGA H MEDIANTE ANÁLISIS NUMÉRICO POR ELEMENTOS FINITOS, realizado por Luis Fernando Santos Patiño con documento de identificación N° 0104769252, obteniendo como resultado final el trabajo de titulación bajo la opción de Proyecto de investigación que cumple con todos los requisitos determinados por la Universidad Politécnica Salesiana.

Cuenca, 24 de febrero del 2024

Atentamente,



---

Ing. Jonnathan Darío Santos Benítez  
0105088058

## **DEDICATORIA**

A mis padres Luis Alejandro y María Rosario por el innumerable apoyo, cariño y confianza que me han brindado día a día, por los consejos y valores inculcados que me han servido para el crecimiento profesional y personal, a mi hermana Dayanna por ser la luz de alegría en mi vida.

A mis amigos que gracias a ellos han hecho de este camino académico un lugar más ameno con experiencias y momentos que los llevaré presentes el resto de mi vida.

*Luis Fernando*

## **AGRADECIMIENTOS**

Agradezco al Ingeniero Cristhian Ramírez por la incalculable ayuda y guía recibida no solo para llevar a cabo este proyecto sino por transmitir el gusto y la pasión por esta rama de la Ingeniería.

*Luis Fernando*

## RESÚMEN DEL PROYECTO

El uso de conexiones rígidas en edificaciones de acero actualmente se encuentra restringido a solo algunas configuraciones que se pueden encontrar en la norma AISC 358-22 o FEMA 350 que han sido evaluadas y garantizan el comportamiento sísmico adecuado para este tipo de estructuras. [1], [2]. Esto provoca una limitación a la hora de diseñar edificaciones ya que existen configuraciones que obliga a la búsqueda de otro tipo de conexiones no calificadas. Uno de estos casos es el de la conexión columna tubular box shape – viga H que no está contemplada en AISC, en FEMA, ni tampoco en la Normativa Ecuatoriana de la Construcción (NEC). Por esta razón, el propósito del presente trabajo de investigación es analizar el comportamiento inelástico de esta conexión con el uso de diafragmas externos tanto empernado como soldado bajo cargas cíclicas mediante software de simulación de elementos finitos.

Por ende, primero se procedió a validar el modelo de elementos finitos mediante la comparación de resultados reportados en un trabajo de investigación que presenta características similares a la conexión planteada en este documento, con la finalidad de replicar las conclusiones para de tal manera garantizar que los resultados obtenidos tienen validez científica y la precisión adecuada conforme la normativa. En este trabajo de validación se analizaron 2 especímenes cuya diferencia principal es el aumento del número de pernos en la junta, para evaluar su comportamiento se realizaron dos modelos de elementos finitos sujetos a una configuración única para evaluar su mecanismo de falla, capacidad a rotación y capacidad de disipación de energía.

Una vez validado el modelo MEF, se realiza el análisis de elementos finitos a la conexión planteada en este proyecto y como resultado se obtiene la curva de histéresis donde se puede analizar la capacidad a momento en distintos grados de distorsión, constatando que el sistema cumple con los límites de resistencia establecidos por la normativa AISC 341-22.[3] para la calificación de una conexión a usarse en pórticos de capacidad especial de disipación de energía. A una rotación de 0.04 rad la conexión propuesta resiste un momento de 42.65 Ton·m y a una deriva de -0.04 rad resiste un momento de -39.22 Ton·m, lo que indica que estos valores superan entre un 1.09 a 1.17 veces al límite planteado por el AISC 358-22 que es el 80% del momento plástico de la viga (36.28 Ton·m).

Existe la formación de la rótula plástica presente en la viga a una distancia de 580mm medida desde la cara de la columna, lo que equivale a 1.28 veces más a la distancia impuesta inicialmente

(450mm). Esta rótula comienza a plastificar los patines de la viga en rotaciones de  $\pm 0.03$ rad y conforme aumentan los ciclos de carga y descarga se va expandiendo hasta el alma de la viga. Al verificar que la viga fue el elemento fusible en la conexión se respeta el criterio columna fuerte – viga débil, por lo que la conexión presenta una respuesta dúctil ante cargas cíclicas.

Con los resultados obtenidos en base a su resistencia, capacidad de disipación de energía y mecanismo de falla, podemos concluir que nuestra conexión satisface los requerimientos impuestos por la normativa AISC 341-22 en el apéndice K y puede ser empleada en sistemas de pórticos con capacidad especial de disipación de energía (SMF).

### **Palabras Clave**

Conexiones, sísmico, precalificación, pórticos resistentes a momento, modelo numérico, prueba experimental, momento, rotación, rótula plástica.



## ABSTRACT

The use of rigid connections in steel structures is currently restricted to only a few configurations outlined in the AISC 358-22 or FEMA 350 standards, which have been evaluated and ensure adequate seismic behavior for this type of structures.[2]. This limitation poses a challenge when designing buildings, as certain configurations require seeking other non-qualified connection types. One such case is the tubular column box shape – H beam connection, which is not considered in AISC, FEMA, or the Ecuadorian Construction Regulations (NEC). Therefore, the purpose of this research is to analyze the behavior of the tubular column box shape - H-beam connection using external diaphragms, both bolted and welded, under cyclic loads through finite element simulation software.

Therefore, the first step was to validate the finite element model by comparing the results reported in a research paper that presents some similar characteristics to the connection proposed in this document. The aim was to replicate the conclusions to ensure that the obtained results have scientific validity and adequate precision according to the regulations. In this study, two specimens were analyzed, differing mainly in the increased number of bolts in the joint. To assess their behavior, two finite element models were created, each subjected to a unique configuration to evaluate its failure mechanism, rotational capacity, and energy dissipation capacity.

As a result of the finite element analysis, the hysteresis curve was obtained, allowing for an examination of the moment capacity at various levels of distortion. It was confirmed that the system complies with the strength limits established by the AISC 341-22. [3], code for qualifying a connection for use in frames with special energy dissipation capacity. At a rotation of 0.04 radians, the proposed connection withstands a moment of 42.65 Ton·m, and at a drift of -0.04 radians, it withstands a moment of -39.92 Ton·m. These values indicate that they exceed the limit set by the AISC 358-22, which is 80% of the plastic moment of the beam (36.28 Ton·m), by 1.08 -a 1.17. The formation of the plastic hinge occurs in the plastic zone of the beam at a distance of 580mm measured from the face of the column, which is 1.22 times greater than the initially imposed distance (450mm). This hinge starts to yield the flanges of the beam at rotations of  $\pm 0.03$  rad, and as the loading and unloading cycles increase, it expands towards the web of the beam. By confirming that the beam was the sacrificial element in the connection, the strong column – weak beam criterion is adhered to, ensuring that the connection exhibits a ductile response to cyclic loads.

Based on the obtained results regarding its strength, energy dissipation capacity, and failure mechanism, we can conclude that our connection meets the requirements imposed by the AISC 341-22 standard in Appendix K and can be used in special moment frame (SMF) systems with special energy dissipation capacity.

**Keywords:** Connections, Seismic, prequalification, moment-resisting frames, numerical model, experimental test, moment, rotation, plastic hinge

## ÍNDICE DE CONTENIDOS

Certificado de responsabilidad y autoría del trabajo de titulación .....	I
Certificado de cesión de derechos de autor del trabajo de titulación a la Universidad Politécnica Salesiana.....	II
Certificado de dirección del trabajo de titulación .....	III
Dedicatoria .....	IV
Agradecimientos.....	V
Resumen del proyecto .....	VI
Abstract .....	VIII
Índice de contenidos.....	X
Índice de figuras.....	XIII
Índice de tablas.....	XVII
<b>CAPÍTULO I INTRODUCCIÓN .....</b>	<b>1</b>
1.1. Introducción .....	1
1.2. Objetivos .....	5
1.2.1. Objetivo general.....	5
1.2.2. Objetivos específicos.....	5
1.3. Metodología y alcance .....	6
<b>CAPÍTULO II MARCO TEÓRICO .....</b>	<b>8</b>
2.1. Filosofía de diseño sísmico .....	8
2.2. Columnas de sección tubular.....	8
2.3. Conexiones a momento con columnas tubulares y vigas de sección H .....	9
2.3.1. Conexiones con diafragma pasante.....	10
2.3.2. Conexiones con diafragma externo .....	10
2.4. Tipos de no linealidades.....	11
2.4.1. No linealidad geométrica .....	12
2.4.2. No linealidad de material .....	12
2.4.3. No linealidad de contacto.....	12
2.5. Curva esfuerzo deformación real vs ingeniería.....	13
2.6. Ductilidad.....	15
2.7. Criterio columna fuerte – viga débil .....	17
2.8. Restricción lateral en conexiones.....	18
2.9. Esfuerzos .....	18
2.10. Curva de histéresis .....	19
2.11. Diseño sísmico de conexiones.....	20
2.12. Requisitos sísmicos para el diseño de pórticos resistentes a momento según la Normativa ecuatoriana.....	21
2.13. Diseño por capacidad .....	22
2.14. Método de Newton Raphson.....	23

2.14.1	Convergencia del método de Newton Raphson .....	24
2.15.	Endurecimiento por deformación.....	24
2.16.	Efecto Bauschinger .....	26
2.17.	Modelamiento numérico .....	27
2.17.1.	Tipos de elementos.....	27
2.17.2.	Contactos.....	28
2.17.3.	Mallado.....	29
2.17.4.	Pretensionamiento de pernos.....	33
2.18.	Conexiones precalificadas según la norma AISC 358-22 .....	34
2.19.	Estudio de conexiones columna tubular – viga H con diafragmas soldados y empernados en el ámbito internacional.....	38
2.20.	Estudio de conexiones columna tubular – viga H con diafragmas soldados y empernados a nivel de sudamérica.....	45
	<b>CAPÍTULO III DISEÑO METODOLÓGICO .....</b>	<b>48</b>
3.1.	Diseño metodológico.....	48
3.2.	Diseño de diafragma empernado para conexión columna tubular box shape – viga H.....	49
3.3.	Diseño de diafragma soldado para conexión columna tubular box shape – viga H.....	76
3.4.	Optimización de geometría de los diafragmas mediante elementos finitos.....	91
3.4.1.	Resultados mef para el diafragma empernado .....	94
3.4.2.	Elección de geometría óptima para diafragma empernado en base a resultados .....	95
3.4.3.	Resultados mef para el diafragma soldado.....	96
3.4.4.	Elección de geometría óptima para diafragma soldado en base a resultados.....	97
3.5.	Soldadura entre diafragma-columna y placa de corte-columna .....	97
3.6.	Protocolo de desplazamiento.....	98
3.7.	Caracterización de los materiales de la conexión.....	100
3.8.	Obtención de resultados del ensayo cíclico para calificación de conexión.....	102
3.9.	Calibración del modelo de elementos finitos .....	103
3.9.1.	Objetivo de la calibración .....	103
3.9.2.	Documento base para calibración de modelos MEF.....	103
3.9.3.	Especímenes de ensayo .....	103
3.9.4.	Propiedades de los materiales .....	105
3.9.5.	Protocolo de carga.....	106
3.9.6.	Resultados de pruebas .....	107
3.9.7.	Modelos de elementos finitos.....	112
3.9.8.	Calibración del modelo MEF .....	114
3.9.9.	Convergencia de resultados.....	122
3.9.10.	Recomendación para optimización del modelo MEF .....	123
	<b>CAPÍTULO IV MODELAMIENTO NUMÉRICO .....</b>	<b>126</b>

4.1. Generalidades .....	126
4.2. Consideraciones del modelo.....	126
4.3. Definición de elementos.....	129
4.4. Mallado.....	130
4.5. Materiales .....	131
4.6. Condiciones de borde .....	132
4.7. Configuración de contactos.....	133
4.8. Pretensionamiento de pernos aplicada en ANSYS® .....	134
4.9. Selección y aplicación de cargas.....	135
4.9.1. Etapa inelástica.....	136
<b>CAPÍTULO V RESULTADOS.....</b>	<b>137</b>
5.1. Comportamiento histeretico .....	137
5.1.1. Resultados histeréticos .....	137
5.2. Mecanismo de plastificación.....	140
5.3. Envoltente numérica.....	143
5.4. Criterios de aceptación.....	145
5.5. Resumen de simplificaciones empleadas en el modelo .....	145
<b>CAPÍTULO VI CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES .....</b>	<b>146</b>
6.1. Introducción .....	146
6.1.1. Diseño.....	146
6.1.2. Validación numérica .....	146
6.1.3. Modelamiento numérico .....	147
6.2. Recomendaciones.....	148
<b>BIBLIOGRAFÍA.....</b>	<b>149</b>

**ANEXO A: Planos**

**ANEXO B:** Memoria de cálculo del diseño de diafragma empernado a usarse en la conexión columna tubular box shape – viga H..... 155

**ANEXO C:** Memoria de cálculo del diseño de diafragma soldado a usarse en la conexión columna tubular box shape – viga H..... 186

**ANEXO D:** Gráficas de resultados MEF sobre la optimización de los diafragmas usados en la conexión estudiada.....219

**ANEXO E:** Gráficas de resultados MEF del mecanismo de plastificación de la conexión estudiada a diferentes rotaciones.....226

## ÍNDICE DE FIGURAS

<b>Figura 1</b> Conexión con placa pasante; representación general (a), detalle de armado (b) .....	3
<b>Figura 2</b> Conexión con refuerzo interno .....	4
<b>Figura 3</b> Conexión columna tubular box shape - viga H .....	5
<b>Figura 4</b> Perfiles para columnas tubulares: circular, cuadrado, rectangular y cajón armado .....	9
<b>Figura 5</b> Zona de panel en columna de sección cajón.....	10
<b>Figura 6</b> Alternativas de conexiones viga-columna con diafragma pasante .....	11
<b>Figura 7</b> Esquema del análisis no lineal.....	11
<b>Figura 8</b> No linealidad geométrica ante presencia de cargas .....	12
<b>Figura 9</b> No linealidad de contacto ante presencia y ausencia de carga .....	13
<b>Figura 10</b> Curva esfuerzo-deformación para aceros con diferente calidad según ASTM E8 .....	14
<b>Figura 11</b> Curva esfuerzo-deformación real vs ingeniería.....	15
<b>Figura 12</b> Comportamiento inelástico en función de las clases de secciones .....	16
<b>Figura 13</b> Comparación del mecanismo plástico de colapso CF/VD - CD/VF .....	17
<b>Figura 14</b> Representación gráfica de un estado de esfuerzos.....	19
<b>Figura 15</b> Ciclo de histéresis de cargas cíclicas .....	20
<b>Figura 16</b> Comportamiento inelástico de un pórtico con articulaciones plásticas .....	21
<b>Figura 17</b> Objetivos del diseño por capacidad .....	22
<b>Figura 18</b> Descripción gráfica del modelo de Newton Raphson.....	23
<b>Figura 19</b> Curva esfuerzo deformación para un material de ingeniería convencional.....	24
<b>Figura 20</b> Endurecimiento cinemático (a) y endurecimiento isotrópico (b) .....	25
<b>Figura 21</b> Representaciones de la curva esfuerzo deformación de tipo bilineal y multilínea en ANSYS® .....	26
<b>Figura 22</b> Efecto Bauschinger .....	26
<b>Figura 23</b> Posibles representaciones de la curva esfuerzo-deformación en ANSYS®.....	27
<b>Figura 24</b> Elemento <i>SOLID186</i> .....	28
<b>Figura 25</b> Elemento <i>BEAM188</i> .....	28
<b>Figura 26</b> Forma ideal de los elementos finitos (a) y elementos finitos con alto grado de distorsión .....	30
<b>Figura 27</b> Representación gráfica de un tetraedro de 4 nodos .....	30
<b>Figura 28</b> Diferencia de los algoritmos de mallado .....	31
<b>Figura 29</b> Representación de un hexaedro de 8 nodos .....	32
<b>Figura 30</b> Representación del método de barrido ( <i>sweep</i> ) .....	32
<b>Figura 31</b> Pretensionamiento de pernos en ANSYS® .....	34
<b>Figura 32</b> Representación gráfica de la junta <i>reduced beam section connection</i> .....	35
<b>Figura 33</b> Representación gráfica de la junta <i>end plate moment connection</i> .....	35
<b>Figura 34</b> Representación gráfica de la junta <i>bolted flange plate</i> .....	36

<b>Figura 35</b>	Representación gráfica de la junta <i>welded unreinforced flange-weltd web</i> ...	37
<b>Figura 36</b>	Representación gráfica de la junta <i>kaiser bolted bracket connection</i> .....	37
<b>Figura 37</b>	Representación gráfica de la junta <i>conxtech conxl moment connection</i> .....	38
<b>Figura 38</b>	Conexión columna HSS - viga H mediante uso de canales inversos .....	39
<b>Figura 39</b>	Conexión columna HSS - viga H en pórticos prefabricados .....	40
<b>Figura 40</b>	Análisis mediante MEF de conexión con patín superior soldado e inferior empernado con detalle de refinamiento del mallado en la junta.....	40
<b>Figura 41</b>	Conexión columna HSS -viga H con patín superior soldado e inferior empernado con variaciones.....	41
<b>Figura 42</b>	Conexión con columna H - viga H mediante diafragma superior soldado e inferior empernado .....	42
<b>Figura 43</b>	Conexión con diafragmas pasantes.....	43
<b>Figura 44</b>	Conexión columna HSS - viga H mediante soldadura .....	43
<b>Figura 45</b>	Conexión Columna HSS - viga H completamente empernada.....	44
<b>Figura 46</b>	Conexión columna HSS - viga H mediante placas pasantes .....	45
<b>Figura 47</b>	Vista superior (a) e inferior (b) del prototipo ensayado .....	45
<b>Figura 48</b>	Configuraciones de nudos y aplicación de cargas .....	46
<b>Figura 49</b>	Conexiones con variaciones .....	47
<b>Figura 50</b>	Metodología de diseño.....	48
<b>Figura 51</b>	Extracto de la tabla D1.1 para relaciones limites ancho-espesor para miembros de alta ductilidad.....	52
<b>Figura 52</b>	Requerimientos sísmicos para alma de viga.....	53
<b>Figura 53</b>	Relaciones límites ancho-espesor para miembros de alta ductilidad.....	55
<b>Figura 54</b>	Arriostramiento lateral para evitar pandeo flexiotorsional.....	56
<b>Figura 55</b>	Esquema del máximo momento probable de la viga.....	56
<b>Figura 56</b>	Ubicación de la rótula plástica en la conexión .....	57
<b>Figura 57</b>	Esquema de fuerzas y momentos actuantes en la conexión .....	58
<b>Figura 58</b>	Momentos actuantes en la columna.....	59
<b>Figura 59</b>	Esquema de cargas resultantes.....	60
<b>Figura 60</b>	Fuerza actuante en el diafragma empernado .....	61
<b>Figura 61</b>	Dimensionamiento de diafragma empernado .....	64
<b>Figura 62</b>	Sección crítica a fractura del área neta del diafragma empernado .....	66
<b>Figura 63</b>	Distintos casos de bloque de cortante en diafragma empernado .....	68
<b>Figura 64</b>	Bloque de cortante en el patín de la viga.....	71
<b>Figura 65</b>	Dimensionamiento de la placa de cortante .....	72
<b>Figura 66</b>	Bloque de cortante en placa de corte .....	73
<b>Figura 67</b>	Casos de bloque de cortante en placa de corte .....	74
<b>Figura 68</b>	Extracto de la tabla D1.1 del AWS; especificaciones técnicas de procesos de soldadura .....	75

<b>Figura 69</b> Esquema del máximo momento probable de la viga .....	76
<b>Figura 70</b> Ubicación de la rótula plástica en la conexión .....	77
<b>Figura 71</b> Esquema de fuerzas y momentos actuantes en la conexión .....	78
<b>Figura 72</b> Momentos actuantes en la columna .....	79
<b>Figura 73</b> Esquema de cargas resultantes.....	80
<b>Figura 74</b> Geometría del diafragma soldado .....	81
<b>Figura 75</b> Resistencia entre diafragma y cara de la columna.....	82
<b>Figura 76</b> Resistencia a tensión del diafragma.....	83
<b>Figura 77</b> Resistencia del diafragma a cortante .....	84
<b>Figura 78</b> Longitud de soldadura de filete entre diafragma y patín de la viga.....	85
<b>Figura 79</b> Longitud proyectada desde la raíz de soldadura.....	86
<b>Figura 80</b> Zona de panel en la conexión .....	87
<b>Figura 81</b> Bloque de cortante en placa de corte .....	90
<b>Figura 82</b> Configuración geométrica de los prototipos empernados .....	92
<b>Figura 83</b> Condiciones de frontera en diafragma empernado .....	93
<b>Figura 84</b> Condiciones de frontera en diafragma soldado .....	94
<b>Figura 85</b> Deformación total y envolvente de esfuerzos en los diferentes especímenes empernados.....	94
<b>Figura 86</b> Deformación total y envolvente de esfuerzos en los diferentes especímenes soldados .....	96
<b>Figura 87</b> Especificación técnica de la soldadura .....	98
<b>Figura 88</b> Protocolo de desplazamiento .....	99
<b>Figura 89</b> Detalles numéricos del protocolo de desplazamiento.....	99
<b>Figura 90</b> Ángulo de rotación de la viga con respecto al eje horizontal de la misma....	100
<b>Figura 91</b> Curva esfuerzo deformación para material Q345 .....	101
<b>Figura 92</b> Software de ploteo utilizado para la extracción de puntos .....	101
<b>Figura 93</b> Curva esfuerzo - deformación real vs ingeniería para acero Q345 .....	102
<b>Figura 94</b> Espécimen BFB-UFW .....	104
<b>Figura 95</b> Espécimen WF.....	104
<b>Figura 96</b> Detalles de los especímenes.....	105
<b>Figura 97</b> Protocolo de carga .....	107
<b>Figura 98</b> Condiciones de deformación y agrietamiento con relaciones de deriva 2% .	108
<b>Figura 99</b> Modo de fallo último y deslizamiento del perno en placa de corte .....	108
<b>Figura 100</b> Fractura regional en angulo de deriva +5%.....	110
<b>Figura 101</b> Modo de falla al final del ensayo.....	110
<b>Figura 102</b> Desplazamiento de pernos en el patín inferior empernado.....	111
<b>Figura 103</b> Ultimo modo de fallo.....	112
<b>Figura 104</b> Evolución del daño en patín inferior empernado, deslizamiento residual y expansión de agujeros de los pernos .....	112



<b>Figura 105</b>	Modelos de representación de elementos finitos .....	113
<b>Figura 106</b>	Verificación de simulaciones de elementos finitos .....	113
<b>Figura 107</b>	Representación geométrica del modelo .....	114
<b>Figura 108</b>	Curva esfuerzo deformación del acero Q345 (a) y M22 tipo 10.9 (b) .....	115
<b>Figura 109</b>	Interfaz de ANSYS® para colocación de propiedades de materiales .....	116
<b>Figura 110</b>	Descripción del mallado .....	117
<b>Figura 111</b>	Condiciones de borde en columna.....	118
<b>Figura 112</b>	Condiciones de borde en viga.....	119
<b>Figura 113</b>	Aplicación de cargas del modelo estudiado.....	119
<b>Figura 114</b>	Comparativa de resultados del espécimen B2 .....	121
<b>Figura 115</b>	Comparativa de resultados del espécimen B4 .....	121
<b>Figura 116</b>	Configuración del modelo MEF del espécimen B2.....	123
<b>Figura 117</b>	Influencia de la carga axial en el modelo MEF .....	124
<b>Figura 118</b>	Influencia del pretensionamiento de pernos en el modelo MEF .....	125
<b>Figura 119</b>	Composición geométrica de la conexión.....	127
<b>Figura 120</b>	Discretización del modelo base en la zona de conexión.....	128
<b>Figura 121</b>	Deformación de pórtico a momento debido a cargas sísmicas.....	129
<b>Figura 122</b>	Discretización general del mallado (a), detalle de la zona de influencia (b), vista lateral (c) .....	130
<b>Figura 123</b>	Curva esfuerzo-deformación de los aceros ASTM A490 (a), A572 (b).....	132
<b>Figura 124</b>	Representación gráfica de las condiciones de borde .....	133
<b>Figura 125</b>	Pares de contacto <i>Frictional</i> .....	134
<b>Figura 126</b>	Pretensionamiento de pernos .....	135
<b>Figura 127</b>	Representación gráfica de la rotación (a) y protocolo de desplazamiento (b).....	136
<b>Figura 128</b>	Curva momento – rotación de la conexión estudiada.....	138
<b>Figura 129</b>	Curva momento-rotación y límites normativos .....	139
<b>Figura 130</b>	Ubicación teórica y numérica de la rótula plástica.....	140
<b>Figura 131</b>	Registro deformación bajo protocolo de desplazamiento.....	141
<b>Figura 132</b>	Inicio de rango no lineal (-0.03rad) vs falla local (0.06rad).....	143
<b>Figura 133</b>	Envolvente experimental de momento-rotación.....	144

## ÍNDICE DE TABLAS

<b>Tabla 1</b> Formulación para curva esfuerzo-deformación real.....	14
<b>Tabla 2</b> Rangos de calidad del mallado.....	29
<b>Tabla 3</b> Carga de pretensionamiento de pernos expresada en Ton .....	33
<b>Tabla 4</b> Propiedades y datos de materiales para diseño de conexión.....	49
<b>Tabla 5</b> Extracto de la tabla D1.1 para relaciones límites ancho-espesor para miembros de alta ductilidad [4] .....	54
<b>Tabla 6</b> Resistencia nominal a tensión y corte de pernos ASTM.....	62
<b>Tabla 7</b> Tensión mínima para pernos en $kN$ .....	63
<b>Tabla 8</b> Extracto de la tabla J3.4M para distancia mínima para agujeros standard.[4]....	63
<b>Tabla 9</b> Requerimientos para el dimensionamiento del diafragma empernado .....	69
<b>Tabla 10</b> Formulación de bloque de cortante para distintos casos.....	69
<b>Tabla 11</b> Dimensionamiento de placa de corte .....	72
<b>Tabla 12</b> Extracto de la tabla D3.1 para factores de corte para miembros en tensión.[4]	89
<b>Tabla 13</b> Tamaño mínimo de cordones de soldadura.....	91
<b>Tabla 14</b> Propiedades mecánicas de materiales de acero .....	106
<b>Tabla 15</b> Resultados del ensayo de carga del espécimen WF .....	107
<b>Tabla 16</b> Resultados obtenidos del ensayo de carga del espécimen B2.....	109
<b>Tabla 17</b> Resultados obtenidos del ensayo de carga del espécimen B4.....	111
<b>Tabla 18</b> Propiedades mecánicas de los materiales.....	131

# CAPÍTULO I

## INTRODUCCIÓN

A raíz de los eventos sísmicos ocurridos en Northridge 1994 y Kobe 1995 se pudieron conocer las deficiencias que existían en las conexiones usadas para las construcciones sismorresistentes en ese entonces. Por la forma y el tipo de falla que estas tuvieron, se concluyó que el comportamiento de las mismas no fue el esperado ante estos eventos, desencadenando en una extensa investigación por parte de la *Federal Emergency Management in Earthquake Engineering* (FEMA).[1], para determinar las causas y posibles soluciones. A raíz de aquello se han estudiado nuevas conexiones y métodos a seguir para calificarlas, restringiendo la utilización de únicamente conexiones que estén precalificadas o calificadas en pórticos resistentes a momento. [2].

En la actualidad, se llevan a cabo diversas investigaciones sobre las conexiones de acero, con el objetivo de capitalizar la ductilidad inherente a este material para su aplicación en áreas con riesgo sísmico moderado y elevado en estructuras. Estas investigaciones buscan alternativas que cumplan con los estándares establecidos por AISC 341-22 y AISC 358-22 que sean tanto técnicamente sólidas como económicamente viables para su implementación en edificaciones. [5]–[12].

En base a este contexto, el presente documento plantea caracterizar el comportamiento inelástico de una conexión columna tubular box shape – viga H, mediante análisis numéricos por elementos finitos configurados con evidencia experimental bajo protocolo de carga cíclica determinado por AISC 341-22.[3]. Este trabajo permitió identificar aspectos importantes para el diseño detallado bajo solicitaciones sísmicas y simulación del comportamiento no lineal en función de su capacidad a flexión, mecanismo de plastificación y localización de la rótula plástica.

Cabe recalcar que al ser un trabajo únicamente con modelación numérica los resultados pueden tener un cierto margen de error, por esta razón queda abierto el camino para que a futuro se realice un ensayo experimental que corrobore o descarte los resultados presentes. Con los resultados de este proyecto se pretende generar un aporte al desarrollo de conexiones a momento con columna tubular box shape – viga H.

## 1.1.JUSTIFICACIÓN

En América Latina, se destaca una urbanización consolidada, con la mayor parte de su población residenciada en áreas urbanas. Esto implica que la administración urbana debe garantizar un mejoramiento en la vida y la búsqueda del equilibrio sostenible en las áreas urbanas. Los sucesos naturales graves, como los terremotos, pueden tener efectos perjudiciales para la economía y las infraestructuras locales, además de poner en peligro la vida y el bienestar humanos en distintas partes de la región.[13]

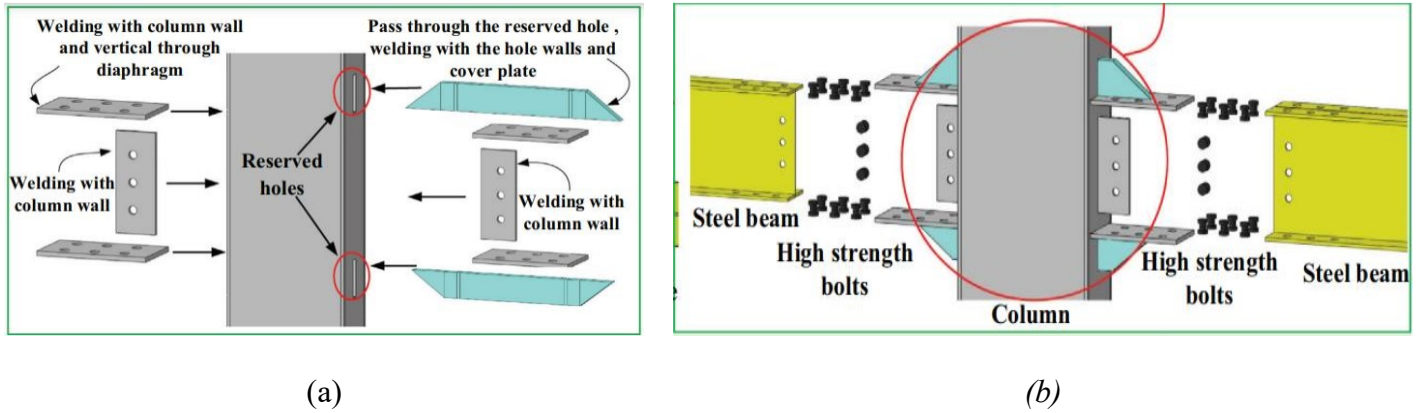
La construcción en acero presenta auge en muchos países durante los últimos años, la importación a gran escala del acero y su diverso uso ha hecho que muchas construcciones se inclinen por esta materia prima como recurso principal dentro de muchas obras. Este gran crecimiento ha ido de la mano gracias a las guías y normativas que existen sin dejar de lado al exhaustivo control que tiene como principal objetivo reducir el margen de error en la construcción y montaje.

En Ecuador en los últimos años se ha empezado a adoptar la cultura de la construcción de estructuras metálicas en especial en la región costera, con un aumento constante en la construcción de edificaciones aporricadas. ((INEC), 2021). Esto tiene que ver mucho con el peligro sísmico presente en dicha región lo que ha creado una necesidad predominante de que los proyectos cuenten con respuestas adecuadas frente a estos eventos. En consecuencia, las entidades educativas y los expertos en diseño y construcción con acero están comprometidos en esfuerzos activos para asegurar la implementación y el acatamiento de los estándares establecidos tanto en los códigos nacionales como en los internacionales para el diseño estructural de sistemas de acero y sus uniones.

Varios tipos de conexiones se han estudiado en configuraciones con columna HSS – viga H (Figura 1a y 1b). No obstante, estas disposiciones implican la utilización de un diafragma que atraviesa, lo cual implica la realización de una perforación en la columna. Este procedimiento resulta complicado de llevar a cabo, ya que demanda una mano de obra altamente especializada con un elevado nivel de precisión tanto en el taller como en el proceso de montaje.

**Figura 1**

*Conexión con placa pasante; representación general (a), detalle de armado (b)*

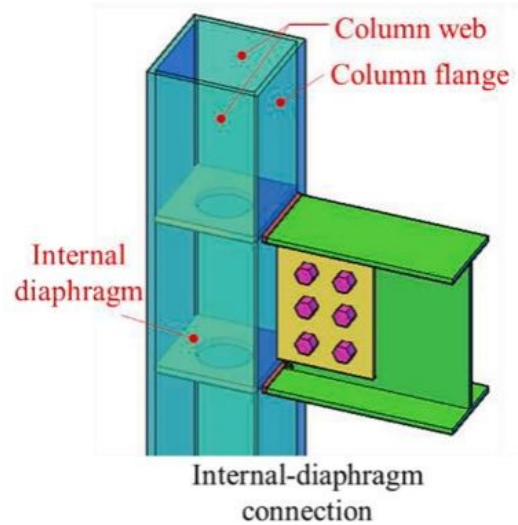


Fuente: Tomado de [5].

En otra propuesta de conexión, se sugiere la utilización de diafragmas internos (ver Figura 3) en la zona del panel. Estos diafragmas se colocan a la altura de los patines de las vigas para garantizar que la transmisión de esfuerzos a la columna se produzca sin interrupción. Para pórticos con capacidades de disipación de energía intermedias (IMF) y especiales (SMF), esta configuración está especialmente recomendada. Sin embargo, es importante señalar que la utilización de este tipo de diafragmas puede resultar complicada durante la etapa de fabricación y montaje.

## Figura 2

### *Conexión con refuerzo interno*



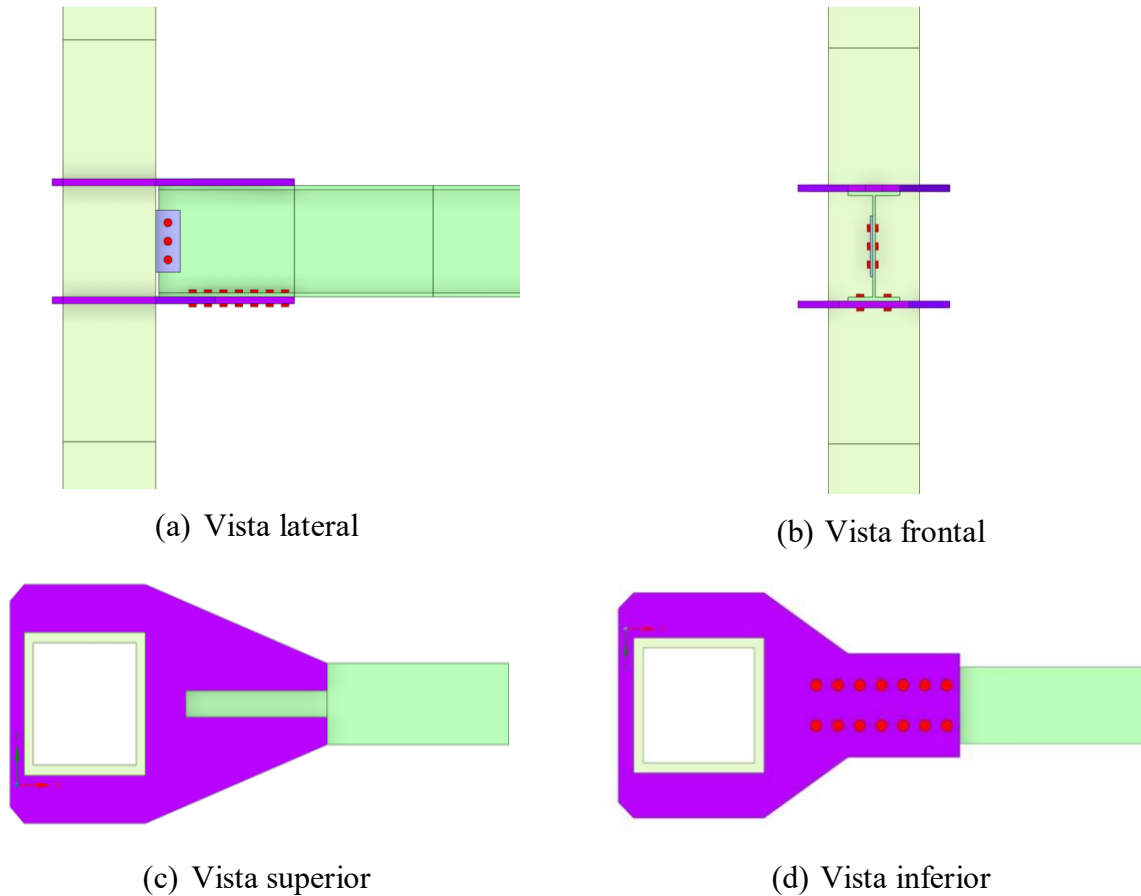
Fuente: Tomado de [6].

No obstante, la situación difiere en lo que respecta a conexiones con diafragmas externos y la combinación de pernos y soldadura en los patines, ya que estos diafragmas se sueldan alrededor de la columna para soportar la continuidad de transferencia de carga. En lo que respecta a conexiones con esta geometría existe muy poca información al respecto, razón por la cual con propósitos investigativos se plantea realizar estudios numéricos que permitan la caracterización del componente estructural que se ilustra en la Figura 3.

La conexión propuesta consta de una columna armada por 4 placas unidas mediante soldadura de penetración completa conectada a una viga de sección H donde ambos elementos estructurales cumplen con los requisitos sísmicos de AISC 360-22 para evitar efectos de pandeo local (Figura 3). [4]. El diafragma externo superior cuenta con una ranura la cual se usó para aplicar la soldadura plana horizontal en filete (ver Figura 3c), conectando el patín de la viga con el diafragma y evitando así la soldadura de sobre cabeza. Se conoce que este tipo de soldadura requiere de personal muy calificado y además es un proceso lento y costoso por lo que se debe evitar esta posición siempre sea posible.[14]. En cambio, el diafragma externo inferior se conecta a la viga mediante pernos (ver Figura 3d).

**Figura 3**

*Conexión columna tubular box shape - viga H*



Fuente: Elaboración propia.

## **1.2.OBJETIVOS**

### ***1.2.1. OBJETIVO GENERAL***

Analizar el comportamiento inelástico de una conexión columna tubular box shape – viga H ante cargas cíclicas a partir de análisis numéricos.

### ***1.2.2. OBJETIVOS ESPECÍFICOS***

- Desarrollar una metodología de diseño para la conexión de acuerdo con especificaciones de la normativa AISC.
- Validar el modelo numérico tomando como referencia un documento de investigación con características similares al propuesto.

- Crear un modelo de elementos finitos que posibilite la evaluación del comportamiento de la conexión propuesta bajo cargas cíclicas.
- Obtener la curva de histéresis que describa el comportamiento inelástico de la conexión propuesta.
- A partir de los resultados obtenidos, evaluar si la conexión propuesta satisface los criterios de resistencia sísmica requeridos para pórticos construidos en acero de alta ductilidad.

### **1.3.METODOLOGÍA Y ALCANCE**

Para cumplir con los objetivos expuestos, se establecen los siguientes lineamientos;

Se llevó a cabo una revisión exhaustiva de la literatura, abarcando investigaciones y publicaciones destacadas, tanto de carácter numérico como experimental, centradas en el análisis del comportamiento de las conexiones entre columnas tubulares y vigas H mediante la aplicación de diafragmas externos en pórticos SMF. El propósito de esta revisión fue proponer una conexión innovadora que aún no haya sido objeto de investigación o que cuente con limitada información disponible. La meta es presentar una opción viable desde el punto de vista técnico y económico para los diseñadores.

El diseño geométrico de todos los elementos estructurales que integran la conexión propuesta (columna, viga, diafragmas, placa de corte, pernos, soldadura) se llevó a cabo cumpliendo con los criterios de análisis y diseño establecidos en las normativas AISC.[2], [3]. En lo referente a los materiales, se emplearon tipos de aceros y pernos que están disponibles en el mercado dentro del Ecuador.

Al ser un trabajo de investigación numérica se plantea una validación del modelo MEF tomando como base un documento científico que reúne características similares al proyecto propuesto y tratar de replicar sus resultados numéricos obtenidos. Todo esto se realiza con la finalidad de validar la metodología desarrollada

En el modelo numérico de la conexión propuesta, se empleó el software comercial de elementos finitos ANSYS<sup>®</sup>. Se seleccionaron los contactos y restricciones en los bordes según las pautas establecidas en el manual correspondiente. La carga cíclica se extrajo del protocolo de carga definido en el AISC 341-22, particularmente en el capítulo K. [3]



Se procede a analizar los resultados de las recreaciones numéricas, centrándose en el comportamiento histerético de la conexión. Se evalúa la relación entre momento y rotación, así como entre fuerza y desplazamiento. Además, se examinan las tensiones y deformaciones inelásticas presentes en cada uno de los elementos que conforman la conexión. El objetivo es determinar si los modos de falla se alinean con una respuesta dúctil, lo cual sería altamente deseable según la filosofía actual, o si se observan modos frágiles que podrían comprometer la plenitud general de la conexión.

## CAPÍTULO II

### MARCO TEÓRICO

#### 2.1.FILOSOFÍA DE DISEÑO SÍSMICO

En términos generales, los códigos de diseño estructural establecen estándares para garantizar la seguridad de las estructuras, especialmente en situaciones sísmicas. Estos códigos suelen enfocarse en evitar colapsos totales o parciales. Aunque proporcionan requisitos mínimos para la seguridad de las personas, no profundizan en los posibles daños que podrían ocurrir durante un terremoto. [1]

Las estructuras diseñadas para resistir terremotos están diseñadas para reaccionar de manera inelástica, lo que les permite absorber energía y desarrollar flexibilidad durante sismos intensos. Para convertir el espectro de diseño elástico en un espectro inelástico, se utiliza el factor de corrección de respuesta "*R*" para reducir las fuerzas o aceleraciones.[15]. Es importante señalar que la capacidad de disipar energía y mostrar comportamiento dúctil durante eventos sísmicos solo se logra si los elementos estructurales están detallados correctamente para prevenir fallas por fragilidad. Sin embargo, este desarrollo de la ductilidad también puede conllevar la posibilidad de daños estructurales, como la fluencia del acero y problemas de inestabilidad, como el pandeo local.

#### 2.2.COLUMNAS DE SECCIÓN TUBULAR

En circunstancias de compresión, las secciones tubulares de acero independientemente de su configuración geométrica específica suelen rendir mejor que otras secciones estructurales de acero, como las secciones I, H o L. En lo que respecta al peso del material, una estructura de acero con secciones tubulares bien diseñadas pesará mucho menos que una construida con secciones abiertas. [14]

Algunas ventajas destacadas de los perfiles tubulares estructurales incluyen:

- El radio de giro alrededor del eje débil es significativamente mayor en comparación con un perfil abierto de dimensiones y área similares.
- Se requiere una relación de esbeltez considerablemente menor para una longitud efectiva equivalente, lo que resulta en una mayor capacidad de compresión sin riesgo de pandeo.
- Tiene una excelente resistencia a la torsión

- Las dimensiones exteriores pueden permanecer fijas lo único que varía es el espesor, beneficiando en los aspectos relacionados con el componente arquitectónico.
- El perfil cuenta con dos ejes horizontales robustos, lo que posibilita la creación de conexiones a momento en ambas direcciones. Esto conduce a la formación de una estructura con un mayor número de pórticos capaces de resistir cargas laterales, contribuyendo así a la solidez del sistema frente a posibles colapsos.

Dentro de los perfiles más frecuentemente empleados se encuentran los HSS (*Hollow structural section*), los cuales se hallan mediante procesos térmicos. Las columnas de tipo cajón ensambladas deben acatar las especificaciones dadas en el capítulo E de la normativa AISC 360-22.[4]. De manera resumida, la Figura 4 presenta las secciones tubulares más comúnmente utilizadas en la práctica. A pesar de las ventajas que estos perfiles ofrecen en pórticos resistentes a momentos, las opciones para conexiones utilizando estos perfiles son limitadas.

**Figura 4**

*Perfiles para columnas tubulares: circular, cuadrado, rectangular y cajón armado*



Fuente: Elaboración propia.

### **2.3.CONEXIONES A MOMENTO CON COLUMNAS TUBULARES Y VIGAS DE**

#### **SECCION H**

La Guía 9 de diseño del CIDECT [16], proporciona procesos de diseñado y detalles explicativos para uniones a momento de columnas en tubo y vigas H.

Estos métodos de diseño ya están empleados de forma habitual en China, aunque no se han globalizado.[7]. En los Estados Unidos, hay una preferencia por las conexiones sísmicas 'precalificadas', pero las opciones disponibles para pórticos de alta y moderada ductilidad con columnas de sección tubular están limitadas debido a patentes. Aunque no se excluyen las

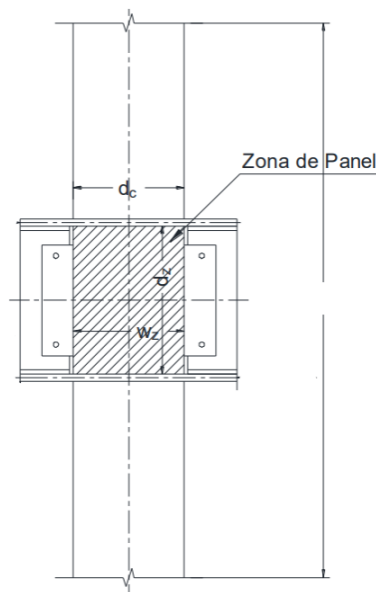
conexiones alternativas, se permiten siempre y cuando sean validadas mediante pruebas de prototipos físicos, de acuerdo con los procedimientos establecidos por la autoridad reguladora[2].

### 2.3.1. Conexiones con diafragma pasante

Cuando se emplea el principio de "columna fuerte – viga débil" con el propósito de establecer una capacidad resistente a momentos, generalmente se requiere la inclusión de rigidizadores transversales o refuerzos internos en el área del panel de la columna (ver Figura 5). Este procedimiento se lleva a cabo para transferir los esfuerzos generados por las vigas.

**Figura 5**

*Zona de panel en columna de sección cajón*



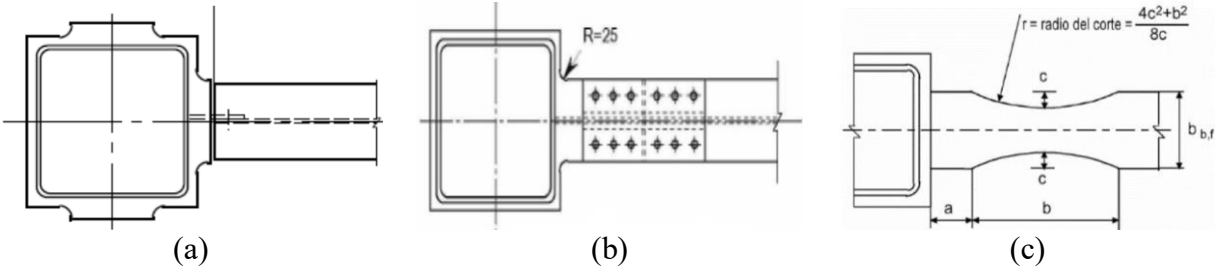
Fuente: Elaboración propia.

### 2.3.2. Conexiones con diafragma externo

[16]. En su investigación, se presentan diversas soluciones para conexiones con diafragma pasante, adaptadas según el tipo de proyecto. En detalle, se describen alternativas de conexiones destinadas a la soldadura en taller, conexiones en obra (ver Figura 6a), conexiones emperradas (ver Figura 6b), y conexiones con viga reducida "RBS" (ver Figura 6c).

**Figura 6**

*Alternativas de conexiones viga-columna con diafragma pasante*



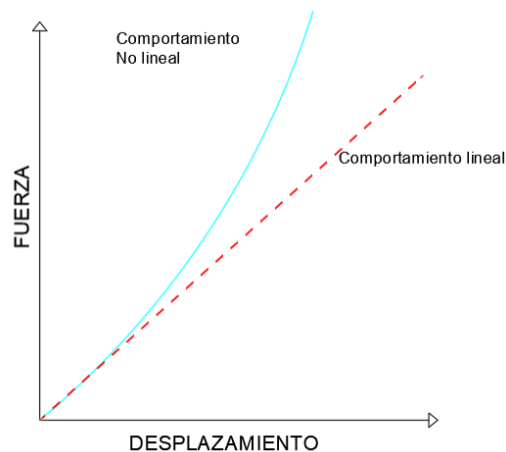
Fuente: Tomado de [16]

## 2.4. TIPOS DE NO LINEALIDADES

El análisis no lineal es un método que nos brinda los medios para calcular el comportamiento más allá del rango elástico (ver Figura 7), ya que permite tener una descripción más detallada del comportamiento de una estructura. Es fundamental el estudio para el diseño de edificaciones nuevas y existentes, pero no es muy usado en la práctica profesional debido a la complejidad de su formulación matemática y al gasto computacional que conlleva el tiempo de solución demasiado largo.[14]

**Figura 7**

*Esquema del análisis no lineal*



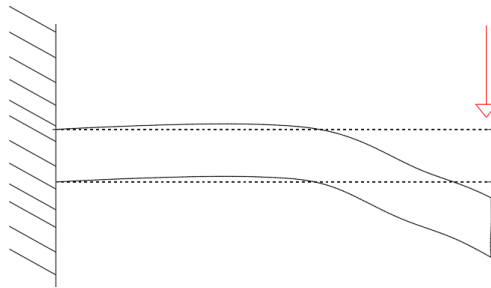
Fuente: Elaboración propia.

### 2.4.1. *No linealidad Geométrica*

Los efectos que causan la no linealidad geométrica pueden ser las cargas de gravedad o desplazamientos, por ejemplo, una estructura que está sometida a grandes desplazamientos puede tener cambios considerables en su geometría debido a las deformaciones inducidas por la carga, lo que conlleva a que la estructura responda de manera no lineal en un modo de rigidización o ablandamiento tal como se representa a manera de ejemplo con una viga voladizo en la Figura 8. [14].

**Figura 8**

*No linealidad geométrica ante presencia de carga*



Fuente: Elaboración propia.

### 2.4.2. *No linealidad de material*

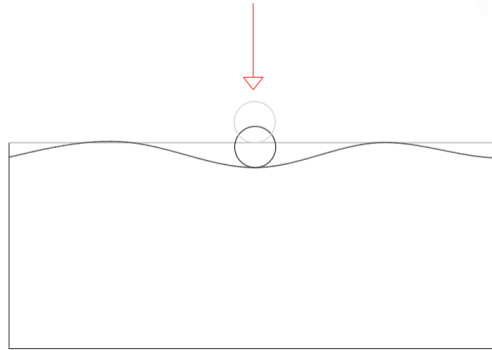
La no linealidad del material puede surgir como resultado de la aplicación de una fuerza o desplazamiento externo, lo que puede dar lugar a la superación del límite elástico del material y, en consecuencia, a deformaciones permanentes. [14].

### 2.4.3. *No linealidad de contacto*

La no linealidad de contacto ocurre cuando dos o varios cuerpos que están en contacto son afectados por una carga, deslizamiento que provoca que la superficie de contacto varíe y con ellos también la rigidez. [14]. (ver Figura 9).

## Figura 9

*No linealidad de contacto ante presencia y ausencia de carga*



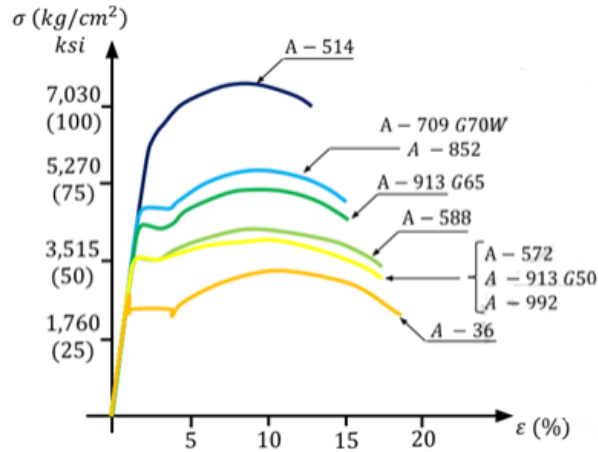
Fuente: Elaboración propia.

## 2.5.CURVA ESFUERZO DEFORMACIÓN REAL VS INGENIERÍA

La curva esfuerzo-deformación de ingeniería (ver Figura 10) es ampliamente reconocida en el ámbito de la ingeniería estructural. Se obtiene sometiendo una probeta a un ensayo de tracción con carga monotónica hasta el colapso total de la muestra, siguiendo las normas establecidas por la ASTM E8 (Materials, 2022) . Este diagrama es utilizado para estudiar el comportamiento y las propiedades físicas de los materiales. Representa gráficamente los esfuerzos experimentados por un material en función de la carga aplicada, mostrando diversas fases de deformación que van desde la región lineal hasta el punto de fractura del material.

**Figura 10**

*Curva esfuerzo-deformación para aceros con diferente calidad según ASTM E8*



Fuente: Elaboración propia.

Mientras que, la curva esfuerzo – deformación real es aquella donde se interpreta sobrepasando la limitante elástica ya que el uso de la tensión verdadera en lugar de la tensión de ingeniería puede dar una medida más directa de la respuesta del material en el rango de flujo plástico. Existe formulaciones que nos permite determinar la curva esfuerzo - deformación real del material en función del esfuerzo y la deformación ingenieril, presente en la tabla 1;

**Tabla 1**

*Formulación para curva esfuerzo-deformación Real*

<b>Máquina de tracción</b>		
Se obtiene	Fuerza = F	Desplazamiento = $\Delta L = L - L_0$
<b>Curva de Ingeniería</b>		
Se Obtiene	$\sigma_{ingenieria} = \frac{F}{A_0}$	$\epsilon_{ingenieria} = \frac{\Delta L}{L_0}$
<b>Curva real</b>		
Se Obtiene	$\sigma_{real} = \sigma_{ingenieria} \cdot (1 + \epsilon_{ingenieria})$	$\epsilon_{real} = \ln(1 + \epsilon_{ingenieria})$

Fuente: Elaboración propia.



Donde;

$A_0$  = área inicial de la probeta de ensayo

$L_0$  = longitud de la probeta al iniciar el ensayo

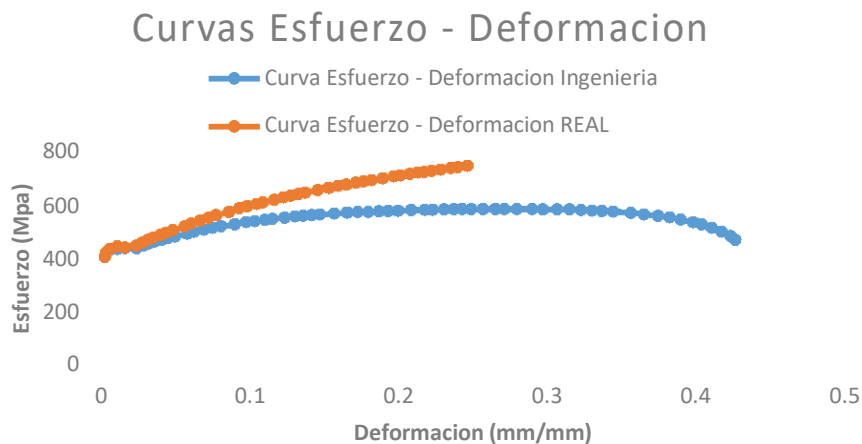
$L$  = longitud en cualquier instante del ensayo

$\Delta$ : diferencia de desplazamiento

A continuación, se presenta un esquema (ver Figura 11) donde se puede apreciar la diferencia entre la curva esfuerzo – deformación real vs ingeniería, en la misma se puede apreciar que la curva de ingeniería tiende a caer hasta un punto de ruptura. Mientras que la curva real se mantiene ascendente ya que representa el esfuerzo de endurecimiento del material una vez superado el límite de fluencia.

**Figura 11**

*Curva esfuerzo-deformación real vs ingeniería*



Fuente: Elaboración propia.

## 2.6.DUCTILIDAD

La capacidad de una estructura para liberar energía mediante deformaciones inelásticas se conoce como ductilidad. Esta característica ha permitido mitigar las magnitudes sísmicas de diseño y, en cierta medida, controlar los daños estructurales.[15].

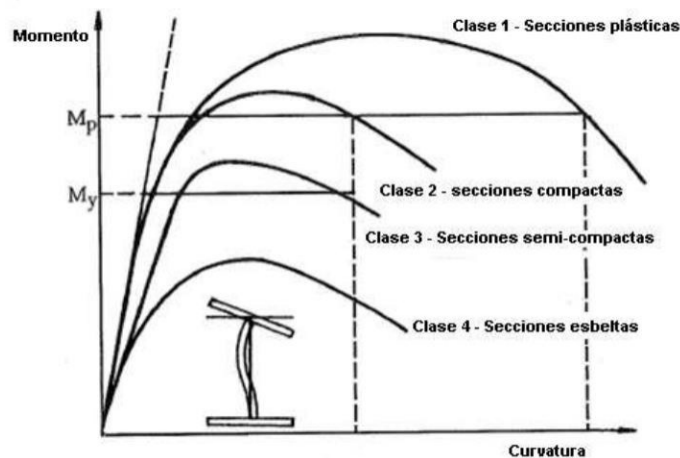
En el diseño no elástico, se define la ductilidad como la resistencia de la estructura en deformaciones extensas en el rango no lineal sin una pérdida sustancial de resistencia. En el diseño

sísmico, la ductilidad es de gran importancia, no necesariamente asociada a una mayor disipación de energía. Comprender este parámetro es esencial, ya que el comportamiento estructural puede sufrir alteraciones significativas si la ductilidad excede ciertos límites (consultar Figura 12). [14]

La ductilidad disponible se determina evaluando la respuesta estructural, teniendo en cuenta la deformación, las propiedades de los materiales, las propiedades de la sección transversal de los elementos, las cargas gravitatorias y la resistencia inducida por la plastificación. Por otra parte, la interacción de varios factores relacionados con los terremotos, como la magnitud, el tipo de movimiento del terreno, la composición del suelo y la resonancia, entre otros, afecta a la ductilidad requerida.

### Figura 12

*Comportamiento inelástico en función de las clases de secciones*



Fuente: tomado de [17]

Los efectos ilustrados en la Figura 12 son resultado de fenómenos como el pandeo flexo-torsional, el pandeo local o la fractura frágil. En este contexto, la sección transversal del perfil desempeña un papel crucial y afecta el desempeño de la estructura, pudiendo incluso disminuir la rotación plástica. La categorización de los elementos según su sección transversal se establece de la siguiente manera:

- Clase 1: Incluye secciones altamente dúctiles con la capacidad de formar una rótula plástica que posee una alta suficiencia de rotación.

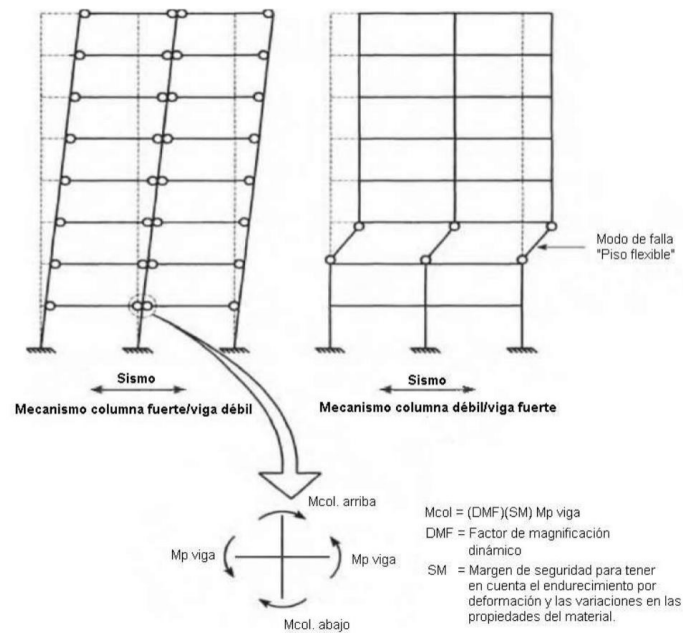
- Clase 2: Se refiere a secciones compactas que pueden ofrecer una resistencia máxima a la flexión, pero su suficiencia de rotación puede estar restringida debido a efectos de pandeo local.
- Clase 3: Engloba zonas no compactas en las cuales la suficiencia de momento flector se alcanza evitando el punto plástico. En estas secciones, la resistencia a la flexión se logra antes de que el material alcance la plastificación completa.
- Clase 4: Involucra secciones esbeltas que no pueden evolucionar la capacidad total a la flexión debido al pandeo local en las áreas afectadas por compresión. En este escenario, la capacidad de la sección para resistir la flexión se ve restringida por el pandeo local en regiones comprimidas.

## 2.7.CRITERIO COLUMNA FUERTE – VIGA DÉBIL

Es posible que los marcos estructurales liberen una cantidad significativa de energía histerética mediante la creación de rótulas plásticas en las vigas en contraposición a las columnas. Este método evita la formación del fenómeno del "piso flexible" y aumenta la resistencia sísmica.[17].

**Figura 13**

*Comparación del mecanismo plástico de colapso CF/VD - CD/VF*



Fuente: Elaboración propia

Según la teoría columna fuerte - viga débil (CF/VD), la capacidad de momento plástico de las columnas debe ser mayor que la de las vigas. Aquí,  $M_{pb}$  es el total de las resistencias a flexión esperadas de las vigas y  $M_{pc}$  es el total de las resistencias a flexión nominales de las columnas después de tener en cuenta la reducción de la fuerza axial.

$$\frac{\Sigma M_{pc}}{\Sigma M_{pb}} > 1 \quad (1)$$

## 2.8.RESTRICCIÓN LATERAL EN CONEXIONES

Se necesitan sistemas de arriostramiento que limiten el giro exterior al plano del pórtico, especialmente al anticiparse la generación de deformaciones plásticas en la región del panel o en sus cercanías. En las vigas, ambos patines deben ser arriostradas lateralmente para prevenir el pandeo flexotorsional. Conforme al AISC 341-22.[3], se recomienda el arriostramiento lateral mediante el uso de placas o perfiles, manteniendo una separación máxima entre puntos de arriostramiento determinado por la ecuación 2;

$$L_b = 0.086 * r_y * \frac{E}{F_y} \quad (2)$$

Donde;

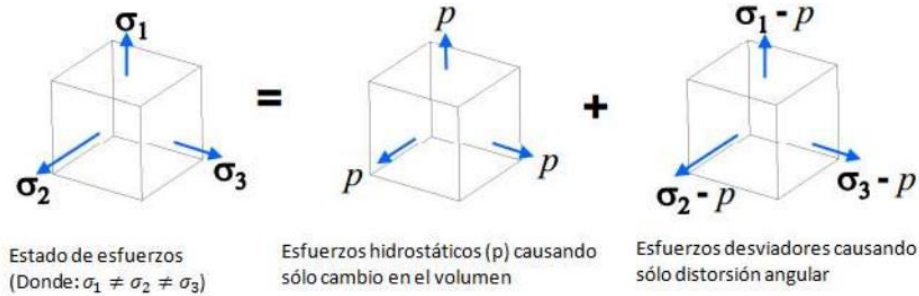
$r_y$ = radio de giro de la viga

## 2.9.ESFUERZOS

Las tensiones que actúan en un punto están definidas por las componentes de esfuerzos en los lados de un elemento volumétrico circundante. Estas tensiones pueden actuar perpendicularmente a la sección transversal e inducir flexión o compresión del mismo modo que las tensiones típicas. Las tensiones muestran los esfuerzos máximos y mínimos en un punto concreto (véase la figura 14). En general, una estructura experimenta un estado multiaxial de tensiones, que incluyen tensiones desviadoras que provocan una distorsión angular en el material y tensiones hidrostáticas que afectan al volumen. Este análisis es esencial para comprender y evaluar el comportamiento estructural en un punto específico.

**Figura 14**

*Representación gráfica de un estado de esfuerzos*



Fuente: Elaboración propia.

El criterio de fluencia de *Von Mises* (ecuación 3) tiene la propiedad de ser un número que se obtiene de la envolvente de todas las tensiones en el espacio (tensiones en  $x, y, z$ ).

$$\sigma_e = \sqrt{\frac{1}{2} * ((\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2)} \quad (3)$$

Donde;

$\sigma_1$  = esfuerzos en dirección  $x$

$\sigma_2$  = esfuerzos en dirección  $y$

$\sigma_3$  = esfuerzos en dirección  $z$

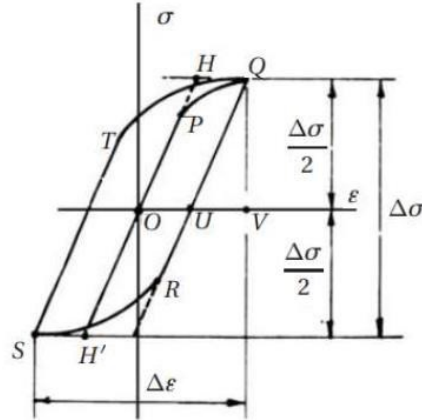
Cuando el esfuerzo de Von Mises supera la capacidad de la fluencia del material, se genera el flujo plástico, lo que indica que durante un estudio de las fuerzas resultarán en el estado más desfavorable para un elemento. (Systèmes, 1995)

## 2.10. CURVA DE HISTÉRESIS

Se evidencia la reacción dúctil de un componente en el rango inelástico ante esfuerzos cíclicos de carga y descarga, por lo tanto, de esta manera se evalúa el desarrollo de la ductilidad y disipación de energía en conexiones para pórticos sismorresistentes. Mediante la Figura 15 se explica el rango de la curva de histéresis.

**Figura 15**

*Ciclo de Histéresis de cargas cíclicas*



Fuente: Núñez, Roca & Jorba, s.f.

Cuando se somete un material elástico a un ciclo de tensión, se genera una recta con una pendiente que está relacionada con el módulo de Young, representada por la línea H'-H. (Núñez, Roca, & Jorba, 2013).

El primer ciclo de tensión se describe de la siguiente manera: En la fase inicial del ciclo, la tensión sigue la trayectoria OPQ, y al reducir la carga aplicada a cero, el material experimenta una recuperación elástica. Sin embargo, este ciclo concluye con una deformación plástica de magnitud OU. Durante la inversión del ciclo de carga, la deformación resultante sigue la ruta R y S, y al revertirse nuevamente, por T y Q.

A partir de este primer ciclo, la repetición de ciclos de carga sucesivos provoca una deformación asociada definida por O-U. Este proceso refleja la respuesta del material a la aplicación cíclica de tensiones, evidenciando tanto su comportamiento elástico como la acumulación de deformación plástica a lo largo de los ciclos.

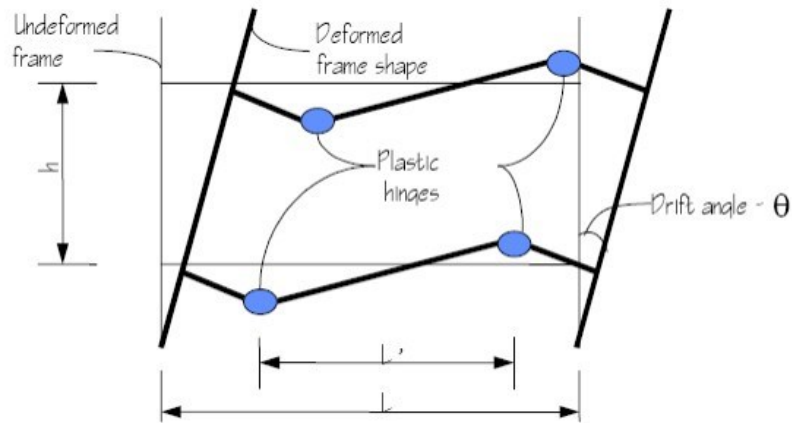
## **2.11. DISEÑO SÍSMICO DE CONEXIONES**

En el diseño sísmico de conexiones para pórticos SMF, se deben cumplir varios criterios según la norma americana AISC 341-22 en la sección K1.[3]. La conexión debe soportar rotaciones plásticas para una deriva de 0,04 radianes y tener una resistencia mínima a flexión igual a 0,8 veces el momento plástico de la viga  $M_p$ . También se recomienda utilizar soldaduras de ranura o de

penetración total. Es fundamental demostrar que los marcos SMF pueden soportar deformaciones inelásticas, especialmente cuando se trata de la fluencia a flexión en vigas, siguiendo el principio de "columna fuerte – viga débil". Ver Figura 16,

**Figura 16**

*Comportamiento inelástico de un pórtico con articulaciones plásticas*



Fuente: FEMA 350,2000

## 2.12. Requisitos sísmicos para el diseño de pórticos resistentes a momento según la

### Normativa Ecuatoriana

En el ámbito de los requisitos, según la normativa ecuatoriana descrita en el capítulo de diseño sismorresistente de la NEC.[15], se establecen tres requisitos esenciales.

Primero, el requisito de "no colapso – condición de resistencia" implica verificar que la edificación de acero no supere ningún estado límite de falla. En otras palabras, la estructura no falle cuando se tenga el peso máximo correspondiente.

En segundo lugar, el requisito de "limitación de daños – deformaciones" exige que la edificación presente derivas de piso, ante las cargas correspondientes, inferiores a las admisibles. Esto implica controlar y limitar las deformaciones en la estructura para evitar daños significativos.

Finalmente, el requisito de "ductilidad" se refiere a la capacidad de disipar energía de deformación inelástica mediante el diseño por capacidad. En este enfoque, se utilizan elementos "fusibles", que en este caso son las vigas. Estas vigas, al entrar en fluencia, disipan la energía,

evitando que esta se transmita a la conexión o a la columna. Este enfoque contribuye a la capacidad de la estructura para resistir eventos sísmicos al permitir la disipación controlada de energía.

### 2.13. DISEÑO POR CAPACIDAD

Es un proceso de diseño en el cual el diseñador decide qué elementos dentro del sistema estructural incursionarán en el rango inelástico (componentes dúctiles) y cuáles elementos permanecerán elásticos (componentes frágiles). Ver Figura 17.

**Figura 17**

*Objetivos del diseño por capacidad*



(a) Comportamiento deseable de la estructura

(b) Comportamiento aceptable de la estructura

Fuente: (J.A. Blume, 1961)

Las principales características del diseño por capacidad son las siguientes; (J.A. Blume, 1961);

Se especifican y planifican con antelación las áreas propensas a la formación de rótulas plásticas dentro de la estructura, diseñándolas para resistir las cargas de diseño mediante el aseguramiento de una resistencia necesaria. Estas zonas deben garantizar de manera confiable que se alcanzarán las demandas de ductilidad asociadas con las combinaciones de cargas previstas en el diseño.

Es importante destacar que el enfoque se centra en la etapa de diseño, no en el análisis. Mientras que un análisis más allá del rango lineal puede resultar impreciso y costoso, el diseño siempre es viable. Siempre que se plantee un análisis no lineal, es conveniente utilizar una metodología de diseño por capacidad. Al mejorar la previsibilidad del comportamiento, este enfoque elimina la necesidad de un modelo analítico complejo.



## 2.14. METODO DE NEWTON RAPHSON

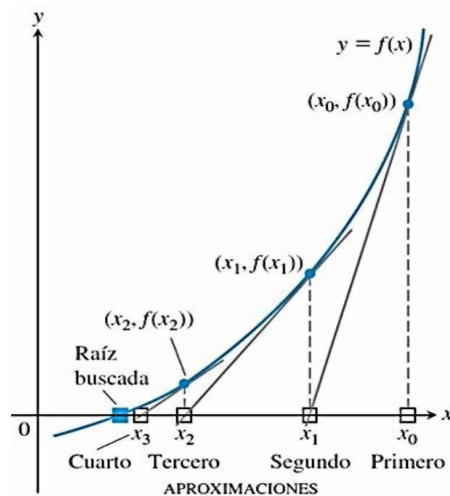
Es un proceso que permite encontrar raíces de funciones  $f(x) = 0$  mediante una serie de iteraciones que se acercan a la solución, partiendo desde un primer valor de  $X_0$  lógico donde posteriormente el método hace las aproximaciones paso a paso hasta el valor de la raíz. [18]. Se entiende por el Teorema de Taylor que para un valor de  $X_0$  perteneciente al intervalo  $(a, b)$  tal que su derivada  $f'(x)$  sea diferente que cero y que tanto la función como la derivada sean continuas en el intervalo  $(a, b)$ , se obtiene la siguiente formulación.

$$X_{n+1} = X_n - \frac{f(X_n)}{f'(X_n)} \quad (4)$$

Esta formulación es más fácil de interpretar haciendo uso de la Figura 18, donde se puede comprender de manera más simplificada la función de este método.

### Figura 18

*Descripción gráfica del modelo de Newton Raphson*



Fuente: tomado de [18]

En la figura se observa que se pretende encontrar el valor de la raíz a la función  $y = f(x)$  graficada en color azul mediante el método de Newton Raphson. Donde se conoce como raíz a la intersección con el eje X. El procedimiento consiste en elegir un valor de  $x(0)$  cercano a la raíz, luego se traza una línea tangencial a la gráfica y observamos el punto de corte con el eje ( $X_1$ ), ese resultado nos indica un valor más cercano a la raíz buscada y de esta forma se repite el

procedimiento hasta llegar a una convergencia de resultados. De esta manera se explica gráficamente el proceso de iteraciones que realiza el método con la finalidad de estimar un resultado más exacto a la función.

### 2.14.1 Convergencia del método de Newton Raphson

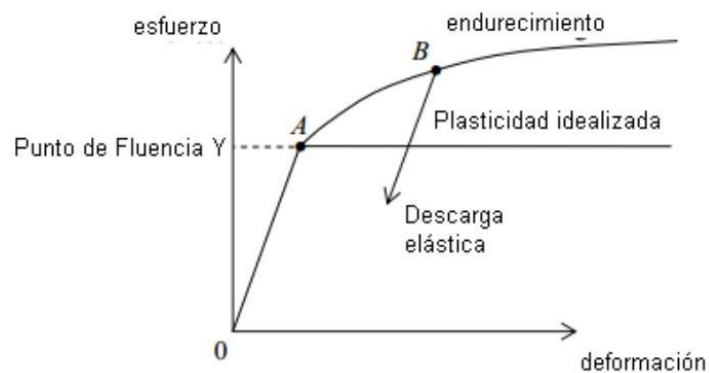
No existe un estándar universal de convergencia para la metodología, y su precisión está influenciada por el comportamiento de la función y la exactitud del valor inicial. La eficacia del método depende en gran medida de disponer de un valor inicial cercano a la raíz. Es fundamental destacar que no cualquier valor inicial será efectivo; estos deben ser elegidos con anticipación mediante un entendimiento previo del problema o mediante el uso de gráficos que proporcionen una mayor comprensión del comportamiento de la solución.

## 2.15. ENDURECIMIENTO POR DEFORMACIÓN

En el contexto del fenómeno conocido como endurecimiento por deformación, en una prueba unidimensional, cuando un material supera su límite elástico al ser sometido a un esfuerzo, experimenta deformaciones más allá del punto de fluencia, dando lugar al endurecimiento mencionado. Después de este punto, se requiere aplicar esfuerzos adicionales para provocar deformaciones inelásticas.

**Figura 19**

*Curva esfuerzo deformación para un material de ingeniería convencional*



Fuente: tomado de [17]

El programa comercial de elementos finitos ANSYS<sup>®</sup> ofrece funcionalidades para modelizar el comportamiento de los materiales más allá de su límite elástico, teniendo en cuenta

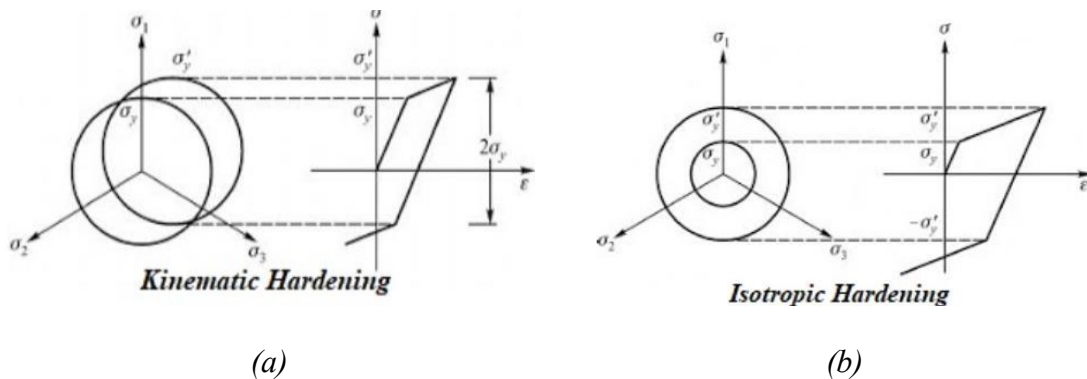
su respuesta a los ciclos de carga y descarga, con el fin de generar endurecimiento por deformación. Se utilizan dos criterios para distinguir entre los cambios de tamaño o forma de la superficie causados por la deformación inelástica:

- Endurecimiento cinemático: en el contexto del endurecimiento por deformación, la superficie de fluencia experimenta cambios en la dirección de carga, pero su tamaño permanece constante.
- Endurecimiento isótropo: la superficie de fluencia se expande uniformemente en todas las direcciones dentro del dominio de endurecimiento por deformación.

En las Figura 20a se detalla el endurecimiento cinemático, mientras que en la Figura 20b se puede observar el endurecimiento isótropico.

**Figura 20**

*Endurecimiento cinemático (a) y endurecimiento isótropico (b).*



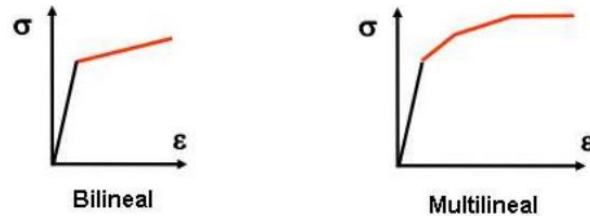
Fuente: tomado de [17]

Se utiliza una función ANSYS<sup>®</sup> para evaluar el comportamiento de la conexión a medida que las tensiones se acercan al límite elástico y aprovechar la capacidad inelástica del acero (véase la figura 21). Gracias a esta función pueden aplicarse diversas situaciones de carga a lo largo del tiempo. Este análisis se basa en el modelo de endurecimiento por deformación cinemática lineal.

**Figura 21**

*Representaciones de la curva esfuerzo deformación de tipo bilineal y multilinear en*

*ANSYS©*



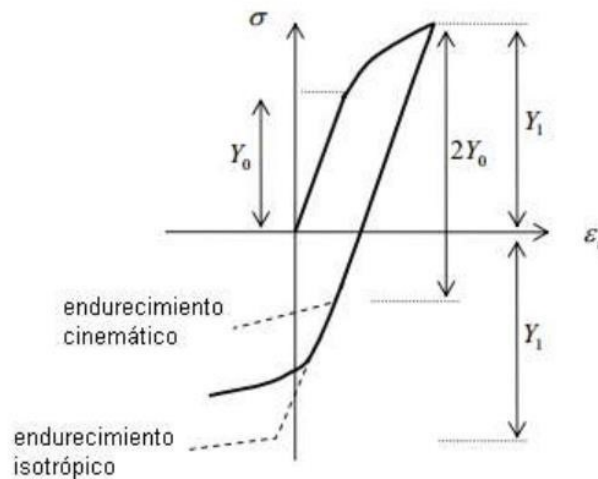
Fuente: tomado de [17]

## 2.16. EFECTO BAUSCHINGER

Este fenómeno se manifiesta cuando un espécimen se somete a tensión, entra al rango plástico, se descarga y luego se comprime hasta alcanzar la plastificación. En este proceso, se observa que el punto de fluencia es menor cuando se aplica compresión después de la tensión, como se ilustra en la Figura 22.

**Figura 22**

*Efecto Bauschinger*



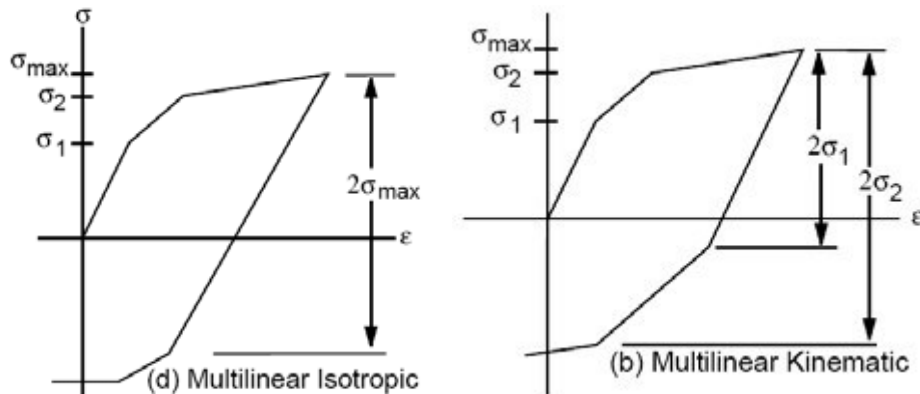
Fuente: Elaboración propia

Cuando las magnitudes alcanzan el punto de fluencia y se comienza a aprovechar la capacidad plástica del acero, se emplea una herramienta de ANSYS© denominada "*Multilinear*"

*Kinematic Hardening*", que tiene en cuenta el endurecimiento por deformación cinemática multilinear, aplicado en este caso (ver Figura 23).

**Figura 23**

*Posibles representaciones de la curva esfuerzo-deformación en ANSYS©*



Fuente: (ANSYS, 1999)

## 2.17. MODELAMIENTO NUMÉRICO

En este caso, el objeto del análisis MEF se divide en elementos conectados en nodos compartidos, resolviendo cada elemento individualmente para determinar las incógnitas. Estas incógnitas, representadas por desplazamientos y esfuerzos, surgen al aplicar fuerzas en problemas estructurales. La combinación de resultados de todos los elementos proporciona una solución numérica (ANSYS, 1999).

Para abordar de manera precisa estos aspectos, es crucial poseer un profundo conocimiento de la naturaleza del problema y comprender el comportamiento físico inherente. En situaciones donde el análisis lineal en la región elástica no es suficiente, como en materiales dúctiles más allá del límite elástico, se requiere considerar el componente no lineal del problema. Esto lleva a la sustitución de ecuaciones algebraicas por ecuaciones no lineales en el método de elementos finitos, resolviéndose de manera iterativa. Este proceso implica dividir la carga total en intervalos para lograr la convergencia numérica. (ANSYS, 1999).

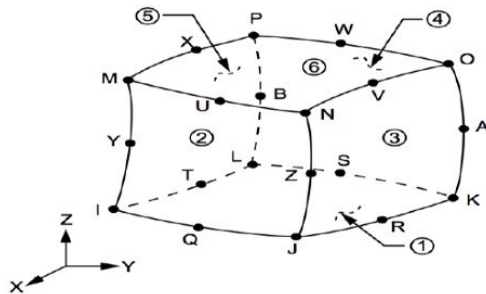
### 2.17.1. Tipos de elementos

El elemento finito tetraédrico cuadrático *SOLID186* es destacado en el modelamiento numérico debido a su comportamiento cuadrático en desplazamiento y su estructura de 20 nodos.

Cada nodo dispone de tres grados de libertad para las traslaciones en los ejes  $x$ ,  $y$ ,  $z$ . Este componente se utiliza para modelar con precisión estructuras tridimensionales, lo que permite capturar la plasticidad de los materiales y los efectos de deformación significativos.

**Figura 24**

*Elemento SOLID186*

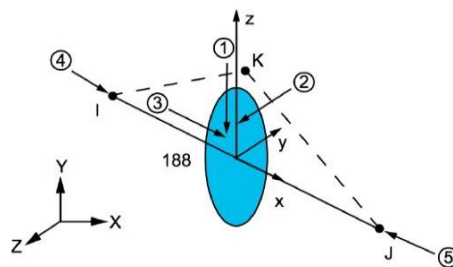


Fuente: (ANSYS, 1999)

**BEAM188** se clasifica como un elemento de línea que cuenta con dos nodos, ubicados en cada extremo, y ofrece 6 grados de libertad en total, divididos en 3 desplazamientos y 3 rotaciones. Estos elementos requieren la asignación de una sección transversal que defina las propiedades geométricas a analizar. La muestra visual de este elemento se evidencia en la Figura 25.

**Figura 25**

*Elemento BEAM188*



Fuente: (ANSYS, 1999)

### 2.17.2. Contactos

Cuando dos superficies están en contacto, tienen la capacidad de transferir fuerzas de compresión normales y fuerzas de fricción tangenciales, ya que permanecen unidas sin

movimiento. Este contacto puede cambiar la rigidez del sistema, generando una respuesta no lineal. En ANSYS®, existen 5 tipos de contactos que se eligen según el fenómeno físico que se quiere modelar:

En primer lugar, el tipo *Bonded* implica que no hay separación ni deslizamiento; las superficies están unidas de manera perfecta. En segundo lugar, el tipo *No separation* significa que no hay separación, pero puede haber pequeños deslizamientos. En tercer lugar, el tipo *Frictionless* indica que las superficies pueden deslizarse y separarse libremente sin resistencia. En cuarto lugar, el tipo *Frictional* implica que el deslizamiento depende de un coeficiente de rugosidad definido, permitiendo la separación, pero sin resistencia. Finalmente, el tipo *Rough* es similar a *Frictionless*, pero sin deslizamiento.

### 2.17.3. Mallado

La creación de la malla es un paso crucial en el análisis de diseño, ya que la exactitud de la solución está directamente relacionada con la calidad de la malla (consultar Tabla 2). En otras palabras, a medida que la malla se vuelve más fina o el valor de *Skewness* disminuye, se logra una mayor precisión en los resultados.

**Tabla 2**

*Rangos de calidad del mallado*

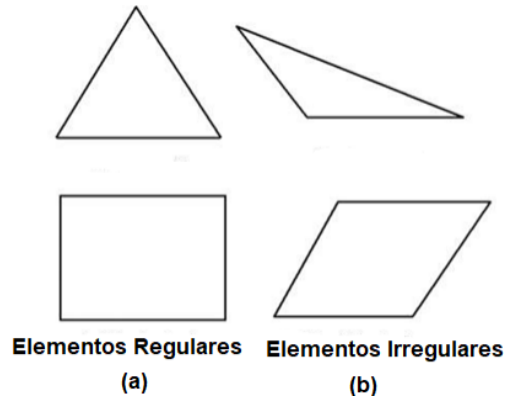
Valor de Skewness	Calidad de la malla
1	Degradada
$0.9 < 1$	Mala
0.75 - 0.9	Pobre
0.5 - 0.75	Razonable
0.25 - 0.5	Buena
$>0 - 0.25$	Excelente
0	Equilateral

Fuente: Elaboración Propia.

En la Figura 26 se puede apreciar la forma ideal de los elementos finitos en comparación con los elementos distorsionados.

**Figura 26**

*Forma ideal de elementos finitos (a) y elementos finitos con alto grado de distorsión (b).*



Fuente: Elaboración propia.

### 2.17.3.1. Métodos de mallado

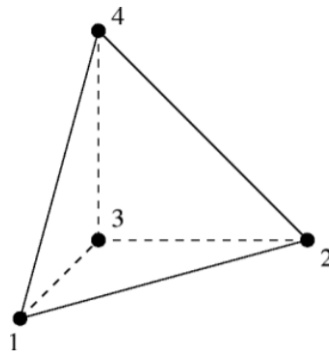
ANSYS<sup>®</sup> maneja distintos métodos que se pueden emplear para mallar una geometría, cada uno de ellos depende de los requerimientos previos, recurso computacional y de la complejidad que tiene la geometría. Dentro de ellos se encuentran los siguientes métodos que son los más empleados. (ANSYS, 1999).

- ***Método Tetraédrico (Tetrahedron method)***

Este tipo de mallado intenta crear una malla totalmente tetraédrica (ver Figura 27), se puede realizar por 2 distintos algoritmos y esos se van a detallar a continuación;

**Figura 27**

*Representación gráfica de un tetraedro de 4 nodos*



Fuente: Elaboración Propia.

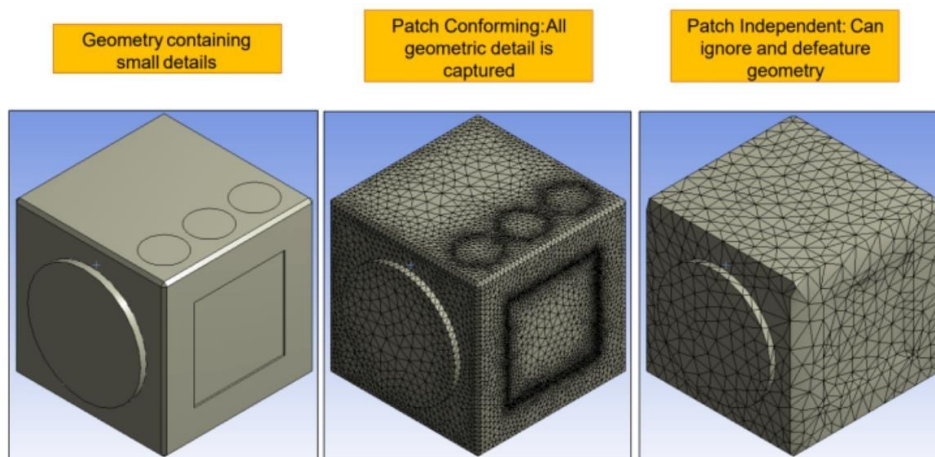


**Patch Conforming:** El mallado se genera de abajo hacia arriba, el proceso comienza desde los bordes, las caras y luego se genera el volumen de malla restante. Esto genera una malla limpia de alta calidad

**Patch Independent:** esta es un mallado que se genera de arriba hacia, donde primero se genera el volumen de malla y luego abarca los bordes y caras. Al usar este método puede no ajustarse a las características geométricas como bordes, vértices o caras. En la Figura 28 se detalla la diferencia entre estos dos algoritmos que se pueden emplear en el método de tetraedros.

**Figura 28**

*Diferencia de los algoritmos de mallado Patch Conforming y Patch Independent*



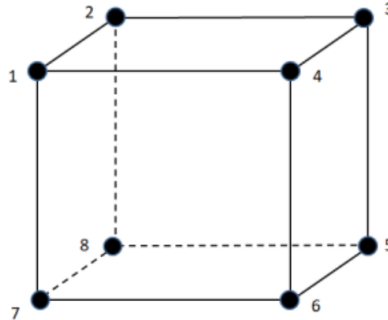
Fuente: Manual Ansys v14.0

- ***Método de hexaedros dominantes (Hex dominant method)***

Este método intenta crear una malla dominada por elementos hexaédricos de 8 nodos (ver Figura 29), esta opción es típicamente recomendada para cuerpos que no se pueden barrer y generalmente es preferida a una malla tetraédrica.

**Figura 29**

*Representación de un hexaedro de 8 nodos*



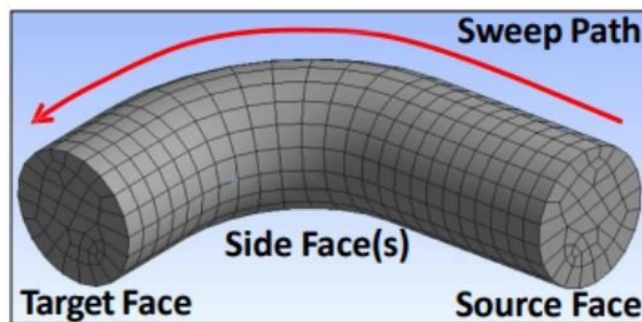
Fuente: Elaboración Propia.

- Método de barrido (Sweep Method)

Este método crea una malla con un patrón idéntico en una superficie de un cuerpo y literalmente la barre a lo largo de la longitud del cuerpo (ver Figura 30). El usuario puede controlar el número de divisiones de malla que se desean realizar a lo largo de la ruta del barrido.

**Figura 30**

*Representación del método de barrido (sweep)*



Fuente: Manual Ansys v14.0

- Método Multizona (Multizone method)

Cuando se aplica el método multizona, todas las regiones se malla con una malla hexaédrica pura si es posible. Para manejar los casos en los que una malla hexaédrica pura no sea posible, se puede ajustar para que se genere una malla barrida en las zonas estructuradas (geometrías regulares) y una malla libre en regiones no estructuradas (geometrías irregulares).

#### 2.17.4. Pretensionamiento de pernos

La carga de pretensionamiento en pernos estructurales (ver Tabla 3) sirve para evitar el deslizamiento de las placas conectadas bajo cargas menores a la de servicio, creando una fuerza de fricción que contrarreste los movimientos provocados por la demanda.

**Tabla 3**

*Carga de pretensionamiento de pernos expresada en Ton*

TABLA J3.1 Pretensión Mínima de Pernos, ton <sup>[a]</sup>			
Tamaño Perno, in	Grupo A- (ej. Pernos A325)	Grupo B (ej. Pernos A490)	Grupo C Grado 2 <sup>[b]</sup> (ej. Pernos F3043 Gr.2)
1/2	5,45	6,81	–
5/8	8,63	10,90	–
3/4	12,71	15,89	–
7/8	17,71	22,25	–
1	23,15	29,06	40,86
1 1/8	29,06	36,32	51,30
1 1/4	36,77	46,31	64,92
1 3/8	44,04	54,93	–
1 1/2	53,57	67,19	–

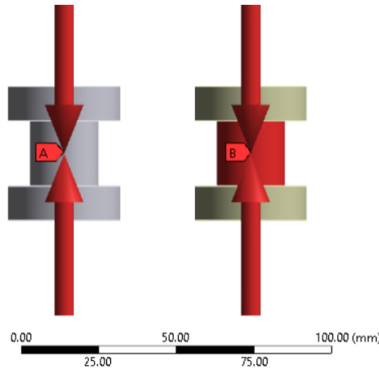
<sup>[a]</sup> Igual a 0,70 veces la resistencia última de los pernos, redondeada en kip al valor entero más cercano, tal como lo especifican las Especificaciones ASTM F3125/F3125M para pernos Grado A325 y A490 con hilo UNC.  
<sup>[b]</sup> Igual a 0,70 veces la resistencia última de los pernos, redondeada al valor en kip entero más cercano, de acuerdo con a ASTM F3043 Grado 2 y ASTM F3111 Grado 2.

Fuente: tomado de [4]

La carga de pretensado se vincula al diámetro del perno, y sus valores se especifican en detalle en la Tabla 3. ANSYS<sup>®</sup> utiliza el elemento *PRETS179* para modelar este efecto, que posee un único grado de libertad representando la dirección específica del pretensado (ver Figura 31). Las cargas de tracción y compresión pueden aplicarse más fácilmente gracias a ANSYS<sup>®</sup>, que convierte las cargas aplicadas en áreas o volúmenes en elementos unidireccionales a lo largo del eje centroidal en la dirección designada. (ANSYS, 1999).

**Figura 31**

*Pretensionamiento de pernos en Ansys<sup>®</sup>*



Fuente: Elaboración propia.

## **2.18. CONEXIONES PRECALIFICADAS SEGÚN LA NORMA AISC 358-22**

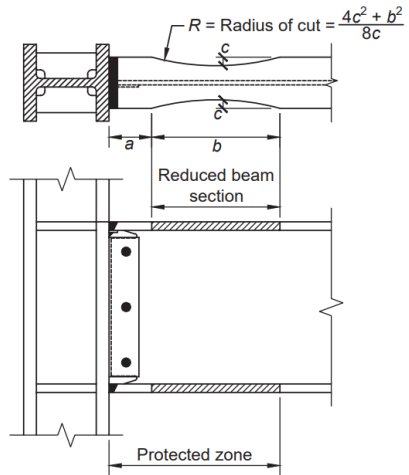
Una conexión precalificada no es más que una unión que permita direccionar la falla presente en la conexión hacia las vigas (elementos fusibles) presentes en el pórtico. Los diferentes tipos de uniones precalificadas son recomendadas por el FEMA para su uso en estructuras con pórticos resistentes a momento y son calificadas porque vienen de un proceso experimental de ensayos controlados.[2]. A continuación, se colocará algunos de los distintos tipos de conexiones precalificadas para pórticos especiales e intermedios resistentes a momento recomendadas por el AISC 358-22;

### **a. REDUCED BEAM SECTION (RBS)**

Es una conexión de ala y viga soldada la cual posee una reducción cóncava en las alas de una viga a una cierta distancia (ver Figura 32).

## Figura 32

*Representación gráfica de la junta reduced beam section connection*



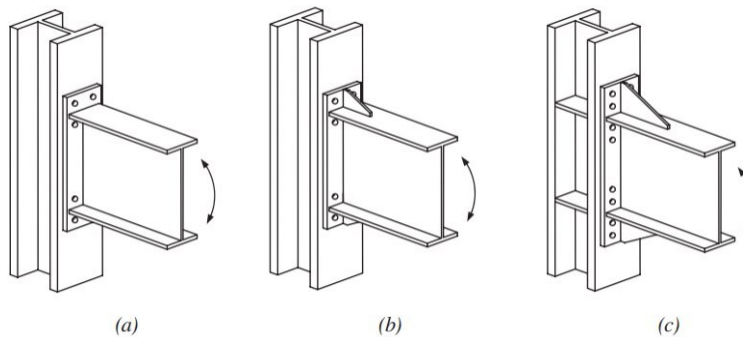
Fuente: Tomada de [2]

### b. END-PLATE MOMENT CONNECTION

Dentro de estas se encuentran 3 tipos de conexiones las cuales consisten en una placa de acero estructural que se coloca atornillada en la cara de la columna y soldada en el patín y alma de la viga (ver Figura 33). Las únicas variaciones que existen dentro de estas conexiones son el uso de rigidizadores externos

## Figura 33

*Representación gráfica de la junta end plate moment connection*



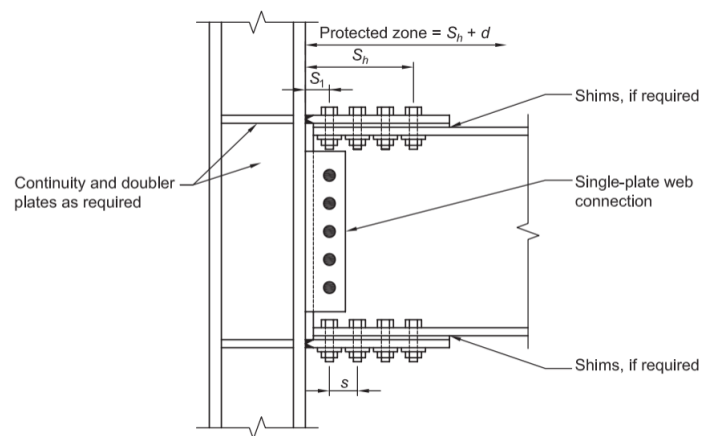
Fuente: Tomada de [2]

c. BOLTED FLANGE PLATE (BFP)

Esta consiste en una conexión totalmente apernada la cual restringe todo tipo de desplazamiento y giro en sus ejes (ver Figura 32). Además, logra la formación de rotulas plásticas de acorde al criterio columna fuerte-viga débil.

**Figura 34**

*Representación gráfica de la junta bolted flange plate*



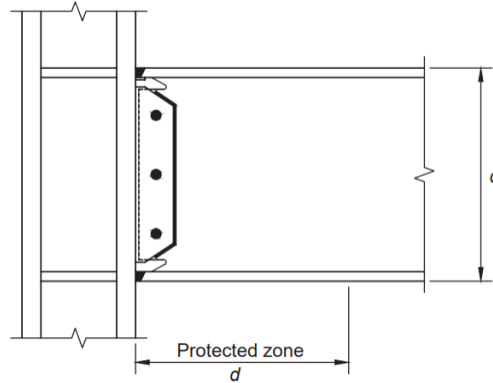
Fuente: Tomada de [2]

d. WELDED UNREINFORCED FLANGE-WELDED WEB (*WUF-W*)

El diseño de esta conexión busca inducir la rotación inelástica mediante la fluencia de la viga en la zona de la cara de la columna (ver Figura 33). Este tipo de conexión no es muy común, principalmente porque su proceso de montaje es lento, ya que se requiere asegurar una soldadura de penetración completa. Su única ventaja radica en el ahorro de placas y tornillos.

### Figura 35

*Representación gráfica de la junta welded unreinforced flange-welded web*



Fuente: Tomada de [2]

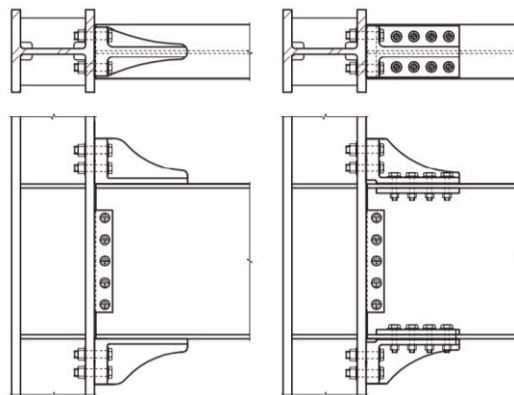
### e. KAISER BOLTED BRACKET (KBB)

La conexión de momento atornillada Kaiser se compone de una base de acero resistente que se fija en cada pestaña de la viga y se une mediante tornillos a las alas de la columna (consultar Figura 34). La unión del soporte al ala de la viga puede realizarse ya sea mediante tornillos o mediante soldadura.

Este tipo de conexiones se utilizan cuando se requiere soportar esfuerzos muy altos o cuando se tiene elementos estructurales con peraltes de más de 1 metro.

### Figura 36

*Representación gráfica de la junta kaiser bolted bracket connection.*



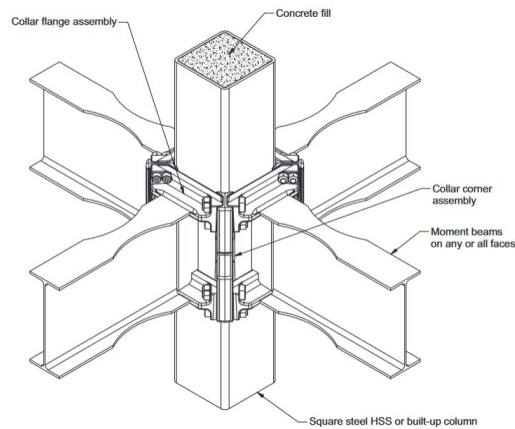
Fuente: Tomada de [2]

#### f. CONXTECH CONXL MOMENT CONNECTION

Este tipo de conexión es patentada (ver Figura 35) la cual consiste en una columna tubular rellena de hormigón (para impedir efectos de aplastamiento), en la cual se coloca un “collar” externo de refuerzo de refuerzo, conformado por varias piezas que convergen en las esquinas brindando un marco rígido de estabilidad ante cargas concentradas.

#### Figura 37

*Representación gráfica de la junta conxtech Conxl moment connection*



Fuente: Tomada de [2]

### 2.19. ESTUDIO DE CONEXIONES COLUMNA TUBULAR – VIGA H CON

#### DIAFRAGMAS SOLDADOS Y EMPERNADOS EN EL ÁMBITO INTERNACIONAL

Dado que el estándar de conexión de precalificación AISC 358-22.[2] no brinda orientación sobre las conexiones con columna tubular cuadrada tipo box shape, a continuación, se hace referencia a varios estudios realizados a nivel internacional que revelan varios aspectos relevantes para dicha calificación. Varias configuraciones de refuerzo en conexiones de acero, como diafragmas externos, diafragmas internos, han sido investigados para mejorar la ductilidad y resistencia sísmica. Las conexiones viga – columna con rigidizadores anulares tienen grandes ventajas en la construcción y en la preservación de la resistencia de la columna.

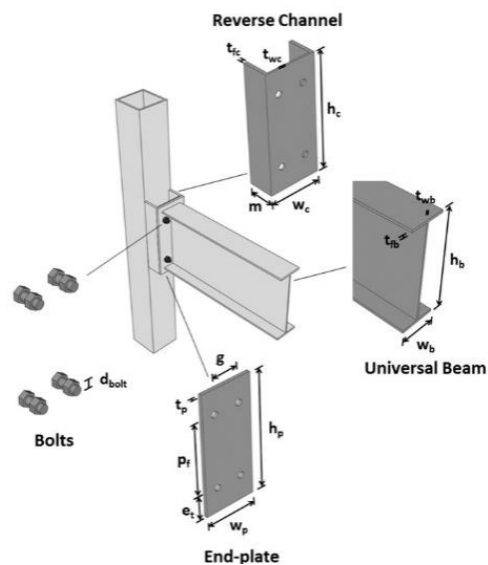
[8]. Para garantizar que los modos de falla sean aceptables, los investigadores propusieron dos conexiones entre columna HSS – viga H mediante el uso de canales inversos y una placa longitudinal sujeta mediante pernos (ver Figura 38). En base a los ensayos realizados bajo carga



monotónica con vigas de distintas dimensiones llegaron a la conclusión de que el canal inverso brinda un mayor aumento en la resistencia a flexión y una capacidad de rotación superior a la conexión con doble canal inverso, lo que permite a esta conexión clasificarse como semirrígida. El uso de módulos prefabricados de acero ha sido una opción considerable en algunos proyectos debido a su rápido ensamblaje, menor intensidad de mano de obra y menor contaminación de la construcción.

**Figura 38**

*Conexión columna HSS - viga H mediante uso de canales inversos*

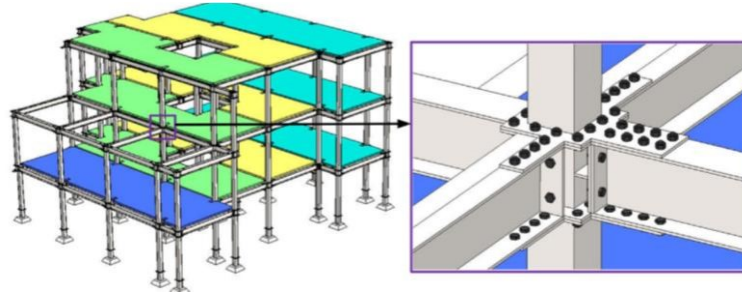


Fuente: tomado de [8].

[9]. Realizaron un estudio experimental de una conexión atornillada para conectar vigas de sección H a columnas HSS y conectar columnas HSS superiores e inferiores en una estructura de acero prefabricada de varios pisos (ver Figura 39). Se estudia la influencia del número de tornillos y el espesor de la placa de cubierta sobre las propiedades mecánicas y sísmicas. Los resultados muestran que un orificio de perno razonablemente más grande puede facilitar la instalación y mejorar la ductilidad y la capacidad de disminución de energía sin afectar significativamente la capacidad de carga de la conexión.

### Figura 39

*Conexión columna HSS - viga H en pórticos prefabricados*

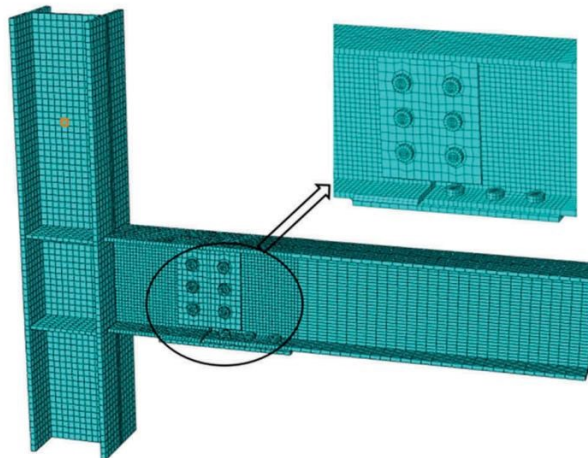


Fuente: tomado de [9].

[10]. Los autores en su documento realizan el análisis de elementos finitos donde determinan de manera computacional la capacidad de disipación de energía de la conexión compuesta por un diafragma inferior empinado y diafragma superior soldado (ver Figura 39). Este modelo sirve como verificación de la investigación realizada de manera experimental con el fin de validar los resultados obtenidos en la referencia [19].

### Figura 40

*Análisis mediante MEF de conexión con patín superior soldado e inferior empinado con detalle de refinamiento del mallado en la junta*

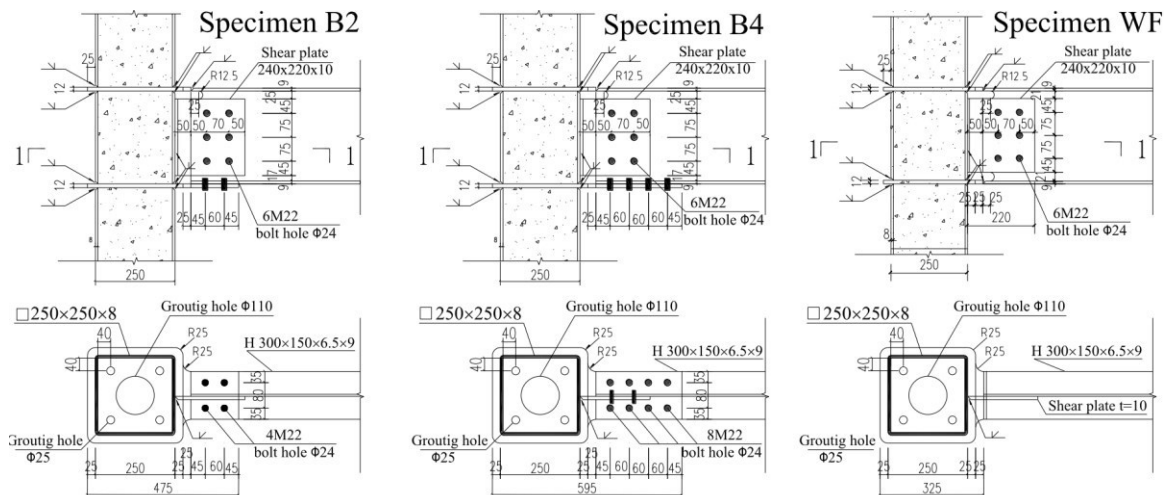


Fuente: tomado de [10]

[6]. En esta investigación los autores realizaron pruebas cíclicas en 3 especímenes, donde el espécimen B2 y B4 tienen la misma composición geométrica de diafragma inferior empernado y diafragma superior soldado, la única diferencia es que varía la cantidad de pernos y en el espécimen WF es una conexión tradicional soldada en ambos patines (ver Figura 41). En los especímenes B2 y B4 al tener una geometría asimétrica dio como resultados a bucles histeréticos pinchados y resistencias a momento asimétricas, esta conexión presentaba deslizamiento crítico donde el momento de fluencia era controlado por la resistencia a fricción del diafragma empernado, aun así, se pudo observar que presentaban buenas ductilidades con derivas superiores al 5%. Estas conexiones pertenecen al tipo semirrígido y su rigidez, resistencia y ductilidad deben tenerse en cuenta en su diseño estructural. Mientras que para el espécimen WF mostró un fallo prematuro por fractura de las soldaduras en derivas menores al 2%

**Figura 41**

*Conexión columna HSS - viga H con patín superior soldado e inferior empernado con variaciones*



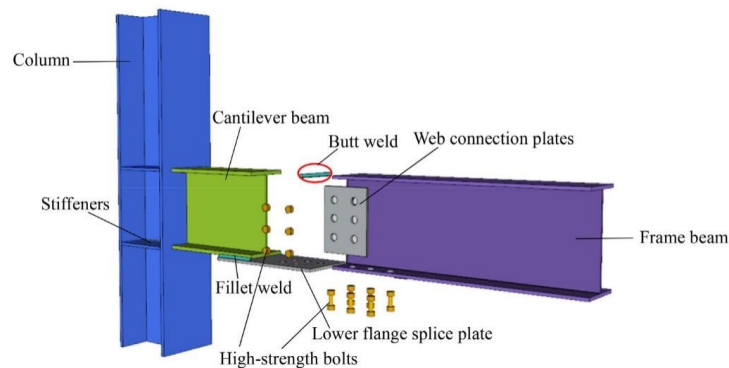
Fuente: tomado de [6].

[19]. Dentro de esta investigación se propone una conexión donde el patín superior esta soldado y el patín inferior se encuentra empernado, se ensayaron 4 probetas las cuales presentaron distintos modos de fallo como deformación por pandeo en las placas de empalme y daños por desgarro de las soldaduras en el extremo viga-columna. (ver Figura 42). Los resultados indicaron

que todas las probetas ensayadas presentan una buena ductilidad y en especial se pudo constatar que la conexión utiliza el deslizamiento por fricción entre las placas de empalme y la viga para disipar energía.

### Figura 42

*Conexión con columna H - viga H mediante diafragma superior soldado e inferior empernado*

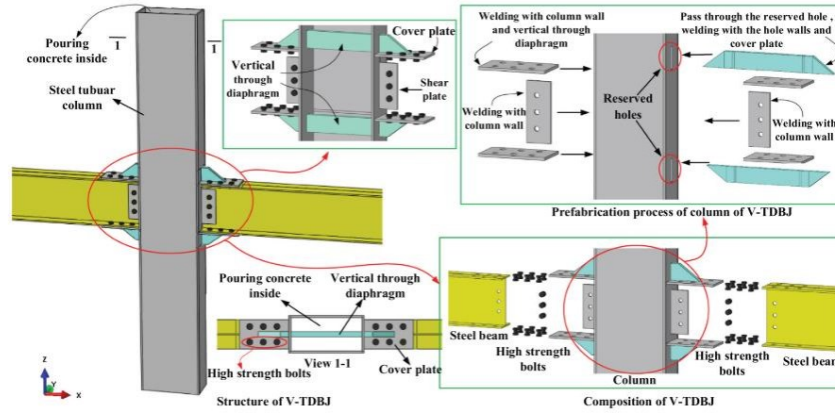


Fuente: Tomado de [19].

[5]. En el siguiente estudio experimental se propusieron columnas CFST (concrete filled Steel tube) conectadas a viga H mediante dos tipos de juntas atornilladas de diafragma pasante (ver Figura 41). Estos dos especímenes probados se pueden clasificar como juntas semirrígidas y los procesos de carga de los diafragmas pasantes se pueden dividir en etapa plástica, etapa de deslizamiento, etapa de endurecimiento y etapa de falla. Los resultados revelan que los dos tipos de juntas atornilladas reflejan bien las ventajas de una estructura simple, transmisión de fuerza clara, construcción e instalación conveniente y mecánicamente mantienen un estado elástico, no se deslizan bajo la deriva de piso correspondiente al pequeño terremoto, finalmente estas conexiones se clasifican como conexiones semirrígidas.

**Figura 43**

*Conexión con diafragmas pasantes*



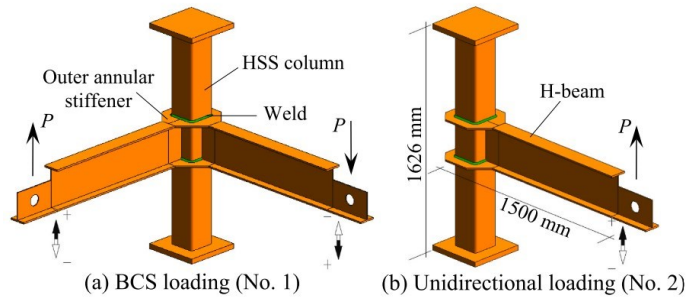
Fuente: tomado de [5]

[11]. Los autores investigan el rendimiento a flexión de la columna de esquina de acero de sección estructural HSS y columna H variando la relación entre la profundidad y el ancho de la viga (ver Figura 44). Se realizaron ensayos en 4 distintos prototipos usando un diafragma externo soldado a la viga donde este sistema está sometido a carga cíclica.

Los resultados exhibieron un excelente rendimiento de histéresis bajo las cargas cíclicas, la distribución de alta tensión de las conexiones se concentró principalmente en el refuerzo anular exterior y al analizar los resultados se pudo apreciar que el momento de flexión de las conexiones disminuyó con la relación “ancho/espesor” (columna) pero aumentó rápidamente con la relación entre la “profundidad/ancho” (viga).

**Figura 44**

*Conexión columna HSS - viga H mediante soldadura*



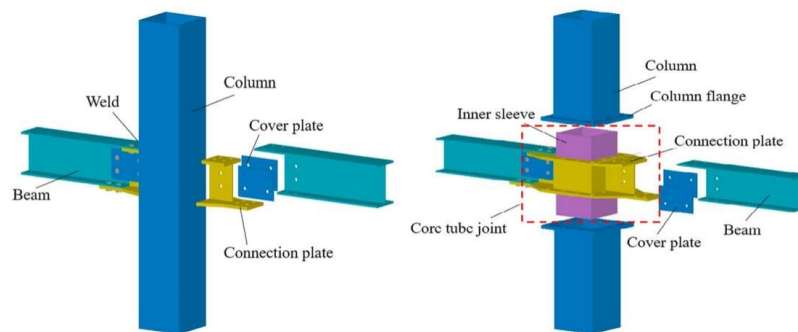
Fuente: Tomado de [11]

[12]. Propusieron uniones viga H - columna HSS completamente atornillada donde se probaron cuatro especímenes (dos juntas tradicionales una simple y otra mejorada y dos juntas nuevas), donde se analizan los efectos de la sección de la viga, relación de compresión axial, espesor de pared y altura del diafragma interior (ver Figura 45).

Las juntas exhibieron una fuerte restricción y capacidad de deformación cooperativa para la viga y columna donde resalta la junta tradicional mejorada ya que mostró una mayor capacidad portante y capacidad de disipación de energía a comparación de la junta tradicional. Sin embargo, la junta nueva exhibió la mayor capacidad de energía que fue sumamente superior a los otros sistemas.

### Figura 45

#### *Conexión columna HSS - viga H completamente empernada*

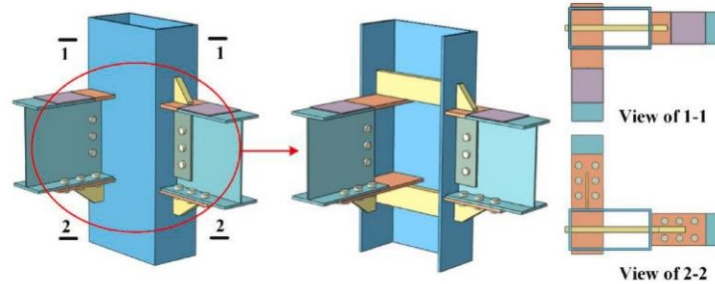


Fuente: tomado de [12]

[20]. Los autores en esta investigación desarrollaron 4 tipos de conexiones soldadas con pernos de diafragma pasante entre una columna de tubo de acero rellena de hormigón y una viga H (ver Figura 46). Los resultados indicaron que la propuesta de conexión tiene un excelente rendimiento sísmico, alta ductilidad y su uso es adecuado para residencias estructurales de acero.

**Figura 46**

*Conexión columna HSS - viga H mediante placas pasantes*



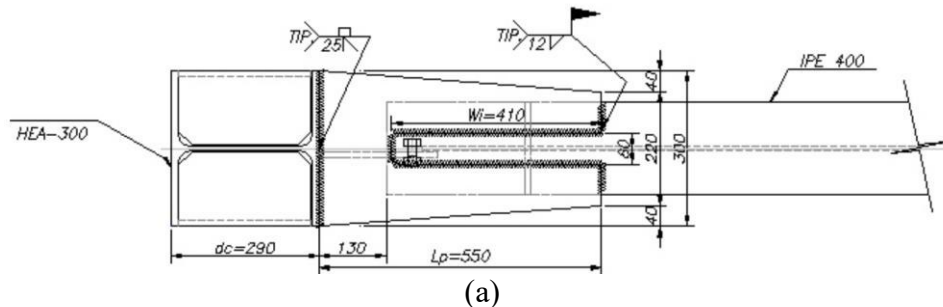
Fuente: Tomado de [20].

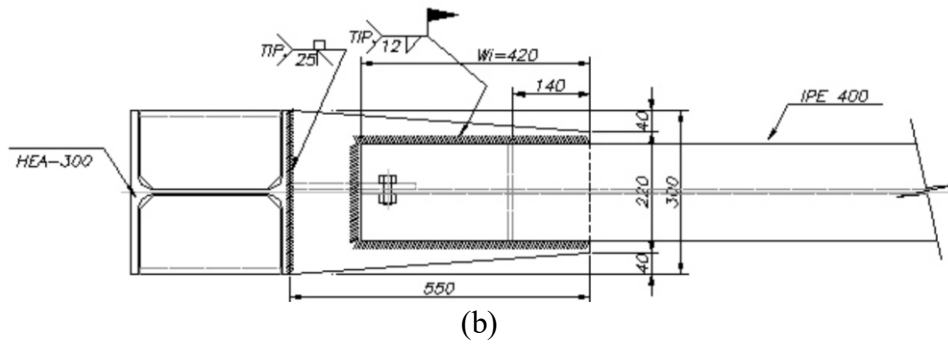
## 2.20. ESTUDIO DE CONEXIONES COLUMNA TUBULAR – VIGA H CON DIAFRAGMAS SOLDADOS Y EMPERNADOS A NIVEL DE SUDAMÉRICA

[21]. En su trabajo, los autores llevaron a cabo un estudio de precalificación de una conexión entre una columna en forma de H y una viga en forma de H, con diafragmas externos unidos mediante soldadura plana a los patines de la viga (ver Figura 47). Realizaron tanto un modelo experimental como numérico con el objetivo de validar los resultados obtenidos. Los resultados fueron coherentes con las expectativas, ya que la conexión logró una rotación plástica máxima en la viga de 0.05 radianes sin contribución de la zona de panel de la columna. Además, los demás elementos de la conexión mostraron un comportamiento elástico y no presentaron concentraciones peligrosas de esfuerzos.

**Figura 47**

*Vista superior (a) e inferior (b) del prototipo ensayado*



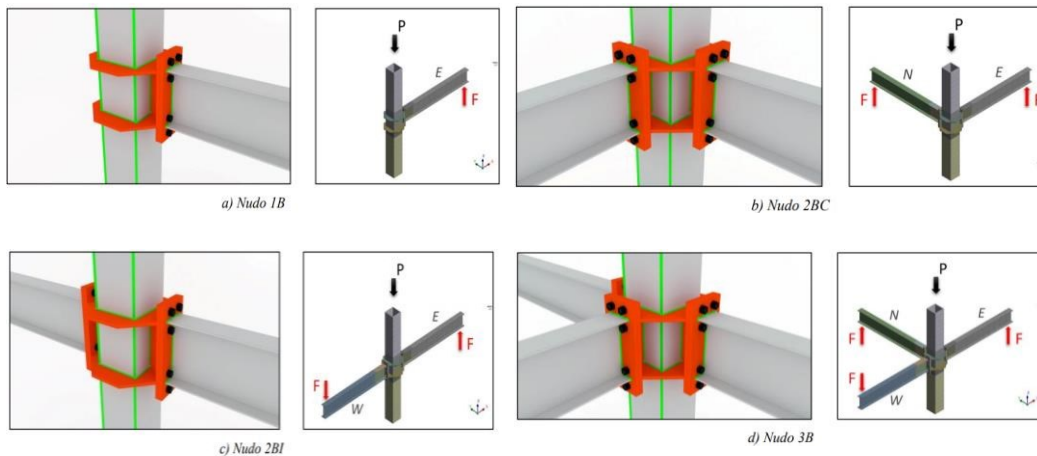


Fuente: tomado de [21]

[22]. En este estudio, el autor se propone analizar el comportamiento sísmico de los nodos de conexión que utilizan columnas tubulares y vigas de sección I bajo cargas bidireccionales (ver Figura 48). Se comprobó que la capacidad de los pernos controlaba el mecanismo de fallo, y que las vigas eran los primeros componentes estructurales en entrar en el rango inelástico por delante de los pilares. Los diafragmas exteriores y los anillos, por su parte, se mantuvieron dentro del rango elástico.

### Figura 48

*Configuraciones de nudos y aplicación de cargas*



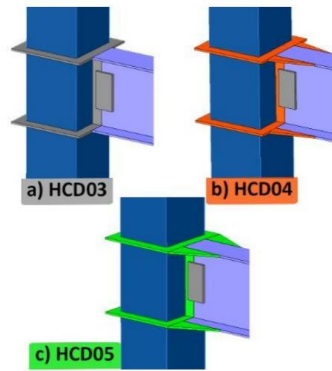
Fuente: Tomado de [22]

[23]. Los autores realizan el estudio de conexiones de momento entre vigas I y columnas HSS (ver Figura 49) con variaciones que incluyen el uso de diafragmas externos, columnas tubulares rellenas de concreto, diafragma perimetral, etc. Los análisis de elementos finitos no lineales mostraron que las conexiones fallan en ángulos de distorsión de entrepiso mayores al 2%.



## Figura 49

*Conexiones con variaciones*



Fuente: tomado de [23]

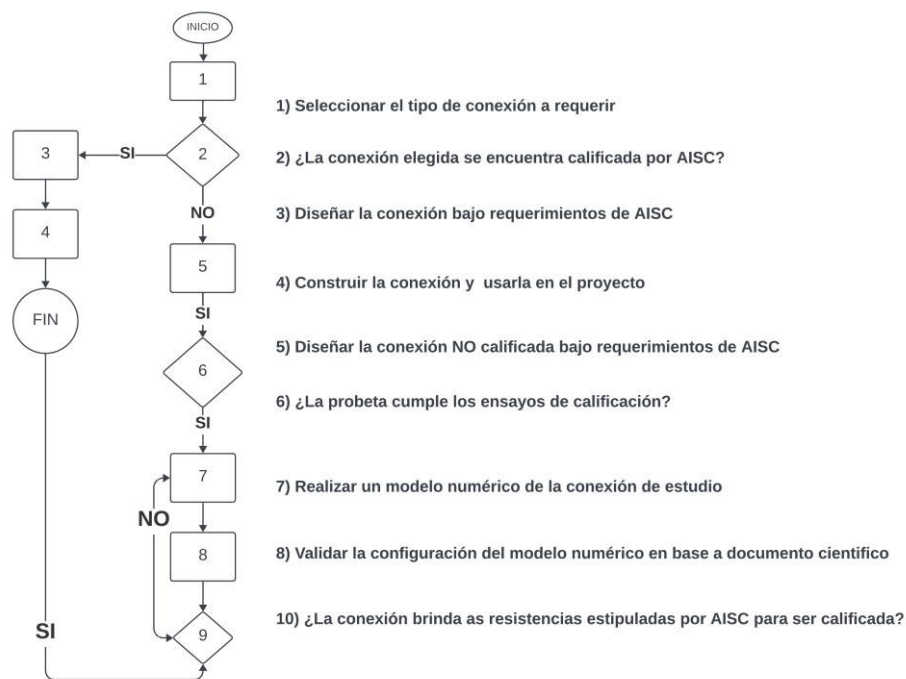
## CAPÍTULO III

### 3.1.DISEÑO METODOLÓGICO

El diseño metodológico detalla el proceso para evaluar la idoneidad de una conexión entre una columna tubular y una viga de tipo H. Se sigue un procedimiento que verifica el cumplimiento de normativas sísmicas de AISC. [2] y [3]. Estas normativas ofrecen conexiones precalificadas, ajustables a necesidades específicas, pero si se requiere una conexión diferente, se deben realizar pruebas en probetas para asegurar su cumplimiento. La Figura 50 presenta el diagrama de flujo general de las actividades realizadas en este proyecto para calificar una conexión viga – columna.

**Figura 50**

*Metodología de diseño*



Fuente: Elaboración propia.

Como es bien sabido, este estudio se ocupa principalmente del análisis numérico de la conexión y no de su examen experimental., por ende, los procesos de manufactura de probetas para ensayo no se van a realizar sino únicamente el diseño de un modelo computacional que permita tener una perspectiva del modo de falla de la misma y su capacidad sísmica.

### 3.2.DISEÑO DE DIAFRAGMA EMPERNADO PARA CONEXIÓN COLUMNA

#### TUBULAR BOX SHAPE – VIGA H

A continuación, se detallará el procedimiento para el diseño del diafragma empinado para una conexión columna tubular box shape – viga H. Esta actividad engloba las siguientes sub actividades.

##### 3.2.1. Selección de la columna y viga

La Tabla 4 presenta detalladamente todas las propiedades, dimensiones y requisitos esenciales de cada uno de los elementos estructurales que componen la conexión, siendo estos requisitos cruciales para llevar a cabo el diseño.

**Tabla 4**

*Propiedades y datos de los materiales para diseño de conexión*

<b><i>Propiedades del material para la columna</i></b>	
$F_{yc}$	Límite de fluencia de la columna
$F_{uc}$	Limite último de la columna
$R_{yc}$	Factor de sobre-resistencia a fluencia para la columna
$R_{tc}$	Factor de sobre-resistencia a rotura para la columna
<b><i>Propiedades del material para la viga</i></b>	
$F_{yb}$	Límite de fluencia de la viga
$F_{ub}$	Limite último de la viga
$R_{yb}$	Factor de sobre-resistencia a fluencia para la viga
$R_{tb}$	Factor de sobre-resistencia a rotura para la viga
<b><i>Propiedades del material para los diafragmas</i></b>	
$F_{yp}$	Límite de fluencia del diafragma
$F_{up}$	Limite último del del diafragma
$R_{yp}$	Factor de sobre-resistencia a fluencia para el diafragma
$R_{tp}$	Factor de sobre-resistencia a rotura para el diafragma
<b><i>Propiedades geométricas de la columna</i></b>	

$d_c$	Altura de la columna
$b_c$	Base de la columna
$t_c$	Espesor nominal de la pared de la columna
$A_c$	Área de la columna
$Ix_c$	Inercia en el eje X
$Iy_c$	Inercia en el eje Y
$Sx_c$	Modulo seccional en el eje X
$Sy_c$	Modulo seccional en el eje Y
$rx_c$	Radio de giro en X
$ry_c$	Radio de giro en Y
$Zx_c$	Modulo plástico en X
$Zy_c$	Modulo Plástico en Y
<b><i>Propiedades geométricas de la viga</i></b>	
$d_b$	Peralte del perfil de la viga
$b_{fb}$	Ancho de alas (patines) de la viga
$t_{fb}$	Espesor del ala (patín) de la viga
$t_{wb}$	Espesor del alma de la viga
$r_b$	Radio de curvatura
$A_b$	Área de la columna
$Ix_b$	Inercia en el eje X
$Iy_b$	Inercia en el eje Y
$Sx_b$	Modulo seccional en el eje X
$Sy_b$	Modulo seccional en el eje Y
$rx_b$	Radio de giro en X
$ry_b$	Radio de giro en Y
$Zx_b$	Modulo plástico en X
$Zy_b$	Modulo Plástico en Y
<b><i>Datos de diseño</i></b>	

$C_{pr}$	Factor de resistencia probable incluyendo endurecimiento por deformación (AISC 358-22)
$H$	Altura de la columna
$L$	Longitud de la viga
$Sh$	Longitud inicial de la rótula plástica
$Lh$	Longitud desde la rótula plástica al punto de aplicación de carga
$E$	Módulo de elasticidad del acero
$\phi_d$	Factor de reducción para estados límites dúctiles
$\phi_n$	Factor de reducción para estados límites NO dúctiles
$\phi_c$	Factor de reducción para miembros sometidos a compresión

Fuente: Elaboración propia






### 3.2.2. Revisión del pandeo local para patines de la viga

Los elementos estructurales, como vigas y columnas, deben satisfacer los requisitos establecidos en la sección D1.1 del AISC 341-22, específicamente en el literal E3 (ver Figura 51). Esto es crucial para prevenir posibles fallos debido al pandeo local. En el caso contrario, si no se cumplen estos requisitos, se hace necesario asegurar la ductilidad mediante la realización de ensayos experimentales. [3]

$$\lambda t_f = \frac{b_{fb}}{2 \cdot t_{fb}} \leq 0.3 \sqrt{\frac{E}{R_y \cdot F_{yb}}} = \lambda_{hd} \quad (5)$$

**Figura 51**

*Extracto de la tabla D1.1 para relaciones limites ancho-espesor para miembros de alta ductilidad*

TABLE D1.1a Width-to-Thickness Ratios: Compression Elements—Diagonal Braces					
Case	Description of Element	Width-to-Thickness Ratio	Limiting Width-to-Thickness Ratio		Example
			$\lambda_{HD}$ Highly Ductile Members	$\lambda_{MD}$ Moderately Ductile Members	
Unstiffened Elements	(1) Flanges of rolled or built-up I-shaped sections	$b/t$ $d/t$	$0.30 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$	$0.38 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$	
	(2) Flange and stem of rolled or built-up tees				
	(3) Flanges of rolled or built-up channels				
	(4) Legs of single angles or double-angle members with separators				
	(5) Outstanding legs of pairs of angles in continuous contact				

Fuente: tomado de [3]

**3.2.3. Revisión del pandeo local para el alma de la viga**

A continuación, en la misma tabla D1.1 de la norma AISC 360-22 indica que para vigas estructurales tipo H usadas en pórticos SMF se deben cumplir los siguientes lineamientos para garantizar que no exista pandeo local en el alma. [3].

**Figura 52**

*Requerimientos sísmicos para alma de viga*

TABLE D1.1b (continued) Width-to-Thickness Ratios: Compression Elements—All Members Except Diagonal Braces					
Case	Description of Element	Width-to-Thickness Ratio	Limiting Width-to-Thickness Ratio		Example
			$\lambda_{hd}$ Highly Ductile Members	$\lambda_{md}$ Moderately Ductile Members	
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 HSC <sup>(a)</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 $C_a \leq 0.113^{(b)}$	For $C_a \leq 0.113^{(b)}$	
			$2.45(1 - 1.04C_a) \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$	$3.76(1 - 3.05C_a) \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$	
			For $C_a > 0.113$	For $C_a > 0.113$	
			$2.26(1 - 0.38C_a) \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$	$2.61(1 - 0.49C_a) \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$	
			$\geq 1.56 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$	$\geq 1.56 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$	

Fuente: Tomado de [3]

Para  $C_a < 0.113$

(6)

$$\frac{d_b}{t_{wb}} < 2.45 \cdot (1 - 1.04 \cdot C_a) \cdot \sqrt{\frac{E}{R_{yb} \cdot F_{yb}}}$$

(7)

Donde;

$$C_a = \frac{\phi_s \cdot P_u}{P_y}$$

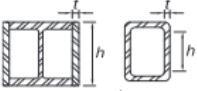
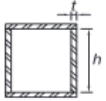
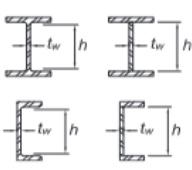
(8)

$$P_y = R_{yb} \cdot F_{yb} \cdot A_{gb}$$

(9)

**Tabla 5**

*Extracto de la Tabla D1.1 para relaciones límites ancho-espesor para miembros de alta ductilidad. [4]*

Descripción del elemento	Relación ancho - espesor	Limitar la relación entre ancho y espesor		Ejemplo
		Miembros altamente dúctiles	Miembros moderadamente dúctiles	
*Perfiles laminados en caliente con sección en I usadas como vigas o columnas. *Placas laterales de secciones en I usadas como vigas o columnas. *Alma de secciones tipo cajón ensamblados y utilizadas como vigas o columnas.	$h/t_w$	For $C_a \leq 0.113^{[b]}$ $2.45(1 - 1.04C_a) \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$	For $C_a \leq 0.113^{[b]}$ $3.76(1 - 3.05C_a) \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$	
	$h/t$	For $C_a > 0.113$ $2.26(1 - 0.38C_a) \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$	For $C_a > 0.113$ $2.61(1 - 0.49C_a) \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$	
	$h/t$	$\geq 1.56 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$	$\geq 1.56 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$	

Fuente: Tomado de [3]

**3.2.4. Verificación de pandeo local en alma de la columna**

Para el perfil tubular tipo box shape, se debe tomar como referencia las ecuaciones presentadas en la tabla D1.1. [3] (ver Figura 53), donde dependiendo del valor de “Ca” encontramos nuestros límites de compacidad.

$$\text{Para } C_a < 0.113 \tag{10}$$

Donde;

$$C_a = \frac{\phi_s \cdot P_u}{P_y} \tag{11}$$

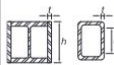
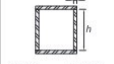
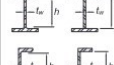

$$P_y = R_{yb} \cdot F_{yb} \cdot A_{gb} \tag{12}$$



$$\frac{d_b}{t_{wb}} < 2.45 \cdot \sqrt{\frac{E}{R_{yc} \cdot F_{yc}}} \cdot (1 - 1.04 \cdot C_a) \quad (13)$$

**Figura 53**

*Relaciones límites ancho-espesor para miembros de alta ductilidad*

Stiffened Elements	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	$h/t$	For $C_a \leq 0.113^{[b]}$ $2.45(1 - 1.04C_a) \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$	For $C_a \leq 0.113^{[b]}$ $3.76(1 - 3.05C_a) \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$	
	(2)	Webs of rectangular HSS <sup>[a]</sup>	$h/t$	For $C_a > 0.113$ $2.26(1 - 0.38C_a) \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$	For $C_a > 0.113$ $2.61(1 - 0.49C_a) \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$	
	(3)	Webs of box sections	$h/t$	$\geq 1.56 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$	$\geq 1.56 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$	
(4)	Except for moment frames, webs of rolled or built-up I-shaped sections and channels					

Fuente: tomado de [3]

**3.2.5. Verificación del pandeo local en patín de la columna**

Para lograr garantizar que el patín de la viga cumpla los requisitos de compacidad se debe cumplir la siguiente ecuación.

$$\frac{b_c}{t_c} < 0.55 \cdot \sqrt{\frac{E}{R_{yb} \cdot F_{yb}}} \quad (14)$$

Si se cumplen las inecuaciones 5– 7 – 13 y 14, se garantiza que los perfiles seleccionados para la conexión desarrollan ductilidad.

**3.2.6. Revisión del soporte lateral de la viga “Lb”**

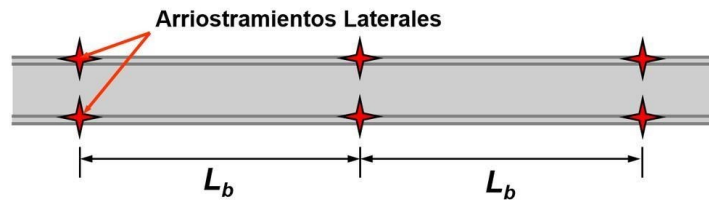
Para garantizar que la degradación por resistencia debido al pandeo torsional se retrase hasta alcanzar suficiente ductilidad debe existir un adecuado soporte lateral en vigas de sistemas SMF, tanto el patín superior como el patín inferior se deben restringir lateralmente (ver Figura 54).

La resistencia del perfil que proporcionará el soporte lateral debe cumplir con requerimientos del apéndice 6 de las especificaciones AISC 360-22. Para evitar este tipo de falla, se debe cumplir con la ecuación 15.[4]

$$L_b \leq L_{bmax} = 0.086 \cdot r_{yb} \cdot \frac{E}{F_{yb}} \quad (15)$$

**Figura 54**

*Arriostramiento lateral para evitar pandeo flexiotorsional*



Fuente: Elaboración propia

Si la longitud de soporte lateral no cumple, se debe aumentar el número de soportes o aumentar la sección de la viga.

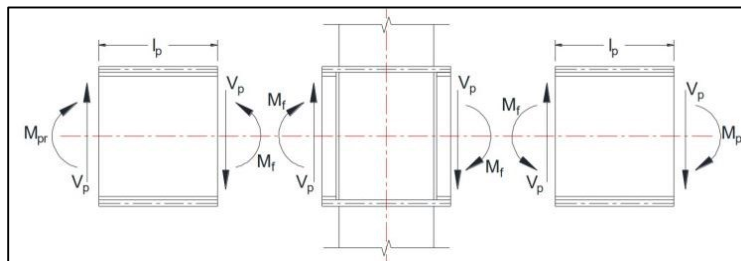
### 3.2.7. Metodología de diseño

**Paso 1: Cálculo del momento máximo probable en la viga  $M_{pr}$ .**

El máximo momento probable en la viga (ver Figura 55) se obtiene de la ecuación 2.4-1 del AISC 358-22, donde depende de las propiedades y geometría del perfil.

**Figura 55**

*Esquema del máximo momento probable de la viga*



Fuente: Elaboración propia

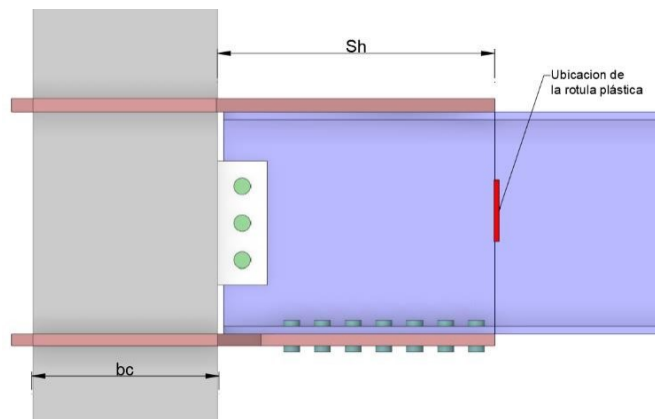
$$M_{pr} = C_{pr} \cdot R_{yb} \cdot Z_{xb} \cdot F_{yb} \quad (16)$$

**Paso 2: Estimación de una longitud “Sh”**

La longitud *Sh* es la distancia que existe desde la cara de la columna hasta la posible localización de la rótula plástica, inicialmente se coloca un valor aproximado (ver Figura 56), además sirve como guía para determinar la longitud del diafragma emperrado.

**Figura 56**

*Ubicación de la rótula plástica en la conexión*



Fuente: Elaboración propia

**Paso 3: Cálculo de la fuerza cortante en la rótula plástica**

La fuerza cortante que actúa en la rótula plástica se determina por la ecuación 7.6-16 del AISC 358-22, bajo esta carga se aplicaran los mecanismos de resistencia del diafragma. [2]

$$V_p = \frac{M_{pr}}{L_h} + \frac{W_u \cdot L_h}{2} \quad (17)$$

Donde;

$L_h$ = distancia desde la rótula plástica hasta el punto de aplicación de carga

$W_u$ = carga última actuante.

Además, para garantizar la relación columna fuerte – viga débil, que es un requerimiento sísmico en pórticos SMF, se debe cumplir la siguiente inecuación. Donde el resultado óptimo debe ser mayor a 1.

$$\frac{\sum M_{pc}}{\sum M_{pb}} > 1. \quad (18)$$

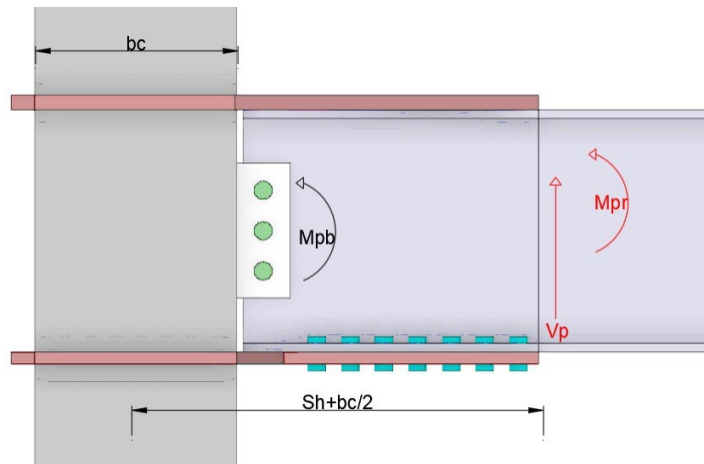
**Paso 4: Determinación del momento máximo probable en la viga**

La fuerza cortante  $V_p$  ocasiona un momento adicional debido a la amplificación por cortante desde la rótula plástica hasta el eje de la columna. Esta contribución, sumada a  $M_{pr}$ , resulta en el momento máximo generado por la viga, denominado  $M_{pb}$  (ver Figura 57). Este fenómeno está de acuerdo con lo establecido en la sección 12.4 del AISC 341-22. [3]

$$M_{pb} = M_{pr} + V_p \cdot \left( Sh + \frac{B_c}{2} \right) \quad (19)$$

**Figura 57**

*Esquema de fuerzas y momentos actuantes en la conexión*

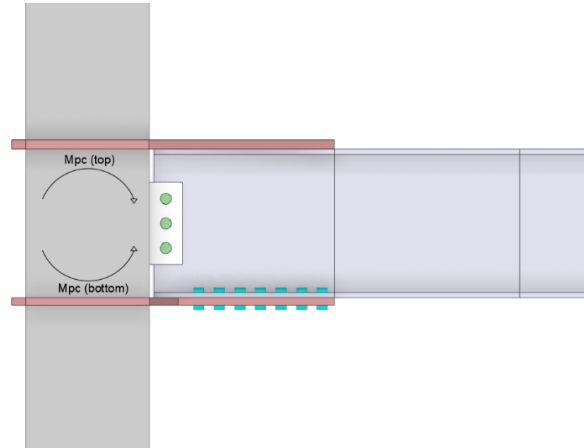


Fuente: Elaboración propia

Para la sumatoria de momentos resistentes en columnas (ver Figura 58) se aplican las siguientes ecuaciones.

## Figura 58

### *Momentos actuantes en la columna*



Fuente: Elaboración propia

$$M_c = Z_{xc} \cdot \left( F_{yc} - \frac{V_p}{A_c} \right) \quad (20)$$

$$M_{pc} = 2 \cdot M_c \quad (21)$$

Donde  $Z_{xc}$  es el módulo seccional que depende de la geometría de la columna y se determina mediante la siguiente ecuación obtenida por el balance de áreas.

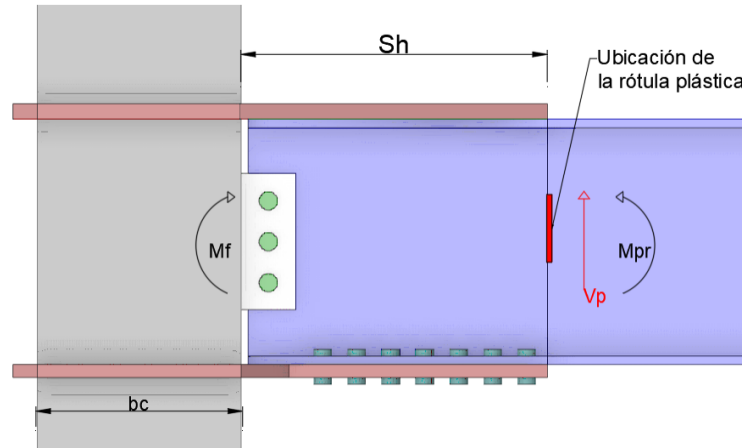
$$Z_{xc} = \left( 2 \cdot \left( \left( \frac{d_c}{2} - t_c \right) \cdot t_c \cdot \left( \frac{d_c}{4} - \frac{t_c}{2} \right) \right) + \left( (b_c \cdot t_c) \cdot \left( \frac{d_c}{2} - \frac{t_c}{2} \right) \right) \right) \cdot 2 \quad (22)$$

### ***Paso 5: Determinación del momento actuante en la cara de la columna***

En el Paso 5, se determina el momento total actuante en la cara de la columna, como se muestra en la Figura 59. Este momento total se calcula considerando las acciones generadas tanto por la viga como por el momento provocado por la fuerza cortante en la rótula plástica. Este cálculo se realiza mediante la ecuación 7.6-6 del AISC 341-22. [3]

**Figura 59**

*Esquema de cargas resultantes*



Fuente: Elaboración propia

$$M_f = M_{pr} + V_p \cdot S_h \quad (23)$$

**Paso 6: Longitud de la rótula plástica**

La distancia a la rótula plástica medida desde la cara de la columna también se determina con la ecuación 7.5.5 del AISC 358-22 en base a su composición geométrica.[2]

$$S_h = S_1 + S \cdot \left( \frac{n}{2} - 1 \right) \quad (24)$$

**Paso 7: Estimación del espesor del diafragma**

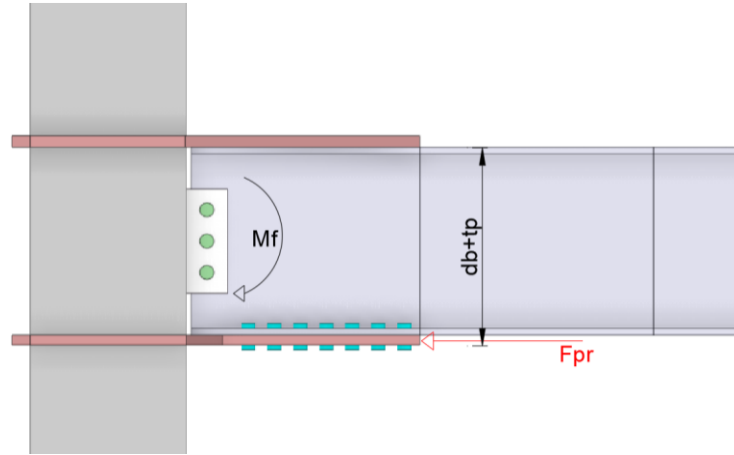
Inicialmente se estima un espesor aproximado del diafragma en base a los espesores normalizados y se realiza las verificaciones de resistencia posteriores.

**Paso 8: Fuerza actuante en el diafragma**

Esta fuerza va a representar la demanda que se efectuará en el diafragma y en base a esta se plantearan los límites nominales. Como se observa en la Figura 60, esta fuerza será la requerida para el diseño de ambos diafragmas. La fuerza está determinada por la ecuación 7.5-6 del AISC 358-22. [2]

**Figura 60**

*Fuerza actuante en el diafragma empernado*



Fuente: Elaboración propia

$$F_{pr} = \frac{M_b}{d_b + t_p} \quad (25)$$

**Paso 9: Cálculo del diámetro máximo del perno para prevenir una falla en el patín de la viga por rotura bajo cargas de tensión.**

La ecuación 7.5-2 del AISC 358-22 especifica el máximo diámetro máximo de los pernos para evitar fallas en el ala de la viga por rotura bajo cargas de tensión. Una vez obtenido el  $db_{max}$  se selecciona un perno con un diámetro menos o igual a este valor.[2]

$$db_{max} = \left( \frac{Z_x}{2} \cdot t_{fb} \cdot (d_b - t_{fb}) \right) \cdot \left( 1 - \frac{R_{yb} \cdot F_{yb}}{R_{tb} \cdot F_{ub}} \right) - \frac{1}{16} \quad (\text{in}) \quad (26)$$

**Paso 10: Elección de la calidad del perno**

Dentro de las soluciones están los pernos ASTM A325 y ASTM A490. Se recomienda considerar que la rosca está incluida dentro del plano de corte para determinar la resistencia a corte total, sin embargo, se puede tomar una mayor resistencia a corte si se garantiza que dentro del proceso de manufactura la rosca no está incluida en el plano de corte (ver Tabla 6). [4]

**Tabla 6**

*Resistencia nominal a tensión y corte de pernos ASTM*

TABLA J3.2 Tensión Nominal de Conectores y Partes Roscadas, kgf/cm <sup>2</sup> (MPa)		
Descripción del Conector	Tensión de Tracción Nominal, $F_u$ , <sup>(a)</sup> kgf/cm <sup>2</sup> (MPa) <sup>(a)</sup>	Tensión de Corte Nominal en Conexiones de Tipo Aplastamiento, $F_u$ , <sup>(a)</sup> kgf/cm <sup>2</sup> (MPa) <sup>(a)</sup>
Pernos A307	3.160 (310) <sup>(d)</sup>	1.900 (188) <sup>(b)(c)(d)</sup>
Grupo A (ej. Pernos A325), cuando la rosca no esta excluida en el plano de corte	6.320 (620)	3.800 (372) <sup>(b)</sup>
Grupo A (ej. Pernos A325), cuando la rosca esta excluida en el plano de corte	6.320 (620)	4.780 (469) <sup>(b)</sup>
Grupo B (ej. Pernos A490), cuando la rosca no esta excluida en el plano de corte	7.950 (780)	4.780 (469) <sup>(b)</sup>
Grupo B (ej. Pernos A490), cuando la rosca esta excluida en el plano de corte	7.950 (780)	5.900 (579) <sup>(b)</sup>
Partes roscadas que cumplen los requisitos de la Sección A3.4, cuando la rosca no esta excluida en el plano de corte	$0,75F_u$	$0,450F_u$ <sup>(b)</sup>
Partes roscadas que cumplen los requisitos de la Sección A3.4, cuando la rosca esta excluida en el plano de corte	$0,75F_u$	$0,563F_u$ <sup>(b)</sup>

<sup>(a)</sup> Para pernos de alta resistencia sujetos a fatiga por cargas de tracción, ver Anexo 3.  
<sup>(b)</sup> Para conexiones en los extremos con un patrón de conectores con una longitud mayor a 36 in. (965 mm),  $F_u$  debe ser reducido a un 83.3% de los valores tabulados. La longitud del patrón de conectores es la máxima distancia paralela a la línea de fuerzas entre la línea central de los pernos que conectan dos partes con una superficie de apriete.  
<sup>(c)</sup> Para pernos A307 los valores tabulados deben ser reducidos por 1% para cada 2 mm sobre 5 diámetros de longitud en el agarre.  
<sup>(d)</sup> Rosca permitida en los planos de corte.

Fuente: tomado de [4]

**Paso 11: Resistencia nominal por perno considerando fallas a corte y a aplastamiento.**

Se debe evaluar la resistencia del perno con el diámetro seleccionado, considerando los estados tensionales de resistencia por corte, resistencia por aplastamiento del ala de la viga y resistencia por aplastamiento del diafragma (Ecuación 24), se debe seleccionar el menor valor de las resistencias descritas.[2].

$$r_n = \min \left( \begin{array}{l} 1.0 F_{nv} \cdot A_b \text{ (corte)} \\ 2.4 \cdot F_{ub} \cdot d_b \cdot t_{fb} \text{ (aplastamiento viga)} \\ 2.4 \cdot F_{up} \cdot d_b \cdot t_p \text{ (aplastamiento diafragma)} \end{array} \right) \quad (27)$$

**Paso 12: Número de pernos por corte en patines**

Para calcular el número de pernos requeridos se utiliza la ecuación 7.5-4 del AISC 358-22. Tener en cuenta el factor de reducción por resistencia para el estado limite no dúctil  $\phi_n$ .

$$n_{req} = \frac{1.25 \cdot M_{pr}}{r_n \cdot \phi_n \cdot (db + tp)}, \text{ Donde: } \phi_n = 0.9 \quad (28)$$

Dado que la conexión opera en condiciones de deslizamiento crítico, es necesario que los pernos cuenten con un pretensionamiento que alcance, como mínimo, el 70% de su resistencia



última. La Tabla 7 proporciona la tensión mínima de instalación de los pernos expresada en  $kN$  para uniones que requieren pretensionamiento o que están sujetas a deslizamiento crítico.

**Tabla 7**

*Tensión mínima para pernos en  $kN$*

Tamaño del perno mm (pulgadas)	Grupo A Pernos ASTM A325, ASTM F1852	Grupo B Pernos ASTM A490, ASTM F2280
12.7 (1/2")	53	67
15.9 (5/8")	84	107
19.1 (3/4")	125	156
22.2 (7/8")	173	218
25.4 (1")	227	285
28.6 (1 1/8")	249	356
31.8 (1 1/4")	316	454
34.9 (1 3/8")	378	538
38.1 (1 1/2")	458	658

\* Igual a 0.70 veces la resistencia mínima a tensión de los pernos, redondeada al  $kN$  más cercano, como se establece en las especificaciones ASTM para pernos A325 y A490 con roscas UNC.

Fuente: tomado de [4]

### **Paso 13. Dimensionamiento del diafragma**

El AISC 360-22.[4] indica las distancias mínimas desde el eje de los agujeros estándar hasta el borde de la placa conectada en función del perno seleccionado. Se debe seguir los lineamientos de la Tabla 8.

**Tabla 8**

*Extracto de la tabla J3.4M para distancia mínima para agujeros standard. [4].*

TABLE J3.4M Minimum Edge Distance <sup>[a]</sup> from Center of Standard Hole <sup>[b]</sup> to Edge of Connected Part, mm	
Bolt Diameter, mm	Minimum Edge Distance
16	22
20	26
22	28
24	30
27	34
30	38
36	46
Over 36	1.25d

Fuente: tomado de [4]

En base a estos parámetros geométricos se definen las distancias necesarias para el correcto dimensionamiento del diafragma (ver Figura 61a y 61b). Las ecuaciones utilizadas están detalladas en la tabla 9.

**Tabla 9**

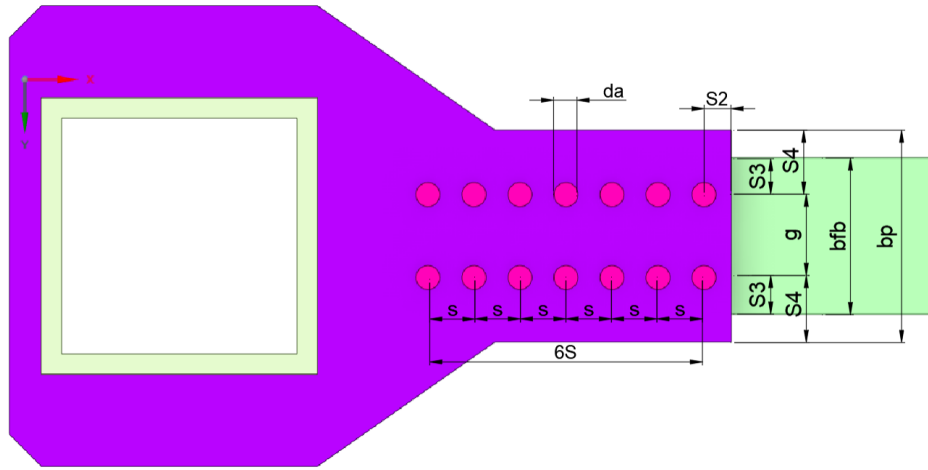
*Requerimientos para el dimensionamiento de diafragma empernado*

Espaciamiento entre eje de pernos	$S = \text{minimo } (3 \cdot \phi_{\text{perno}})$ (29)
Ancho del diafragma	$b_p = g + 2 \cdot S_4$ (30)
Distancia desde el eje de pernos al borde el alma de la viga	$S_4 = 30\text{mm} + S_3$ (31)
Espaciamiento de borde	$S_2 = \text{valor dado por tabla}$ (32)
Distancia desde eje de pernos al borde de la viga	$S_3 = \frac{b_{fb} - g}{2}$ (33)
Separación de la columna a la viga	$S_0 = \text{minimo } 10\text{mm}$ (34)
Distancia desde la cara de la columna hasta el centro del agujero	$S_1 = Sh - S_2 = 6 \cdot S$ (35)
Distancia desde el borde de la viga hasta el centro del agujero	$S_5 = Sh - S_0 - S_2 = 6 \cdot S$ (36)

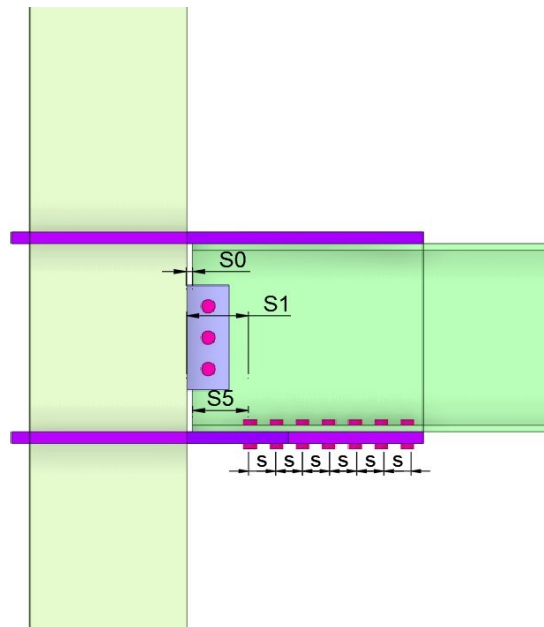
Fuente: Elaboración propia

**Figura 61**

*Dimensionamiento de diafragma empernado, vista superior (a), vista frontal (b)*



(a)



(b)

Fuente: Elaboración propia

#### ***Paso 14: Confirmación del número de pernos seleccionados en el paso 12***

Se debe comprobar que la cantidad de pernos a utilizar en el diafragma garantice la resistencia nominal a los estados tensionales que se van a efectuar en él, para ello se divide la demanda para la capacidad nominal tal como indica la ecuación 7.5-7 del AISC 358-22.[2]

$$n_{req} = \frac{F_{pr}}{\phi_n \cdot r_n} \quad (37)$$

#### ***Paso 13: Chequeo del espesor del diafragma***

Una vez determinada la fuerza  $F_{pr}$ , se encuentra el espesor requerido bajo el criterio de fluencia del área gruesa  $tp_{req}$  mediante la ecuación 7.5-8 del AISC 358-22. Para esta ecuación se debe tener en cuenta el factor de reducción por resistencia para estado límite dúctil “ $\phi_d$ ”.[2]

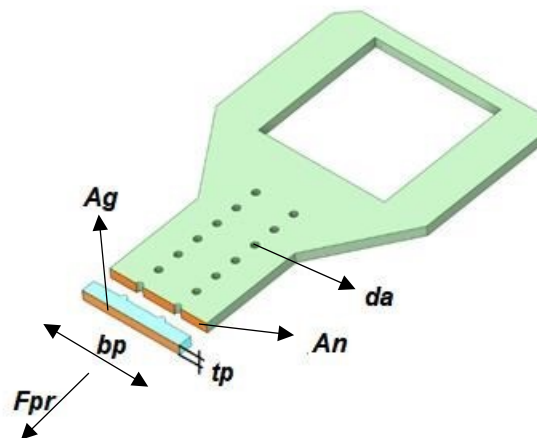
$$tp_{req} = \frac{F_{pr}}{\phi_d \cdot F_{yp} \cdot b_p} \quad \text{Donde, } \phi_d = 1 \quad (38)$$

#### ***Paso 14: Chequeo por fractura del área neta del diafragma***

El área neta del diafragma se especifica en la Figura 62

#### **Figura 62**

*Sección crítica a fractura del área neta del diafragma empernado*



Fuente: Elaboración propia

Para verificar que el área neta del diafragma resista los esfuerzos de fractura, se utiliza la siguiente comprobación descrita en 7.5-10 del AISC 358-22.[2]

$$\phi_n \cdot R_n \geq F_{pr} \quad (39)$$

La resistencia nominal depende del estado ultimo tensional y del área efectiva del diafragma y se determina usando la ecuación J4-2 del AISC 360-22.[4]

$$R_n = F_{up} \cdot A_e \quad (40)$$

$$A_g = b_p \cdot t_p \quad (41)$$

$$d_a = d_{bolt} + \frac{1}{8} \text{ in} \quad (42)$$

$$A_n = A_g - 2 \cdot d_a \cdot t_p \quad (43)$$

$$A_e = U \cdot A_n \quad (44)$$

Donde;

$A_g$ = área gruesa del diafragma

$d_a$ = diámetro del agujero

$A_n$ = área efectiva del diafragma

$U$ = factor de corte (Tabla D.3.1 AISC 360-22) para miembros sometidos a cargas de tracción transmitida por su sección transversal de pernos o soldaduras

#### ***Paso 15: Chequeo por bloque de cortante***

Se deben revisar los estados tensionales por bloque de cortante, si la inecuación J4-5 del AISC 360-22.[4] se cumple, se minimiza el riesgo por falla de bloque de corte en el diafragma. Para lograr esto se debe tener en cuenta las posibles ubicaciones de falla por bloque de corte.

La Figura 63 (a) representa el desprendimiento de la sección de acero acotada en la región delimitada por  $L_{nv}$  y  $L_{nt}$ . La Figura 63 (b) y (c) corresponden al segundo y tercer caso de falla donde se presenta un desprendimiento de la sección comprendida entre el plano de corte y los bordes del diafragma acotados por  $L_{nv}$  y  $L_{nt}$  para el caso 2 y  $L_{nv}$  y  $L_{nt}$  para el caso 3. Para cada modo de falla se debe calcular el área neta por corte  $A_{nv}$ , el área gruesa por corte  $A_{gv}$  y el área neta a tracción  $A_{nt}$ , todo esto se calcula debido a que la carga de tracción de la conexión diseñada se transmite por medio de pernos y placas. Finalmente se escoge la menor resistencia de los tres casos de falla mostrados.

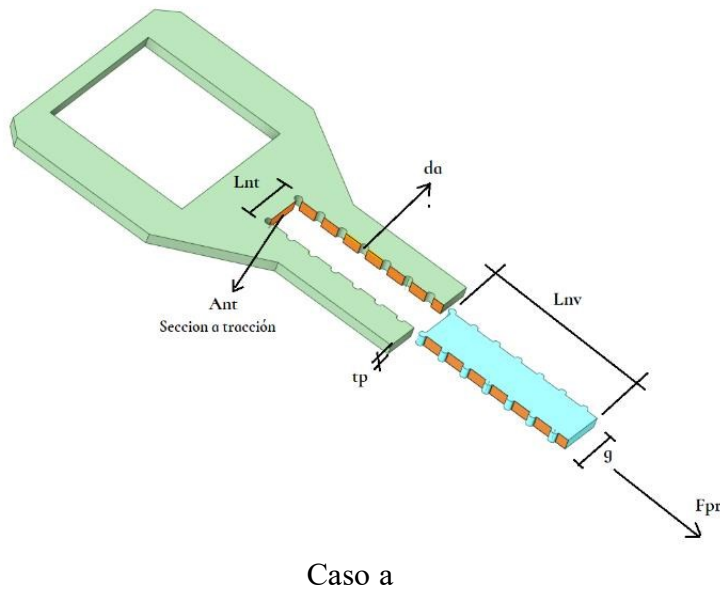
En la Tabla 10 se muestran las ecuaciones para calcular  $A_{nv}$ ,  $A_{gv}$ ,  $A_{nt}$ .

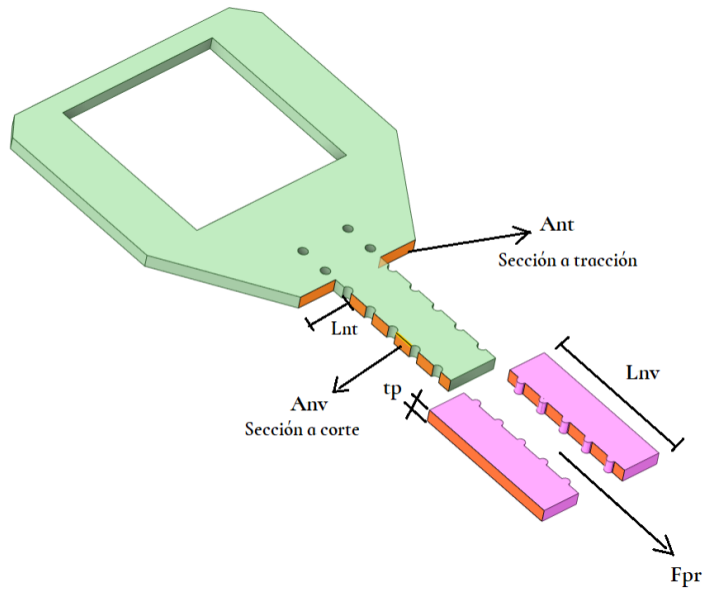
$$F_{pr} \leq \phi_n \cdot R_{nbc} \quad \text{donde,} \quad (45)$$

$$R_n = \min(0.6 \cdot F_{up} \cdot A_{nv} + U_{bs} \cdot F_{up} \cdot A_{nt}, 0.6 \cdot F_{yp} \cdot A_{gv} + U_{bs} \cdot F_{up} \cdot A_{nt}) \quad (46)$$

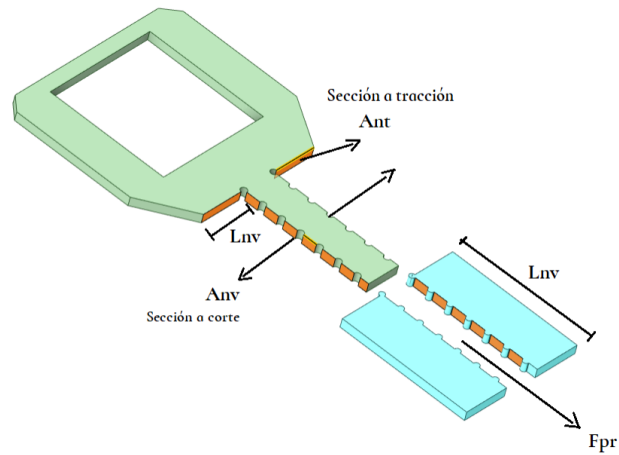
**Figura 63**

*Distintos casos de bloque de cortante en diafragma empernado*





Caso b



Caso c

Fuente: Elaboración propia

**Tabla 10**

*Formulación de bloque de cortante para distintos casos*

<b>Caso 1</b>	
$A_{nv} = 2 \cdot t_p \left( L_{nv} - d_a \left( \frac{n}{2} - 0.5 \right) \right)$	$L_{nv} = S_2 + S \left( \frac{n}{2} - 1 \right)$
(47)	

$$A_{gv} = 2 \cdot L_{nv} \cdot t_p \quad (48)$$

$$A_{nv} = A_{gv} - 2 \cdot t_p \cdot d_a \cdot \left(\frac{n}{2} - 0.5\right) \quad A_{nt} = (g - d_a) \cdot t_p \quad (49)$$

**Caso 2**

$$A_{nv} = 2 \cdot t_p \cdot (L_{nv} - d_a \cdot \left(\frac{n}{2} - 0.5\right)) \quad L_{nv} = S_2 + S \cdot \left(\frac{n}{2} - 1\right) \quad (50)$$

$$A_{gv} = 2 \cdot L_{nv} \cdot t_p \quad (51)$$

$$A_{nv} = A_{gv} - 2 \cdot t_p \cdot d_a \cdot \left(\frac{n}{2} - 0.5\right) \quad A_{nt} = (g - d_a) \cdot t_p \quad (52)$$

**Caso 3**

$$A_{nv} = 2 \cdot t_p \cdot (L_{nv} - d_a \cdot \left(\frac{n}{2} - 0.5\right)) \quad L_{nv} = S_2 + S \cdot \left(\frac{n}{2} - 1\right) \quad (53)$$

$$A_{gv} = 2 \cdot L_{nv} \cdot t_p \quad (54)$$

$$A_{nv} = A_{gv} - 2 \cdot t_p \cdot d_a \cdot \left(\frac{n}{2} - 0.5\right) \quad A_{nt} = (g - d_a) \cdot t_p \quad (55)$$

Fuente: Elaboración propia

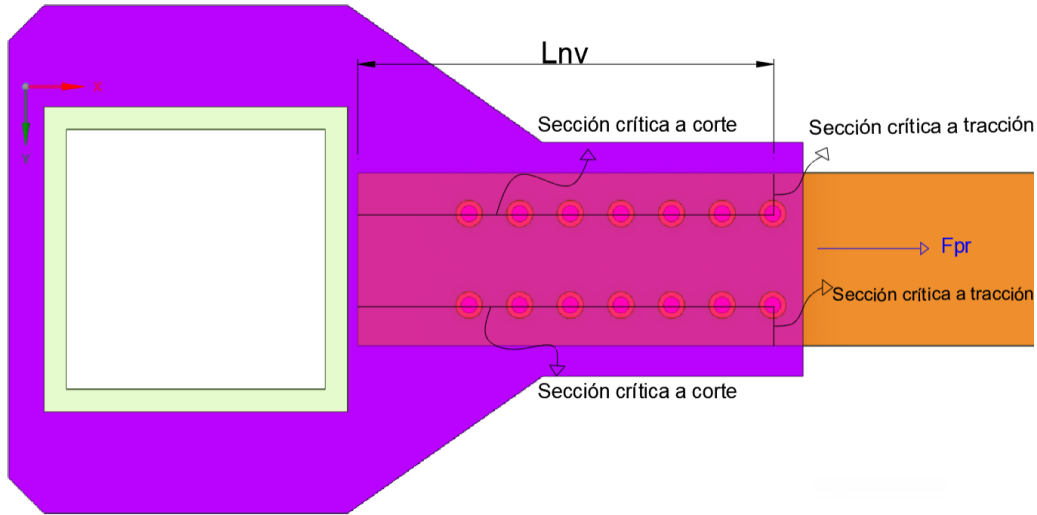
***Paso 16: Chequeo por bloque de cortante en el patín de la viga***

Finalmente, con la distribución de agujeros del diafragma y la dilatación  $s_o$  se debe verificar el estado tensional de bloque de corte en el patín de la viga (ver Figura 64) mediante la ecuación 46.



**Figura 64**

*Bloque de cortante en el patín de la viga*



Fuente: Elaboración propia

Si se cumplen las inecuaciones 39 – 45 y 46, la calidad del material y el espesor definido son correctos para el diseño del diafragma.

**Paso 17: Pandeo por compresión del diafragma**

Se debe verificar la resistencia por pandeo del diafragma  $P_n$ , el valor de la longitud efectiva  $KL$  según AISC 358-22 puede tomarse como  $0.65 \cdot S_1$  (ver Ecuación 56).

$$P_n = \begin{cases} F_{yp} \cdot A_p & \text{para } \frac{KL}{r} \leq 25, \text{ donde } r = \sqrt{\frac{I_p}{A_p}} \\ \text{(Utilizar especificaciones Literal E AISC 360 - 22 para } \frac{KL}{r} > 25 \text{ )} & \end{cases} \quad (56)$$

Donde;

$r$ = radio de giro

$A_p$ = área gruesa de la sección constante del diafragma

$I_p$ = momento de inercia del diafragma

$$A_p = b_p \cdot t_p \quad (57)$$

$$I_p = \frac{b_p \cdot t_p^3}{12} \quad (58)$$

Por siguiente, usando la Ecuación 56 se multiplica por el factor de resistencia  $\phi_n$  para encontrar su capacidad. En caso de que esta inequación no se cumple, se debe garantizar la mínima posibilidad de falla por pandeo en el diafragma.

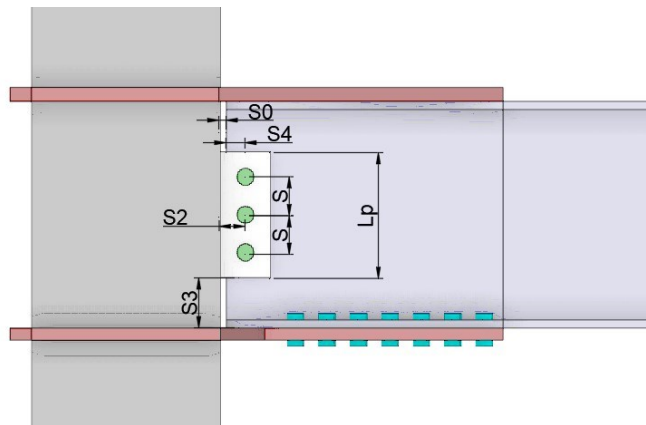
$$F_{pr} \leq \phi_n \cdot P_n \quad (59)$$

**Paso 18: Diseño de placa de conexión a corte**

En este apartado se evidencia la unión entre la cara de la columna y el alma de la viga, (Figura 65), mediante soldadura de filete que abarca toda su periferia. En el análisis, se tiene en cuenta la resistencia plástica denotada como  $V_p$ . En contraste, la carga debida al montaje es resistida por la cara de la columna y los pernos.

**Figura 65**

*Dimensionamiento de la placa de cortante*



Fuente: Elaboración propia

Todos los aspectos geométricos y de diseño están especificados en la Tabla 11.

**Tabla 11**

*Dimensionamiento de placa de corte*

Pernos empleados:	Son de tipo A490 con un diámetro de 5/8"
Separación desde la columna hacia la viga "S0"	El espaciamiento mínimo recomendado es 10mm
Espaciamiento mínimo entre eje de pernos "S"	Está en función del diámetro del perno, por lo general es 3 veces el diámetro

Espaciamiento desde el borde de la placa al eje del perno	La recomendación se detalla en la tabla J3.4 AISC 360-22
Altura de la placa de cortante	$L_p = 2 \cdot S_2 + S \cdot (N - 1)$ (60)
Ancho de la placa de cortante	$b_p = 2 \cdot S_2$ (61)
Espesor de la placa de corte	El espesor mínimo de la placa de corte debe corresponder al espesor del alma de la viga

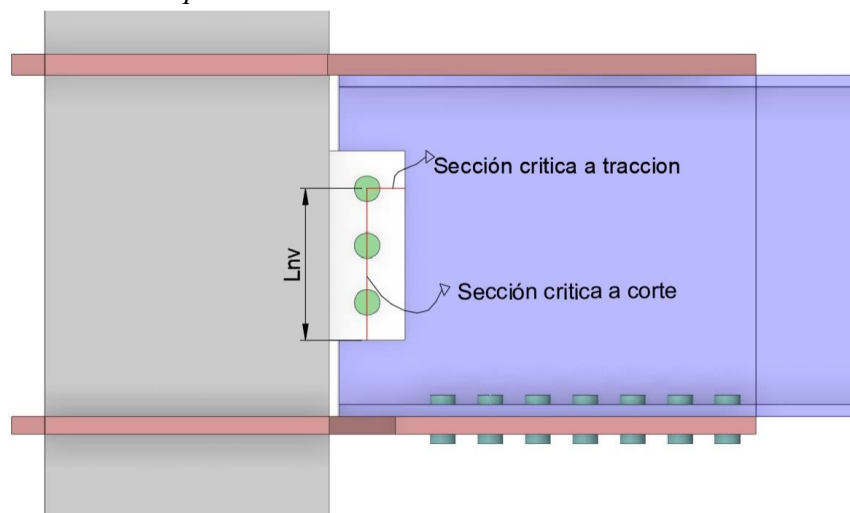
Fuente: Elaboración propia

### ***Paso 19: Chequeo por bloque de cortante en la placa de corte***

En la Figura 66 se puede observar el principal modo de corte, en base al mismo se calculará la resistencia a bloque de cortante.

**Figura 66**

*Bloque de cortante en placa de corte*



Fuente: Elaboración propia

$$\phi R_n = \phi \cdot (0.6 \cdot F_{up} \cdot A_{nv} + U_{bs} \cdot F_{up} \cdot A_{nt}) \leq \phi \cdot (0.6 \cdot F_{yp} \cdot A_{gv} + U_{bs} \cdot F_{up} \cdot A_{nt}) \quad (62)$$

Para determinar el desgarramiento en bloque es necesario determinar secuencialmente las siguientes ecuaciones;

Longitud sujeta a corte

$$L_{nv} = L_p - S_2 \quad (63)$$

Área neta sometida a cortante

$$A_{nv} = (L_{nv} - da \cdot (N - 0.5)) \cdot tp \quad (64)$$

Área gruesa sometida a corte

$$A_{gv} = L_{nv} \cdot tp \quad (65)$$

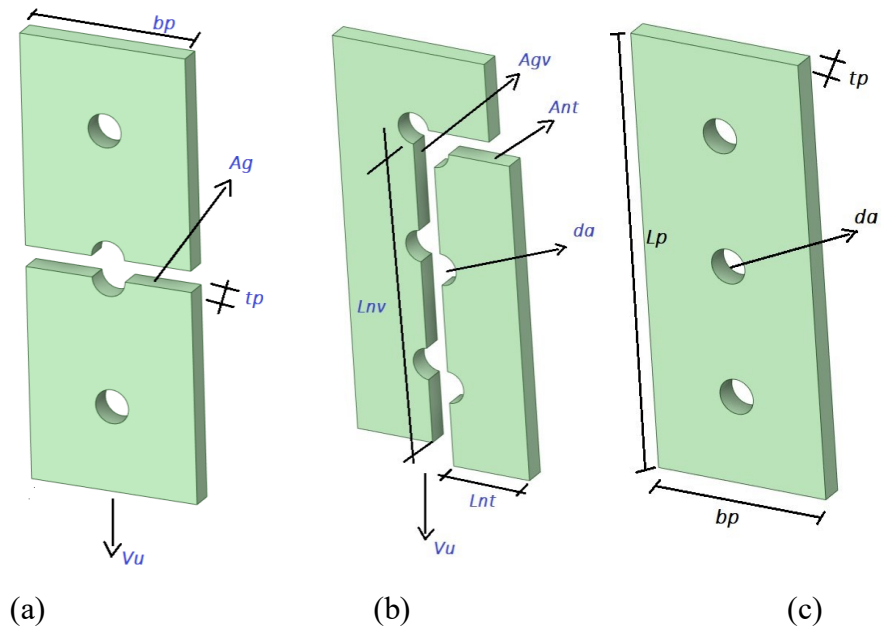
Área neta sometida a tracción

$$A_{nt} = \left(S_2 - \frac{da}{2}\right) \cdot tp \quad (66)$$

Cabe mencionar que pueden existir distintos casos de bloque de cortante en la placa de corte, el analizado en la Figura 66 es el principal, pero en la Figura 67 se detalla los posibles casos que también se pueden presentar.

**Figura 67**

*Casos de bloque de cortante en placa de corte*



Fuente: Elaboración propia

**Paso 20: Especificaciones de soldaduras entre diafragma – columna y placa de corte – columna**

Se recomienda seguir las instrucciones presentadas al momento de soldar; [24]

- Es necesario conectar los diafragmas a la pared de la columna a través de soldaduras de penetración completa.
- Preparar los bordes de contacto del diafragma con la columna con biseles a 45 grados
- Calentar las piezas de acuerdo con las especificaciones de la norma AWS. Consulte la Tabla 3.2 de AWS.D1.1-2006, página 66.
- Emplear Detalle soldadura tipo AWS TC-U4b-GF, ver Figura 66
- Para unir la placa de corte al pilar se puede utilizar uno de los dos métodos siguientes: soldadura de filete o soldadura de penetración total. Cuando se trata de soldaduras de filete, es crucial calcularlas de forma que se garantice que pueden tolerar el máximo corte posible o  $V_p$ .

En la Figura 68 se detallan las especificaciones técnicas de todos los procesos de soldadura requeridos.

### Figura 68

*Extracto de la tabla D1.1 del AWS: especificaciones técnicas de procesos de soldadura.*

		Tolerancias	
		Según lo detallado (ver 5.4.1.1)	Como ajuste (ver 5.4.1.8)
		R = +1/16, -0	+1/4, -1/16
		$\alpha = +10^\circ, -0^\circ$	+10°, -5°

Proceso de soldadura	Designación de junta	Espesor del metal base (U - ilimitado)		Preparación de la ranura		Posiciones de soldadura permitidas	Gas de protección para FCAW	Notas
		T <sub>1</sub>	T <sub>2</sub>	Abertura de la raíz	Ángulo de la ranura			
SMAW	B-U4a	U	—	R = 1/4	$\alpha = 45^\circ$	Todo	—	c, e, j
				R = 3/8	$\alpha = 30^\circ$			
GMAW FCAW	B-U4a-GF	U	—	R = 3/16	$\alpha = 30^\circ$	Todo	Se requiere	a, c, j
				R = 1/4	$\alpha = 45^\circ$		No se req.	a, c, j
				R = 3/8	$\alpha = 30^\circ$		No se req.	a, c, j
SAW	B-U4a-S	U	—	R = 3/8	$\alpha = 30^\circ$	F	—	c, j
				R = 1/4	$\alpha = 45^\circ$			

Fuente: tomado de AWS D1.1

### 3.3.DISEÑO DE DIAFRAGMA SOLDADO PARA CONEXIÓN COLUMNA TUBULAR

#### BOX SHAPE – VIGA H

A continuación, se detallará el procedimiento para el diseño del diafragma soldado empleado en una conexión columna tubular box shape – viga H en base al documento *Conexiones Precalificadas en Colombia* [25]. Este procedimiento engloba actividades y sub actividades que parten desde la elección de los perfiles hasta la comprobación de resistencia del diafragma. Los requisitos previos de los perfiles se los realiza de igual manera a las detalladas en la sección 3.2.1 a 3.2.6.

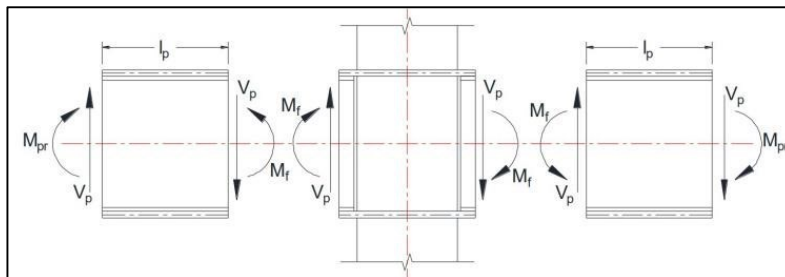
#### 3.3.1. Metodología de diseño

##### *Paso 1: Cálculo del momento en la viga*

El máximo momento probable en la viga (ver Figura 69) se obtiene de la ecuación 2.4-2 del AISC 358-22.[2], donde depende de las propiedades y geometría del perfil.

**Figura 69**

*Esquema del máximo momento probable de la viga*



Fuente: Elaboración propia

Haciendo uso de las ecuaciones 67-68 donde se utiliza un factor que considera la máxima resistencia probable, incluyendo el endurecimiento por deformación.

$$C_{pr} = \frac{F_{yb} + F_{ub}}{2 \cdot F_{yb}} \leq 1.2 \quad (67)$$

Se calcula el momento plástico probable en la viga

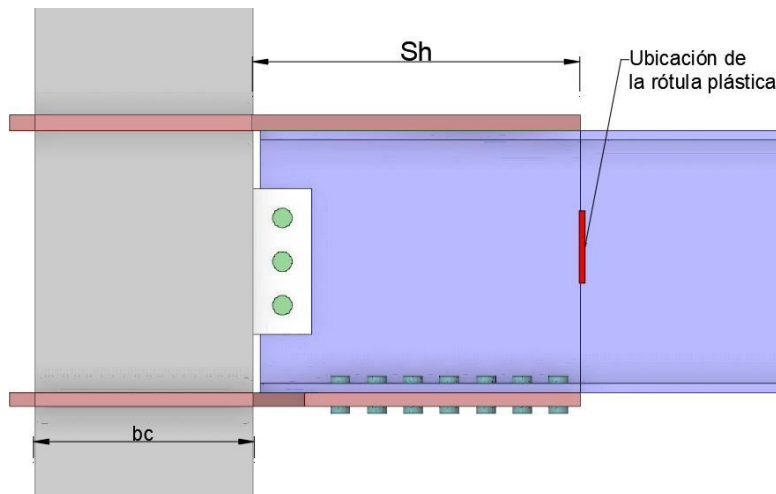
$$M_{pr} = C_{pr} \cdot R_y \cdot Z_{xb} \cdot F_y \quad (68)$$

### ***Paso 2: Estimación de una longitud “Sh”***

La longitud  $Sh$  hace referencia a la distancia desde la cara hasta la posible ubicación de la rótula plástica, este valor es una aproximación (ver Figura 70), además sirve como guía para determinar la longitud del diafragma empernado.

**Figura 70**

*Ubicación de la rótula plástica en la conexión*



Fuente: Elaboración propia

### ***Paso 3: Cálculo de la fuerza cortante en la rótula plástica***

La fuerza cortante que actúa en la rótula plástica se determina por la ecuación 7.6-13 del AISC 358-22 [2], bajo esta carga se aplicaran los mecanismos de resistencia del diafragma.

$$V_p = \frac{M_{pr}}{L_h} + \frac{W_u \cdot L_h}{2} \quad (69)$$

Donde;

$L_h$ = distancia entre rótulas plásticas

$W_u$ = carga última actuante.

Además, para garantizar la relación columna fuerte – viga débil, que es un requerimiento sísmico en pórticos SMF, se debe cumplir la siguiente inecuación. El resultado óptimo debe ser mayor a 1.

$$\frac{\sum M_{pc}}{\sum M_{pb}} > 1.0 \quad (70)$$

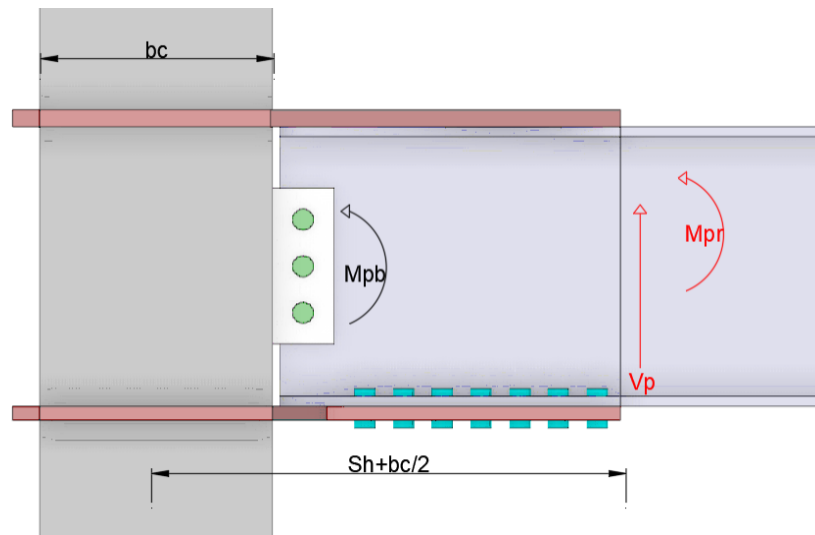
**Paso 4: Determinación del momento máximo probable en la viga**

El paso 4 consiste en determinar el mayor momento posible en la viga. La amplificación del esfuerzo cortante desde la articulación plástica hasta el eje de la columna hace que la fuerza cortante  $V_p$  produzca un momento adicional. La suma de este momento adicional con  $M_{pr}$  resulta en el máximo momento generado por la viga, llamado  $M_{pb}$ , que actúa en la cara de la columna (ver Figura 71). Este fenómeno está en conformidad con lo especificado en la sección 12.4 del AISC 341-22.

$$M_{pb} = (M_{pr} + V_p \cdot (Sh + \frac{B_c}{2})) \quad (71)$$

**Figura 71**

*Esquema de fuerzas y momentos actuantes en la conexión*



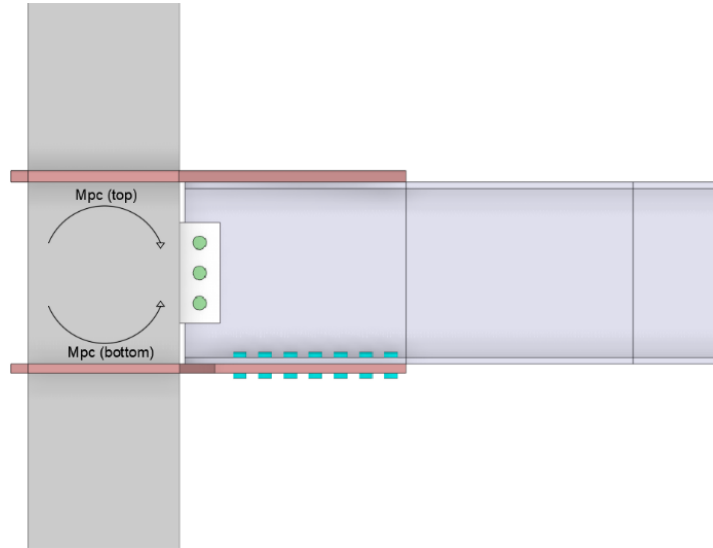
Fuente: Elaboración propia

Para la sumatoria de momentos resistentes en columnas (ver Figura 72) se aplican las siguientes ecuaciones:



**Figura 72**

*Momentos actuantes en la columna*



Fuente: Elaboración propia

$$M_c = Z_{xc} \cdot \left( F_{yc} - \frac{V_p}{A_c} \right) \quad (72)$$

$$M_{pc} = 2 \cdot M_c \quad (73)$$

Donde “ $Z_{xc}$ ” es el módulo seccional que depende de la geometría de la columna y se determina mediante la siguiente ecuación obtenida por el balance de áreas.

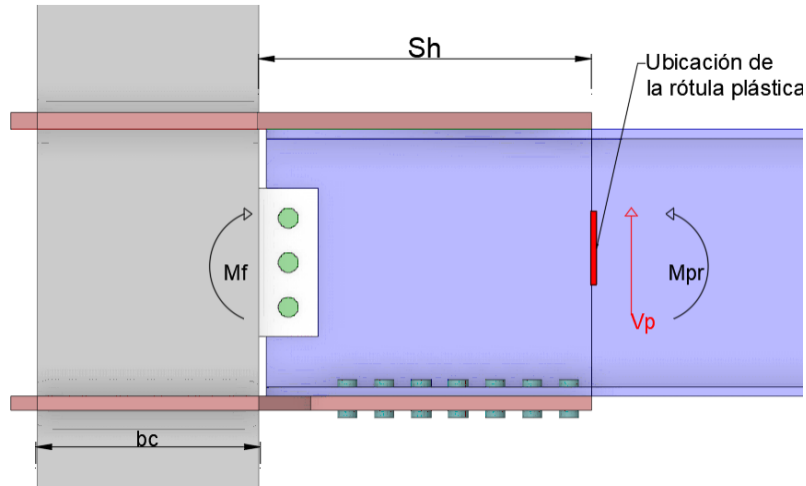
$$Z_{xc} = \left( 2 \cdot \left( \left( \frac{d_c}{2} - t_c \right) \cdot t_c \cdot \left( \frac{d_c}{4} - \frac{t_c}{2} \right) \right) + \left( (b_c \cdot t_c) \cdot \left( \frac{d_c}{2} - \frac{t_c}{2} \right) \right) \right) \cdot 2 \quad (74)$$

***Paso 5: Determinación del momento actuante en la cara de la columna***

Este se determina considerando las acciones generadas tanto por la viga como por el momento provocado por la fuerza cortante en la rótula plástica. Este cálculo se realiza según la ecuación 7.5-6 del AISC 358-22. [2]

**Figura 73**

*Esquema de cargas resultantes*



Fuente: Elaboración propia

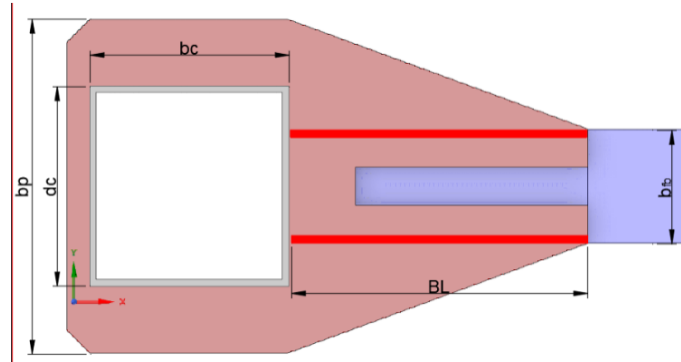
$$M_f = M_{pr} + V_p \cdot S_h \quad (75)$$

***Paso 6: Determinación del ancho del diafragma***

Para calcular el ancho  $bp$  del diafragma, se emplea el criterio de Whitmore, bajo la premisa de que la fuerza en el elemento se distribuye uniformemente sobre el área óptima.[25]. Para determinar el área óptima, se realiza la multiplicación del espesor de la placa por una longitud efectiva. Esta longitud efectiva se define trazando líneas a un ángulo de  $30^\circ$  a cada lado de la línea de unión soldada que conecta la placa con el patín de la viga, como se representa en la Figura 74.

**Figura 74**

*Geometría del Diafragma Soldado*



Fuente: Elaboración propia

$$b_p = 2 \cdot Bl \cdot \tan(30^\circ) + b_f \quad (76)$$

$$W_1 = S_h - 10 \text{ mm} \quad (77)$$

Donde;

*Wl*: longitud de la soldadura de filete del diafragma al patín de la viga

*bf*: Ancho del patín de la viga

***Paso 7: Calculo del espesor del diafragma***

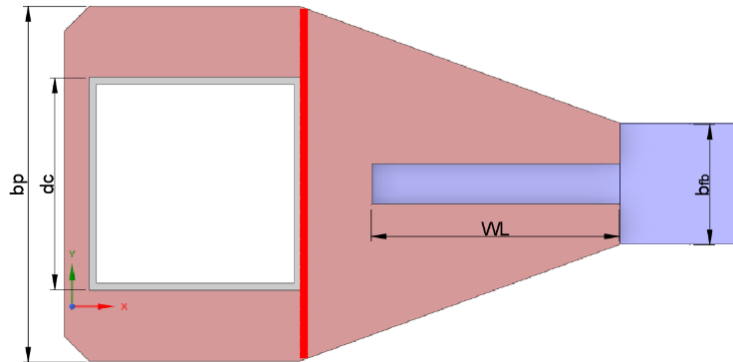
Para verificar su resistencia se tiene en cuenta los siguientes estados límites.

- Resistencia a tensión del diafragma, donde “*tp*” será utilizado para los estados límites de fluencia por tensión y rotura por tensión.

La zona de contacto entre la zona del diafragma y la cara de la columna se detalla en la Figura 75.

**Figura 75**

*Resistencia entre diafragma y cara de la columna*



Fuente: Elaboración propia

- Fluencia por tensión

$$t_p \geq \frac{M_f}{\phi_t \cdot b_p \cdot F_{yp} \cdot d_b} \quad (78)$$

- Rotura por tensión

Previamente a la obtención de la resistencia a rotura por tensión, verificamos el factor de reducción por rezago de cortante  $U$  y se calcula en base a las siguientes condiciones.

$$Wl \geq 2 \cdot bfb \quad U = 1 \quad (79)$$

$$2 \cdot bfb > Wl > 1.5 \cdot bfb \quad U = 0.87 \quad (80)$$

$$1.5 \cdot bfb > Wl \geq bfb \quad U = 0.75 \quad (81)$$

Despejando “ $t_p$ ” de la ecuación, obtenemos lo siguiente

$$t_p \geq \frac{M_f}{\phi_r \cdot U \cdot b_p \cdot F_{up} \cdot d_b} \quad (82)$$

- **Resistencia del diafragma placa a desgarramiento en bloque de cortante según el AISC 358-22.**

Donde se determinará con la siguiente fórmula, para ello es necesario calcular también:

$$\phi R_n = \phi \cdot (0.6 \cdot F_{up} \cdot A_{nv} + U_{bs} \cdot F_{up} \cdot A_{nt}) \leq \phi \cdot (0.6 \cdot F_{yp} \cdot A_{gv} + U_{bs} \cdot F_{up} \cdot A_{nt}) \quad (83)$$

Área bruta sometida a cortante

$$A_{gv} = 2 \cdot W_l \cdot t_p \quad (84)$$

Área neta sometida a tensión

$$A_{nt} = W_{t1} \cdot t_p \quad (85)$$

Área neta sometida a cortante

$$A_{nv} = A_{gv} \quad (86)$$

Consideramos un factor para  $U_{bs}$  el valor de 1, debido a que el esfuerzo de tensión es uniforme

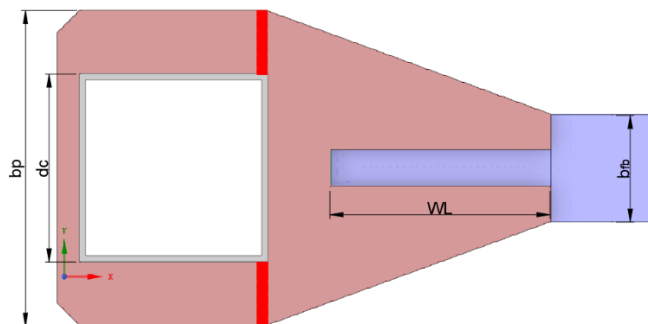
$$U_{bs} = 1 \quad (87)$$

- **Resistencia a la rotura por tensión en el área neta entre el diafragma y la cara de la columna**

La Figura 76 detalla la zona a tensión que sufre el diafragma debido a la carga actuante.

**Figura 76**

*Resistencia a tensión del diafragma*



Fuente: Elaboración propia

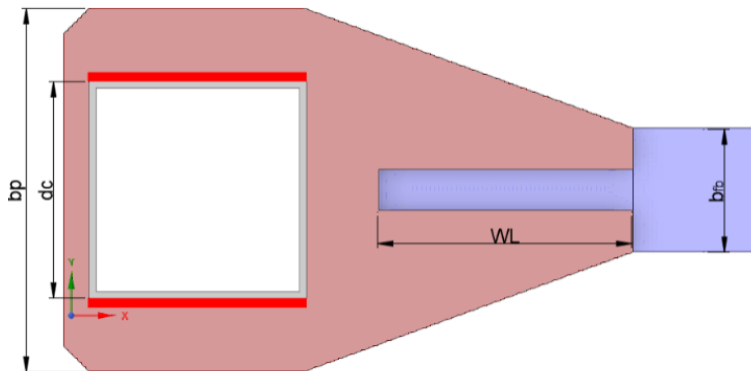
$$t_p \geq \frac{M_f}{\phi_r \cdot F_{up} \cdot d_b \cdot (b_p - b_c)} \quad (88)$$

- **Resistencia del diafragma a cortante, en la unión del diafragma con la columna, donde estará dado por fluencia a cortante y rotura a cortante.**

En la Figura 77 se resalta la zona entre el diafragma y la columna que está sometida a diversos esfuerzos como fluencia y rotura por cortante.

**Figura 77**

*Resistencia del diafragma a cortante*



Fuente: Elaboración propia

- Fluencia por cortante

$$t_p \geq \frac{M_f}{\phi_t \cdot 0.6 \cdot F_{yp} \cdot d_b \cdot 2 \cdot d_c} \quad (89)$$

- Rotura por cortante

$$t_p \geq \frac{M_f}{\phi_r \cdot 0.6 \cdot F_{ur} \cdot d_b \cdot 2 \cdot d_c} \quad (90)$$

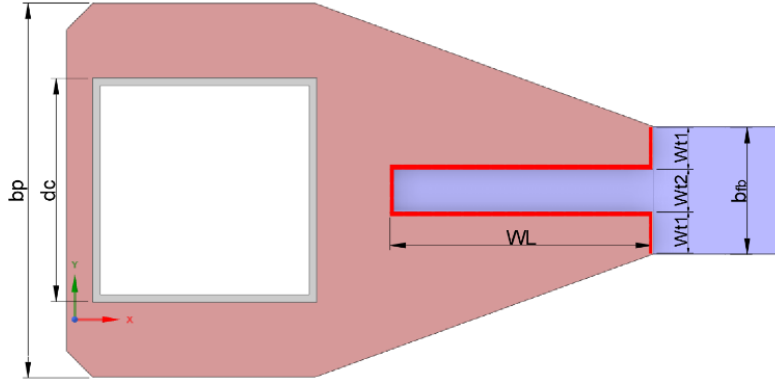
Una vez realizado los cálculos, se definirá el espesor del diafragma a partir de los resultados obtenidos de la verificación de los estados límites definidos anteriormente

**Paso 8: Calculo de la longitud de soldadura entre el diafragma y el patín de la viga**

La longitud del cordón de soldadura entre el diafragma y el patín de la viga es realizada con un electrodo E7018 (véase la figura 78), con un límite de fluencia de 480 MPa de resistencia. La verificación de este estado limite se debe realizar para el metal de soldadura según AISC 341-22. [3].

**Figura 78**

*Longitud de soldadura de filete entre diafragma y patín de la viga*



Fuente: Elaboración propia

$$W_{11} \geq \frac{M_{pr}}{2 \cdot \phi \cdot 0.6 \cdot FEXX \cdot 0.707 \cdot tw \cdot (db - t_{fb})} - \frac{W_t}{2} \quad (91)$$

Para ello se determina:

Longitud de soldadura perpendicular 1

$$W_{t1} = \frac{bf}{3} \quad (92)$$

Longitud de soldadura perpendicular 2

$$W_{t2} = W_{t1} \quad (93)$$

Longitud de soldadura perpendicular al eje, que corresponde al ancho de la aleta de la viga.

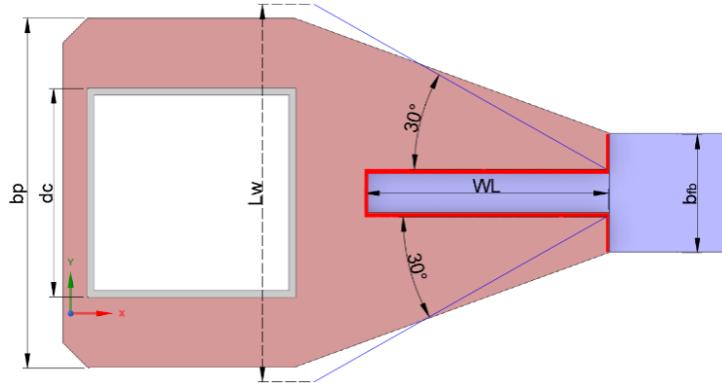
$$W_t = 2 \cdot W_{t1} + W_{t2} \quad (94)$$

***Paso 9: Cálculo de la resistencia de diseño del diafragma.***

Esta se determina como el valor mínimo entre las resistencias obtenidas para los estados límites de fluencia en tensión y rotura por tensión, de acuerdo con las especificaciones establecidas en el (AISC 358-22), también se considera el desgarramiento en bloque. Estos estados límites se utilizan como criterios de verificación para asegurar que el espesor  $t_p$  del diafragma sea el adecuado:

**Figura 79**

*Longitud proyectada desde la raíz de soldadura*



Fuente: Elaboración propia

- Fluencia por tensión

$$\phi R_n = \phi \cdot L_w \cdot t_p \cdot F_{yp} \geq \frac{M_f}{U} \quad (95)$$

- Rotura por tensión

Esta será determinada por la siguiente fórmula, donde se aplicará el valor para U dependiendo de las siguientes condiciones

$$W_l \geq \frac{2 \cdot b_{fb}}{3} \quad U = 1 \quad (96)$$

$$\frac{2 \cdot b_{fb}}{3} > W_l > \frac{1.5 \cdot b_{fb}}{3} \quad U = 0.87 \quad (97)$$

$$\frac{1.5 \cdot b_{fb}}{3} > W_l \geq \frac{b_{fb}}{3} \quad U = 0.75 \quad (98)$$

$$\phi R_n = \phi \cdot U \cdot (L_w - W_{l2}) \cdot t_p \cdot F_{up} \geq \frac{M_f}{db} \quad (99)$$

- Desgarramiento en bloque.

Para determinar el desgarramiento en bloque es necesario determinar:

Área bruta sometida a cortante

(100)



Área neta sometida a tensión

$$A_{nt} = bf \cdot tp \quad (101)$$

Área neta sometida a cortante

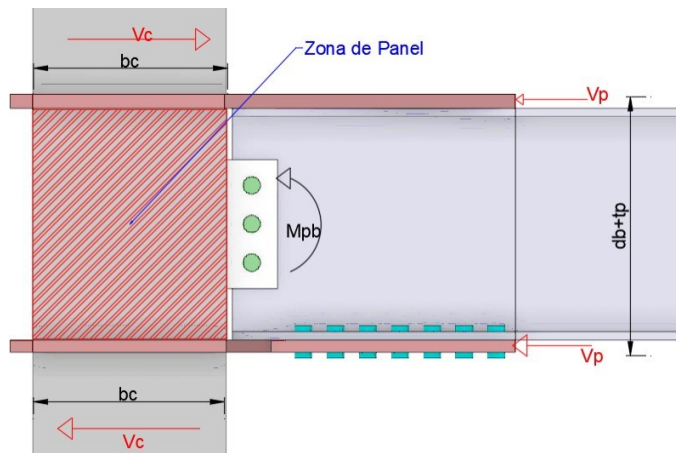
$$A_{nv} = A_{gv} \quad (102)$$

**Paso 10: Verificación del espesor por cortante en la zona de panel de la columna**

Es necesario garantizar que el espesor de la columna sea el adecuado bajo solicitaciones a cortante ya que es la zona de panel la encargada de dar continuidad a los esfuerzos presentes en la viga (ver Figura 80).

**Figura 80**

*Zona de panel en la conexión*



Fuente: Elaboración propia

Entonces el cortante requerido en la zona de panel a partir del diagrama de cuerpo libre es:

$$R_u = \frac{Mf}{d_b + tp} - V_c \quad (103)$$

Donde la fuerza cortante  $V_c$  está definido por la siguiente ecuación

$$V_c = \frac{Mf}{H} \quad (104)$$

Se debe cumplir lo siguiente;

$$R_u \leq \phi_n \cdot R_n \quad (105)$$

Donde para el cálculo de  $R_n$ , se debe tener en cuenta que la sección de la columna es de cajón con dos almas, por esa razón se debe multiplicar por dos la resistencia de cada zona de panel.

- Para un  $P_u < 0.75 \cdot P_y$

$$R_n = 2 \left( 0.6 \cdot F_y \cdot d_c \cdot t_{pz} \cdot \left( 1 + \frac{3 \cdot b_c \cdot t_c^2}{d_b \cdot d_c \cdot t_{pz}} \right) \right) \quad (106)$$

- Para un  $P_u > 0.75 \cdot P_y$

$$R_n = 2 \left( 0.6 \cdot F_y \cdot d_c \cdot t_{pz} \cdot \left( 1 + \frac{3 \cdot b_c \cdot t_c^2}{d_b \cdot d_c \cdot t_{pz}} \right) \cdot \left( 1.9 - \frac{1.2 P_u}{P_y} \right) \right) \quad (107)$$

El espesor individual de la columna y de las placas de enchape debe cumplir con el siguiente requisito.

$$t_c \geq \frac{dz + wz}{90} = \frac{d_b + d_c}{90} \quad (108)$$

***Paso 11: Verificar que el espesor de la columna para el estado límite de fluencia por cortante***

Se realiza la verificación de que el espesor de la columna en la zona del panel asegure la resistencia por cortante, mediante el uso de la siguiente ecuación.

$$\phi R_n = \phi_t \cdot 0.6 \cdot F_{yc} \cdot 4 \cdot t_c \cdot d_c \geq \frac{M_f}{d_b + t_p} \quad (109)$$

Donde;

$t_c$  = es el espesor en la zona de panel incluyendo la placa de enchape en caso que requiera.

***Paso 12: Dimensionamiento de la placa de cortante***

El dimensionamiento de la placa de cortante y la soldadura empleada en la misma, están diseñadas de igual manera como se especifica en el paso 18 de la sección 3.2.7.

***Paso 13. Chequeo de fluencia del área bruta de la placa de corte***

La resistencia a fluencia de la placa de corte será obtenida mediante la siguiente ecuación;

$$\phi_t \cdot R_n = \phi_t \cdot F_{yb} \cdot A_g \geq V_p \quad (110)$$

Donde el área bruta sometida a cortante está determinada por la siguiente ecuación

$$A_g = L_p \cdot t_p \quad (111)$$

**Paso 14. Chequeo de fractura del área bruta de la placa de corte**

La resistencia a fractura de la placa de corte será obtenida mediante la siguiente ecuación;

$$\phi_n \cdot R_n = \phi_n \cdot F_{up} \cdot A_e < V_p \quad (112)$$

Donde el área efectiva “Ae” se determina afectando el área neta “An” por un factor de corte, estos factores se encuentran especificados en la Tabla 12.

$$A_e = U \cdot A_n \quad (113)$$

**Tabla 12**

*Extracto de la tabla D3.1 para factores de corte para miembros en tensión. [4]*

TABLE D3.1 Shear Lag Factors for Connections to Tension Members			
Case	Description of Element	Shear Lag Factor, <i>U</i>	Example
1	All tension members where the tension load is transmitted directly to each of the cross-sectional elements by fasteners or welds (except as in Cases 4, 5 and 6).	$U = 1.0$	—

*U := 1.0 Para miembros en tensión sometidos a cargas de tracción transmitida directamente por su sección transversal a través de pernos o soldaduras*

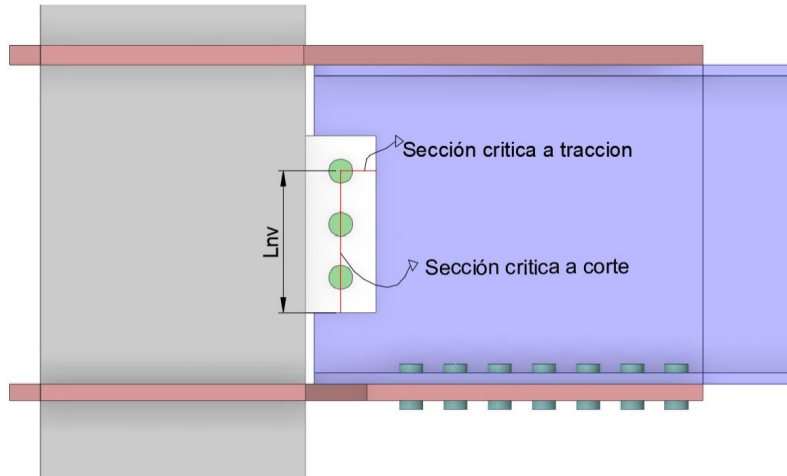
Fuente: tomado de [4]

**Paso 15. Chequeo por bloque de cortante en la placa de corte**

En la Figura 81 se puede observar el principal modo de corte, en base al mismo se calculará la resistencia a bloque de cortante.

**Figura 81**

*Bloque de cortante en placa de corte*



Fuente: Elaboración propia

$$\phi R_n = \phi \cdot (0.6 \cdot F_{up} \cdot A_{nv} + U_{bs} \cdot F_{up} \cdot A_{nt}) \leq \phi \cdot (0.6 \cdot F_{yp} \cdot A_{gv} + U_{bs} \cdot F_{up} \cdot A_{nt}) \quad (114)$$

Para determinar el desgarramiento en bloque es necesario determinar:

Longitud sujeta a corte

$$L_{nv} = L_p - S_2 \quad (115)$$

*Área neta sometida a cortante*

$$A_{nv} = (L_{nv} - da \cdot (N - 0.5)) \cdot tp \quad (116)$$

*Área gruesa sometida a corte*

$$A_{gv} = L_{nv} \cdot tp \quad (117)$$

*Área neta sometida a tracción*

$$A_{nt} = \left(S_2 - \frac{da}{2}\right) \cdot tp \quad (118)$$

### ***Paso 16. Soldaduras de unión***

El tamaño mínimo de la soldadura de filete se define en la Tabla 13.

**Tabla 13**

*Tamaño mínimo de soldaduras de filete*

**Tamaño Mínimo de Soldaduras de Filete**

Espesor de la parte más delgada a unir, mm	Tamaño Mínimo de la Soldadura de Filete <sup>(a)</sup> mm
Hasta 6.4 inclusive	3
mayor que 6.4 a 12.7	5
mayor que 12.7	6
mayor que 19.1	8

<sup>(a)</sup> Dimensión del lado de la soldadura de filete. Debe aplicarse en una sola pasada.  
**Nota:** Véase el numeral F.2.10.2.2.2 para el máximo tamaño de soldaduras de filete.

Fuente: tomado de NSR-10

### **3.4.OPTIMIZACIÓN DE GEOMETRÍA DE LOS DIAFRAGMAS MEDIANTE**

#### **ELEMENTOS FINITOS**

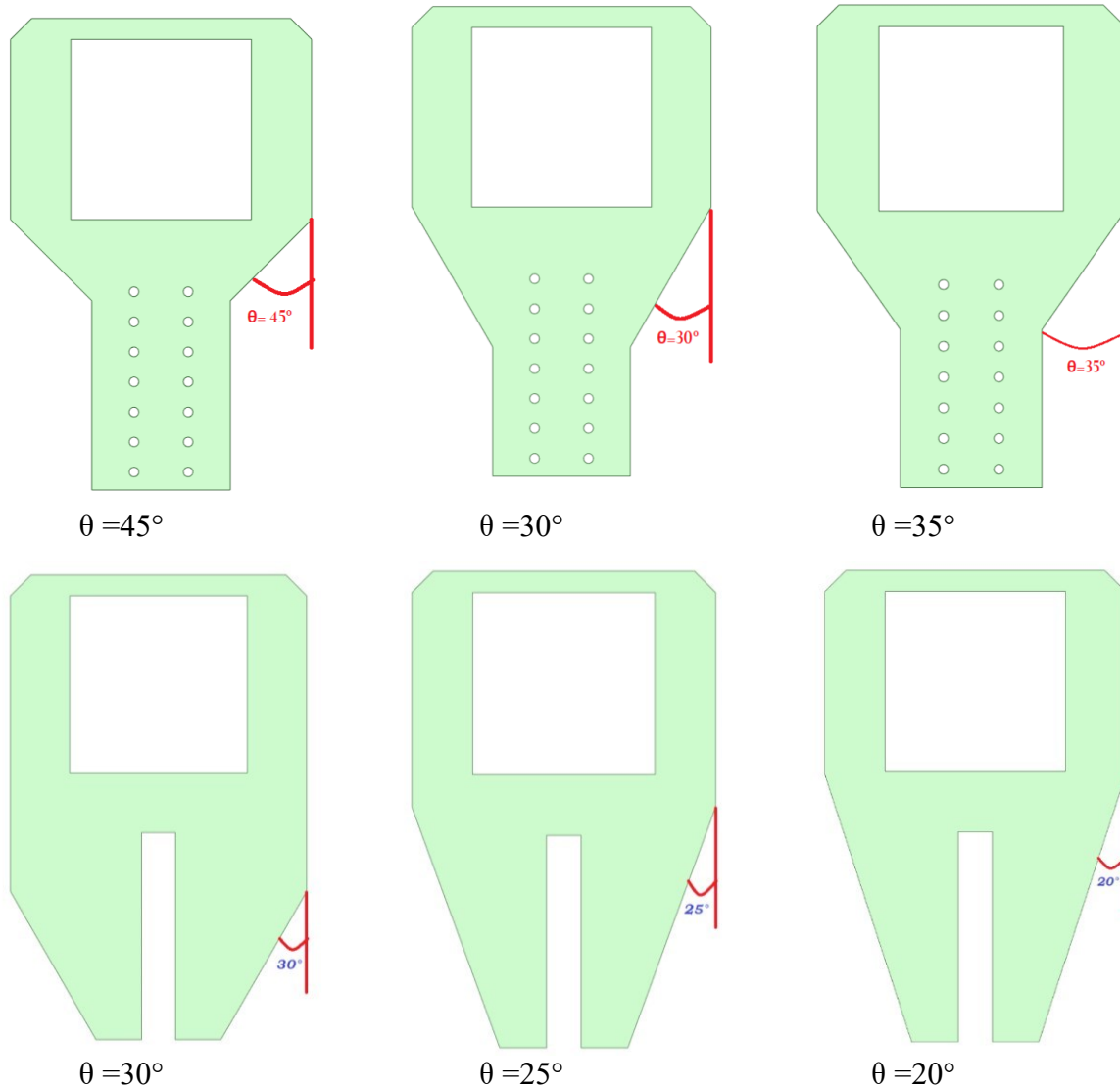
Se evaluaron distintas configuraciones de los diafragmas tanto soldado como empernado en los cuales se varia su angulo de inclinación  $\theta$  (ver Figura 83) con el objetivo de verificar la incidencia de esta variable en el flujo de esfuerzos, tensiones de los diafragmas y la concentración de cargas que podrían transmitir a la columna. Esta verificación también se la realizó con la intención de tratar de optimizar el modelo en su geometría, es decir, requerir la menor cantidad de materia prima para la fabricación de los diafragmas con la finalidad de abaratar la conexión sin comprometer su resistencia.

- ***Configuración Geométrica de los patines***

En la figura 82 se puede apreciar los distintos especímenes planteados con la variación del angulo  $\theta$  para el patín empernado como para el patín soldado.

**Figura 82**

*Configuración geométrica de los prototipos empernados y soldados*



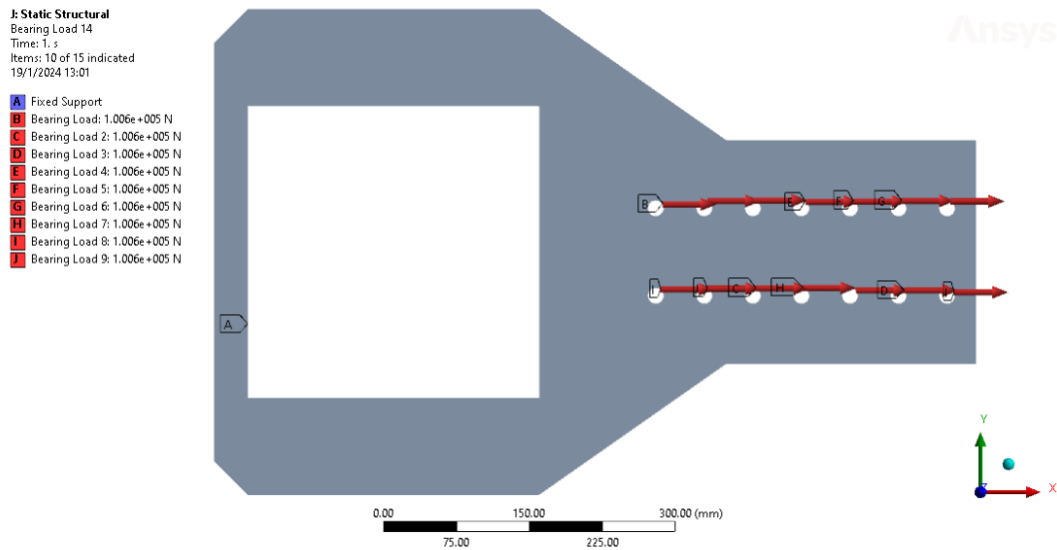
Fuente: Elaboración propia

Se sugiere emplear un enfoque de análisis de elementos finitos para examinar los especímenes, utilizando elementos bidimensionales tipo sólido que consideren la no linealidad del material como la no linealidad geométrica producida por grandes desplazamientos. Se restringen las rotaciones y traslaciones en la superficie en contacto con la columna, dado que el diafragma se encuentra conectado a esta mediante soldaduras de penetración completa. La suma de las cargas

aplicadas en los agujeros y las longitudes de soldadura resulta en  $F_{pr}$  para cada modelo (consultar Figura 83).

**Figura 83**

*Condiciones de frontera en diafragma empernado*

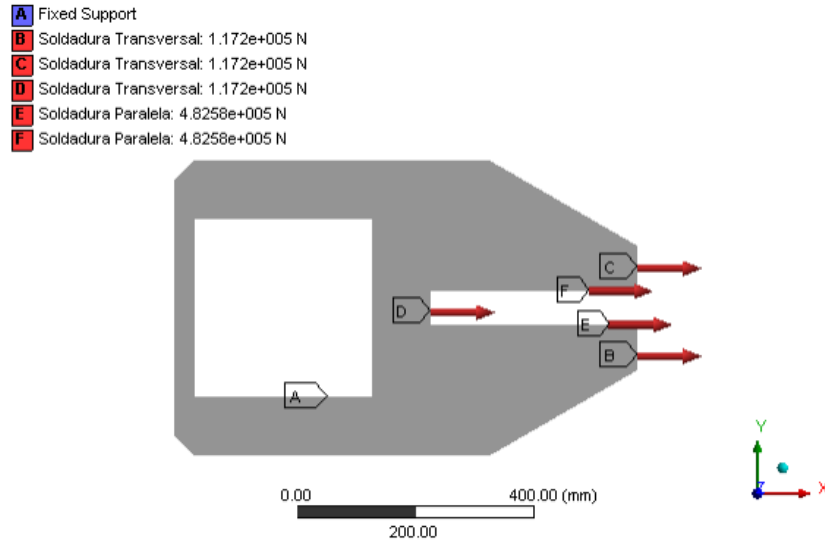


Fuente: Elaboración propia

De igual manera se colocaron las restricciones correspondientes en el diafragma soldado (ver Figura 84) donde las cargas están aplicadas en las caras donde actúa la soldadura y la magnitud de las mismas está determinada en base a la resistencia nominal que aporta cada uno de los cordones de soldadura.

**Figura 84**

*Condiciones de frontera en diafragma soldado*



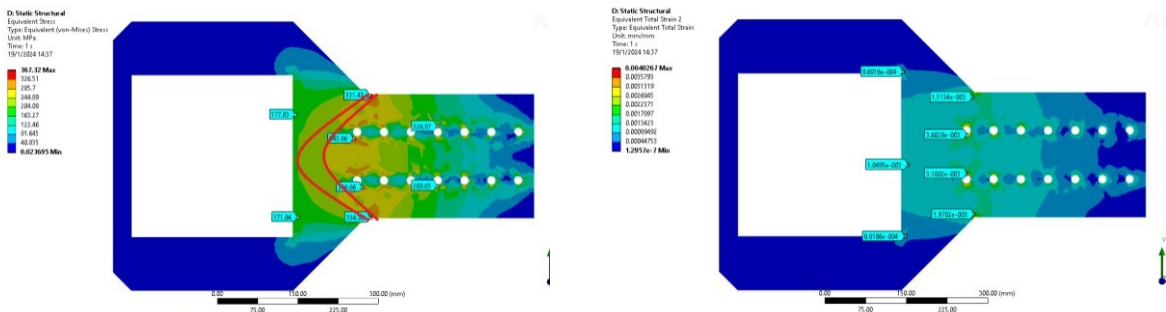
Fuente: Elaboración propia

### 3.4.1. Resultados MEF para el diafragma empernado

Una vez realizado el análisis mediante elementos finitos del diafragma empernado (ver Figura 85) con las diferentes configuraciones geométricas se obtuvieron los siguientes resultados donde se puede observar la envolvente de esfuerzos *Von Mises* y la deformación unitaria presente. Las gráficas se encuentran en el Anexo D de forma más detalladas

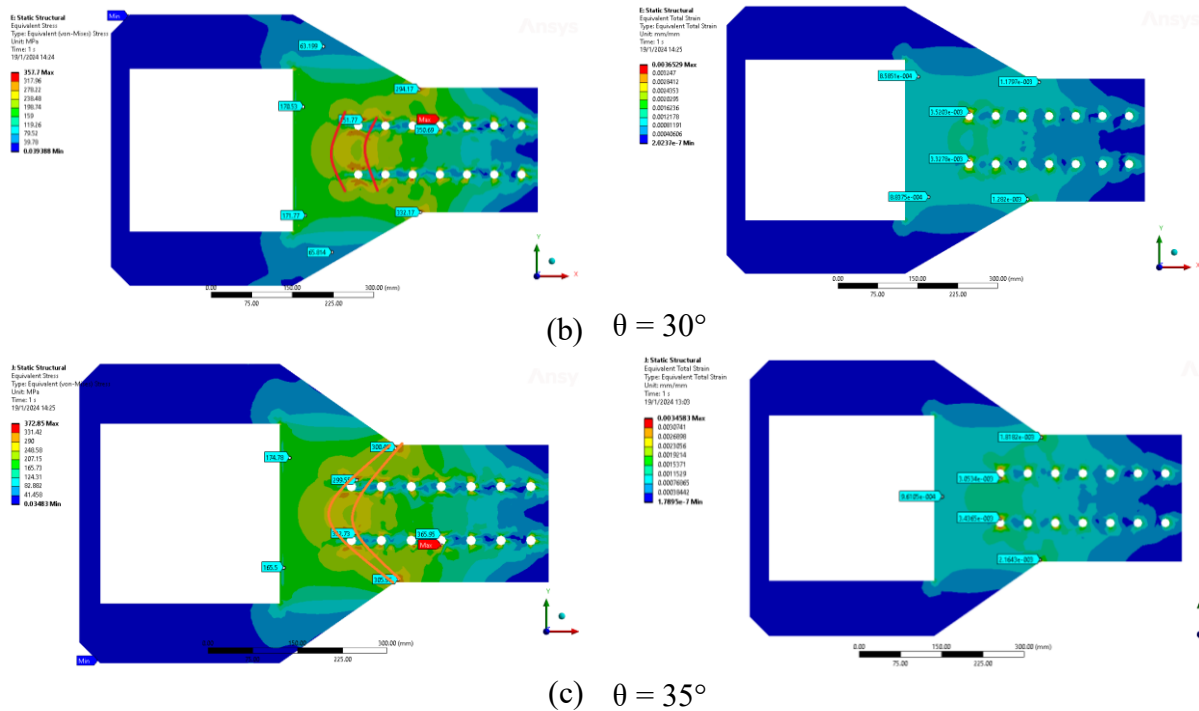
**Figura 85**

*Deformación total y envolvente de esfuerzos en los diferentes especímenes empernados*



(a)  $\theta = 45^\circ$





Fuente: Elaboración propia

### 3.4.2. Elección de geometría óptima para diafragma emperrado en base a resultados

En el apéndice 1.3a del AISC 360-22 recalca que el límite de fluencia para análisis inelásticos debe ser  $0.9 \cdot F_y$  (315 Mpa), mientras que el límite de deformaciones teniendo en cuenta la no linealidad del material no debe ser superior al 5%. [4]

En base a los resultados se identificó que en ninguno de los 3 especímenes el nivel de deformación es considerable, en todos los casos no llega al 1% lo que indica que no existe una concentración de deformación excesiva.

En la figura 85a al analizar la concentración de esfuerzos, se puede observar una presunta línea de falla en la última fila de pernos extendiéndose hasta donde se presenta el cambio de sección del diafragma con esfuerzos que superan el valor permisible (315 Mpa), además presenta grandes valores en el área que estará en contacto con la columna lo que provocará que el perfil pueda presentar pandeo local por grandes concentraciones de fuerzas en esa superficie. Mientras que en las figuras 85b y 85c existe una mejor distribución de esfuerzos, aunque presenta una presunta línea de falla en la última fila de pernos, esta va disminuyendo en gran medida hasta obtener pocas concentraciones de esfuerzos en el vértice donde cambia de sección el diafragma, esto gracias al

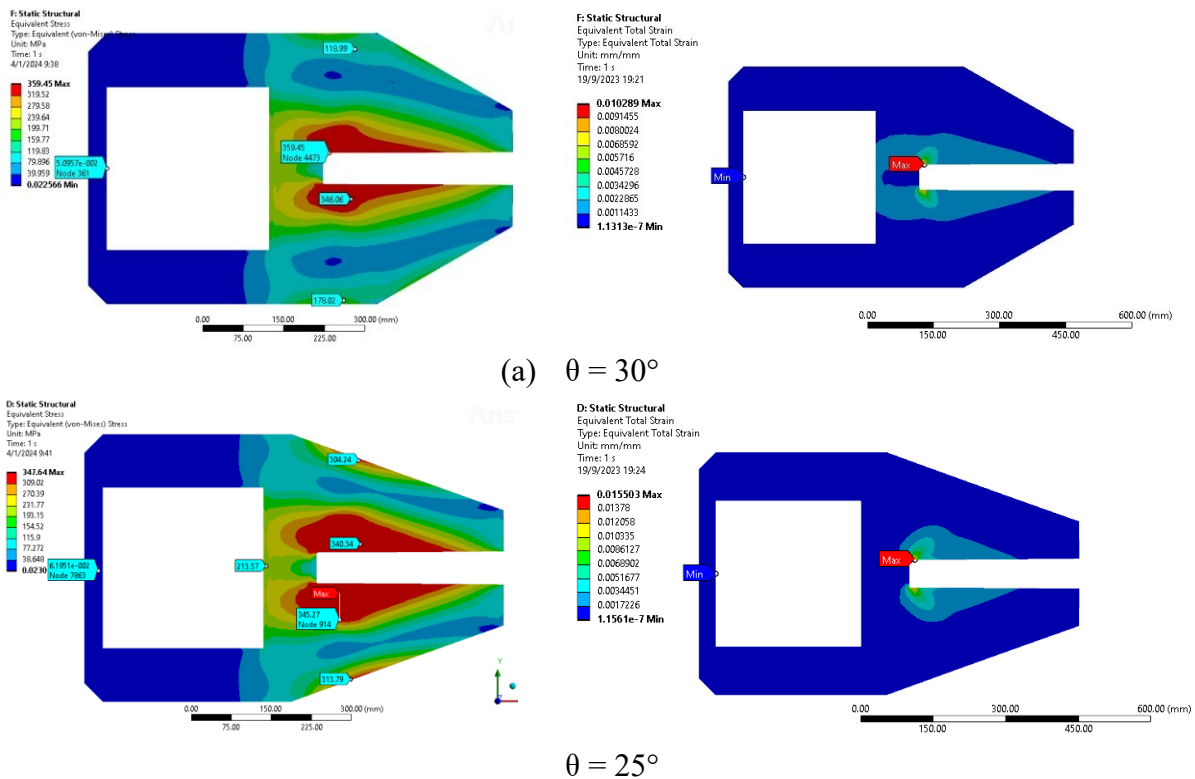
ángulo de inclinación del mismo que impide que existan zonas que puedan presentar fallas frágiles. Por esta razón se tomó como espécimen adecuado la configuración con  $\theta = 35^\circ$  una menor magnitud de esfuerzos en la cara que está en contacto con la columna lo que permite que exista menos probabilidad de fallas locales en esa zona.

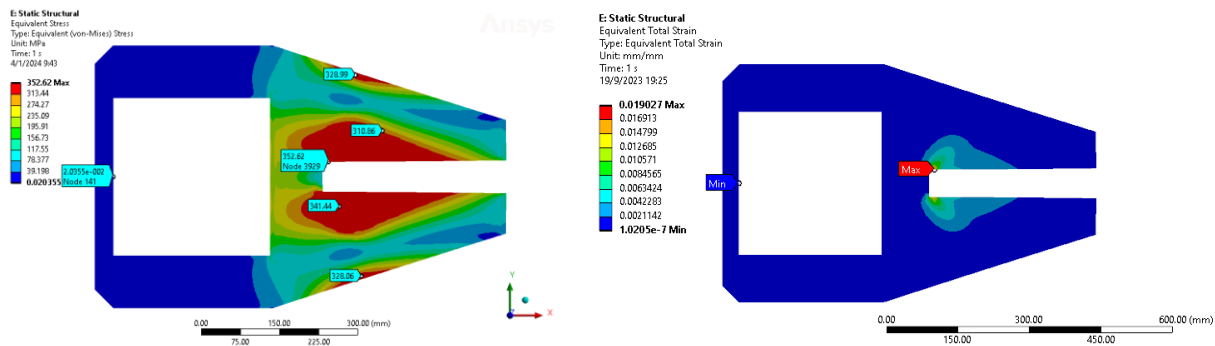
### 3.4.3. Resultados MEF para el diafragma soldado

Una vez realizado el análisis mediante elementos finitos del diafragma soldado con las diferentes configuraciones geométricas (ver Figura 86) se obtuvieron los siguientes resultados donde se puede observar la envolvente de esfuerzos *Von Mises* y la deformación total presente.

**Figura 86**

*Deformación total y envolvente de esfuerzos en los diferentes especímenes soldados*





(c)  $\theta = 20^\circ$

Fuente: Elaboración propia.

### 3.4.4. Elección de geometría óptima para diafragma soldado en base a resultados

En el apéndice 1.3a del AISC 360-22 recalca que el límite de fluencia para análisis inelásticos debe ser  $0.9 \cdot F_y$  (315 Mpa), mientras que el límite de deformaciones teniendo en cuenta la no linealidad del material no debe superar el 5%. [4]

En cuanto a las deformaciones, ninguno de los 3 especímenes presenta valores que superen el límite establecido por norma, presentándose una pequeña acumulación de deformaciones en los vértices internos del diafragma donde se aplica la soldadura.

Analizando los resultados obtenidos en la figura 86 se puede observar que en la zona donde se conecta el diafragma al patín de la viga es la más crítica, el espécimen con  $\theta = 30^\circ$  es el más desfavorable por la presencia de esfuerzos que superan en un 12% el límite de análisis por fluencia, por ende, se descarta esta opción. Los especímenes con  $\theta = 25^\circ$  y  $\theta = 20^\circ$  se desenvuelven de manera similar, ambos presentan puntos de concentraciones altas de esfuerzos, pero con una distribución más uniforme hasta el vértice donde cambia de sección, en base a esto se elige el espécimen con  $\theta = 20^\circ$  ya que, si se piensa en optimizar la conexión, esta brinda una geometría más reducida sin dejar de lado su resistencia ante las sollicitaciones externas.

## 3.5.SOLDADURA ENTRE DIAFRAGMA-COLUMNA Y PLACA DE CORTE-COLUMNA

Las soldaduras implementadas en la conexión de diafragmas-columna, diafragma soldado-patín de viga y columna-placa de corte son de penetración completa. En la Figura 87 se seleccionó el proceso de soldadura SMAW (electrodo revestido), donde la designación de la junta es TC-U4b sin límite de espesor base, una dilatación para el cordón de raíz  $R$  de 2.5mm, un talón “f” de 3mm

y un ángulo de bisel  $\alpha$  igual a  $45^\circ$ . Una vez aplicada la soldadura es recomendable pulir sobre la cara opuesta y aplicar un cordón extra de respaldo.[24]

**Figura 87**

*Extracto de la tabla D1.1 del AWS; especificación técnica de la soldadura*

Soldadura de ranura de bisel simple (4) Articulación en T (T) Articulación de esquina (C)									
		Espesor de base U = (limitada)		Preparación de surcos			Posiciones de soldadura permitidas	Blindaje de gas para FCAW	Notas
Proceso de soldadura	Designación de junta	T <sub>1</sub>	T <sub>2</sub>	Apertura de la raíz Cara de la raíz Ángulo de ranura	Tolerancia				
					As Detailed (see 3.13.1)	As Fit-Up (see 3.13.1)			
SMAW	TC-U4b	U	U	R = 0 to 1/8 f = 0 to 1/8 $\alpha = 45^\circ$	+1/16, -0 +1/16, -0 +10°, -0°	+1/16, -1/8 Not limited 10°, -5°	All	—	d, e, g, j, k
GMAW FCAW	TC-U4b-GF	U	U				All	Not required	a, d, g, j, k
SAW	TC-U4b-S	U	U	R = 0 f = 1/4 max $\alpha = 60^\circ$	$\pm 0$ +0, -1/8 +10°, -0°	+1/4, -0 $\pm 1/16$ 10°, -5°	F	—	d, g, j, k

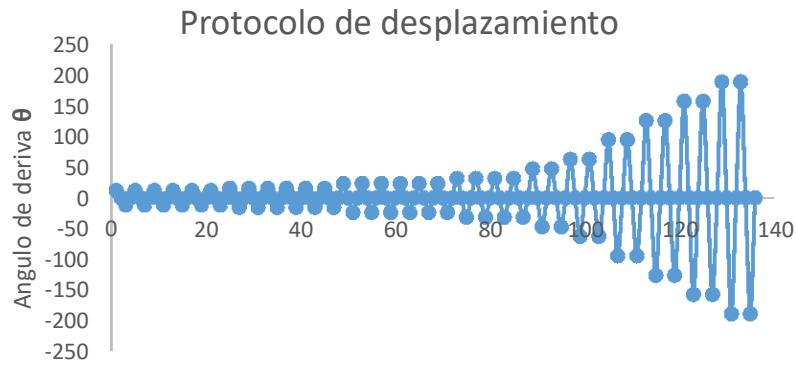
Fuente: tomado de [24]

### 3.6.PROTOCOLO DE DESPLAZAMIENTO

Una vez ya realizado el modelo general de la probeta, se programó el protocolo de desplazamiento de acuerdo a lo estipulado en el AISC 341-22.[3]. Este protocolo corresponde a desplazamientos cíclicos lineales donde los mismos se calculan multiplicando el ángulo de rotación  $\theta$  por la longitud de la viga medida desde el eje central de la columna hasta el punto de aplicación de carga (ver Figura 88).

**Figura 88**

*Protocolo de desplazamiento*



Fuente: Elaboración propia

El protocolo de desplazamiento se dividió en 10 pasos discretos, donde cada uno de ellos tiene una cantidad  $n$  de ciclos, tal como se expresa en la Figura 89.

**Figura 89**

*Detalles numéricos del protocolo de desplazamiento*

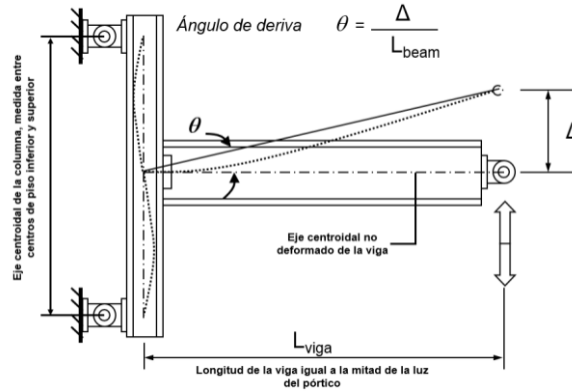
Step de carga	Desplazamiento de carga " $\Delta$ " (mm)	Ciclos "c"	Deriva $\pm \theta$ (rad)	Recorrido (mm)
1	+11.8125	6	0.00375	283.50
2	+15.75	6	0.00500	378.00
3	+23.625	6	0.00750	567.00
4	+31.5	4	0.01000	504.00
5	+47.25	2	0.01500	378.00
6	+63	2	0.02000	504.00
7	+94.5	2	0.03000	756.00
8	+126	2	0.04000	1008.00
9	+157.5	2	0.05000	1260.00
10	+189	2	0.06000	1512.00

Fuente: Elaboración propia.

El ángulo de rotación se mide en la intersección con el eje de la columna. Se incrementa gradualmente en pasos de  $\theta=0.01$  rad en dos ciclos hasta que se alcance la condición de falla, como se indica en la Figura 90.

**Figura 90**

*Ángulo de rotación de la viga con respecto al eje horizontal de la misma.*



Fuente: Design of seismic resistant steel building steel building structures

### 3.7. CARACTERIZACIÓN DE LOS MATERIALES DE LA CONEXIÓN

Como es de conocimiento, los perfiles estructurales (columna y viga), diafragmas y placas de corte del documento utilizado para validar el modelo de elementos finitos está configurado con el material Q345 (ver Figura 91), mientras que para los pernos se utilizó M22 tipo 10.9. En base al trabajo de investigación presentado por los autores [26], se recopilieron los resultados de ensayos a tracción del material Q345 lo que nos permite obtener la curva esfuerzo-deformación y en base a esta podemos utilizar la formulación que nos permite graficar la curva real del material que es indispensable para la configuración de modelos de elementos finitos.

Las ecuaciones a usar son las siguientes;

$$\varepsilon_{real} = \ln(1 + \varepsilon_{ingenieria}) \quad (119)$$

$$\sigma_{real} = \sigma_{ingenieria} \cdot (1 + \varepsilon_{ingenieria}) \quad (120)$$

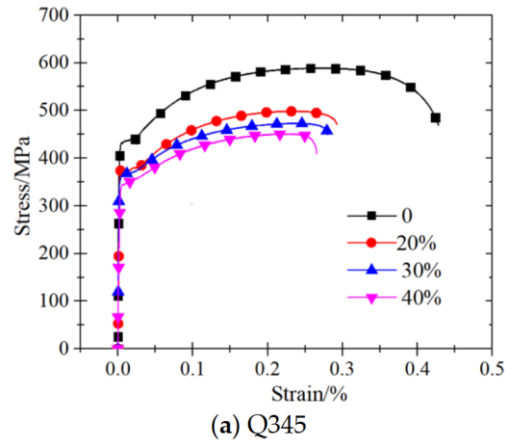
Donde;

$\varepsilon_{ingenieria}$  = deformación obtenida del ensayo a tracción del material

$\sigma_{real}$  = esfuerzo obtenido del ensayo a tracción del material

## Figura 91

Curva esfuerzo deformación para material Q345

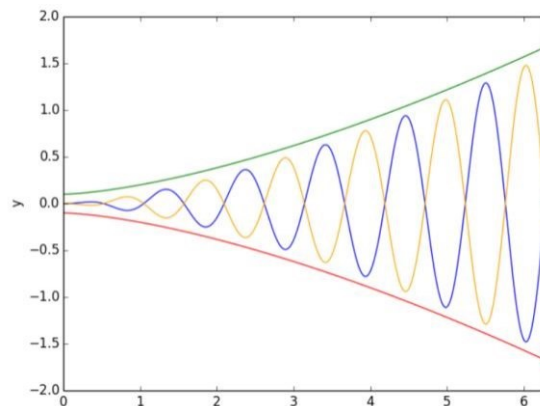


Fuente: tomado de [26]

Al no tener los valores exactos utilizados para la caracterización del material, se procede a plotear la curva esfuerzo-deformación ingenieril del acero Q345 con la finalidad de tratar de obtener los puntos de la curva de una manera precisa utilizando una herramienta digital llamada *Plot Digitalizer*, la interfaz de esta herramienta se ilustra en la Figura 92.

## Figura 92

Software de ploteo utilizado para la extracción de puntos

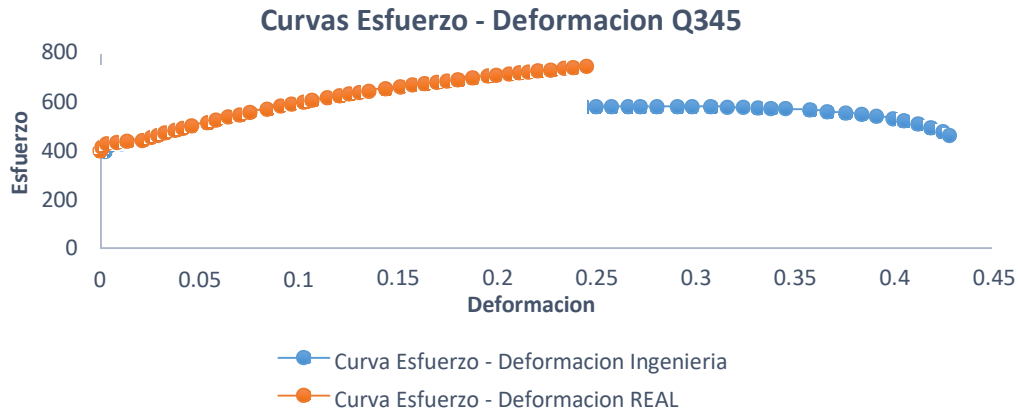


Fuente: (Automeris.co, 2015)

Así, con base en los datos recopilados en la herramienta de ploteo (ver Figura 93), se genera una curva que servirá como referencia para la calibración del modelo de elementos finitos, según se describe a continuación;

### Figura 93

*Curva esfuerzo - deformación real vs ingeniería para acero Q345*



Fuente: Elaboración propia

## 3.8. OBTENCIÓN DE RESULTADOS DEL ENSAYO CÍCLICO PARA CALIFICACIÓN DE CONEXIÓN

Para calificar la conexión se requiere obtener de los ensayos resultados en base a; curvas de histéresis, mecanismo de plastificación, modo de falla.

A partir de la obtención de datos de desplazamiento se obtiene la rotación, para lo cual se divide el desplazamiento entre la longitud de la viga medida desde el eje centroidal de la columna. De igual manera para obtener el momento flector se multiplica la fuerza por la distancia que existe entre el punto de aplicación de carga y la cara de la columna. De esta forma se obtiene la gráfica momento-rotación, esta nos permite identificar la capacidad a flexión que tiene la conexión en derivas del 4% para poder comparar su resistencia con la mínima permitida de acuerdo con los criterios de aceptación (ver sección 2.1.4)



### **3.9.CALIBRACIÓN DEL MODELO DE ELEMENTOS FINITOS**

#### **3.9.1. *Objetivo de la calibración***

Cuando se realiza un trabajo de investigación que consiste en calificar una propuesta de conexión, la metodología ideal es llevar a cabo una prueba experimental y posteriormente una prueba numérica que corrobore los datos obtenidos. Hay que considerar que el ensayo experimental implica una serie de procesos de manufactura costosos, mano de obra especializada, equipos y maquinas, lo que conlleva a un gasto económico considerable. Por estas razones y al ser un trabajo de pregrado, se optó por calibrar el modelo de elementos finitos en base a un documento avalado científicamente que ahonde en el estudio de conexiones para pórticos SMF y que tenga la mayor cantidad de características similares al proyecto descrito en este documento. La finalidad de este proceso es replicar el modelo MEF presentado por los autores, tener el menor rango de error en los resultados al momento de compararlos y ejecutarlo en el presente estudio.

#### **3.9.2. *Documento base para calibración de modelos MEF***

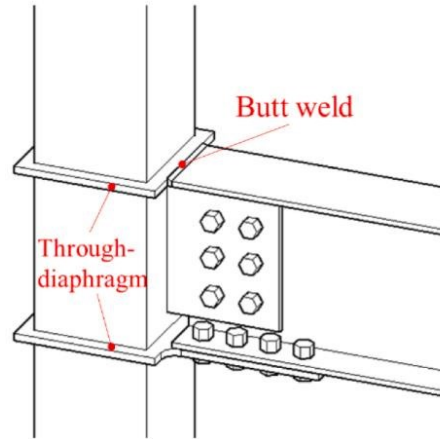
La literatura base utilizada para la calibración del modelo es una publicación del año 2020 por los autores Yujie Yu, Mengke Man, Chao Zhang y Faxing Ding. [6]. En este estudio se realizaron pruebas cíclicas en dos conexiones BFB-UFW y una conexión de diafragma soldado (*WF*) con la finalidad de investigar los mecanismos de trabajo y la influencia de los pernos inferiores en el comportamiento sísmico de la conexión.

#### **3.9.3. *Especímenes de ensayo***

El espécimen *BFB-UFW* está compuesto por una columna tubular rellena de hormigón (CFST) donde tanto como el diafragma inferior emperrado y el diafragma superior soldado atraviesan la columna y sujetan a una viga H. (ver Figura 94).

## Figura 94

*Espécimen BFB-UFW*

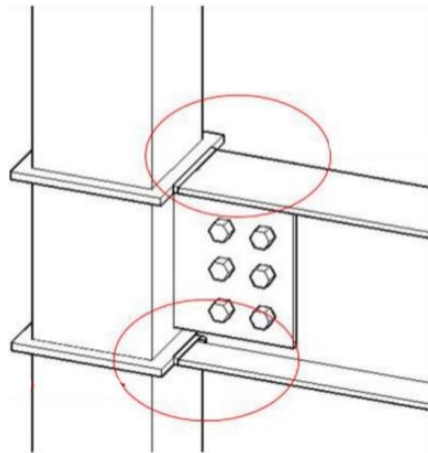


Fuente: tomado de [6]

Mientras tanto, el espécimen WF está compuesto por una columna tubular rellena de hormigón (CFST) donde ambos diafragmas son soldados y atraviesan la columna para sujetar a una viga H. (ver Figura 95).

## Figura 95

*Espécimen WF*



Fuente: tomado de [6]

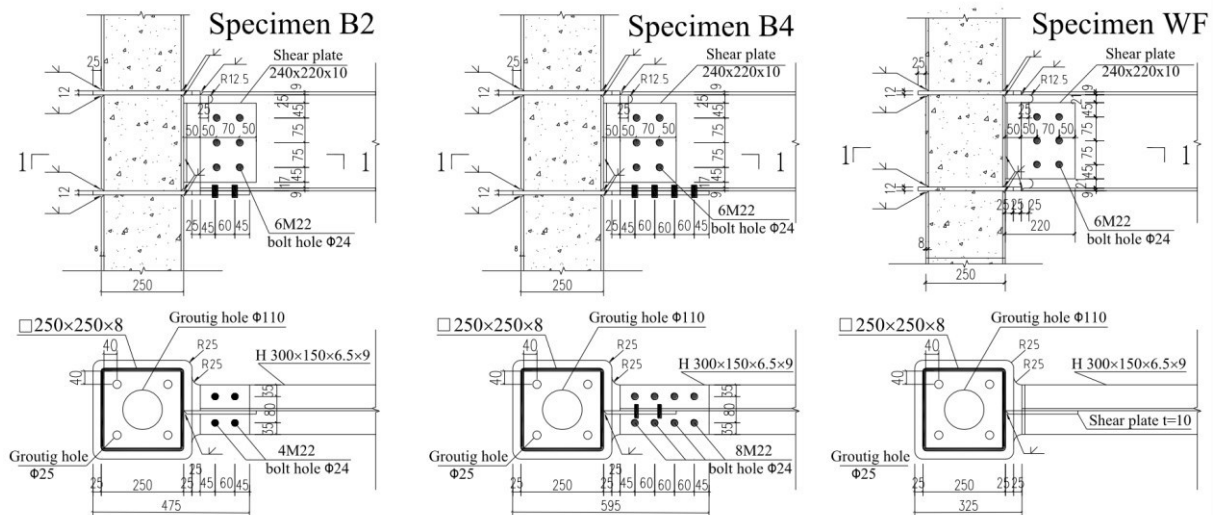
La Figura 96 exhibe las dimensiones detalladas de los elementos estructurales de las muestras ensayadas. La columna cuadrada CFST tiene dimensiones de 250 x 250 x 8 mm, mientras

que la viga H tiene dimensiones de H300 x 150 x 6.5 x 9 mm. La columna se divide en 3 partes (columna superior, columna inferior y columna zona de panel), y cada parte se suelda a los diafragmas pasantes en fábrica mediante soldadura de ranura de penetración completa. La conexión con diafragma empernado tiene un espesor de 12 mm y utiliza pernos de alta resistencia M22 tipo 10.9 con una carga de pretensión  $P=177.3$  kN. Por otro lado, la conexión con diafragma soldado tiene un espesor de 12 mm, uniendo los patines superior e inferior de la viga al diafragma mediante soldaduras a tope de penetración total.

Es crucial señalar que se realizaron ensayos cíclicos en un espécimen WF y en dos especímenes BFB-UFW con el propósito de analizar la influencia de la cantidad de pernos. Además, debido al diseño asimétrico, se anticipaba la manifestación de diferentes mecanismos de soporte de momentos, lo que podría afectar el comportamiento sísmico de la conexión.

**Figura 96**

*Detalles de los especímenes B2, B4 y WF*



Fuente: tomado de [6]

### 3.9.4. Propiedades de los materiales

Los aceros utilizados para la columna, viga y diafragmas de conexión son del tipo Q345, con un límite elástico de 345 MPa. En cuanto al hormigón empleado en las columnas CFST, se trata de C40, con una resistencia nominal a la compresión de 40 MPa. Antes de llevar a cabo los ensayos sísmicos, se realizaron pruebas de tracción para determinar las propiedades de los

materiales de los distintos componentes de acero, cuyos resultados se detallan en la Tabla 14. Además, se llevaron a cabo ensayos de compresión en muestras de hormigón, revelando una resistencia a la compresión de 39.7 MPa a la edad de 28 días.

**Tabla 14**

*Propiedades mecánicas de materiales de acero*

Componentes	Espesor (mm)	Límite Fluencia “Fy” (Mpa)	Esfuerzo Último “Fu” (Mpa)	Módulo de elasticidad “Es” (Mpa)	$\delta$ (%)
Columna Tubular	8	489.65	647.92	$2.08 \times 10^5$	28.60
Patín Viga	9	373.90	534.33	$2.04 \times 10^5$	29.30
Alma Viga	6.5	411.51	563.70	$2.09 \times 10^5$	29.40
Placa Corte	10	406.09	618.32	$2.06 \times 10^5$	25.50
Diafragmas	12	476.68	604.17	$2.08 \times 10^5$	20.10

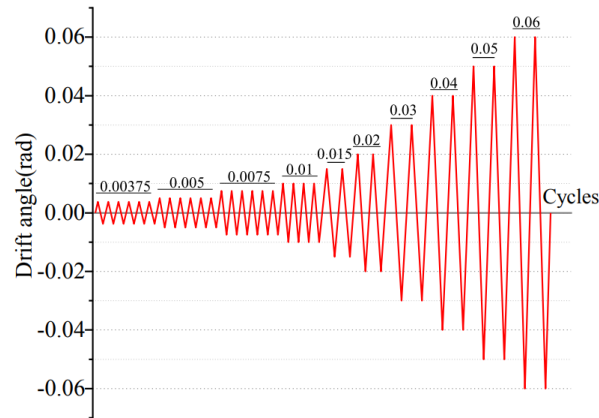
Fuente: tomado de [6]

**3.9.5. Protocolo de carga**

Antes del proceso de carga cíclica se aplicó a la columna una carga axial de 972.4 kN calculada en base a la capacidad de compresión nominal de las columnas CFST. Debido a los distintos detalles de conexión de los patines de la viga (diseño asimétrico) pueden inducir a diferentes límites elásticos y modelos de deformación de la conexión, por lo tanto, se seleccionó el protocolo de carga cíclica controlada por desplazamientos especificado en AISC 341-22.[2] (ver Figura 97).

**Figura 97**

*Protocolo de carga para ensayos cíclicos*



Fuente: tomado de [6]

### 3.9.6. Resultados de pruebas

Los resultados de las pruebas cíclicas en los distintos ángulos de deriva se resumen en las tablas 15, 16 y 17.

**Tabla 15**

*Resultados del ensayo de carga del espécimen WF*

*Espécimen WF*

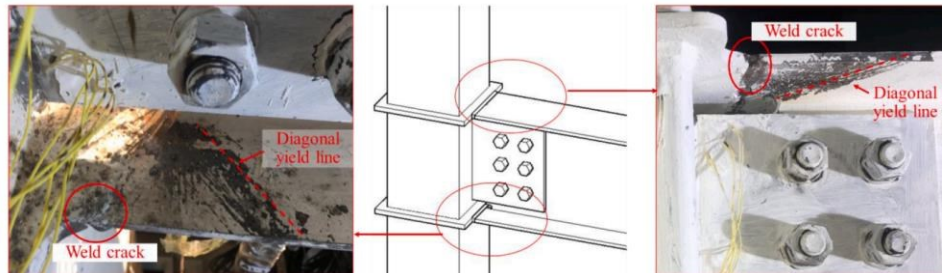
Deriva (%)	Resultado	Figura que representa
1%	Presenta ligeras diagonales desde la raíz del orificio de acceso a la soldadura hasta el exterior de patín inferior de la viga	98a
1.5%	Aparecen más diagonales y la pintura de cal se desprende en la zona del patín superior de la viga y la soldadura de tope con el diafragma	98b
-1.5%	Se observa una pequeña grieta en la raíz de la soldadura del patín superior de la viga	98a
2%	Emite un ligero sonido de agrietamiento y aparece una leve grieta en la raíz de la soldadura del patín inferior de la viga.	98b
3%	Las grietas de la soldadura se extendieron y se formó una fractura completa en la soldadura del patín superior	99
3%	Presenta ligeras dislocaciones entre el alma de la viga y la placa de corte, lo que indica que se produjo comportamientos de deslizamiento la conexión a corte.	99

No se presentaron marcas de rodamiento en los vástagos del perno ni en los agujeros

Fuente: tomado de [6]

### Figura 98

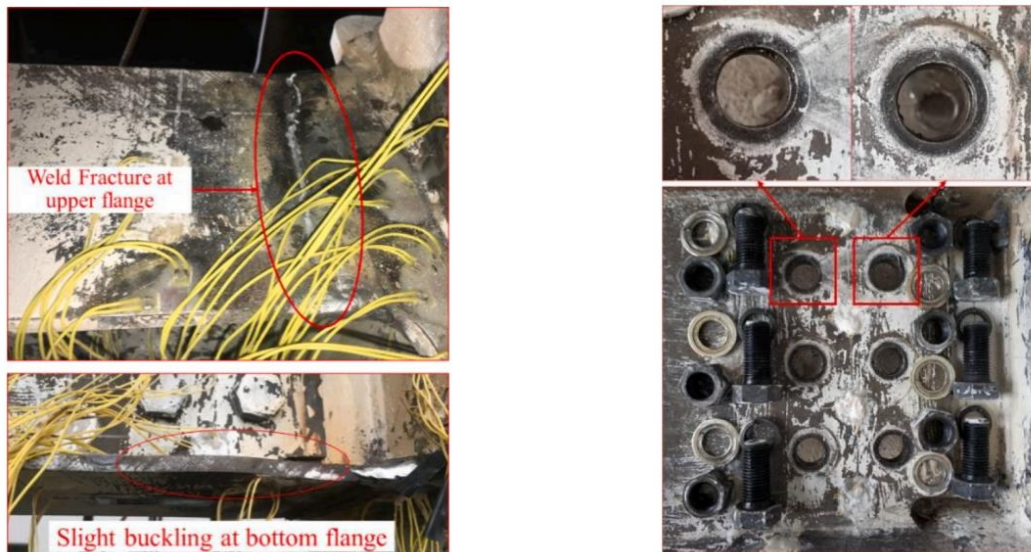
*Condiciones de deformación y agrietamiento con relaciones de deriva 2%*



Fuente: tomado de [6]

### Figura 99

*Modo de fallo último y deslizamiento del perno en placa de corte*



Fuente: tomado de [6]

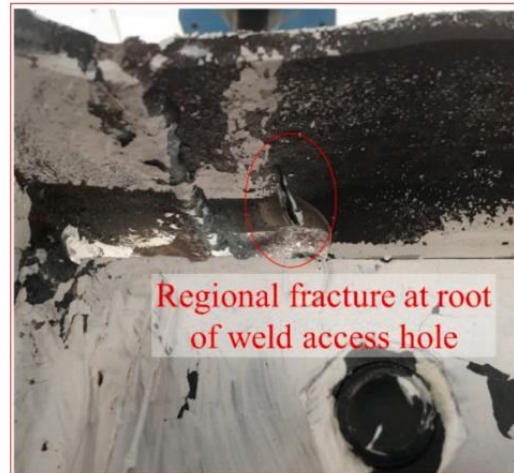
**Tabla 16***Resultados obtenidos del ensayo de carga del espécimen B2**Espécimen B2*

Deriva (%)	Resultado	Figura que representa
0.75% a 1%	Comportamientos de deslizamiento tempranos acompañado por chasquitos de corta duración y ligera caída de pintura de cal	
-0.75% a -1%	Comportamiento mínimo de deslizamiento de la placa con extensiones de deslizamiento insignificantes.	
2%	Inicio del fenómeno de fluencia en el patín superior, presentando líneas diagonales que partían desde la raíz del orificio de acceso a la soldadura	
3%	Se genera una ligera deformación por pandeo en el patín superior de la viga	
-4%	Se registra una ligera grieta en la punta de la soldadura del patín superior	
5%	Presenta una grieta de desgarro en la raíz del orificio de acceso a la soldadura superior	100
-5%	Formación rápida de una fractura completa en el patín superior de la viga	101
-5%	Los agujeros de los pernos en el patín inferior y en el diafragma inferior se agrandaron y quedaron marcas de rosca residuales en la cara interna de los agujeros, lo que indica un mecanismo de soporte de pernos considerable.	102

Fuente: tomado de [6].

## Figura 100

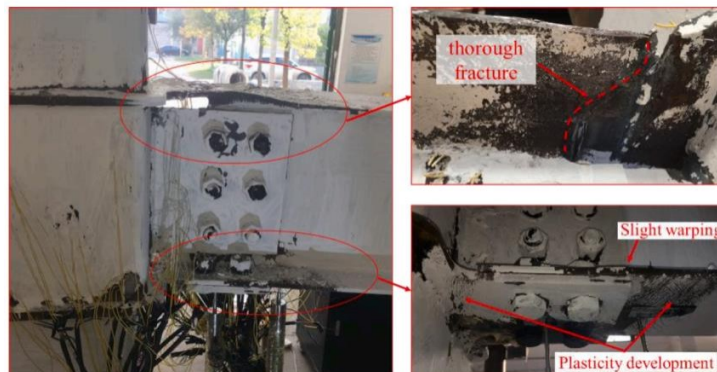
*Fractura regional en angulo de deriva +5%.*



Fuente: tomado de [6]

## Figura 101

*Modo de falla al final del ensayo*



Fuente: tomado de [6]



## Figura 102

*Desplazamiento de pernos en el patín inferior empernado*



Fuente: tomado de [6]

## Tabla 17

*Resultados obtenidos del ensayo de carga del espécimen B4*

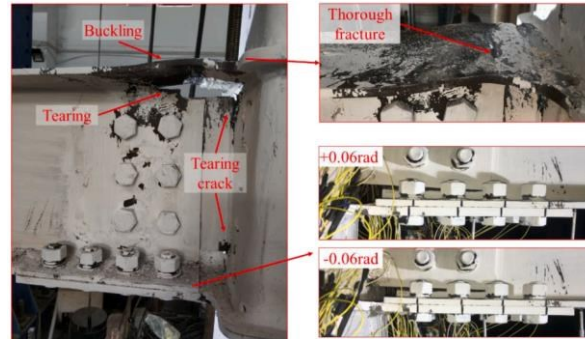
### *Espécimen B4*

Deriva (%)	Resultado	Figura que representa
1%	El espécimen permanece elástico hasta este ángulo de deriva	
1%	En el 4to ciclo de este ángulo de deriva presenta fluencia diagonal que inicial en el orificio de acceso de soldadura del patín superior	
1.5%	Inicia el deslizamiento de la placa acompañada de una ligera reducción de la carga de reacción en el extremo de la viga.	104
3%	El patín superior de la viga con una ligera deformación alabeaba hacia arriba entre el orificio de acceso a la soldadura y la cara de la columna	
4% a -4%	Esta deformación de alabeo se agravó, causando un efecto de estiramiento por tracción en el alma de la viga	
5%	Se produjo una grieta de desgarro en la punta del orificio superior de acceso a la soldadura	
6% a -6%	Se produjo una grieta profunda en el patín superior de la viga debido a la deformación repetitiva de flexión y tracción.	
6% a -6%	La soldadura de la placa de corte con la cara de la columna mostró grietas de desgarro en los bordes superior e inferior, lo que indica transferencia de momentos desde el alma de la viga	103
6% a -6%	El patín inferior también presentaba desarrollos de plasticidad en los chaflanes circulares correspondiente a los pernos de la primera fila	104

Fuente: tomado de [6]

### Figura 103

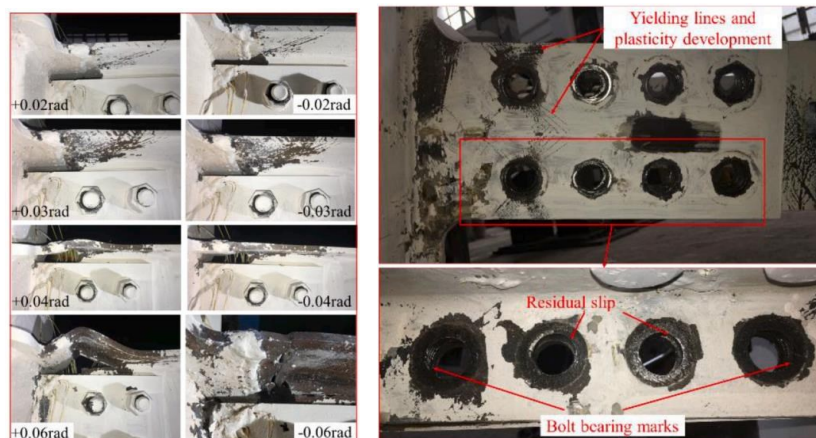
*Último modo de fallo*



Fuente: tomado de [6]

### Figura 104

*Evolución del daño en patín inferior empernado, deslizamiento residual y expansión de agujeros de los pernos*



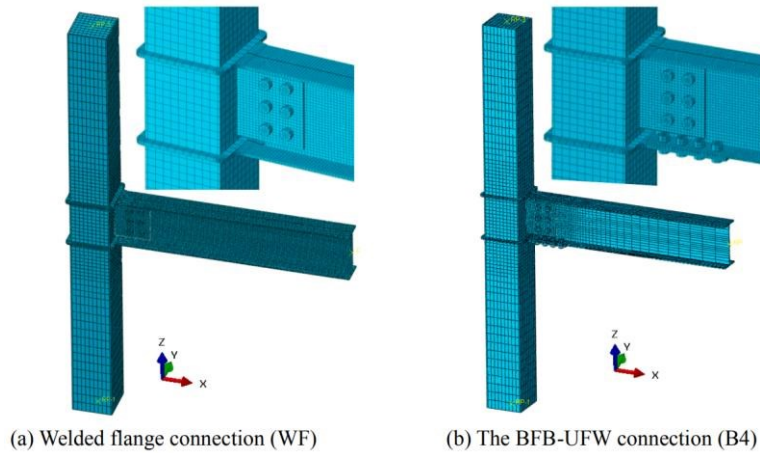
Fuente: tomado de [6]

#### 3.9.7. Modelos de elementos finitos

En este trabajo se ensayaron 2 uniones BFB-UFW para comprender mejor el efecto del número de tornillos en el comportamiento sísmico y la redistribución de tensiones en la conexión. La Figura 105 muestra los modos de MEF establecidos para el espécimen de diafragmas soldados y el espécimen BFB-UFW B4.

**Figura 105**

*Modelos de representación de elementos finitos*

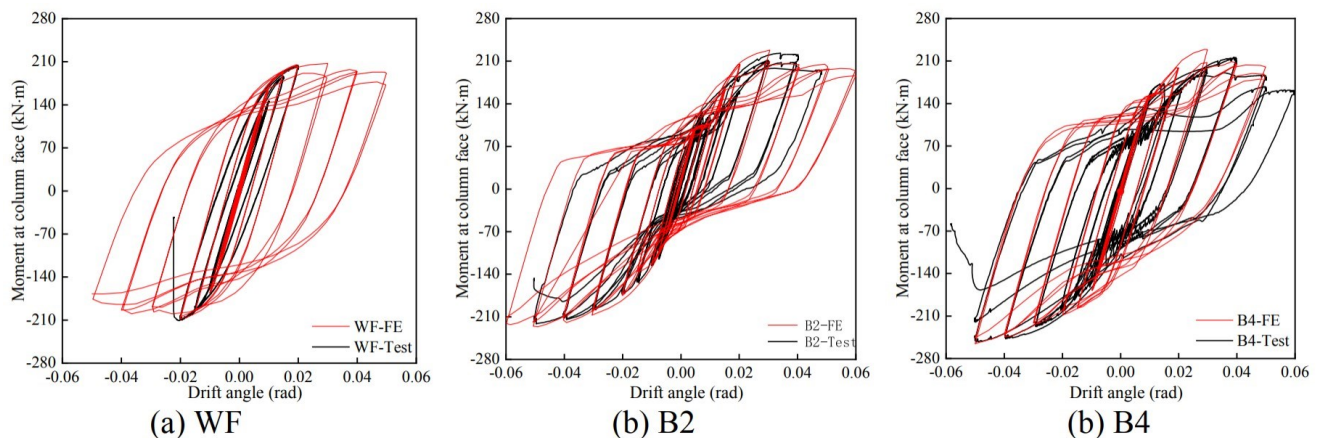


Fuente: tomado de [6]

Los modelos MEF predijeron con éxito la resistencia de las uniones BFB-UFW, incluyendo los comportamientos en los bucles histeréticos, los niveles de resistencia en derivas. Las comparaciones de los resultados de los modelos MEF con los datos de ensayo se presentan en la Figura 106.

**Figura 106**

*Verificación de simulaciones de elementos finitos*



Fuente: tomado de [6].

### 3.9.8. Calibración del modelo MEF

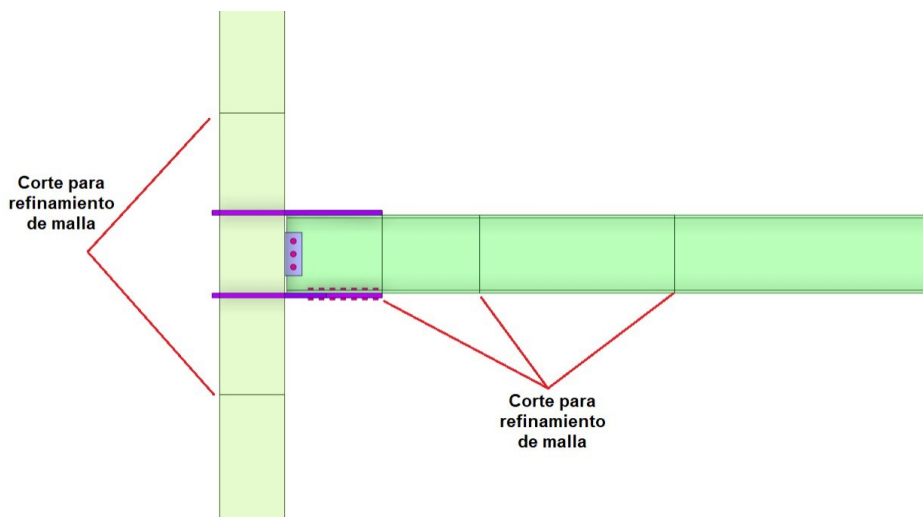
En base al documento previamente mencionado, se procede a replicar el ensayo realizado por los autores con la finalidad de calibrar correctamente nuestro modelo MEF y que de esa manera el ensayo sísmico de la conexión “columna tubular box shape – viga H” garantice con un porcentaje mínimo de error la obtención de los resultados. Para la correcta configuración del modelo se va a enumerar una serie de pasos a seguir con el objetivo de detallar el procedimiento de análisis del modelo MEF, para ello se toma como base el espécimen B2 presentado en el documento referenciado.

#### Paso 1: *Elaboración de la geometría*

Para la creación de la geometría, se llevó a cabo el dibujo tridimensional en CAD utilizando la herramienta *Space Claim* de ANSYS®. Este modelo está compuesto por elementos sólidos y consta de 21 cuerpos que representan los diferentes componentes de la conexión que son; 10 pernos, 5 secciones de columna, 2 secciones de viga, 1 volumen de concreto, 2 diafragmas, 1 placa de corte. Se realizaron planos de corte tanto en la viga como en la columna con el objetivo de refinar la malla en la zona donde se espera la formación de la rótula plástica y reducir la cantidad de nodos en áreas de poca influencia (ver Figura 107).

**Figura 107**

*Representación geométrica del modelo*



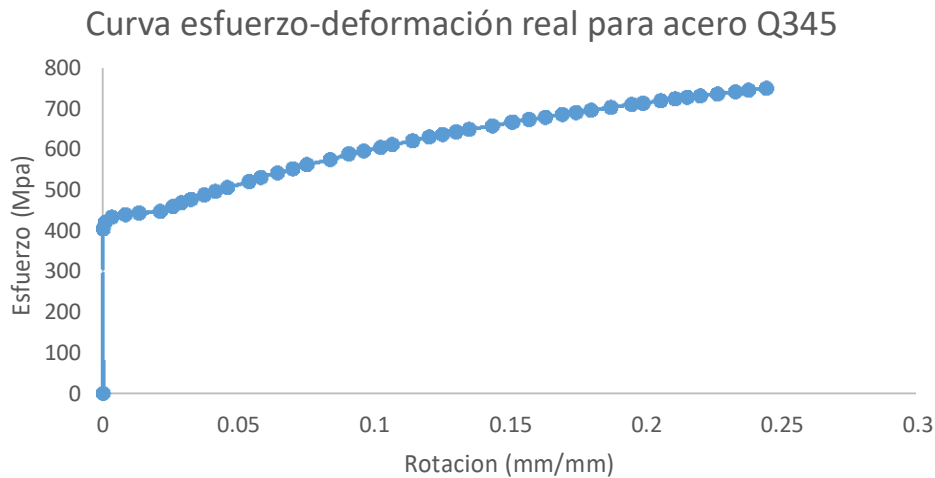
Fuente: Elaboración propia

## Paso 2: Propiedades de los materiales

El concreto utilizado en la columna CFST es de tipo C40, con una resistencia nominal a la compresión de 40 MPa. Los elementos estructurales como la columna, viga, placa de corte y diafragmas están fabricados con acero Q345, mientras que para los pernos se emplearon pernos de alta resistencia M22 tipo 10.9. Las propiedades detalladas de estos materiales se describen en la tabla 3 (sección 3.10.4). Cabe recalcar que, al no tener los datos utilizados por los autores en este proyecto, se hizo necesario utilizar la herramienta en línea *WebPlotDigitalizer* (Automeris.co, 2015), la cual permite plotear la curva esfuerzo-deformación obteniendo resultados con un margen pequeño de error a los resultados planteados por los autores. Para que el modelo de estudio pueda incursionar en el rango inelástico son fundamentales las curvas esfuerzo-deformación de los distintos materiales de acero presentes en la conexión (ver Figura 108 a y b).

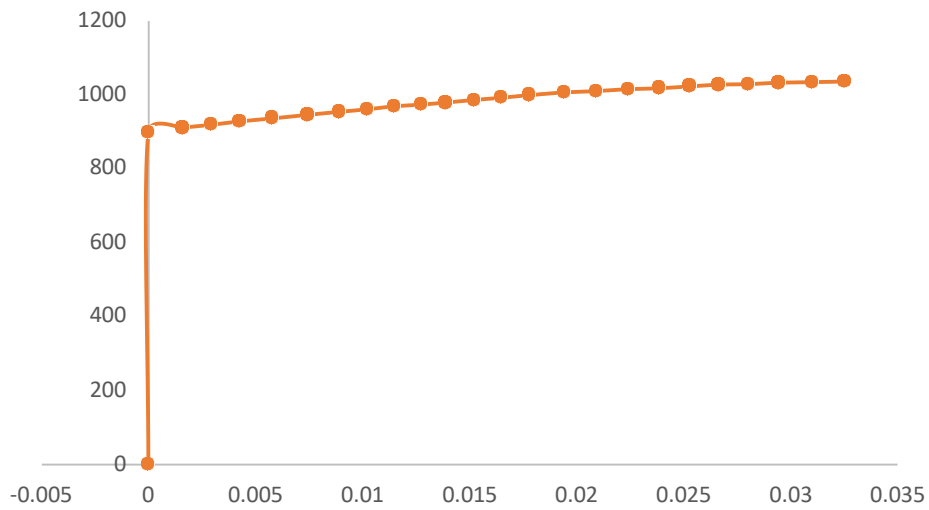
### Figura 108

*Curva esfuerzo deformación del acero Q345 (a) y M22 tipo 10.9 (b)*



(a)

Curva esfuerzo-deformación para acero M22 10.9



(b)

Fuente: Elaboración propia

Luego, se introducen las propiedades específicas de cada material, como la carga de fluencia, la carga última, el módulo de Young, y el coeficiente de Poisson. Además, se considera la opción *Multilinear Kinematic Hardening*, donde se tabulan los datos de la gráfica esfuerzo-deformación real. Esto se ilustra en la Figura 109.

**Figura 109**

*Interfaz de ANSYS® para colocación de propiedades de materiales*

Properties of Outline Row 4: Steel Q345		
	A	B
	Property	Value
1		
2	Material Field Variables	Table
3	Density	7850
4	Isotropic Secant Coefficient of Thermal Expansion	
6	Isotropic Elasticity	
7	Derive from	Young's Modulus and Poisson...
8	Young's Modulus	2E+05
9	Poisson's Ratio	0.3
10	Bulk Modulus	1.6667E+11
11	Shear Modulus	7.6923E+10
12	Multilinear Kinematic Hardening	Tabular
13	Scale	1
14	Offset	0
15	Strain-Life Parameters	
23	S-N Curve	Tabular
27	Tensile Yield Strength	350
28	Compressive Yield Strength	250
29	Tensile Ultimate Strength	450
30	Compressive Ultimate Strength	0

Fuente: Elaboración propia

### Paso 3: Definición de contactos

Los contactos entre cada una de las superficies que interactúan entre si están definidas por el autor, donde; el coeficiente de fricción entre piezas de acero y hormigón es 0.5, entre los pernos de alta resistencia y las placas de acero es 0.1 y entre los diafragmas, placas de corte y los patines de la viga es 0.35.

### Paso 4: Definición de los elementos y mallado

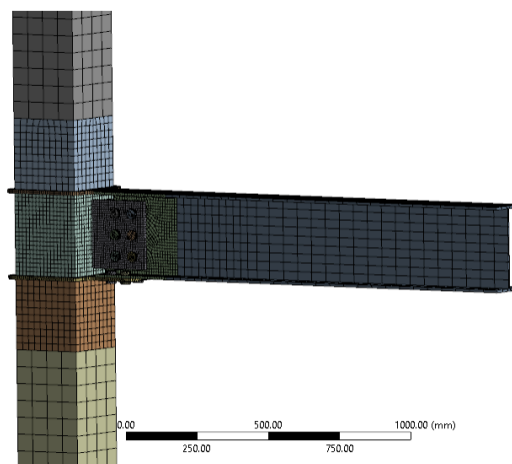
Dentro de ANSYS®, el software designa dos tipos de elementos solido y linea ambos tridimensionales y su definicion esta detallada en la seccion 2.17.1.

Para este estudio, antes de establecer el mallado definitivo, se llevó a cabo una investigación de convergencia y sensibilidad respecto a la densidad del mallado. Se segmentó el modelo en diversas zonas según los componentes estructurales (columnas, vigas, diafragmas, etc.) con el propósito de obtener elementos más uniformes y, además, de generar un mallado más detallado en áreas donde se anticipa una mayor incidencia de tensiones y concentración de deformaciones inelásticas.

En resumen, se aplicó un mallado más fino en la región cercana a la viga, donde se anticipa la formación de la rótula plástica, así como en las zonas superior e inferior de la columna. Los detalles de este refinamiento se presentan en la Figura 110.

**Figura 110**

*Descripción del mallado*



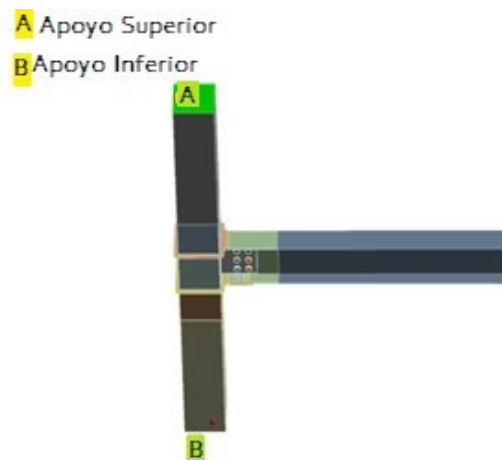
Fuente: Elaboración propia

### Paso 5: Restricciones

En el modelo, se impusieron varias limitaciones a los grados de libertad del pilar y la viga para simular el comportamiento real de una estructura a lo largo de los procedimientos de carga y descarga. La Figura 111 presenta las condiciones de contorno impuestas a la columna, donde se limitan los desplazamientos y las rotaciones, excepto en el eje de aplicación de la carga (eje y), utilizando la opción *Remote Displacement*.

#### Figura 111

*Condiciones de borde en columna*



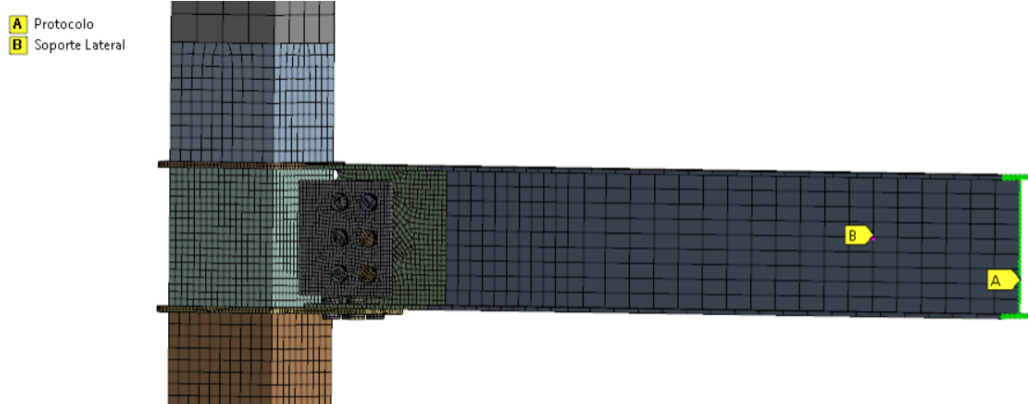
Fuente: Elaboración propia

En la viga se restringió el desplazamiento lateral a una longitud previamente calculada para evitar pandeo flexotorsional y en su extremo se fijó el protocolo de carga actuante (Ver figura 113).



## Figura 112

### *Condiciones de borde en viga*



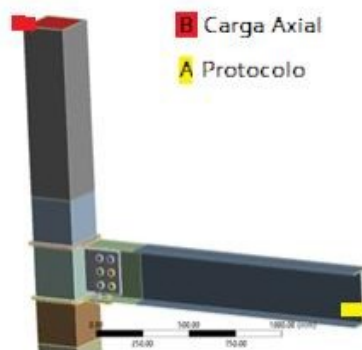
Fuente: Elaboración propia

### **Paso 6: Aplicación de cargas**

Antes del proceso de carga cíclica se aplicó a la columna una carga axial de 972.4 kN que se calculó en base a la capacidad de compresión nominal del concreto y del perfil de acero. Esta carga axial se mantuvo constante durante todo el procedimiento de ensayo cíclico. La Figura 113 detalla la localización de la carga axial y la zona del protocolo de desplazamiento.

## Figura 113

### *Aplicación de cargas del modelo estudiado*



Fuente: Elaboración propia

## **Paso 7: Resultados obtenidos**

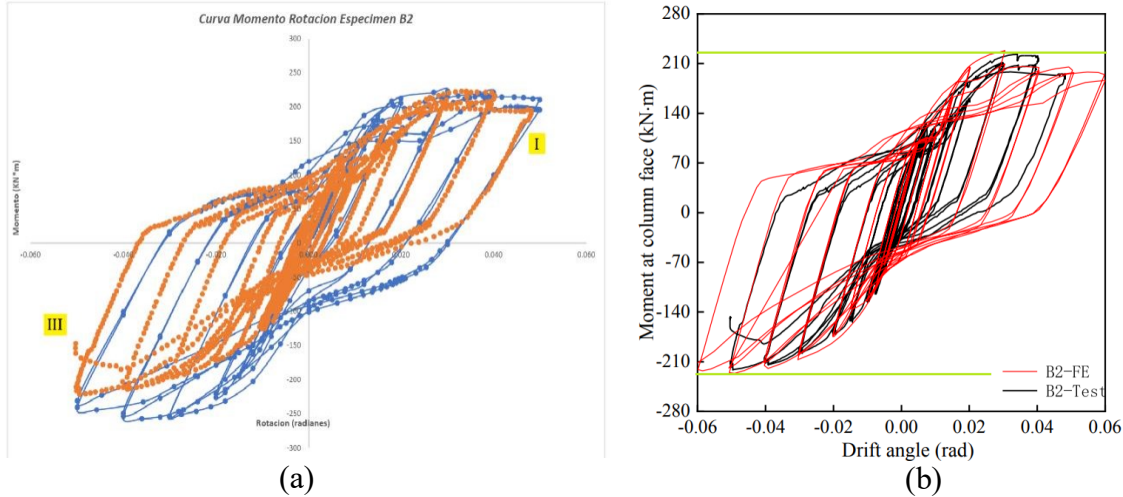
En cuanto a los resultados obtenidos, tal como se mencionó previamente, el propósito de la validación consiste en obtener curvas de histéresis que se asemejen lo máximo posible a las detalladas en el documento analizado.[6]. Con el fin de lograr este objetivo, se implementaron todas las configuraciones previamente descritas, y a continuación se presentan los resultados obtenidos.

La Figura 114 muestra la comparación de la curva histerética del documento de validación vs la obtenida del modelo numérico del espécimen B2. En el cuadrante I (ver Figura 114a) donde la resistencia a momento depende del diafragma soldado existe una muy buena convergencia de datos, tanto en las pendientes como en los picos máximos de momento. Sin embargo, en el cuadrante III existe una gran variación de datos en los picos máximos y en las pendientes de descarga. La curva de histéresis del documento de validación ( Figura 114b) tiene margen de discusión sobre sus resultados expuestos, una de las razones es que presenta simetría en sus dos cuadrantes, donde se puede observar que la resistencia a momento del diafragma soldado es igual a la del diafragma empernado, esto es algo ilógico debido a que el diafragma empernado disipa más energía debido al deslizamiento crítico que existe entre los pernos y los agujeros, por ende su capacidad nominal debería ser mayor.

Este error en la convergencia al comparar los resultados obtenidos del cuadrante III con los resultados del autor, se le adjudica a la toma de datos iniciales o a alguna consideración que el autor consideró y no la detalló en el documento. Sin embargo, a opinión propia la curva de histéresis del modelo MEF presentada en la figura 114a tiene un comportamiento más lógico ya que se puede observar que el momento máximo negativo ronda los  $260 \text{ Kn} \cdot \text{m}$  a una rotación de  $0.04 \text{ rad}$  mientras que el momento positivo a una rotación de  $0.04 \text{ rad}$  está en  $210 \text{ Kn} \cdot \text{m}$ , lo que exhibe un comportamiento asimétrico al tener 2 distintos mecanismos de resistencia en sus diafragmas.

**Figura 114**

*Comparativa de resultados del espécimen B2*

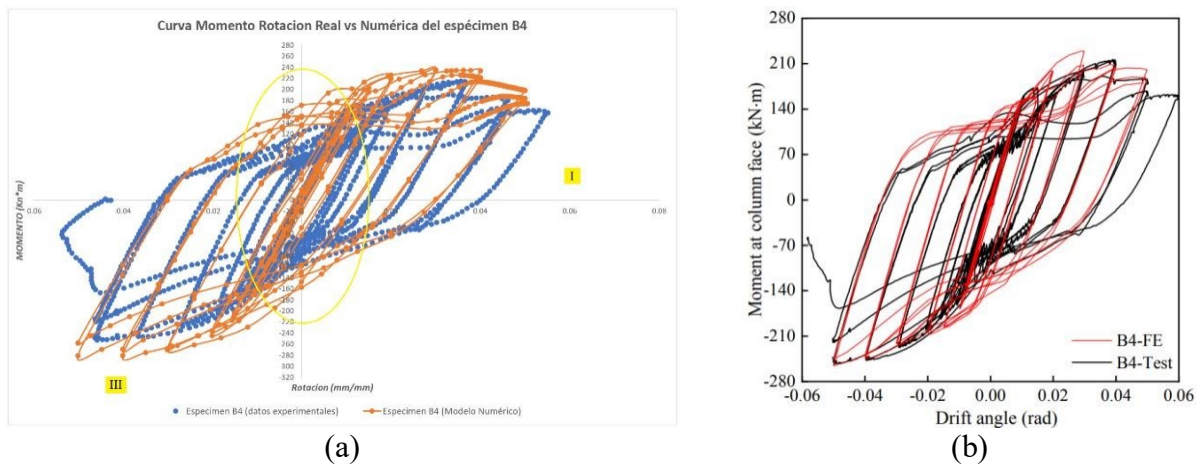


Fuente: Elaboración propia

Con las mismas consideraciones detalladas en los pasos anteriores se realizó la validación numérica ahora tomando como referencia el espécimen B4 y se obtuvieron los siguientes resultados. En la Figura 115 se puede observar la comparativa en las curvas de histéresis del espécimen B4 obtenidas por la simulación y las obtenidas por los autores, dando así resultados muy aproximados y con poco margen de error en los puntos máximos de momento y en las pendientes de descarga.

**Figura 115**

*Comparativa de resultados del espécimen B4*



Fuente: Elaboración propia

En la Figura 115a se detalla el mecanismo de soporte de momento en cada uno de los cuadrantes de los diafragmas y se puede observar la variación de resistencia nominal a momento del diafragma empernado (cuadrante III) con la resistencia del diafragma soldado (cuadrante I), lo que indica un comportamiento adecuado tomando en cuenta la influencia de la cantidad de pernos presentes en el diafragma inferior.

En el cuadrante I se puede observar que el máximo momento a una rotación de 0.04 rad es 230 Kn · m, mientras que en el cuadrante III el máximo momento a una rotación de 0.04 rad es 280 Kn · m, lo que corresponde a un aumento de 18% de diferencia en su capacidad de rotación. El aporte de este aumento de resistencia por parte del diafragma empernado tiene mucho que ver con la presencia de una mayor cantidad de pernos y en la capacidad que tienen de disipar grandes cantidades de energía mediante el desplazamiento de placas, lo que permite comportarse de manera más dúctil en presencia de deformaciones inelásticas.

Este efecto del desplazamiento crítico no es capturado de manera precisa por parte del modelo MEF (ver Figura 115a), se puede observar esa variación señalada por el círculo verde donde existe un pequeño porcentaje de error en los resultados obtenidos en ese “*estrangulamiento*” de la curva histerética. Este tipo de divergencias entre resultados de modelos MEF y pruebas experimentales se pueden mejorar usando herramientas que nos ayuden a calibrar el modelo aproximándolo más a la realidad, aunque siempre es necesario tener una prueba en laboratorio que verifique lo brindado por el programa.

### **3.9.9. Convergencia de resultados**

Una vez presentados los resultados de la validación numérica del documento de referencia se puede observar una muy buena convergencia de datos, se lograron replicar las curvas histeréticas con un margen de error por debajo del 8 – 10% lo que garantiza que la configuración del modelo de validación se puede aplicar a la conexión presentada en la Figura 3, para posteriormente analizarla si el comportamiento sísmico de la conexión cumple lo establecido en el AISC 341-22.[3] para su uso en pórticos SMF. El porcentaje de error que se tiene en esta validación se lo adjudica a la utilización de herramientas de aproximación para obtener datos y valores no brindados por el autor.

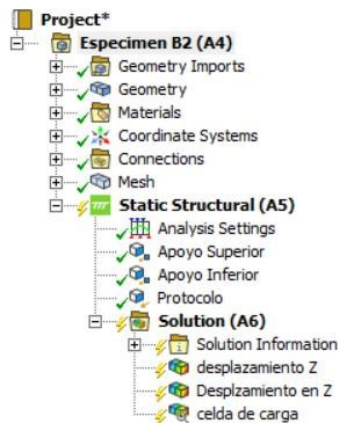
Finalizada la calibración del modelo MEF que servirá para el análisis inelástico de la conexión planteada en esta investigación, se puede concluir que el estudio planteado por los autores *Yujie, Mengke, Chao y Faxing*, tiene validez científica garantizando que sus resultados se pueden replicar con total veracidad. [6]

### 3.9.10. Recomendación para optimización del modelo MEF

La configuración final del modelo MEF del espécimen B2 se detalla en la Figura 116, donde se puede observar que únicamente se considera el protocolo de desplazamiento como carga actuante, se omite la carga axial y el pretensionamiento de pernos. Las razones de la toma de estas decisiones se explican a continuación.

**Figura 116**

*Configuración del modelo MEF del espécimen B2*

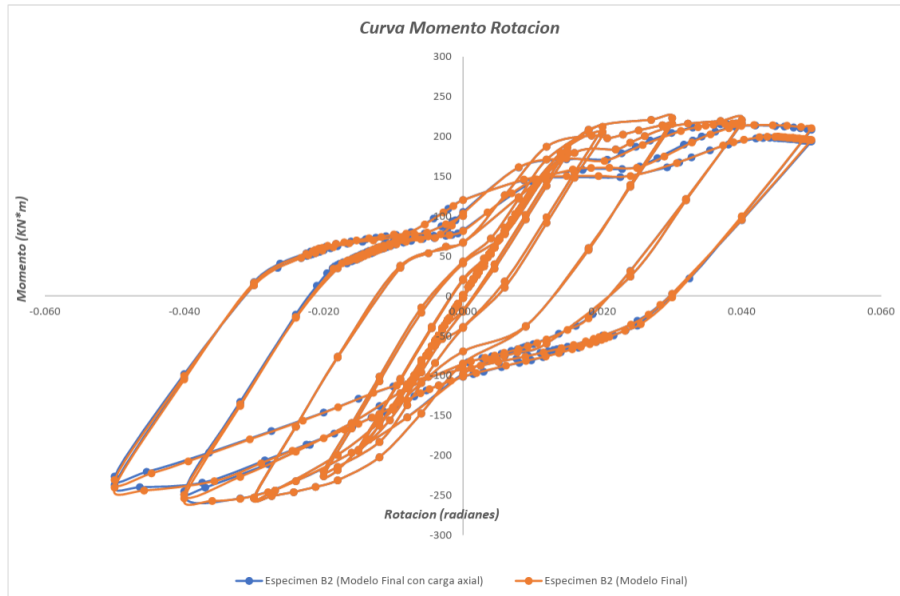


Fuente: Elaboración propia

Al ser una carga de poca magnitud aplicada axialmente a compresión no provoca mayor efecto no lineal en la columna ya que el núcleo de concreto brinda una suficiente rigidez al perfil tubular permitiendo que esta carga no influya considerablemente en el desarrollo de la conexión. Por esta razón, al omitir esta carga axial nos beneficia en un ahorro computacional ya que el documento se vuelve menos pesado y su tiempo de simulación se acorta. En la Figura 117 se aprecia la nula influencia de la carga axial en el modelo MEF que sirvió de validación, al comparar los resultados histeréticos obtenidos.

**Figura 117**

*Influencia de la carga axial en el modelo MEF*



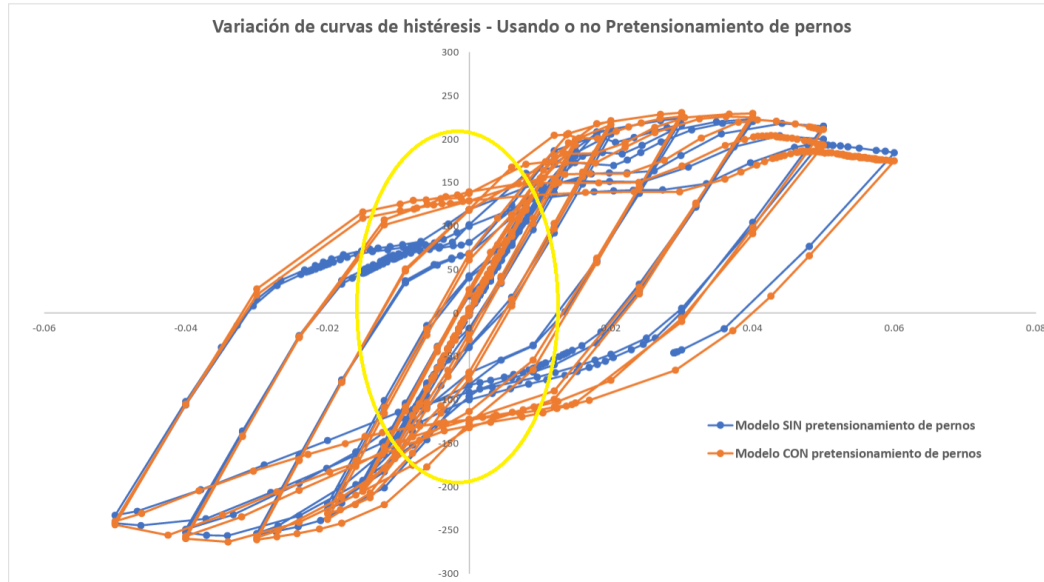
Fuente: Elaboración propia

El pretensionamiento de los pernos es una carga de fricción la cual se coloca a cada perno con la finalidad de impedir el desplazamiento de las placas que ésta sujeta. ANSYS<sup>®</sup> considera que esta carga va a estar presente en todos los steps de carga lo cual es completamente incorrecto ya que en el momento que la probeta entre en el rango no lineal va a existir disipación de energía por desplazamiento crítico.

La influencia de activar la herramienta *Bolt Pretension* en el modelo MEF se detalla en la Figura 118 donde se puede observar que el modelo no captura el comportamiento del deslizamiento de los pernos también llamado *pinching*.

**Figura 118**

*Influencia del pretensionamiento de pernos en el modelo MEF*



Fuente: Elaboración propia

En el documento *Bolted CHS flange – plate Connections under Bending* los autores realizaron un ensayo de tracción axial donde estudian la capacidad de una conexión bajo flexión pura. (Augusto Fidalgo, 2023). Dentro de este se realizaron ensayos a varias probetas y se pudo observar que la rigidez que aporta el pretensionamiento de los pernos se degrada al entrar en la zona no lineal, lo que en palabras más simples se puede concluir que se necesitan de cargas pequeñas para invalidar esta herramienta en un caso real.

Esto no quiere decir que el pretensionamiento de pernos se deba descartar en todos los modelos, lo lógico sería que esta herramienta en un modelo MEF se desactive cuando la fuerza provocada por el actuador sea mayor a la fuerza normal de fricción que se provoca por pretensionamiento. Debido a que no se tiene información del autor sobre en qué step de carga se desactivo el pretensionamiento de los pernos, se ha optado por descartar esta herramienta en el modelo.

## CAPITULO IV

### MODELAMIENTO NUMÉRICO

#### 4.1.GENERALIDADES

En este estudio, se simuló digitalmente la conexión entre una columna tubular cuadrada y una viga en forma de H, con un diafragma inferior sujeto con pernos y un diafragma superior soldado. Se empleó el software ANSYS<sup>®</sup>, basado en el método de elementos finitos, para realizar análisis estructurales tanto lineales como no lineales. Para representar con precisión situaciones del mundo real, se ajustaron diversos parámetros como geometría, propiedades de materiales, malla, contactos, condiciones de borde, cargas aplicadas y tipo de análisis en el software. Es crucial ajustar estos aspectos comprendiendo la naturaleza y comportamiento físico del problema. En situaciones donde un análisis lineal no es suficiente, especialmente más allá del límite elástico de la estructura, se desarrolló un modelo de elementos finitos no lineal subdividiendo la carga aplicada en incrementos más pequeños para obtener resultados más precisos.

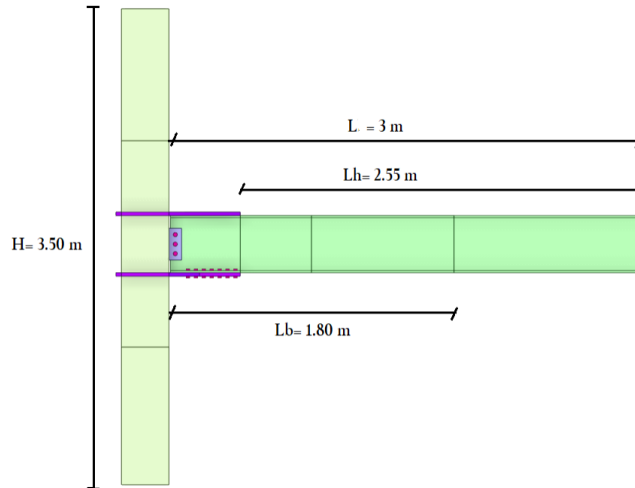
#### 4.2.CONSIDERACIONES DEL MODELO

En cuanto al modelo, la configuración de la conexión se describe en la Figura 119. La altura de la columna  $H$ , la distancia  $L$  desde la cara de la columna hasta el punto de aplicación de la carga, la distancia  $Lh$  desde la rótula plástica hasta el punto de aplicación de la carga y la distancia de contención contra el pandeo lateral torsional  $Lb$  son las características que se indican en la Figura 119.



**Figura 119**

*Composición geométrica de la conexión*



Fuente: Elaboración propia

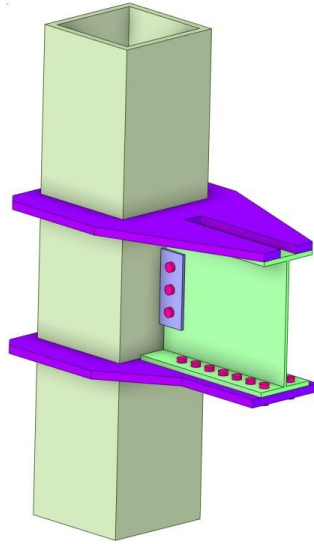
La conexión de estudio (ver Figura 3) se elaboró en un modelo de base tridimensional haciendo uso de la interfaz Space Claim del programa Ansys. El modelo está conformado por 25 elementos que corresponden a los diferentes modelos que componen la conexión (ver Figura 120).

- 1 columna Box Shape 300x300x22
- 1 viga W 360x170x12.7x8
- 2 diafragmas externos
- 1 placa de corte PL 200x80x8
- 20 pernos (cabeza y vástago)  $\varnothing$  16mm

La unión entre diafragmas-columna y placa de corte-columna se realizan mediante soldadura de penetración completa, para esto dentro del modelo numérico se consideró el contacto como *Bonded*, tal como se explica en la sección 2.17.2 referente a contactos. Mientras que para contactos entre pernos- diafragmas, pernos-viga, pernos-placa de corte, se los consideró *Frictional*.

## Figura 120

*Discretización del modelo base en la zona de conexión*

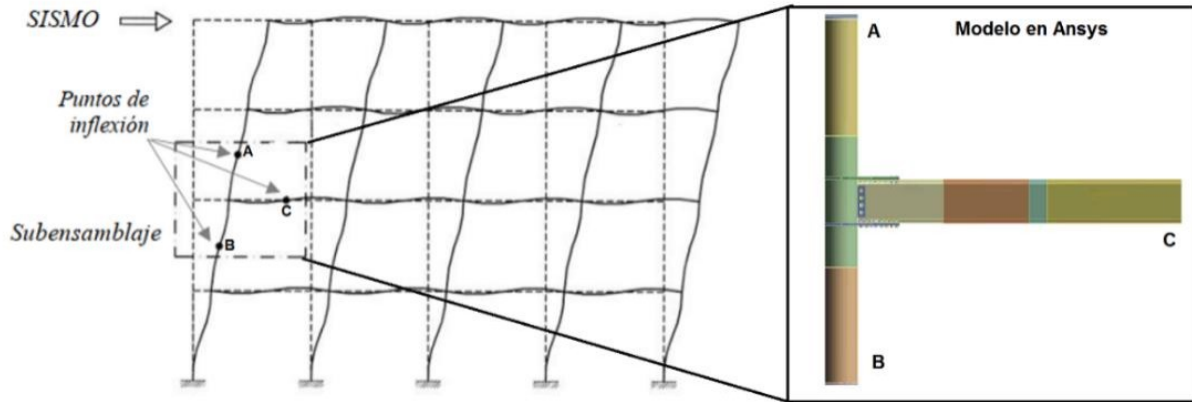


Fuente: Elaboración propia

Una estructura que cuenta con un sistema de pórticos y se ve afectada por cargas sísmicas presentará deformaciones que se asemejan a las representadas en la Figura 121. Se presta atención a la existencia de puntos de inflexión en los puntos medios de las vigas y columnas, donde los momentos flectores son prácticamente nulos. Por ende, el análisis de esta conexión se centró en el área delimitada por los puntos A, B y C, con el objetivo de comprender el comportamiento plástico del pórtico, utilizando como referencia el mecanismo de plastificación asociado a dicha conexión.

**Figura 121**

*Deformación de pórtico a momento debido a cargas sísmicas*



Fuente: Tomado de [27]

Ya que el modelo en estudio tiene como objetivo la calificación de la conexión para su uso en pórticos SMF, se debe representar todas sus características de acorde a lo más real posible, para ello se introducen los tres tipos de no-linealidades mencionadas en la sección 2.4. La no-linealidad de contacto que es la encargada de capturar el cambio de rigidez cuando dos o más cuerpos que forman parte de un ensamblaje entran en contacto fue considerada dentro del modelo. El efecto de las grandes deformaciones debido a los altos niveles de rotación en la conexión fue considerado dentro de las simulaciones, lo que se puede conocer como no-linealidad geométrica. Para resolver este tipo de no-linealidades se necesita un método de rápida convergencia, para ello el software aplica el método de *Newton Raphson* tal como se detalla en la sección 2.14.

#### **4.3.DEFINICIÓN DE ELEMENTOS**

En el primer modelo, se optó por emplear elementos sólidos identificados por el software como *SOLID186*. Sin embargo, esta elección resultó en tiempos de simulación excesivamente largos, falta de convergencia en ciertos pasos de carga y problemas computacionales. Como solución, se llevó a cabo una simplificación del modelo al reemplazar los elementos sólidos en las áreas distantes de la rótula plástica con elementos tipo viga (*SHELL 181*). Este ajuste no solo redujo los grados de libertad, sino también el tiempo de procesamiento.

Para este modelo, el acople entre elementos *SOLID186* y *SHELL 181* se realizó mediante el uso de elementos *MPC184*, capaces de brindar compatibilidad mediante ecuaciones de constraint a los nodos de la superficie del elemento *SOLID186* con el extremo del elemento *SHELL 181*.

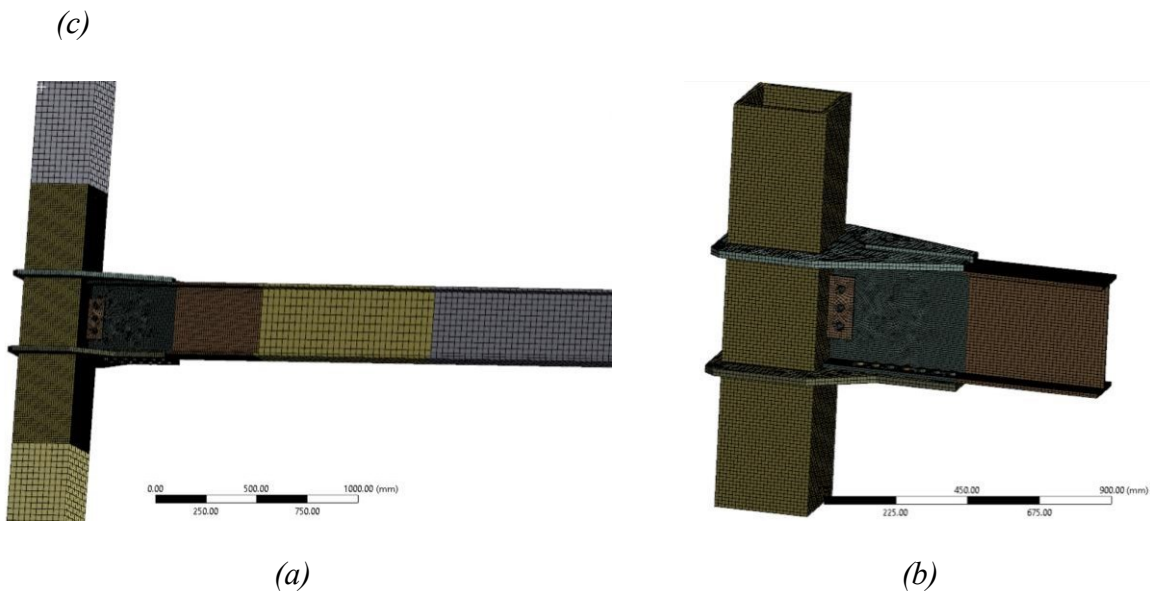
#### 4.4.MALLADO

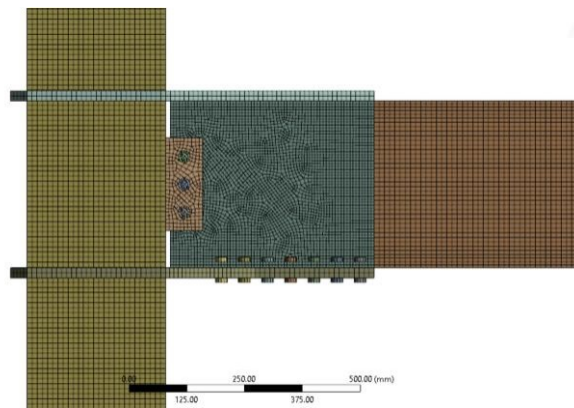
La definición de elementos y las consideraciones del mallado se realizaron de manera similar a lo expuesto en el Paso 2 de la sección 3.9. En este estudio, se segmentó el modelo en diferentes regiones según los componentes estructurales, con el propósito de aplicar un mallado más detallado en áreas donde se anticipan tensiones y deformaciones inelásticas más notables. Siguiendo esta estrategia, se implementó un mallado más fino en la región cercana a la conexión de la viga, los diafragmas, la placa de corte y las secciones de la columna cercanas, utilizando elementos con una relación de aspecto *Element Quality* cercana a la unidad.

Para las partes más alejadas de la columna y la viga, así como para los pernos y las tuercas, donde no se espera una incursión inelástica significativa, se empleó un mallado menos detallado. La Figura 122 muestra la variación en el tamaño y la cantidad de nodos utilizados en la conexión, ilustrando la adaptación del mallado a las características específicas de cada región.

**Figura 122**

*Discretización general del mallado (a), detalle de la zona de influencia (b), vista lateral*





(c)

Fuente: Elaboración propia

#### 4.5.MATERIALES

Las propiedades mecánicas del material utilizado para la columna, viga, diafragmas externos y placa de corte fue el acero A572 Gr 50. Para los conectores se utilizaron pernos estructurales A490. Cada una de estas propiedades se evidencian en la Tabla 18.

**Tabla 18**

*Propiedades mecánicas de los materiales*

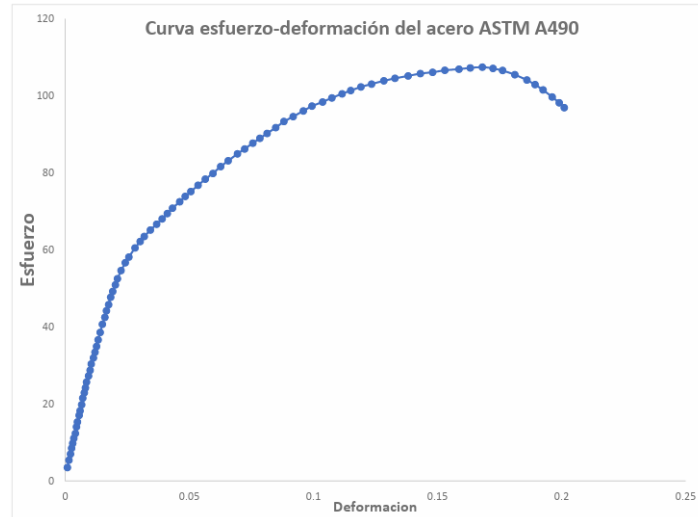
Material	Módulo de elasticidad (GPa)	Módulo de compresibilidad (GPa)	Módulo de cortante (GPa)	Elongación de ruptura (%)	Esfuerzo de fluencia (Mpa)	Esfuerzo Ultimo (Mpa)
ASTM A572	200	80	160	18	350	460
A490	195.8			14	1150	1246.3

Fuente: Elaboración propia

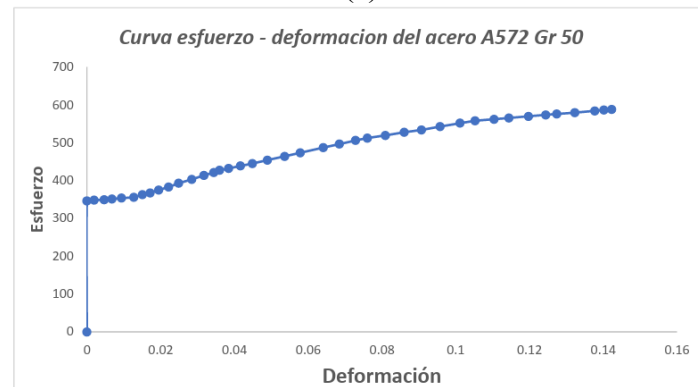
Los diversos tipos de aceros empleados en los perfiles estructurales y pernos (A490 y acero A572) se caracterizan por su comportamiento dúctil, es decir, tienen la capacidad de deformarse después de alcanzar su límite elástico. Esta característica del acero se consideró al obtener la curva esfuerzo-deformación real, como se detalla en el Paso 2 de la sección 3.9, para luego aplicarla en la interfaz de ANSYS®. La Figura 123 exhibe la curva esfuerzo-deformación real para cada uno de los materiales utilizados en la conexión analizada en este estudio.

**Figura 123**

*Curva esfuerzo-deformación de los aceros ASTM A490 (a), A572 (b)*



(a)



(c)

Fuente: Elaboración propia

En cuanto a los contactos, se utilizaron dos tipos: *Bonded* para simplificar las uniones soldadas y *Frictional* para el contacto entre distintos elementos que dependen de un coeficiente de fricción. Este se fijó en 0.1 entre los pernos de alta durabilidad y las placas de acero, y en 0.35 entre el diafragma emperrado y el patín de las viga.[6]

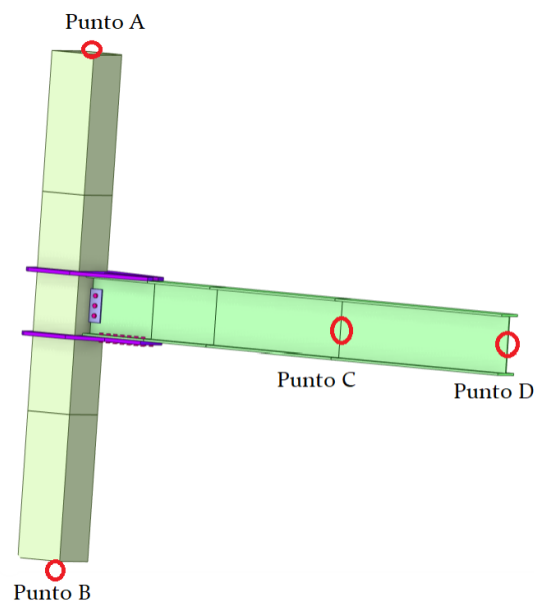
#### 4.6.CONDICIONES DE BORDE

Para simular un comportamiento más realista de la estructura durante la carga y la descarga, se añadieron diversas restricciones a los grados de libertad de la columna y viga durante la creación del modelo de elementos finitos. La Figura 124 proporciona detalles sobre las condiciones de borde

establecidas según el sistema de coordenadas presente en la misma. Inicialmente, se limitó el desplazamiento y la rotación en la columna, tanto en la cara superior como en la inferior, permitiendo solo la rotación en el eje del plano (Punto A y B). Luego, se aplicó una restricción de desplazamiento en la viga para simular el arriostramiento y prevenir el pandeo flexotorsional (Punto C), y finalmente se implementó el protocolo de desplazamiento en el extremo de la viga (Punto D).

**Figura 124**

*Representación gráfica de las condiciones de borde*



Fuente: Elaboración propia

#### 4.7.CONFIGURACIÓN DE CONTACTOS

Para capturar la interacción entre distintas superficies, ANSYS® maneja 5 tipos diferentes de contactos (ver sección 2.16.1), los cuales se deben asignar dependiendo del fenómeno físico que se quiera capturar.

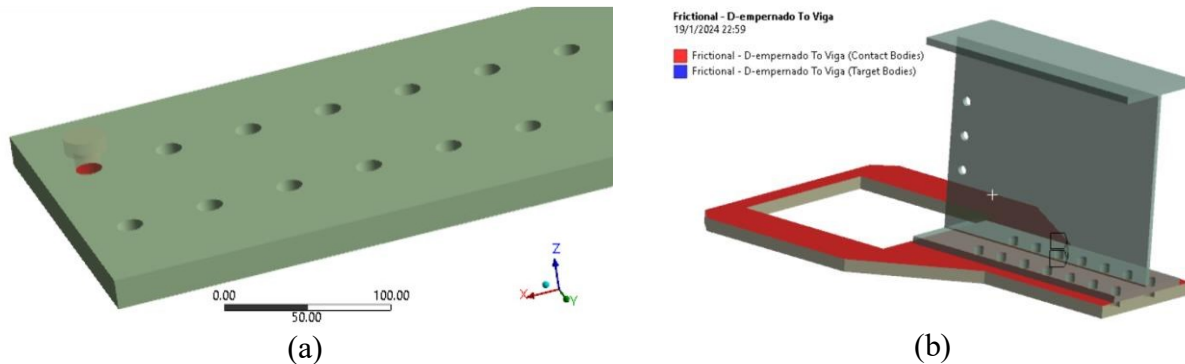
Los contactos implementados en el modelo son;

- Bonded: este contacto está implementado entre diafragmas y columna, columna y placa de corte, y en los cortes que se realizaron en viga y columna para la discretización de la malla
- Frictional: este contacto sirve para capturar el fenómeno ocurrido en los orificios por aplastamiento debido a la interacción de los pernos con la viga y diafragmas (ver Figura

125a). Además, se usó para el deslizamiento entre placa de corte-viga y diafragma- viga (ver Figura 125b)

### Figura 125

#### *Pares de contacto Frictional*



Fuente: Elaboración propia

Existe un movimiento relativo del cuerpo rígido si se tiene en cuenta que hay un espacio entre el cuerpo del tornillo y el diámetro del agujero. Dado que la capacidad de ANSYS® para captar el comportamiento dinámico de los cuerpos rígidos es limitada, el modelado de este fenómeno en el programa es complejo. Como resultado, el diámetro del perno se representó en este modelo como igual al diámetro del agujero.

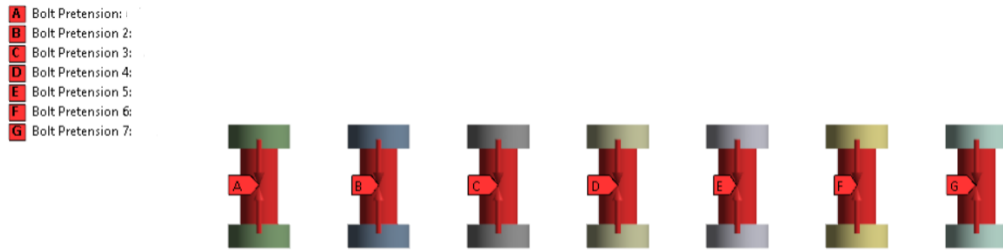
#### **4.8.PRETENSIONAMIENTO DE PERNOS APLICADA EN ANSYS**

La información sobre el pretensionamiento de los pernos se presenta en la Figura 126, donde se indica que la fuerza de pretensionamiento aplicada, de acuerdo con la Tabla 3 de la sección 2.17.4, es de 10.90 toneladas. Utilizando el elemento *PRETS179*, ANSYS® convierte la carga aplicada en áreas o volúmenes a elementos unidireccionales a lo largo del eje centroidal en la dirección específica, lo que permite la aplicación de cargas tanto de tracción como de compresión.



**Figura 126**

*Pretensionamiento de pernos*



Fuente: Elaboración propia

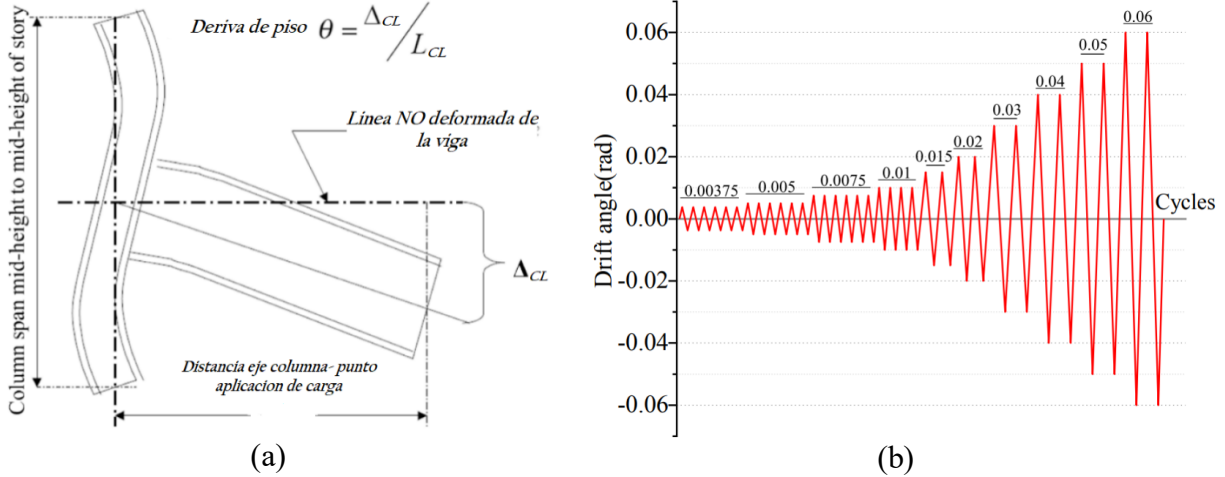
Es importante señalar que los diafragmas y los patines de las vigas tienen superficies de contacto adheridas, lo que significa que durante los primeros ciclos no hay desplazamiento entre ellos. Esto se logra mediante el efecto de fricción generado por el pretensionamiento de los pernos. Una vez que avancen los ciclos y la conexión entre en un rango de deformaciones altas se desarrollará un momento flector en la misma que al descomponerlo en un par de fuerzas equivalentes y la magnitud de estas fuerzas supere a la fuerza de fricción, las placas comenzarán a deslizarse haciendo que los pernos trabajen a corte. Esta condición es compleja de capturar en el modelo, por ende, se procede a omitir el uso de esta herramienta tal y como se describe en la sección 3.9.10.

#### **4.9.SELECCIÓN Y APLICACIÓN DE CARGAS**

Como la relación entre el desplazamiento en el extremo de la viga y la longitud medida desde el eje de la columna hasta el punto de aplicación de la carga, da como resultado el ángulo de deriva  $\theta$  (véase la figura 127a). La viga experimenta cargas cíclicas con desplazamientos verticales en el eje Z, incrementándose gradualmente la cantidad de ciclos hasta alcanzar una rotación de 0.06 rad (ver Figura 127b).

**Figura 127**

*Representación gráfica de la rotación (a) y protocolo de desplazamiento (b)*



Fuente: Tomado de [6]

#### 4.9.1. Etapa Inelástica

En la etapa inelástica, se busca representar fielmente el comportamiento real del acero, considerando su naturaleza elasto-plástica. Esto indica que el acero volverá a su estado original cuando se retire la carga, siempre que las deformaciones se produzcan dentro del rango elástico. Sin embargo, cuando el acero supera su límite elástico, presenta deformaciones irreversibles. En este estudio, se simuló el comportamiento plástico del acero utilizando la herramienta *Multilinear Kinematic Hardening* en ANSYS<sup>®</sup>, que refleja el endurecimiento cinemático, considerando los parámetros descritos en la sección 2.15.

## CAPITULO V

### RESULTADOS

En este capítulo se detallan los resultados obtenidos de la simulación numérica realizada al modelo de la conexión planteada en el diseño metodológico, enfocando el análisis en el mecanismo de plastificación y ubicación de la rótula plástica.

#### 5.1.COMPORTAMIENTO HISTERETICO

Las curvas fuerza-desplazamiento y momento-rotación que se obtuvieron en los extremos de la viga fueron el objetivo principal del análisis. La fuerza ejercida por el actuador mecánico a lo largo de la viga, desde su extremo hasta la cara de la columna, se denomina en este contexto momento. La rotación está relacionada con el desplazamiento de la viga medido desde el eje central de la columna.

Para un detallado correcto del comportamiento histerético experimentado, el momento plástico de la viga ( $M_p$ ) en base al AISC 360-22.[3], se determina mediante la siguiente ecuación.

$$M_p = F_{y_b} \cdot Z_{x_b} = 3560 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \cdot 1019.2 \text{cm}^3 = 36.3 \text{ ton} \cdot \text{m} \quad (121)$$

Donde;

$F_{y_b}$ = esfuerzo de fluencia mínimo especificado para el acero ASTM A572 Gr 50

$Z_{x_b}$ = módulo de sección plástico en torno al eje fuerte de la viga

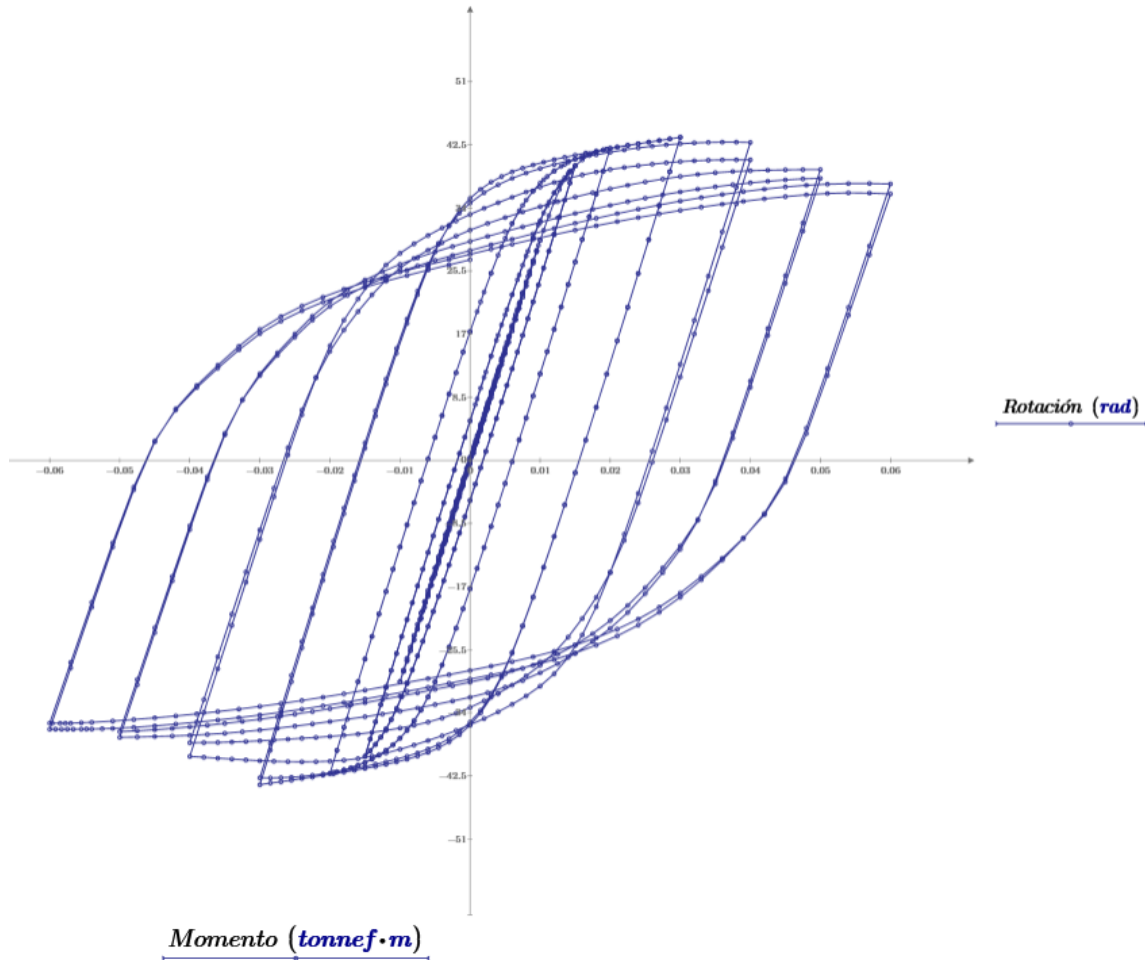
Conforme a las pautas del Capítulo E3 del AISC 341-22, las conexiones viga-columna en pórticos sismo-resistentes deben soportar derivas plásticas hasta alcanzar una rotación de piso de 0.04 radianes. Además, su capacidad a flexión debe ser al menos el 80% de la resistencia plástica nominal. [3]

##### 5.1.1. Resultados Histeréticos

Una vez finalizado el modelamiento numérico y procesado los datos se obtuvo la curva momento medido desde la cara de la columna - Rotación al eje centroidal de la columna, los resultados se aprecian en la Figura 128.

**Figura 128**

*Curva momento – rotación de la conexión estudiada*



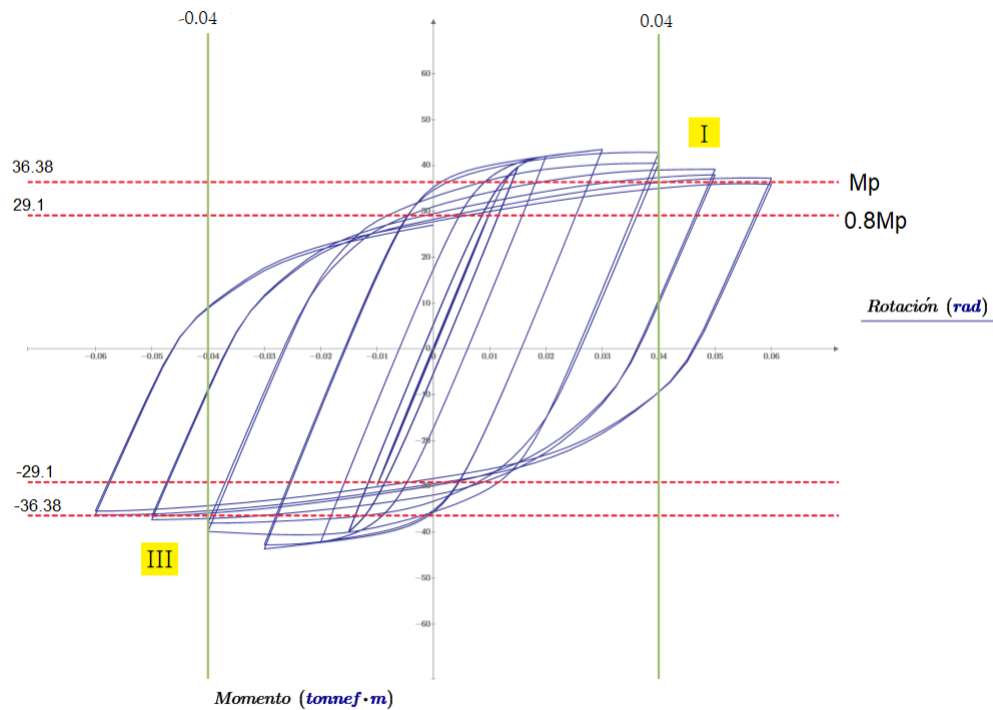
Fuente: Elaboración propia

Los resultados presentados en la Figura 128, junto con el procedimiento detallado en la sección 4.9, han dado lugar a la adquisición de la curva histerética correspondiente a la conexión propuesta en este documento. Esta representación gráfica permitirá evaluar si la conexión cumple con los criterios necesarios para ser considerada y utilizada en sistemas de pórticos resistentes a momentos (consulte la sección 2.11). En la Figura 129, se han incorporado dos indicadores horizontales en la parte superior, las cuales denotan la capacidad mínima a flexión  $\pm 0.8M_p$  y el momento plástico  $\pm M_p$ . Adicionalmente, un indicador vertical señala el límite de rotación de 0.04 rad que la conexión debe satisfacer.

Ya que no se evidenció una disminución en la resistencia de la probeta hasta alcanzar un desplazamiento de 0.04 radianes, se optó por proseguir con el protocolo de carga hasta el límite máximo permitido, con una rotación de 0.06 radianes y aumentando en incrementos de 0.01 radianes cada 2 ciclos, como se muestra en la Figura 89.

**Figura 129**

*Curva momento-rotación y límites normativos*



Fuente: Elaboración propia

Se observa que, a una rotación de 0.04 radianes, la resistencia a flexión de la conexión en la cara de la columna es aproximadamente de 42.65 Ton · m. Este valor supera en 1.17 veces el 80% del momento plástico  $M_p$  (36.28 Ton · m), cumpliendo con el requisito del AISC 341-22 para la certificación de conexiones en pórticos resistentes a momentos con disipación especial de energía. A 0.06 radianes, el momento resistente máximo disminuye (36.98 Ton · m), pero aún supera el límite normativo.

Asimismo, se aprecia la diferencia en la capacidad de resistencia a momento proporcionada por cada uno de los diafragmas. En el cuadrante I, que corresponde al diafragma soldado, se registra un momento resistente de 42.65 Ton · m a una rotación de 0.04 radianes. En contraste, en el

cuadrante III, asociado al diafragma empernado, se observa un momento resistente máximo de -39.97 Ton · m, generando así una variación de 1.06 veces entre ambos mecanismos de resistencia.

Por otro lado, el efecto del estrangulamiento en la zona media de la curva de histéresis presentado por [6] que se puede reflejar en la Figura 114 no se logró capturar en este modelo por 2 razones;

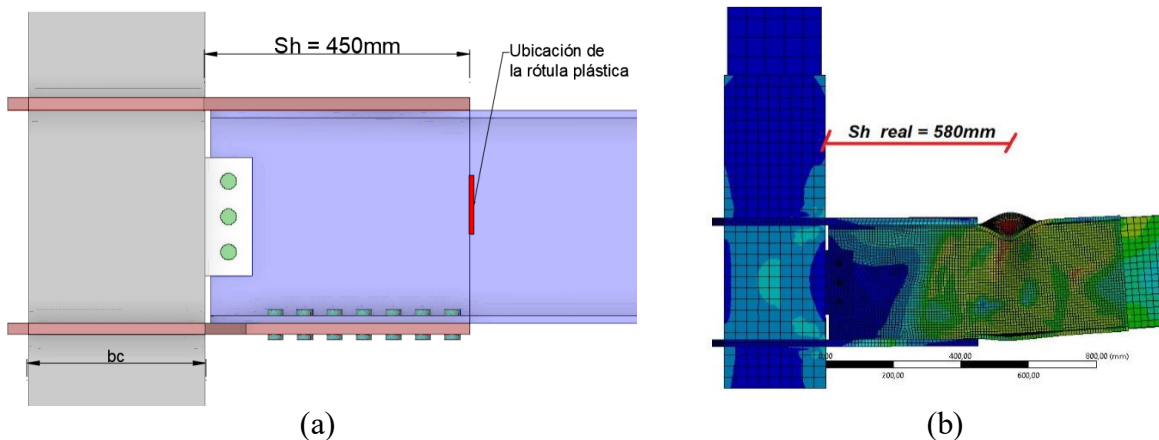
- Debido a que no se consideró el espacio entre el cuerpo del perno y el agujero descrito en 4.7.
- Por la nula discretización de los steps en las pendientes de carga y descarga como se puede ver en la Figura 128 donde existe muy poca cantidad de puntos interpolados en la zona central de la curva

## 5.2.MECANISMO DE PLASTIFICACIÓN

Inicialmente, para el diseño de la conexión, se contempló una rótula plástica a una distancia teórica de  $Sh_{teórico} = 450\text{mm}$ . Sin embargo, en los resultados del modelo numérico, se observa que la rótula plástica se encuentra a una distancia real de  $Sh_{numérico} = 580\text{mm}$ , presentando así una desviación porcentual del 22% con respecto a la consideración inicial. La figura 130 (a), (b) presenta la comparación de la posición de la rótula plástica descrita anteriormente.

**Figura 130**

*Ubicación teórica y numérica de la rótula plástica*



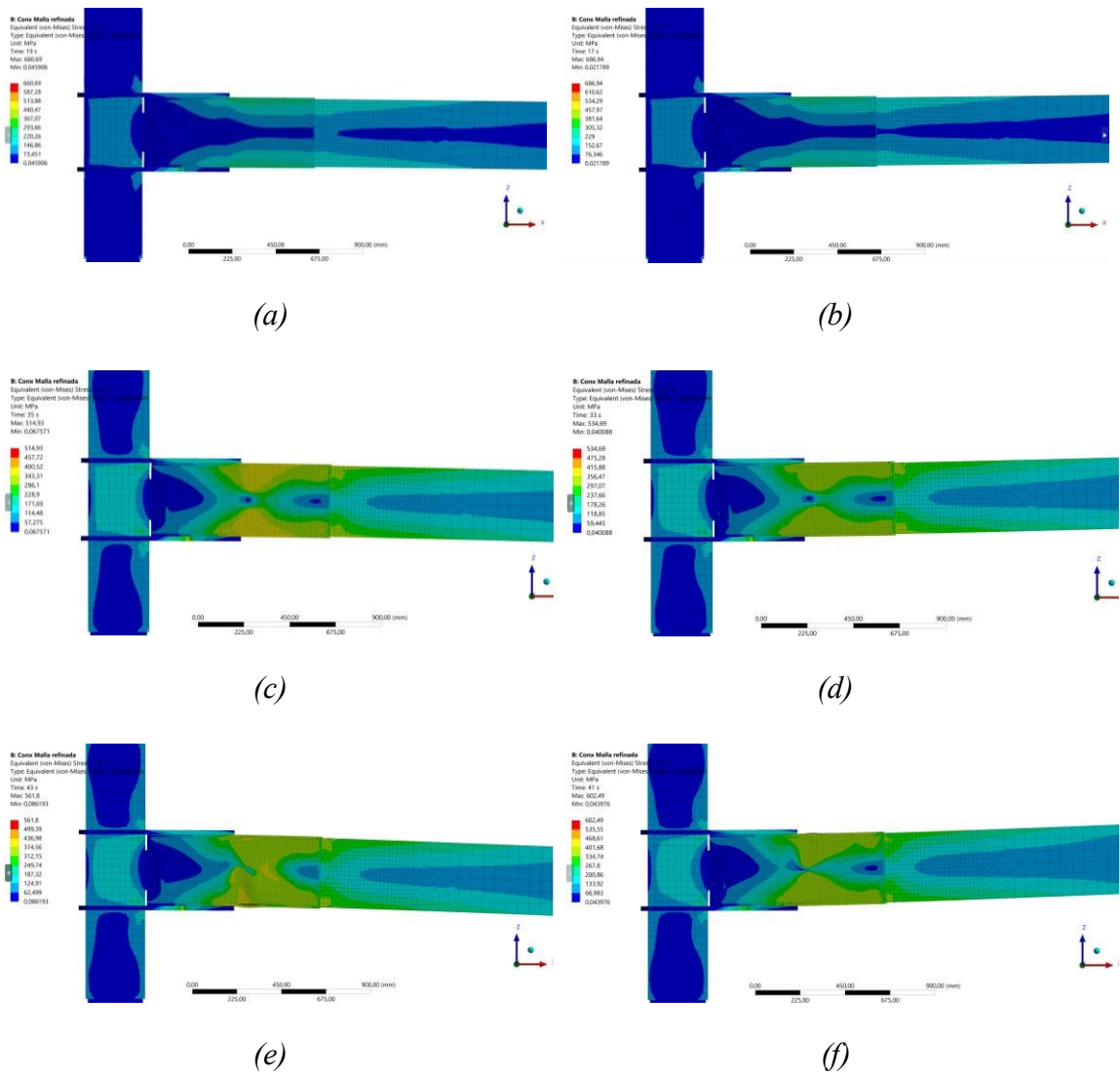
Fuente: Elaboración propia

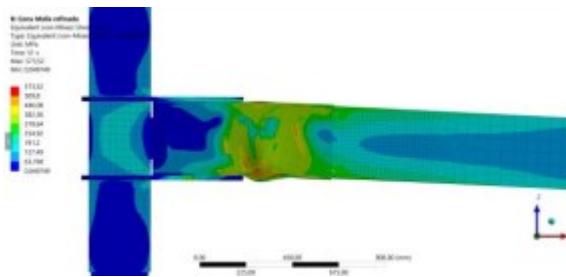
En la Figura 131, se puede apreciar la posición deformada de la conexión en escala real a diversas etapas del modelo numérico. La secuencia inicia en -0.01 rad y culmina en +0.06 rad

alternando de negativo a positivo gradualmente, permitiendo observar paso a paso cómo la fluencia inicia en el patín inferior de la viga a una deriva de  $-0.03$  rad y progresa de manera continua hacia el alma a medida que se incrementan los ciclos de carga y descarga (observar de izquierda a derecha). En el Anexo E se puede observar de manera más detallada y con mejor resolución este mecanismo.

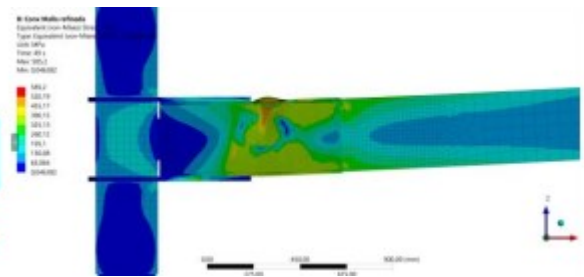
**Figura 131**

*Registro de deformación bajo protocolo de desplazamiento*

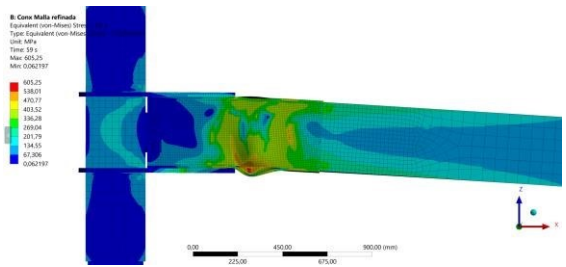




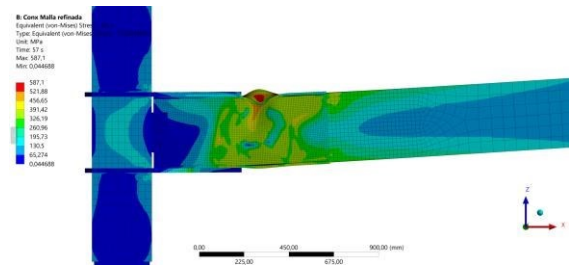
(g)



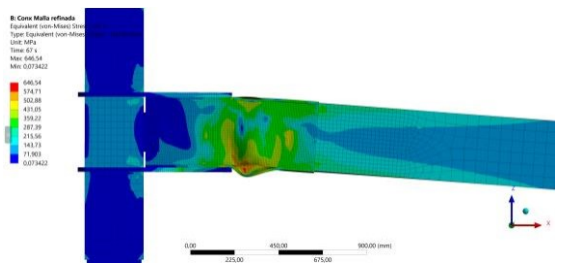
(h)



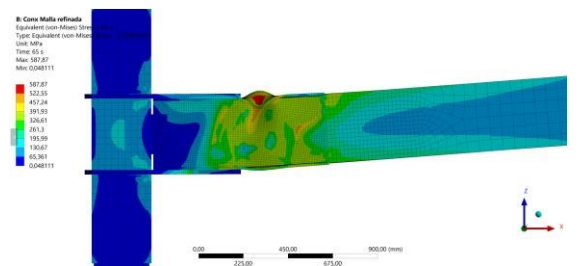
(i)



(j)



(k)



(l)

Nota: la rotación a cada imagen se detalla a continuación; a= -0.01rad, b= 0.01rad, c= -0.02rad, d= 0.02rad, e= -0.03rad, f= 0.03rad, g= -0.04rad, h= 0.04rad, i= -0.05rad, j= 0.05rad, k= -0.06rad, l= 0.06rad

Tras nuevas cargas y descargas, se observa una concentración de tensiones superior al límite elástico de la viga  $F_y$  en el ángulo de deriva de  $-0,03$  radianes (ver la figura 132a). Esto provoca un fallo local y deformaciones inelásticas en ambos patines de la viga, que se extienden hasta el alma del perfil (ver la figura 132b).

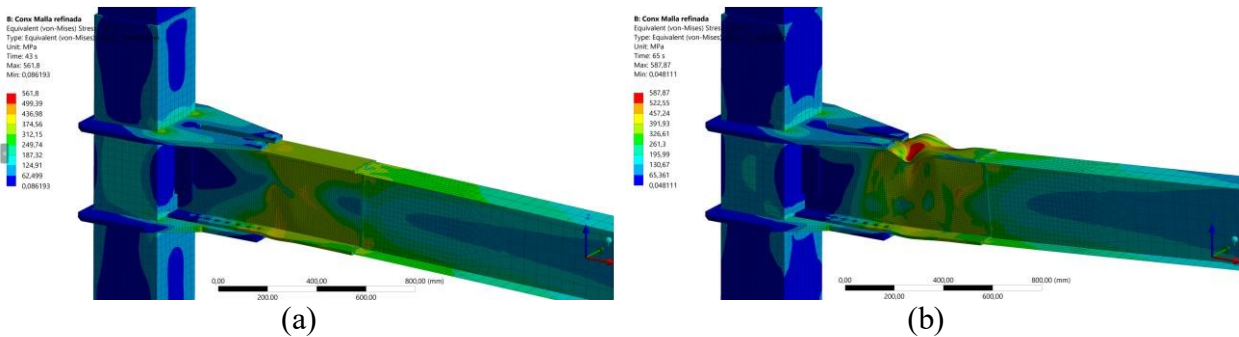
Las deformaciones plásticas superan el límite elástico de la viga, lo que da lugar al desarrollo de una rótula plástica cerca del punto en el que la viga se conecta a los diafragmas



externos. Se cumple el criterio "columna fuerte - viga débil", ya que ni la columna ni los diafragmas experimentan una invasión inelástica.

**Figura 132**

*Inicio de rango no lineal (-0.03rad) vs falla local (0.06rad)*



Fuente: Elaboración propia

### 5.3. ENVOLVENTE NUMÉRICA

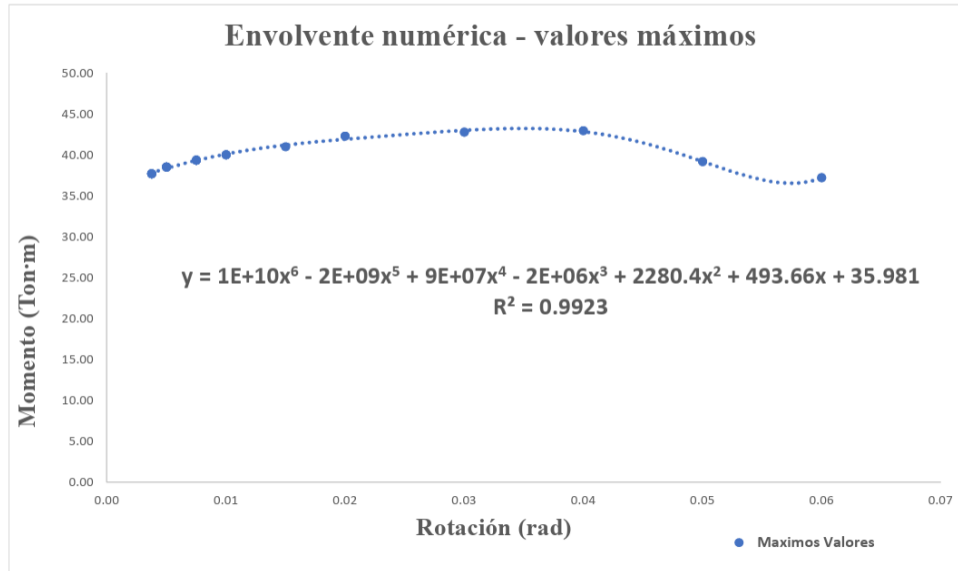
La consideración de la relación entre las curvas monotónicas y histeréticas es esencial para un análisis dinámico preciso con ciclos de carga y descarga. Aunque no se realizaron ensayos monotónicos en este estudio, se sostiene que proporcionan una aproximación de la envolvente obtenida de las curvas de histéresis en ensayos cíclicos según las pautas de FEMA 355D. (Management, 2000). La curva envolvente se genera trazando los puntos máximos de cada ciclo extraídos de la curva resultante del ensayo cíclico.

Esta representación es crucial para caracterizar la respuesta inelástica de la conexión ante cargas dinámicas y es fundamental en el diseño estructural y el modelado numérico. En la Figura 133 se presenta la envolvente, definida por la ecuación 124, con una línea de tendencia polinomial de sexto orden y un coeficiente de correlación de 0.992, ofreciendo una aproximación precisa hasta 0.06 radianes, el punto máximo de momento resistente de la conexión.

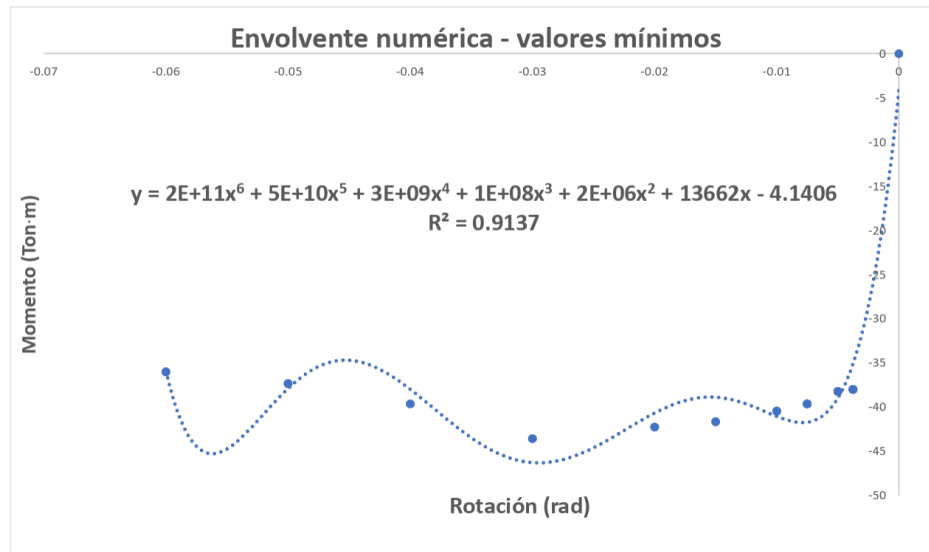
$$t(x) = 1E + 10x^6 - 2E + 09x^5 + 9E + 0.7x^4 - 2E + 0.6x^3 + 2280.4x^2 + 493.66x + 35.981 \quad (122)$$

**Figura 133**

*Envolvente experimental de momento-rotación; valores máximos (a), valores mínimos (b)*



(a)



(b)

Fuente: Elaboración propia

#### **5.4.CRITERIOS DE ACEPTACIÓN**

Después de considerar los resultados de la sección 5.1.1, es evidente que la capacidad de flexión de la conexión medida desde la cara de la columna supera el límite del 80% de la resistencia plástica nominal a una deriva de 0,04 radianes. Por lo tanto, se verifica que esta conexión es apropiada para su uso en pórticos resistentes a momento con capacidad especial de disipación de energía en zonas de alto riesgo sísmico, ya que satisface estos requisitos.

#### **5.5. RESÚMEN DE SIMPLIFICACIONES EMPLEADAS EN EL MODELO**

Los resultados exhibidos en 5.2 fueron resultado de la configuración realizada en base al documento de validación científica explicado en 3.9. Además, se añadieron ciertas consideraciones al modelo las cuales están detalladas a continuación;

- Se omite la utilización de la herramienta de pretensionamiento de pernos, debido a la nula influencia que ejerce en el modelo numérico como se explica en 3.9.10, ya que se necesita configuraciones adicionales para capturar el deslizamiento entre placas de acero.
- Se realiza la simplificación al añadir elementos tipo *SHELL* en los componentes alejados a la rótula plástica, tal y como se detalla en 4.3.
- La malla se discretiza de manera más detallada en la zona donde se prevé la rótula plástica, esto con la finalidad de generar menor cantidad de nodos en zonas de poca influencia y reducir tiempo computacional.
- No se considera el espacio que existe entre el diámetro del agujero y el perno, ya que el programa no es eficaz ante movimiento de cuerpos rígidos. Ver sección 4.7.

## CAPÍTULO VI

### CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

#### 6.1.INTRODUCCION

A nivel nacional, muchas conexiones en pórticos carecen de aprobación según la normativa actual de diseño. Por esta razón, es imperativo realizar estudios que garanticen que los pórticos diseñados puedan absorber energía en las vigas sin afectar negativamente las conexiones. En este contexto, este trabajo se centra en analizar el comportamiento inelástico de una conexión que involucra una columna tubular box shape y una viga de tipo H, sometida a cargas cíclicas, utilizando análisis numéricos respaldados por validación científica. Las conclusiones se dividen en tres categorías: descripción del diseño, validación numérica y modelado numérico.

##### 6.1.1. *Diseño*

- Se estableció un enfoque estructurado siguiendo las pautas de AISC 341-22 y AISC 358-22 para diseñar la conexión propuesta en este proyecto. Esta metodología abarca diversas actividades, como la selección de viga y columna, la verificación del criterio columna fuerte – viga débil, la evaluación de mecanismos de plastificación, el diseño y la cantidad de pernos, el diseño de diafragmas, las soldaduras, los requisitos de cortante y flexión, entre otros. Todo esto facilita un diseño eficiente y organizado mediante una hoja de cálculo en Mathcad (Ver anexo A-B).
- Aparte de lo estipulado por la normativa, en el procedimiento metodológico se realizó una optimización de la geometría de los diafragmas a usar, ya que al no tener una formulación específica que dictamine el valor de  $\theta$ , se corrobora mediante un análisis MEF que el valor impuesto no afecte al comportamiento general de la conexión.

##### 6.1.2. *Validación numérica*

- Al no tratarse esta investigación de un análisis experimental de la conexión planteada, se validó el modelo de análisis finitos replicando resultados de un documento con validez científica que reúne la mayor cantidad de características similares al proyecto estudiado. Esta calibración del modelo permite tener garantía de la configuración a emplear y de los resultados a obtener.

- Dado que hay un espacio entre el cuerpo del perno y el diámetro del agujero, se produce un desplazamiento relativo de cuerpos rígidos. La representación de este fenómeno en Ansys resulta complicada debido a las limitaciones del software para modelar el comportamiento dinámico de cuerpos rígidos. Esto se debe a que el software no puede manejar eficazmente la energía cinética en conjunción con la energía de deformación interna del sistema. En consecuencia, en este modelo se ha optado por igualar el diámetro del perno al diámetro del agujero. Esta decisión impide la captura del estrechamiento de la curva de histéresis asociado al deslizamiento de los pernos.
- Los modelos MEF realizados para replicar los resultados del documento de validación fueron concebidos con elementos tipo *SOLID* en toda su configuración, posteriormente se realizó un modelo simplificado para la conexión de estudio con elementos tipo *SHELL* en las zonas alejadas a la rótula plástica, esos si cuidando la compatibilidad entre estos elementos. Se llevaron a cabo todas estas acciones con la finalidad de reducir la carga computacional y el procesamiento numérico. Además, se pudo verificar que los resultados derivados de esta optimización ofrecen una respuesta que se asemeja significativamente al comportamiento de la conexión. Esto resulta en una optimización eficiente de los recursos computacionales, logrando una reducción del tiempo de procesamiento en 360 veces.

### **6.1.3. Modelamiento numérico**

- Se consideró la inclusión de la componente no lineal del material en el modelado para reflejar fielmente el comportamiento primordial del sistema, que consiste en la respuesta dúctil de la conexión. Esto se hizo para abordar las considerables deformaciones inelásticas que ocurren durante la plastificación de la viga, definiendo de esta manera la curva multilineal mediante el endurecimiento cinemático.
- Cabe mencionar algunas limitaciones de los modelos numéricos, dentro de estos no se consideró el comportamiento de la soldadura (de filete o penetración completa), por esta razón en el mecanismo de falla no se puede evidenciar si existen o no grietas en estas zonas.
- Se pudo constatar que la conexión satisface los requerimientos impuestos por AISC 358-22 y AISC 341-22, donde su capacidad a momento (42.37 Ton·m) supera al límite de 0.8Mp (36.28 Ton·m) no solo a una rotación de 0.04rad sino incluso extiende su capacidad a

rotaciones de  $0.06\text{rad}$  con un momento de  $37.34\text{ Ton}\cdot\text{m}$ , en menor magnitud, pero sobre el límite normativo.

- La ubicación de la rótula plástica en la conexión estudiada se localiza a una distancia de  $580\text{mm}$  medida desde la cara de la columna, donde comienza a presentar deformaciones elásticas en rotaciones de  $\pm 0.03\text{rad}$  en los patines de la viga, expandiéndose conforme avanzan los pasos de carga al alma de la viga.
- La presencia de la rótula plástica en la viga y alejada de la cara de la columna verifica que se está imponiendo el criterio columna fuerte-viga débil y que la conexión en general está presenciando una falla dúctil al disipar energía por la no linealidad del material.

## **6.2. RECOMENDACIONES**

- Es importante que se realice una prueba experimental de la conexión estudiada, la manufactura de una probeta a escala real ayudará a tener concepción de ciertos parámetros que en el modelo numérico se pueden estar obviando, de esta manera al ensayarla se verificará la respuesta real ante cargas cíclicas.
- Se recomienda realizar modelos numéricos paramétricos de la conexión planteada, esto con la finalidad de verificar la respuesta inelástica con la variación de altura de los perfiles, espesor, cantidad de pernos, longitud de diafragmas, etc. Esto ayudará a tener un catálogo de conexiones con validez científica que pueden ser consideradas en proyectos reales.

## BIBLIOGRAFIA

- [1] Federal Agency Management Emergency, “Recommended seismic design criteria for new steel moment-frame buildings,” *Fema-350*, p. 302, 2000.
- [2] ANSI / AISC 358 - 22, “Prequalified Connections for Special and Intermediate Steel Moment Frames for,” *Am. Inst. Steel Constr.*, vol. 1, no. 1, 2022.
- [3] ANSI / AISC 341-22, “Seismic Provisions for Structural Steel Buildings,” *Am. Inst. Steel Constr.*, vol. 1, no. 1, 2022.
- [4] ANSI / AISC 360-22, “Specification for Structural Steel Buildings,” *Inst. steel Constr.*, vol. 1, no. 1, pp. 78–89, 2022.
- [5] Q. Ye, Y. Wang, Z. Wang, Y. Lin, C. Shu, and F. Zhang, “Experimental study of through diaphragm bolted joint between H-beam to CFST column,” *J. Constr. Steel Res.*, vol. 182, p. 106647, 2021, doi: 10.1016/j.jcsr.2021.106647.
- [6] Y. Yu, M. Man, C. Zhang, and F. Ding, “Seismic performance and working mechanism of innovate bottom-flange-bolted type through-diaphragm connections,” *Structures*, vol. 28, no. October, pp. 1601–1615, 2020, doi: 10.1016/j.istruc.2020.10.006.
- [7] Y. Zhang and D. Guo, *Structural Analysis of Concrete-Filled Double Steel Tubes*. 2021. [Online]. Available: <http://www.springer.com/series/15088>
- [8] H. Alhendi and M. Celikag, “Behavior of reverse-channel and double-reverse-channel connections to tubular columns with HSS,” *J. Constr. Steel Res.*, vol. 112, pp. 271–281, 2015, doi: 10.1016/j.jcsr.2015.05.017.
- [9] X. C. Liu, F. Y. Cui, X. X. Zhan, C. Yu, and Z. Q. Jiang, “Seismic performance of bolted connection of H-beam to HSS-column with web end-plate,” *J. Constr. Steel Res.*, vol. 156, pp. 167–181, 2019, doi: 10.1016/j.jcsr.2019.01.024.
- [10] Y. S. Yu and X. Y. Liu, “Finite element analyses on energy dissipation capacity of upper flange welded-lower flange bolted beam-column connection with slotted holes,” *J. Asian Archit. Build. Eng.*, vol. 19, no. 4, pp. 315–326, 2020, doi: 10.1080/13467581.2020.1749639.
- [11] R. Nie, Y. Li, Y. Bai, B. Mou, and Y. Zhou, “HSS steel corner column to H-beam joints under cyclic bidirectional loadings: Experiment, numerical modeling, and calculation,” *J. Constr. Steel Res.*, vol. 192, no. March, p. 107239, 2022, doi: 10.1016/j.jcsr.2022.107239.
- [12] Y. Chu, Y. Zhong, P. Luo, X. Chen, and H. Xia, “Experimental study on the seismic performance of the new fully-bolted beam-column joint,” *J. Constr. Steel Res.*, vol. 199, no. October, p. 107619, 2022, doi: 10.1016/j.jcsr.2022.107619.

- [13] ONU -Habitat III, “Ciudades sostenibles con igualdad en América Latina y el Caribe: Seis mensajes claves,” *Conf. las Nac. Unidas sobre la Vivienda y el Desarro. Urbano Sosten. Quito*, pp. 1–4, 2016.
- [14] J. C. McCormac, “Diseño de estructuras de acero,” *Disen. estructuras acero*, p. 736, 2012.
- [15] Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC, “NEC - Cargas Sísmicas Diseño Sismorresistente,” *NEC-SE-DS*, pp. 27–32, 2008, doi: 10.1533/9781782420477.27.
- [16] Y. (Universidad de S. Kurobane, J. (Universidad de T. Packer, J. (Universidad tecnológica de D. Wardenier, and N. (Director de la comisión técnica del C. Yeomans, “Guia de diseño para uniones a columnas de perfiles tubulares estructurales.” Comité Internacional para el desarrollo y estudio de la construcción tubular, 2004.
- [17] C. A. García, “perfiles I de acero - viga conectada al eje débil de la columna,” p. 357, 2015.
- [18] P. J. Malagón León, “Método de Newton Raphson Multivariable,” *Youtube*, no. October, pp. 0–3, 2017, [Online]. Available: <https://www.youtube.com/watch?v=LPMKvonSARY>
- [19] Y. Yu, A. Zhang, W. Pan, B. Mou, and X. Liu, “Seismic performance of beam-column connections with welded upper flange and bolted lower flange,” *J. Constr. Steel Res.*, vol. 182, 2021, doi: 10.1016/j.jcsr.2021.106697.
- [20] Y. Lin *et al.*, “Seismic behaviour of diaphragm-through bolted-weltd joints between CFST column to steel beam,” *J. Constr. Steel Res.*, vol. 200, no. August 2022, p. 107651, 2023, doi: 10.1016/j.jcsr.2022.107651.
- [21] H. M. Acero and P. Guerrero, “Precalificación de una conexión soldada a momento viga-columna para aplicaciones en edificios metálicos,” *Ing. Y Compet.*, vol. 8, no. 2, pp. 64–79, 2011, doi: 10.25100/iyc.v8i2.2502.
- [22] M. F. Gallegos, “DESEMPEÑO SÍSMICO DE NUDOS EN PÓRTICOS DE ACERO A MOMENTO CON COLUMNAS TUBULARES CONSIDERANDO EFECTOS BIDIRECCIONALES,” *Univ. CHILE Fac. CIENCIAS FÍSICAS Y MATEMÁTICAS Dep. Ing. Civ.*, vol. 01, pp. 1–7, 2017, [Online]. Available: <http://www.albayan.ac>
- [23] J. I. Tenorio-Peralta, G. Juárez-Luna, and A. G. Bernal, “Structural Assessment of Steel Rigid Connection With Hss Columns Using,” vol. 28, pp. 66–102, 2023.
- [24] P. C. Rodriguez, *Manual de Soldadura*. Buenos Aires, 2001. [Online]. Available: <https://books.google.es/books?hl=es&lr=&id=EyiXDwAAQBAJ&oi=fnd&pg=PA7&dq=tipos+de+uniones+de+soldadura&ots=ZzONZnGLP2&sig=fqKIUdwdV3dgUgIq8ZALad3flHA#v=onepage&q=tipos de uniones de soldadura&f=false>
- [25] C. A. Delgado, L. Garza, and R. Cruz, “Conexiones Precalificadas en Colombia,” *Univ. Ind.*



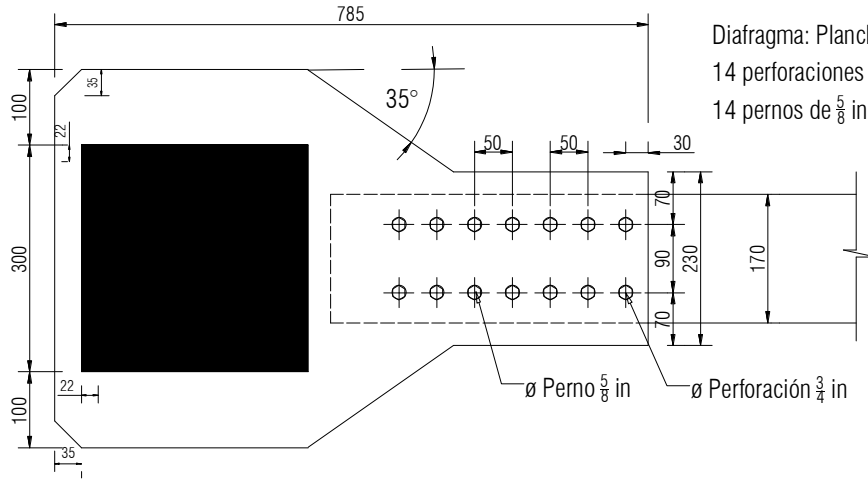
*SANTANDER*, vol. 13, no. 3, p. 352, 2017.

- [26] G. A. Athanasopoulos, V. C. Xenaki, and C. Engineer, “Experimental Investigation of the Mechanical Behavior of,” *4th Int. Conf. Geofom Blocks Constr. Appl. EPS 2011 Norw.*, vol. 2007, pp. 1–10, 2011.
- [27] C. R. Ortiz, G. A. Palma, A. D. Gutierrez Amador, J. L. Ramirez Duque, R. E. Cano Buitron, and L. F. Gonzales Escobar, “Seismic Behavior of a Steel Beam-to-Concrete-Filled Steel Tubular Column Connection Using External Diaphragms,” *Appl. Sci.*, vol. 12, no. 7, 2022, doi: 10.3390/app12073618.

**ANEXO A:**

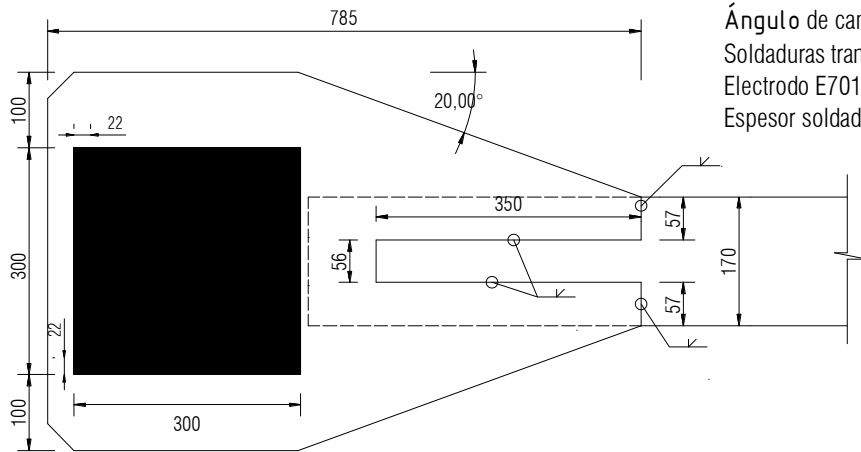
**PLANOS**

## Diafragma Empernado



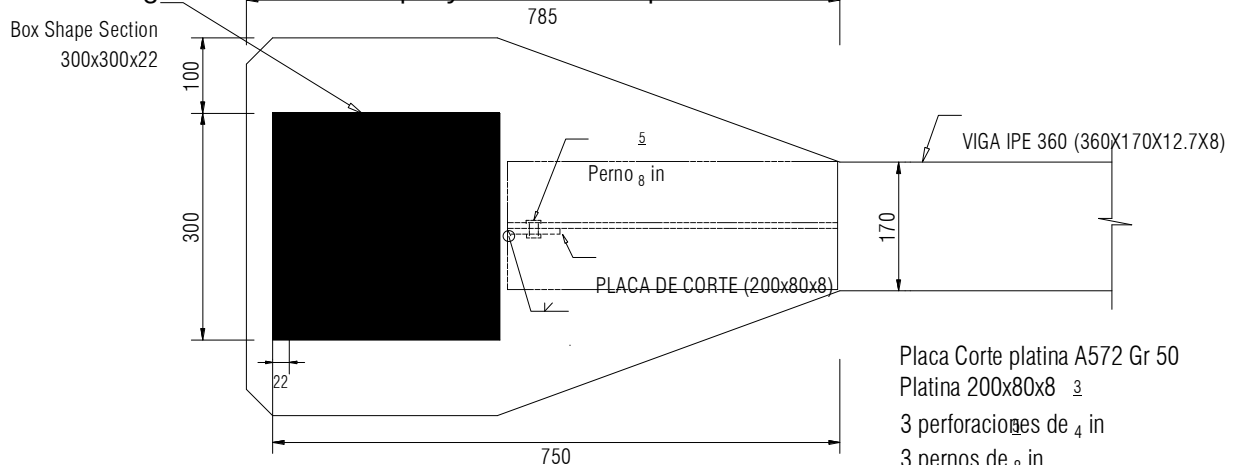
Diafragma: Plancha 22mm-ASTM A572 Gr50  
 14 perforaciones de  $\frac{3}{4}$  in  
 14 pernos de  $\frac{5}{8}$  in

## Diafragma soldado


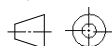


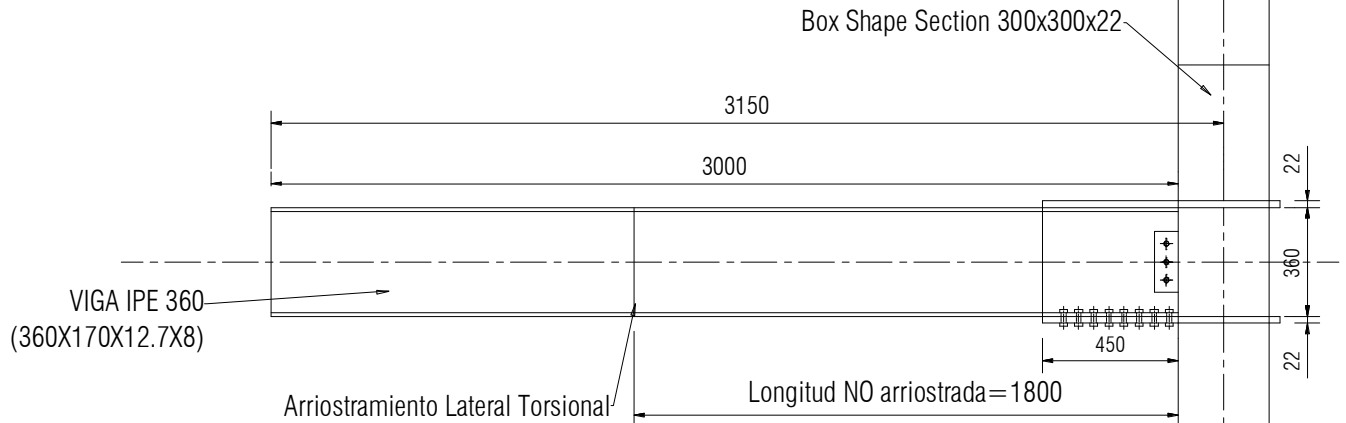
Diafragma: Plancha 22mm-ASTM A572 Gr50  
 Ángulo de cambio de sección de diafragma:  $\theta = 20^\circ$   
 Soldaduras transversales y paralelas de Filete  
 Electrodo E7018  
 Espesor soldadura: 10mm

## Diafragma soldado con proyeccion de la placa de corte



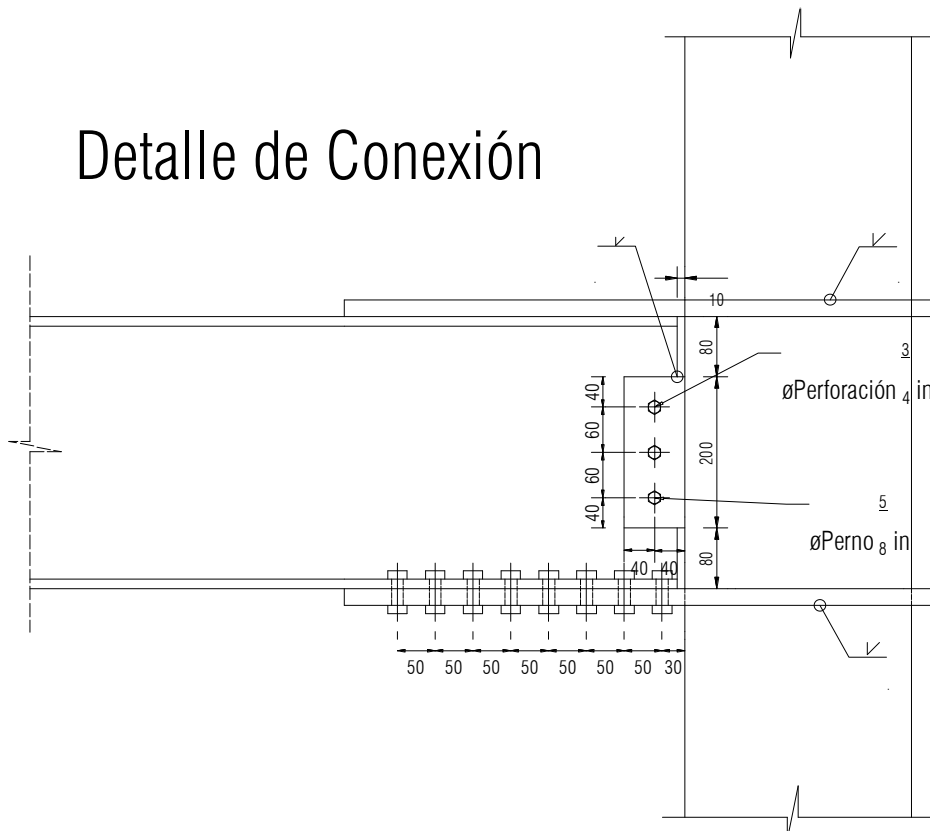
Placa Corte platina A572 Gr 50  
 Platina 200x80x8  $\frac{3}{8}$   
 3 perforaciones de  $\frac{4}{4}$  in  
 3 pernos de  $\frac{8}{8}$  in  
 Soldadura de filete en union con columna  
 Espesor soldadura = 10mm

	Nombre	Fecha	Ingeniería Civil	 <b>UNIVERSIDAD POLITÉCNICA SALESIANA</b>
Dibujado	Fernando Santos	19/01/2024	SEDE	
Comprobado			MATRIZ CUENCA	
Proyección	DETALLE DE LOS ELEMENTOS DE LA CONEXIÓN			Escala: 1/10
				Lámina N° 01



Escala 1/25

## Detalle de Conexión



Escala 1/10

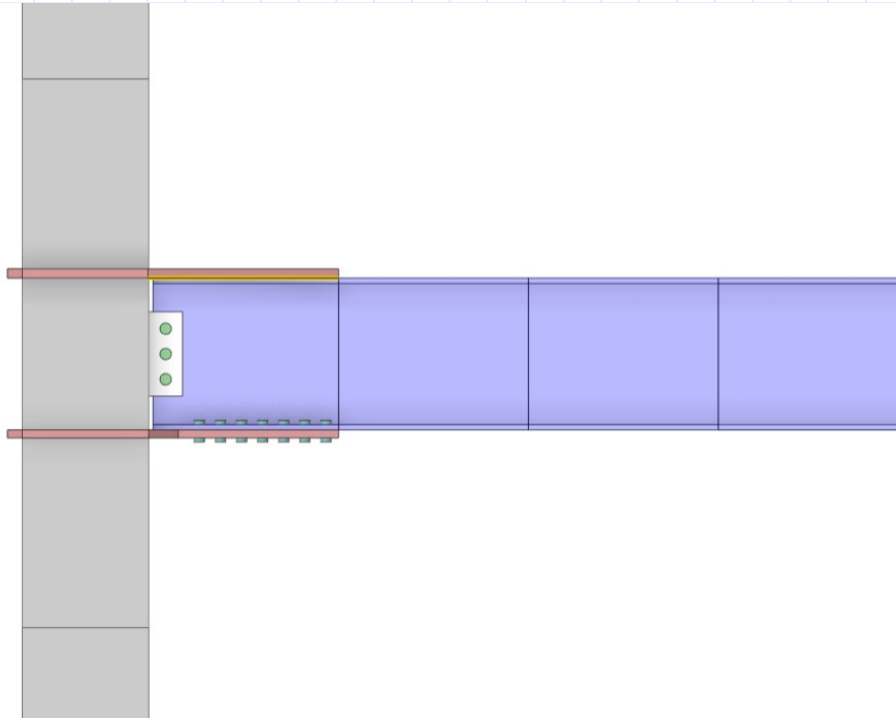
	Nombre	Fecha	Ingeniería Civil	<b>UNIVERSIDAD POLITÉCNICA SALESIANA</b>
Dibujado	Fernando Santos	19/01/2024	SEDE MATRIZ CUENCA	
Comprobado				
Proyección	DETALLE DE CONEXIÓN			Escala: Indicada
				Lámina N° 02

# ANEXO B:

Memoria de cálculo para el diseño  
del diafragma empernado

**DISEÑO DE CONEXION CON COLUMNA TUBULAR (BOX SHAPE) - VIGA H CON PATIN SUPERIOR SOLDADO E INFERIOR EMPERNADO**

***Diseño de diafragma empernado***



**A. PROPIEDADES DE LOS MATERIALES**

**Verde:** "Datos a colocar"

*Modulo de elasticidad del acero*       **$E := 200 \text{ GPa}$**

**VIGA**

*Tipo de acero*       **$ASTM A572 \text{ Gr } 50$**

*Esfuerzo de fluencia*       **$F_{yb} := 350 \text{ MPa}$**

*Esfuerzo ultimo*       **$F_{ub} := 460 \text{ MPa}$**

*Factor de sobre resistencia a fluencia*       **$R_{yb} := 1.1$**

*Factor de sobre resistencia a rotura*       **$R_{tb} := 1.1$**

**COLUMNA**

*Tipo de Acero*       **$ASTM A572 \text{ Gr } 50$**

*Esfuerzo de fluencia*       **$F_{yc} := 350 \text{ MPa}$**

*Esfuerzo ultimo*       **$F_{uc} := 460 \text{ MPa}$**

*Factor de sobre resistencia a fluencia*  $R_{yc} := 1.1$

*Factor de sobre resistencia a rotura*  $R_{tc} := 1.1$

## PLATINAS

*Tipo de acero* *ASTM A572 Gr 50*

*Esfuerzo de fluencia*  $F_{yp} := 350 \text{ MPa}$

*Esfuerzo ultimo*  $F_{up} := 460 \text{ MPa}$

*Factor de sobre resistencia a fluencia*  $R_{yp} := 1.1$

*Factor de sobre resistencia a rotura*  $R_{tc} := 1.1$

## B. PROPIEDADES GEOMETRICAS DE LOS PERFILES

### COLUMNA HSS 300x300x10

*Base:*  $b_c := 300 \text{ mm}$

*Altura:*  $d_c := 300 \text{ mm}$

*Espesor:*  $t_c := 22 \text{ mm}$

*Área:*  $A_c := 244.6 \text{ cm}^2$

*Inercia en X:*  $I_{xc} := 31708.6 \text{ cm}^4$

*Inercia en Y:*  $I_{yc} := 31708.6 \text{ cm}^4$

*Modulo seccional en X:*  $S_{xc} := 2113.9 \text{ cm}^3$

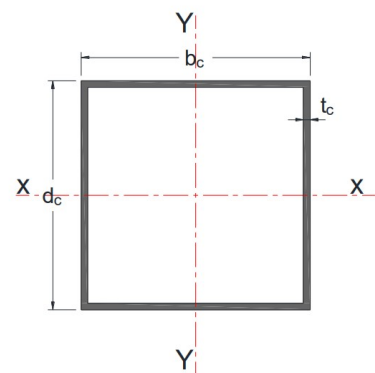
*Modulo seccional en Y:*  $S_{yc} := 2113.9 \text{ cm}^3$

*Radio de giro en X:*  $r_{xc} := 11.385 \text{ cm}$

*Radio de giro en Y:*  $r_{yc} := 11.385 \text{ cm}$

*Modulo plástico en X:*  $Z_{xc} := 2555.7 \text{ cm}^3$

*Modulo plástico en Y:*  $Z_{yc} := 2555.7 \text{ cm}^3$



Modulo plástico en Y:

c

## VIGA IPE 360

Altura del perfil:

$$d_b := 360 \text{ mm}$$

Ancho del perfil:

$$b_{fb} := 170 \text{ mm}$$

Espesor patin:

$$t_{fb} := 12.7 \text{ mm}$$

Espesor alma:

$$t_{wb} := 8 \text{ mm}$$

radio:

$$r_b := 18 \text{ mm}$$

Altura del alma:

$$h := d_b - 2 \cdot t_{fb} = 334.6 \text{ mm}$$

Area:

$$A_b := 72.7 \text{ cm}^2$$

Inercia en X:

$$I_{x_b} := 16267 \text{ cm}^4$$

Inercia en Y:

$$I_{y_b} := 1043 \text{ cm}^4$$

Modulo seccional en X:

$$S_{x_b} := 903.7 \text{ cm}^3$$

Modulo seccional en Y:

$$S_{y_b} := 122.8 \text{ cm}^3$$

Radio de giro en X:

$$r_{x_b} := 14.95 \text{ cm}$$

Radio de giro en Y:

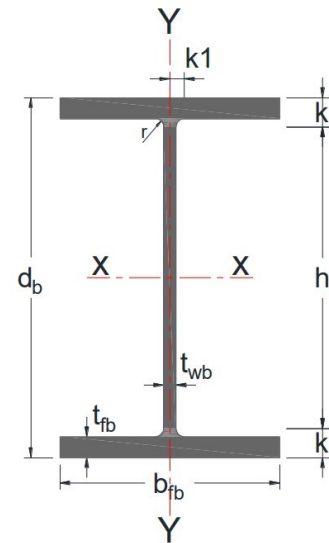
$$r_{y_b} := 3.79 \text{ cm}$$

Modulo plástico en X:

$$Z_{x_b} := 1019.2 \text{ cm}^3$$

Modulo plástico en Y:

$$Z_{y_b} := 191.1 \text{ cm}^3$$



## C. DATOS DE DISEÑO

Longitud desde la cara de la columna hasta el punto de aplicación de carga

$$L_b := 3 \text{ m}$$

Longitud desde el eje de la columna al punto aplicación de carga

$$L_{bc} := L_b + \frac{b_c}{2} = 3.15 \text{ m}$$

Distancia desde la cara de la columna hasta el punto donde se espera la rótula plástica

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

Longitud desde la rótula plástica hasta el punto de aplicación de carga

$$L_h := L_b - S_h = 2.55 \text{ m}$$

Altura de columna

$$H := 3.5 \text{ m}$$



Tipo de pernos a usar:

A490

Tipo de soldadura electrodos:

E70XX

Factor de reducción de resistencia a tensión

$\phi_t := 0.9$

Factor de reducción de resistencia por rotura

$\phi_r := 0.75$

Resistencia a fluencia de la soldadura

FEXX := 480 MPa

#### D. Factores de resistencia AISC 358-10

Para estados limites dúctiles

$\phi_d := 1$

Para estados limites no dúctiles

$\phi_n := 0.9$

Para miembros sometidos a compresión

$\phi_c := 0.9$

Factor de ajuste de fuerza LRFD

$\phi_s := 1$

#### E. Factor de maxima resistencia posible

$$C_{pr} := \frac{F_{yb} + F_{ub}}{2 \cdot F_{yb}} \leq 1.2$$

"Eq 2.4-2 Aisc 358-22"

$$M_{pr} := C_{pr} \cdot R_{yb} \cdot Z_{xb} \cdot F_{yb}$$

"Eq 2.4-1 Aisc 358-22"

Factor que toma en cuenta la máxima resistencia probable en la conexión incluyendo el endurecimiento por deformación

$$C_{pr} := \sqrt{\frac{F_{yb} + F_{ub}}{2 \cdot F_{yb}}} = 1.16$$
$$C_{pr} := \min \left[ \sqrt{\frac{F_{yb} + F_{ub}}{2 \cdot F_{yb}}}, 1.2 \right] = 1.16_{yb}$$

#### 1. Requisitos sísmicos AISC 341-22 E.3 (SMF)

##### 1.1 REVISION DEL PANDEO LOCAL DE LA VIGA

En el capítulo B del AISC 341-22 nos indica los límites de compacidad que deben tener los perfiles para evitar el pandeo local

##### 1.1.1. Requisitos sísmicos en patines de la viga

$$\frac{b_{fb}}{2 \cdot t_{fb}} \leq 0.3 \cdot \sqrt{\frac{E}{R_{yb} \cdot F_{yb}}}$$

“Tabla D1.1 Aisc 341-22”

Relación Ancho espesor

$$\lambda_{tf} := \frac{b_{fb}}{2 \cdot t_{fb}} = 6.693$$

Limite de compacidad

$$\lambda_{hd} := 0.3 \cdot \sqrt{\frac{E}{R_{yb} \cdot F_{yb}}} = 6.838_{yb}$$

```

Patín_Compacto? := if λtf ≤ λhd
| Patín_Compacto? ← “Patín Compacto” |
| else if λtf > λhd
| Patín_Compacto? ← “Cambiar Perfil” |

```

Patín\_Compacto? = “Patín Compacto”

### 1.1.2. Requisitos sísmicos en Alma de la Viga

- <sup>b)</sup> For I-shaped beams in SMF systems, where  $C_a$  is less than or equal to 0.114, the limiting ratio  $h/t_w$  shall not exceed  $2.57 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$ . For I-shaped beams in intermediate moment frame (IMF) systems, where  $C_a$  is less than or equal to 0.114, the limiting width-to-thickness ratio shall not exceed  $3.96 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$ .

"Al no tener carga axial presente, se toma "Pu" como mínimo el valor de Vp"

$$C_a := \frac{\phi_s \cdot P_u}{P_y}$$

“Tabla D1.1 Aisc 341-22”

$$M_{pr} := C_{pr} \cdot R_{yb} \cdot Z_{x_b} \cdot F_{yb} = 46.3 \text{ tonnef} \cdot m \quad L_h = 2.55 \text{ m} \quad V_p := \frac{M_p}{L} = 18.16 \text{ tonnef}_h$$

$$P_u := V_p = 18.157 \text{ tonnef}$$

Carga ultima resistencia

$$P_y := R_{yb} \cdot F_{yb} \cdot A_b = 285.413 \text{ tonnef}$$

Valor de Ca

$$C_a := \frac{\phi_s \cdot P_u}{P_y} = 0.0636$$

```

λhv := if Ca ≤ 0.113
| λhv ← 2.45 · (1 - 1.04 · Ca) · √(E / (Ryb · Fyb)) |
| else if Ca > 0.113
| λhv ← “Aplique Tabla D1.1 Aisc 341-22” |

```

Limite de compacidad  $\lambda_{hv} = 52.146$

Relación Ancho espesor  $\lambda_{tw} := \frac{d_b}{t} = 45$

```
Alma_Compacta? := if  $\lambda_{tw} \leq \lambda_{hv}$ 
|  $\text{Alma\_Compacta?} \leftarrow \text{"Alma Compacta"}$ 
| else if  $\lambda_{tw} > \lambda_{hv}$ 
|  $\text{Alma\_Compacta?} \leftarrow \text{"Cambiar Perfil"}$ 
|
```

$\text{Alma\_Compacta?} = \text{"Alma Compacta"}$

### 1.2. Verificación de pandeo local en la columna

Las vigas y columnas deben cumplir con requisitos de la sección D1.1 para miembros de alta ductilidad.

Caso contrario se debe garantizar por medio de ensayos experimentales

Tabla D1.1 para elementos sísmicamente compactos

#### 1.2.1. Requisitos sísmicos en el alma de la columna

$$Ca := \frac{\phi_s \cdot Pu}{Py}$$

“Tabla D1.1 Aisc 341-22”

$$M_{pr} := C_{pr} \cdot R_{yb} \cdot Z_{xb} \cdot F_{yb} = 46.3 \text{ tonnef} \cdot m$$

$$L_h = 2.55 \text{ m}$$

$$V_p := \frac{M_{pr}}{L} = 18.16 \text{ tonnef}_h$$

$$Pu := V_p = 18.157 \text{ tonnef}$$

Carga ultima de resistencia

$$Py := R_{yc} \cdot F_{yc} \cdot A_c = 960.277 \text{ tonnef}$$

Valor de Ca

$$Ca := \frac{\phi_s \cdot Pu}{Py} = 0.0189$$

$$\lambda_{hc} := \text{if } Ca \leq 0.113 \frac{1}{\sqrt{Py}}$$

$$\lambda_{hc} \leftarrow 2.45 \cdot \sqrt{\frac{E_{yc}}{R_{yc}}} \cdot (1 - 1.04 \cdot Ca)$$

$$\text{else if } Ca > 0.113 \sqrt{\frac{E_{yc}}{R_{yc}}}$$

$$\lambda_{hc} \leftarrow 2.26 \cdot \sqrt{\frac{E_{yc}}{R_{yc}}} \cdot F_{yc} \cdot (1 - 0.38 \cdot Ca)$$

Limite de compacidad

$$\lambda_{hc} = 54.743$$

Altura columna sin espesores

$$H_{col} := d_c - 2 \cdot t_c = 256 \text{ mm}$$

Relación Ancho espesor

$$\lambda_c := \frac{H_{col}}{t} = 11.636 c$$

```
Alma_Compacta? := if  $\lambda_c \leq \lambda_{hc}$ 
|   || Alma_Compacta? ← "Alma Compacta" ||
|   || else if  $\lambda_c > \lambda_{hc}$ 
|   ||   || Alma_Compacta? ← "Cambiar Perfil" ||
|   ||
```

Patín\_Compacto? = "Patín Compacto"

### 1.2.2. Requisitos sísmicos en patín de la columna

$$\frac{b_c}{t} < 0.55 \cdot \sqrt{\frac{R_{yb} E}{F_{yb}}}$$

Ancho de columna sin espesores

$$b_{col} := b_c - 2 \cdot t_c = 256 \text{ mm}$$

Relación ancho - espesor

$$\lambda_{fc} := \frac{b_{col}}{t} = 11.636 c$$

Limite de compacidad

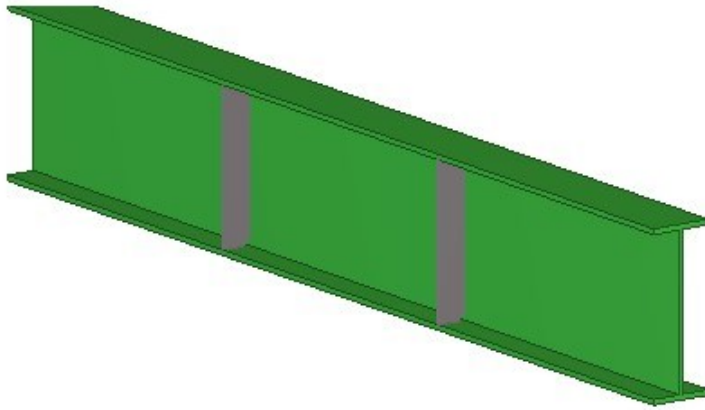
$$\lambda_{hd_c} := 0.55 \cdot \sqrt{\frac{E}{R} \cdot F}$$

```
Patín_Compacto? := if  $\lambda_{fc} \leq \lambda_{hd_c}$ 
|   || Patín_Compacto? ← "Patín Compacto" ||
|   || else if  $\lambda_{fc} > \lambda_{hd_c}$ 
|   ||   || Patín_Compacto? ← "Cambiar Perfil" ||
|   ||
```

Patín\_Compacto? = "Patín Compacto"

### 2. Revisión de la longitud no arriostrada de la viga

1. Se debe garantizar un adecuado soporte lateral en vigas de sistemas SMF, para garantizar que la degradación por resistencia debida al pandeo lateral torsional se retrase hasta alcanzar suficiente ductilidad
2. Tanto el patín superior como el inferior se deben restringir lateralmente
3. La resistencia del perfil que proporcionará el soporte lateral debe cumplir con los requerimientos del apéndice 6 de las especificaciones AISC 360-22



$$L_b \leq L_{b_{max}}$$

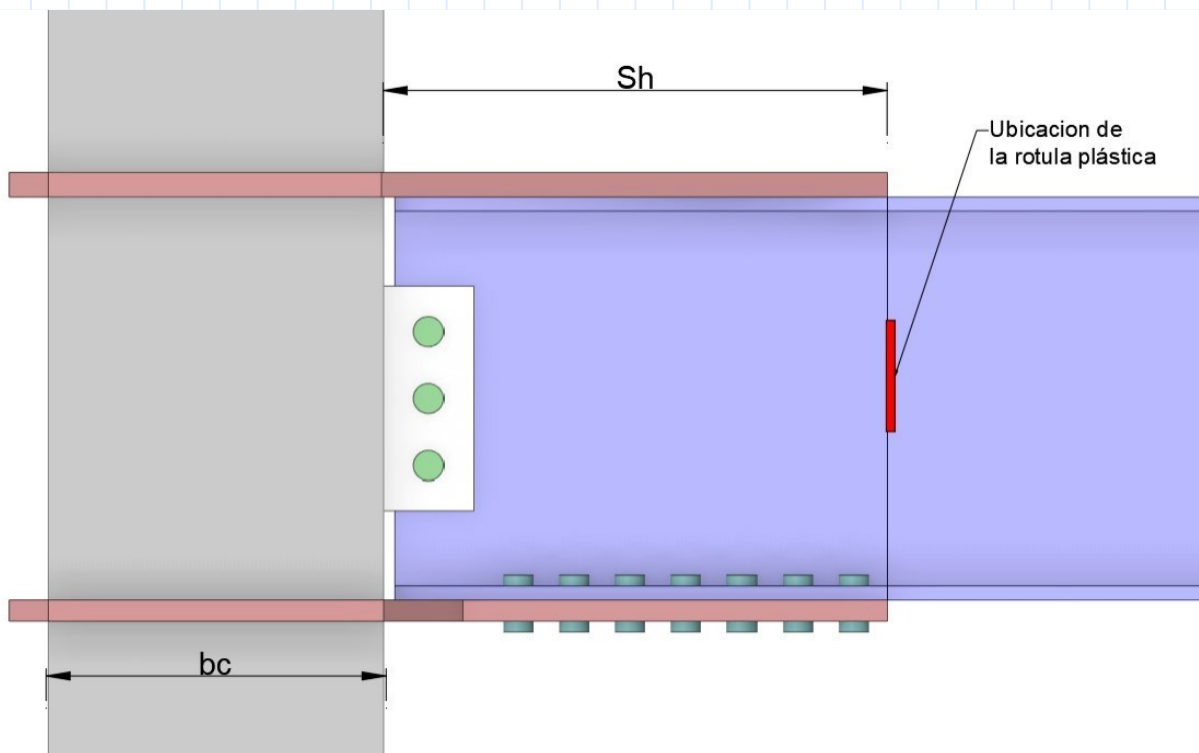
$$L_{b_{max}} := 0.086 \cdot r_{yb} \cdot \frac{E}{F} = 1.863 \text{ m}_{yb}$$

Longitud NO arriostrada a colocar

$$L_b := 1.80 \text{ m}$$

Si la longitud de soporte lateral NO cumple, se debe aumentar el numero de soportes o aumentar la sección de la viga.

### 3. Cortantes y momentos en la rotula plástica



“Eq 2.4-1 Aisc 358-22”

Momento resistente esperado en la rotula plástica

$$M_{pr} := C_{pr} \cdot R_{yb} \cdot Z_{xb} \cdot F_{yb} = 46.3 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

Distancia desde la cara de la columna hasta el punto donde se espera la rotula plástica

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

Longitud desde la rotula plástica hasta el punto de aplicación de carga

$$L_h = 2.55 \text{ m}$$

*Este valor es 0, ya que al ser un pórtico experimental no tiene carga muerta ni viva*

Carga Ultima Actuante

$$W_u := 0 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Corte por capacidad en la rotula plástica, se espera que al aplicar esta carga en el actuador hidraulico se produzca plastificación en el perfil

$$V_p := \frac{M_{pr}}{L} + \frac{W_u \cdot L}{2} \cdot 18.146 \text{ tonnef}_h$$

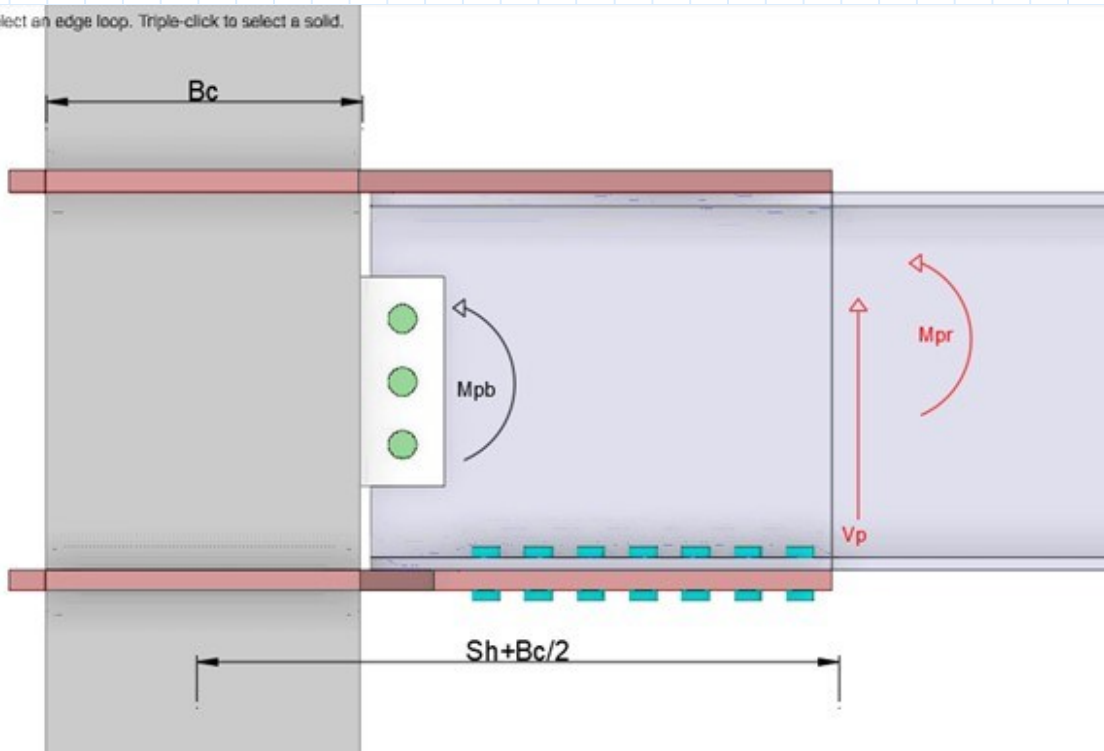
“Eq 7.6-16 Aise 358-22”

#### 4. Relación columna fuerte - viga débil

$$\frac{\sum M_{pc}}{\sum M_{pb}} > 1.0$$

*Sumatoria de momentos resistentes en el nudo por vigas*

Double-click to select an edge loop. Triple-click to select a solid.



Corte esperado en la rotula plástica viga

$$V_p := \frac{M_{pr}}{L} = 18.157 \text{ tonnef} \cdot h$$

Momento resistente esperado en la rotula plástica

$$M_{pr} = 46.301 \text{ tonnef} \cdot m$$

Distancia a la rotula plástica

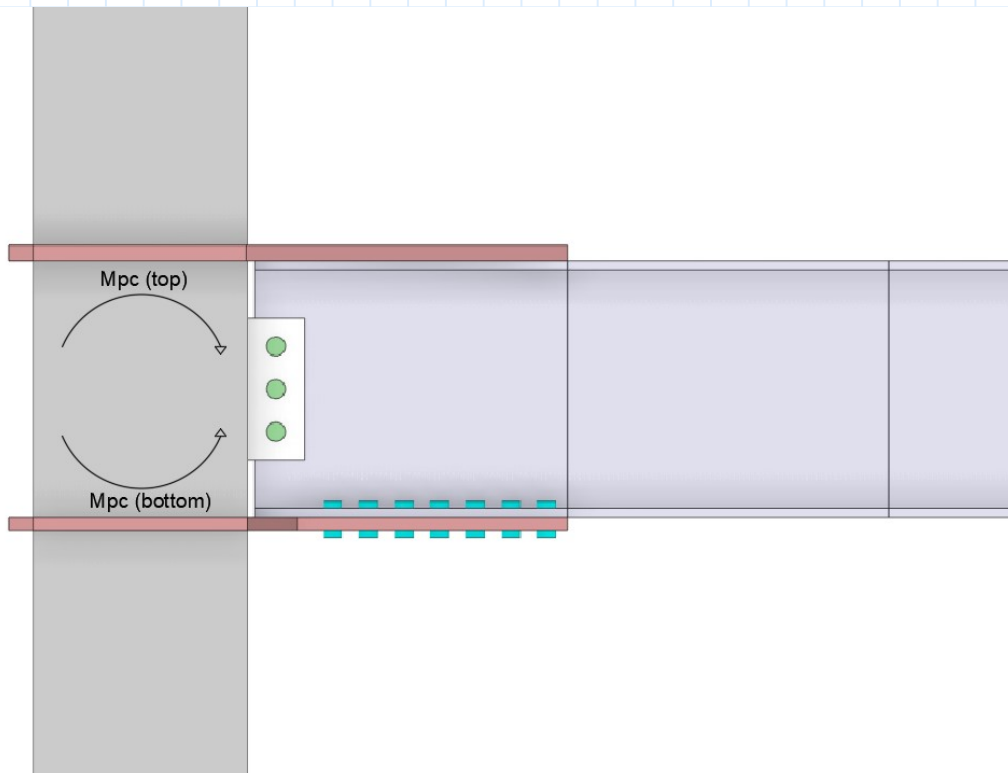
$$Sh = 450 \text{ mm}$$

Momento máximo probable provocado en la viga

$$M_{pb} := M_{pr} + V_p \cdot \left( Sh + \frac{b_c}{2} \right) = 57.195 \text{ tonnef} \cdot m$$

“Section 12.4 Aisc 341-22”

### Sumatoria de momentos resistentes en la unión con la columna



Esfuerzo de fluencia columna

$$F_{yc} = 350 \text{ MPa}$$

Modulo plástico de una sección tubular cuadrada hueca

$$Z_x := 2 \cdot \left( \left( \frac{d_c - t_c}{2} \right) \cdot t_c \cdot \left( \frac{d_c - t_c}{4} - \frac{t_c}{2} \right) + \left( d_c \cdot t_c \cdot \left( \frac{d_c - t_c}{2} - \frac{t_c}{2} \right) \right) \right) \cdot 2 = 2555.7 \text{ cm}^3$$

Momento en columna (bottom)

$$M_c := Z_x \cdot \left( F_{yc} - \frac{V_p}{A_c} \right) = 89.316 \text{ tonnef} \cdot m$$

Sumatoria de momentos máximos probables (top, bottom)

$$M_{pc} := 2 \cdot M_c = 178.632 \text{ tonnef} \cdot m$$

## Evaluación jerárquica viga débil - columna fuerte

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

$$\frac{M_{pc}}{M} = 3.123 \text{ } pb$$

```

CF_VD := if  $\frac{M_{pc}}{M} > 1$ 
|
|  $CF\_VD \leftarrow$  "Cumple criterio columna fuerte - viga debil" |
|
| else if  $\frac{M_{pc}}{M} < 1$ 
|
|  $CF\_VD \leftarrow$  "MAL"

```

$CF\_VD =$  "Cumple criterio columna fuerte - viga debil"

### 5. Calculo del momento nominal máximo probable de la viga en la rotula plástica

$$M_{pr} := C_{pr} \cdot R_{yb} \cdot F_{yb} \cdot Z_{x_b} = 46.301 \text{ tonnef} \cdot m \quad \text{"Eq 2.4-1 Aisc 358-22"}$$

### 6. Calculo del diámetro máximo del perno para prevenir una falla en el patín de la viga por rotura bajo cargas de tensión

Diámetro máximo permitido  
Eq- 7.6.2 AISC 358-22

$$db_{max} := \left( \frac{Z_{x_b}}{2 \cdot t_{fb} \cdot (d_b - t_{fb})} \right) \cdot \left( \frac{R_{yb} \cdot y_b}{R_{tb} \cdot F_{ub}} \right)^{\frac{1}{16}} \text{ in} = 26.041$$

$$\frac{5}{8} \text{ in} = 15.875 \text{ mm}$$

$$d_{bolt} := \frac{5}{8} \text{ in} = 15.875 \text{ mm} \quad \text{"Eq 7.5-2 Aisc 358-22"}$$

Diámetro a usar

```

Diametro_Correcto? := if  $d_{bolt} < db_{max}$ 
|
|  $Diametro\_Correcto? \leftarrow$  "Diametro correcto"
|
| else if  $d_{bolt} > db_{max}$ 
|
|  $Diametro\_Correcto? \leftarrow$  "Disminuya Diametro"

```

$Diametro\_Correcto? =$  "Diametro correcto"

### 7. Geometría de la placa (disposiciones tabla J3-4 - estimación de espesor de Flange Plate y definición de resistencia de pernos)

#### 7.1 Espesor de Flange Plate

Colocar un espesor estimado

$$tp := 22 \text{ mm}$$

#### 7.2 Especificaciones de pernos



**Calidad del material del perno: ASTM A490**

**Se considera que la rosca esta excluida en el plano de corte**

Tensión nominal a tracción (Tabla J3.2 AISC 360-22)

$$F_{nt} := 780 \text{ MPa}$$

Tensión nominal a corte (Tabla J3.2 AISC 360-22)

$$F_{nv} := 579 \text{ MPa}$$

### **7.3 Resistencia nominal por perno considerando pernos a corte y pernos a aplastamiento**

-Se supone un espesor de la placa de brida "tp".

-Calcular la anchura de la placa de la brida "bfp" teniendo en cuenta el calibre del perno, los requisitos de distancia del borde del perno y la anchura del ala de la viga.

-Determinar la resistencia nominal a cortante de control por perno considerando el cortante y el apoyo del perno:

$$r_n = \min \left\{ \begin{array}{l} 1.0 F_{nv} A_b \\ 2.4 F_{ub} d_b t_f \\ 2.4 F_{up} d_b t_p \end{array} \right. \quad \text{"Eq 7.6-3 Aisc 358-22"}$$

**"rn: Fuerza necesaria para el diseño de la placa de continuidad"**

Área del perno propuesto

$$A_b := \frac{\pi d_{bolt}^2}{4} = 1.98 \text{ cm}^2$$

Resistencia nominal a corte por cada perno

$$rn_1 := 1.0 \cdot F_{nv} \cdot A_b = 11.69 \text{ tonnef} \quad \text{"Eq J3-1 Aisc 360-22"}$$

Resistencia a corte del perno por aplastamiento del ala de la viga

$$rn_2 := 2.4 \cdot F_{ub} \cdot d_b \cdot t_{fb} = 514.7 \text{ tonnef} \quad \text{"Eq J3-6a Aisc 360-22"}$$

Resistencia a corte del perno por aplastamiento del flange plate

$$rn_3 := 2.4 \cdot F_{up} \cdot d_b \cdot t_p = 891.61 \text{ tonnef}$$

Resistencia mínima a corte por perno

$$rn := \min \left( rn_1, rn_2, rn_3 \right) = 11.686 \text{ tonnef}$$

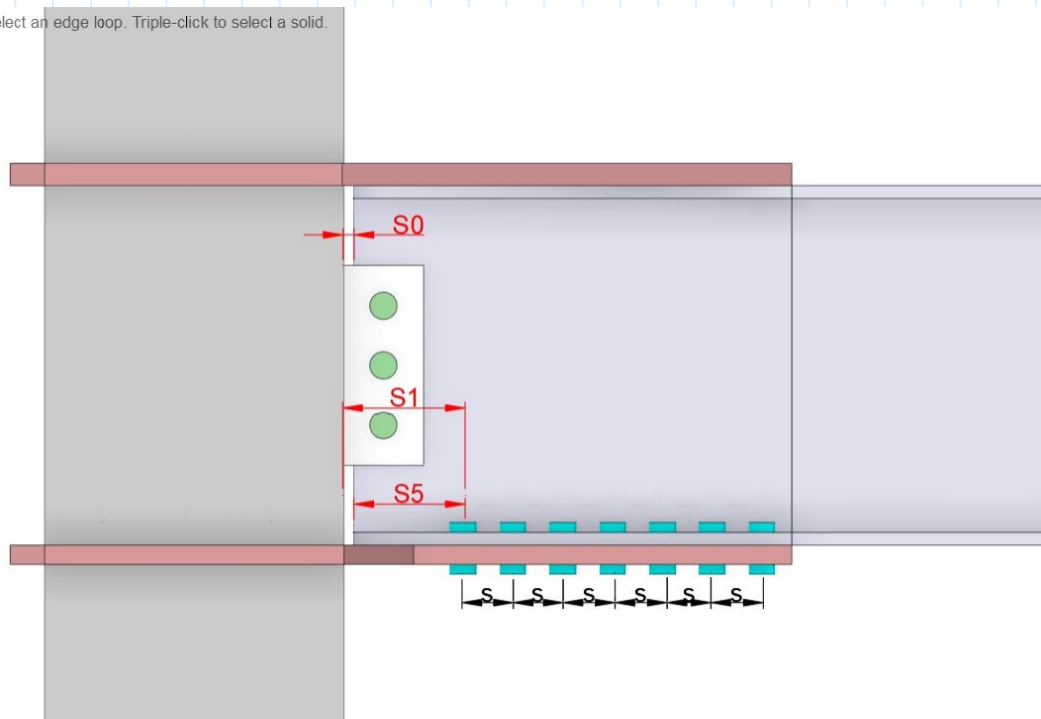
## 7.4 Tabla J3.4 mínima distancia desde el centro de agujeros standard al borde de la placa conectada en función del perno seleccionado

TABLE J3.4M Minimum Edge Distance <sup>[a]</sup> from Center of Standard Hole <sup>[b]</sup> to Edge of Connected Part, mm	
Bolt Diameter, mm	Minimum Edge Distance
16	22
20	26
22	28
24	30
27	34
30	38
36	46
Over 36	1.25d

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

## 7.5 Configuración geométrica del diafragma emperrado

Double-click to select an edge loop. Triple-click to select a solid.



Espaciamiento mínimo desde el borde de placa al centro del perno (Tabla J3.4)

$$S_{2\_tabla} := 22 \text{ mm}$$

Espaciamiento a usar

$$S_2 := 30 \text{ mm}$$

Separación desde columna hacia la viga

$$S_0 := 10 \text{ mm}$$

Espaciamiento mínimo entre eje de pernos

$$S_{min\_ejes} := 3 \cdot d_{bolt} = 48 \text{ mm}$$

Espaciamiento a usar entre eje de pernos

$$S := 50 \text{ mm}$$

Distancia desde la cara de la columna hasta el centro del agujero

$$S_1 := Sh - 6 \quad S = 150 \text{ mm}$$

Distancia desde el borde de la viga hasta el centro del agujero

$$S_5 := Sh - S_0 - 6 \quad S = 140 \text{ mm}$$

```

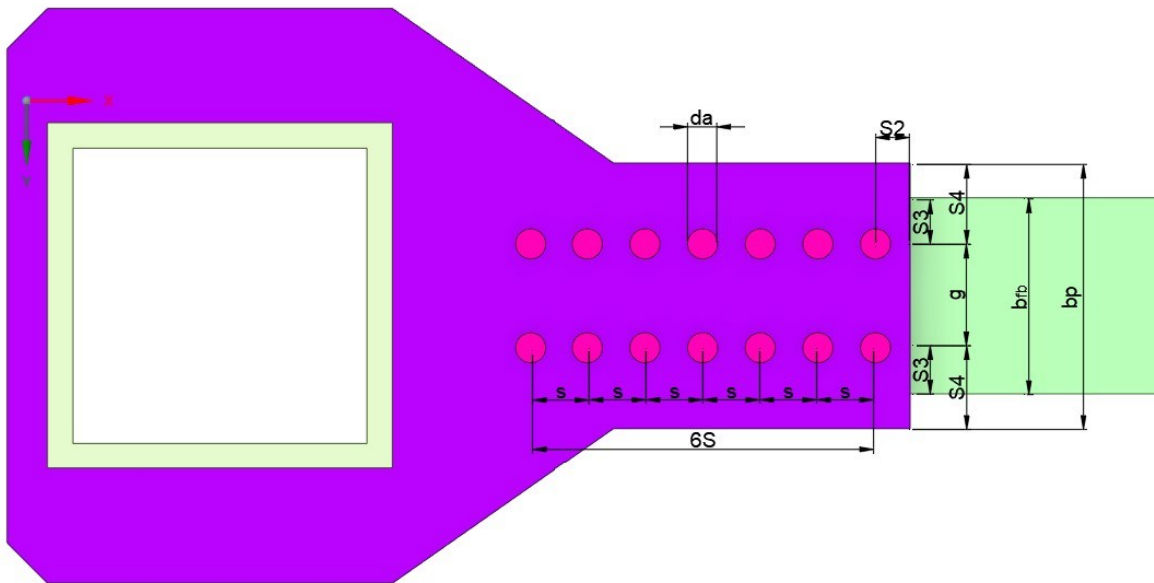
Distancia_Borde = if S2 > S2_tabla
                  Distancia_Borde ← "Correcto"
                  else if S2 < S2_tabla
                  Distancia_Borde ← "Aumente distancia"
    
```

Distancia\_Borde = "Correcto"

```

Espaciamiento_Correcto? = if S > S_min_ejes
                           Espaciamiento_Correcto? ← "Correcto"
                           else if S < S_min_ejes
                           Espaciamiento_Correcto? ← "Aumente espaciamiento"
    
```

Espaciamiento\_Correcto? = "Correcto"



Ancho del patín de la viga

$$b_{fb} = 170 \text{ mm}$$

Distancia entre centro de lineal de pernos

$$g := 90 \text{ mm}$$

Distancia centro de pernos a borde de la viga

$$S_3 := \frac{b_{fb} - g}{2} = 40 \text{ mm}$$

Distancia desde centro de pernos a borde de alma de la viga

$$S_4 := S_3 + 30 \text{ mm} = 70 \text{ mm}$$

Ancho de diafragma (Flange Plate)

$$b_p := g + 2 \cdot S_4 = 230 \text{ mm}$$

### 8. Numero de pernos por corte en patines

$$n_{min} := \frac{1.25 \cdot M_{pr}}{\phi_n \cdot r_n \cdot \left( \frac{d_b}{2} + t_p \right)} = 14.4$$

"Eq 7.5-4 Aisc 358-22"

Numero de pernos a usar:  $n := 14$

### 9. Longitud de la rótula plástica

$$S_h := S_i + S_o \cdot \left( \frac{n}{2} - 1 \right) = 450 \text{ mm}$$

"Eq 7.5.5 AISC 358-22"

### 10. Calculo de la fuerza de corte en la rotula plástica

Distancia desde la cara de la columna hasta la rotula plástica, lo cual ocurre donde termina el rigidizador

$$S_h = 450 \text{ mm}$$

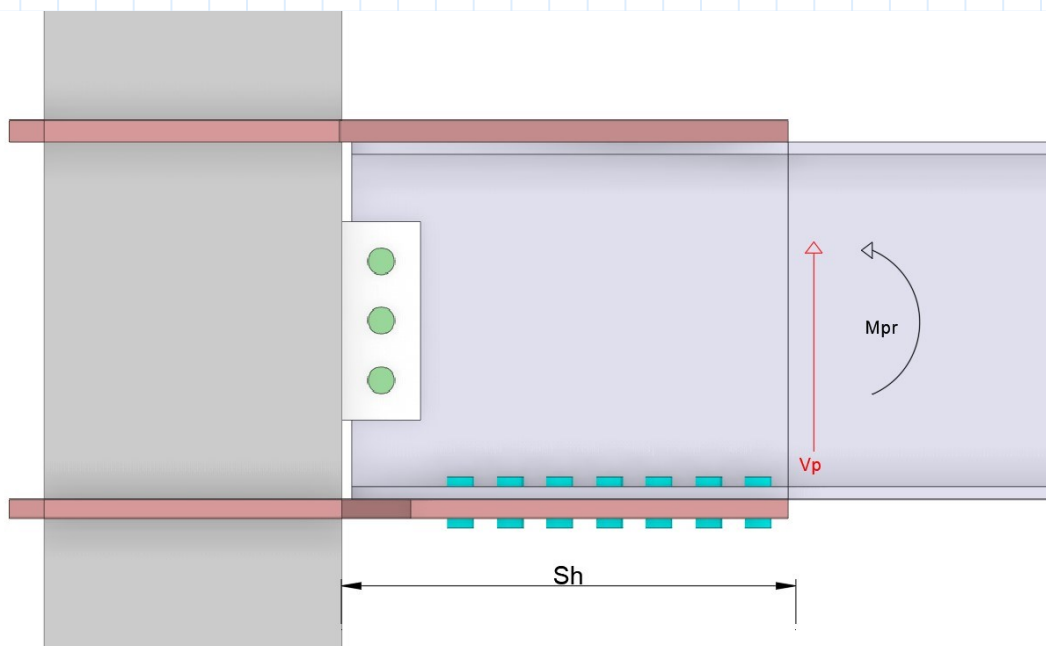
Longitud desde la rotula plástica hasta el punto de aplicación de la carga

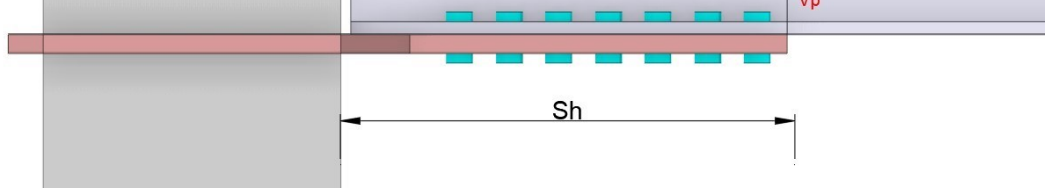
$$L_h = 2.55 \text{ m}$$

Corte por capacidad en la rotula plástica

$$V_p := \frac{M_{pr}}{L} = 18.2 \text{ tonnef}_h$$

### 11. Calculo del momento en la cara de la columna

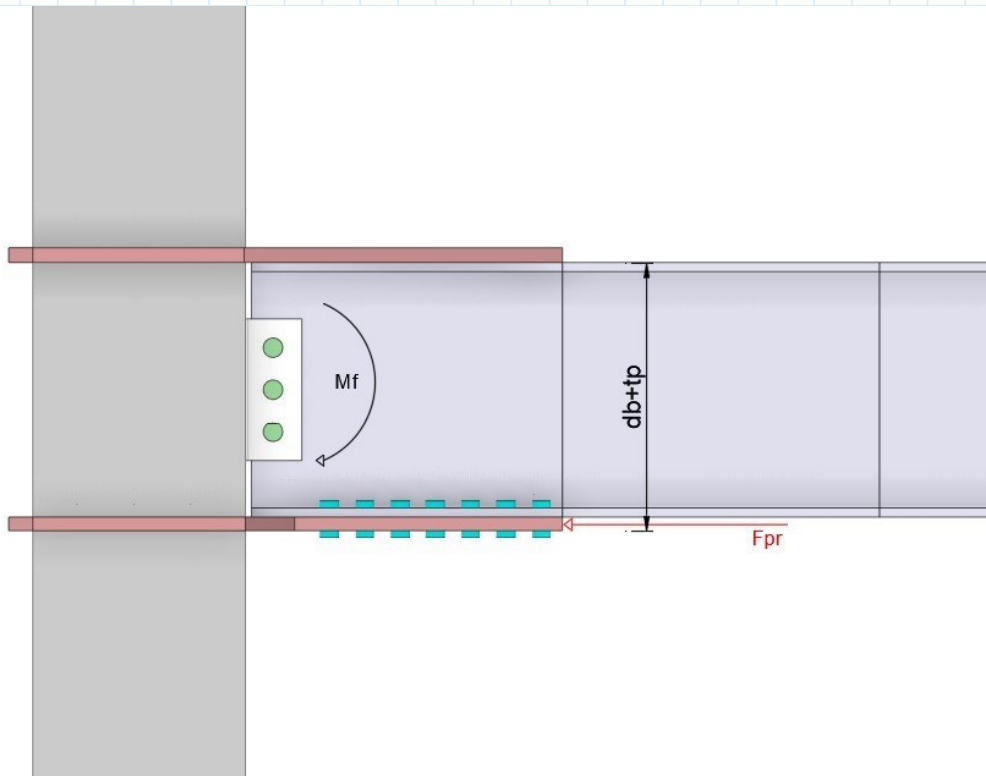




Momento en la cara de la columna

$$M_f := M_{pr} + V_p \cdot Sh = 54.47 \text{ tonnef} \cdot m$$

## 12. Calculo de fuerza sobre diafragma



Fuerza actuante en diafragma

$$F_{pr} := \frac{M_f}{d_b + t_p} = 142.6 \text{ tonnef} \quad \text{"Eq 7.5-6 Aisc 358-22"}$$

## 13. Confirmar el numero de pernos seleccionado en el ítem 13

$$n_{req} := \frac{F_{pr}}{\phi_n \cdot r_n} = 13.558 \quad \text{"Eq 7.5-7 Aisc 358-22"}$$

```

Numero_Pernos := if n ≥ n_req
                  | Numero_Pernos ← "Correcto"
                  | else if n < n_req
                  | Numero_Pernos ← "Aumente numero pernos"

```

Numero\_Pernos = "Correcto"

## 14. Chequeo del espesor del diafragma

$$tp_{req} := \frac{F_{pr}}{\phi_d \cdot F_{yp} \cdot b_p} = 17.37 \text{ mm}$$

"Eq 7.5-8 Aisc 358-22"

```

Espesor_Correcto? := | if tp ≥ tp_req
| | Espesor_Correcto? ← "Correcto"
| else if tp < tp_req
| | Espesor_Correcto? ← "Aumente espesor"
|
    
```

Espesor\_Correcto? = "Correcto"

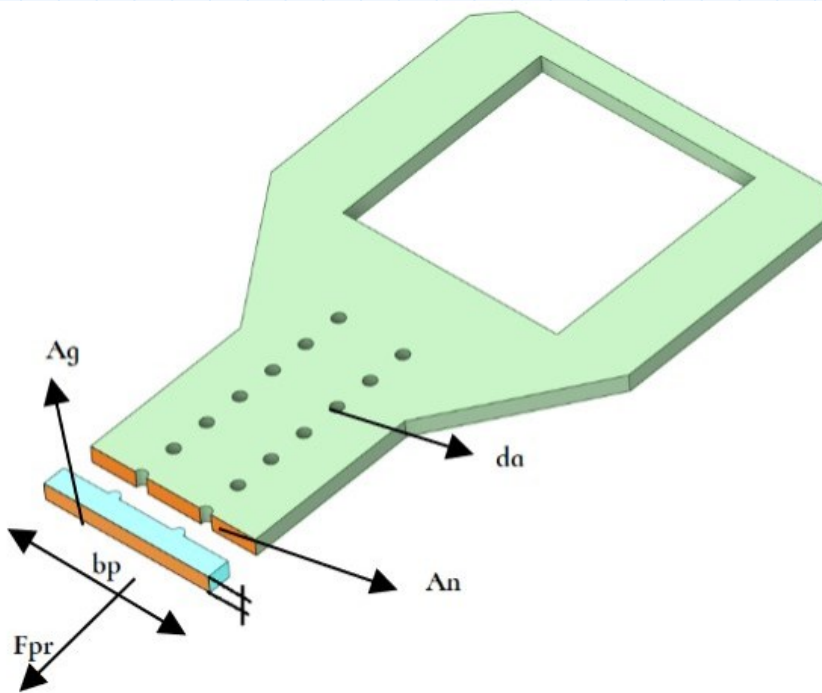
## 15. Chequeo fractura del area neta del diafragma

$$F_{pr} \leq \phi_n \cdot Rn$$

"Eq 7.5-10 Aisc 358-22"

$$Rn := F_{up} \cdot A_e$$

"Eq J4-2 Aisc 360-22"



Factor de corte (tabla D.3.1) para miembros sometidos a cargas de tracción transmitida directamente por su sección transversal de pernos o soldaduras

$$U := 1$$

Área gruesa

$$A_g := b_p \cdot tp = 50.6 \text{ cm}^2$$

Diámetro de agujero Standard

$$da := d_{bolt} + \frac{1}{8} \text{ in} = 19.05 \text{ mm}$$

Área neta en tensión

$$A_n := A_g - 2 \cdot da \cdot tp = 42.218 \text{ cm}^2$$

$$Ae := An \leq 0.85 \cdot Ag$$

```

Comprobacion13 := if An <= 0.85 * Ag
  Comprobacion13 ← "BIEN"
else if An > 0.85 * Ag
  Comprobacion13 ← "Use 0.85 * Ag"
  
```

Comprobacion13 = "BIEN"

Área neta efectiva definida en la sección D.3 para Bolted Splice Plates

$$Ae := U \cdot An = 42.22 \text{ cm}^2$$

Resistencia nominal a fractura en la sección del área efectiva

$$Rn := F_{up} \cdot Ae = 198 \text{ tonnef}$$

$$\phi_n Rn := \phi_n \cdot Rn = 178.2 \text{ tonnef}$$

Fuerza presente en el diafragma

$$F_{pr} = 142.59 \text{ tonnef}$$

```

Resiste_a_Fractura? := if phi_n * Rn >= F_pr
  Resiste_a_Fractura? ← "Resiste"
else if phi_n * Rn < F_pr
  Resiste_a_Fractura? ← "NO Resiste"
  
```

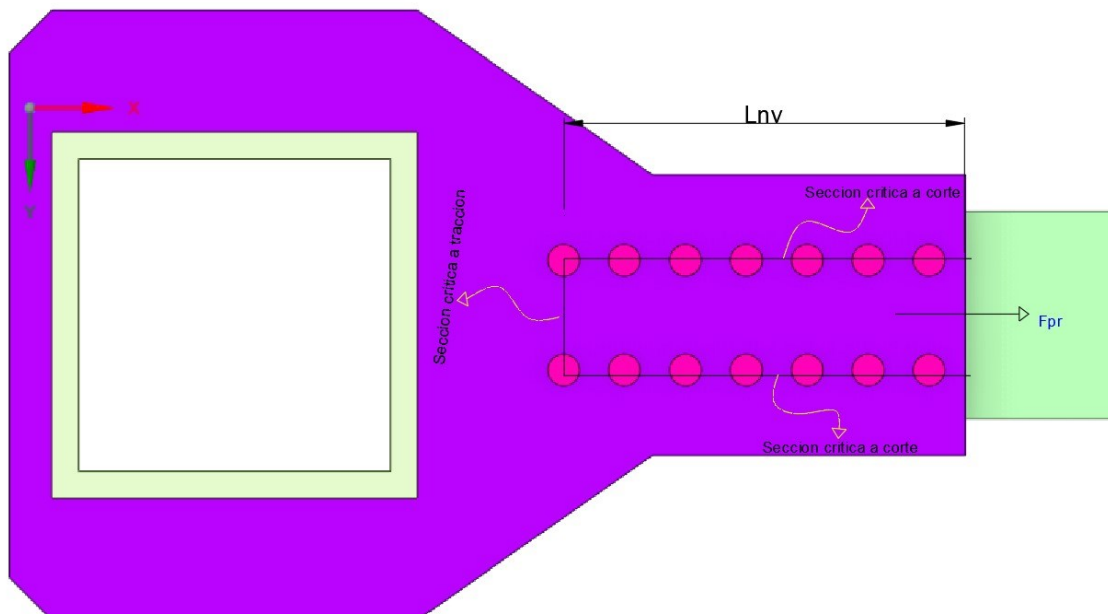
Resiste\_a\_Fractura? = "Resiste"

## 16. Chequeo por bloque de cortante

### 16.1 Bloque de cortante diafragma CASO 1

Esfuerzo en tensión es uniforme, información mas detallada en comentarios J.4.3 AISC 360-22

$$U_{bs} := 1$$



Longitud sujeta a corte

$$L_{nv} := S_2 + S \cdot \left( \frac{n}{2} - 1 \right) = 330 \text{ mm}$$

Área neta sujeta a corte (Método1)

$$A_{nv} := \left( L_{nv} - da \cdot \left( \frac{n}{2} - 0.5 \right) \right) \cdot tp \cdot 2 = 90.72 \text{ cm}^2$$

Área gruesa sujeta a corte

$$A_{gv} := 2 \cdot L_{nv} \cdot tp = 145.2 \text{ cm}^2$$

Área neta sujeta a corte (Método2)

$$A_{nv} := A_{gv} - 2 \cdot tp \cdot da \cdot \left( \frac{n}{2} - 0.5 \right) = 90.72 \text{ cm}^2$$

Área neta sujeta a tracción

$$A_{nt} := (g - da) \cdot tp = 15.609 \text{ cm}^2$$

### Resistencia nominal por cortante y tensión combinadas

$$Rn := 0.6 \cdot F_{up} \cdot A_{nv} + U_{bs} \cdot F_{up} \cdot A_{nt} \leq 0.6 \cdot F_{yp} \cdot A_{gv} + U_{bs} \cdot F_{up} \cdot A_{nt} \quad \text{"Eq J4-5 Aisc 360-22"}$$

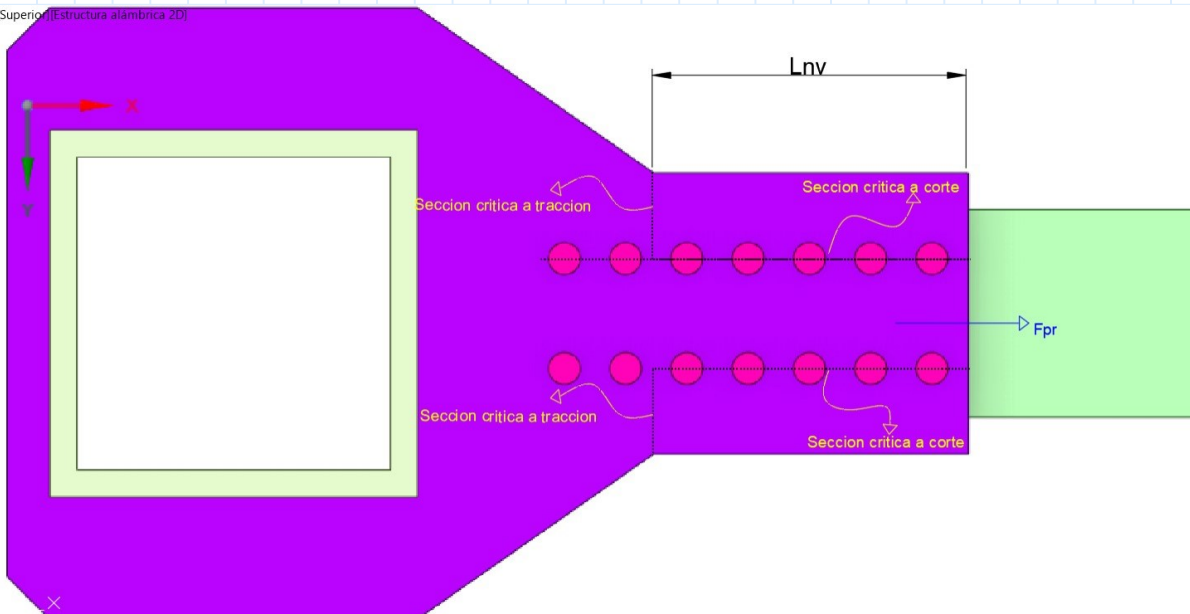
$$Rn_{casol} := \min \left( 0.6 \cdot F_{up} \cdot A_{nv} + U_{bs} \cdot F_{up} \cdot A_{nt}, 0.6 \cdot F_{yp} \cdot A_{gv} + U_{bs} \cdot F_{up} \cdot A_{nt} \right) = 328.5 \text{ tonnef}$$

## 16.2 Bloque de cortante diafragma CASO 2

Esfuerzo en tensión es uniforme, información mas detallada en comentarios J.4.3 AISC 360-10

$$U_{bs} := 1$$

[Superior] [Estructura alámbrica 2D]



Longitud sujeta a corte

$$L_{nv} := 257.2 \text{ mm}$$

Área neta sujeta a corte (Método1)

$$A_{nv} := \left( L_{nv} - (da \cdot 5) \right) \cdot tp \cdot 2 = 71.26 \text{ cm}^2$$



Área gruesa sujeta a corte

$$A_{gv} := 2 \cdot L_{nv} \cdot tp = 113.168 \text{ cm}^2$$

Área neta sujeta a corte (Método2)

$$A_{nv} := A_{gv} - 2 \cdot tp \cdot da \cdot (5) = 71.26 \text{ cm}^2$$

Área neta sujeta a tracción

$$A_{nt} := \left( S_4 \cdot 2 \right) \cdot tp = 30.8 \text{ cm}^2$$

Resistencia nominal por cortante y tensión combinadas

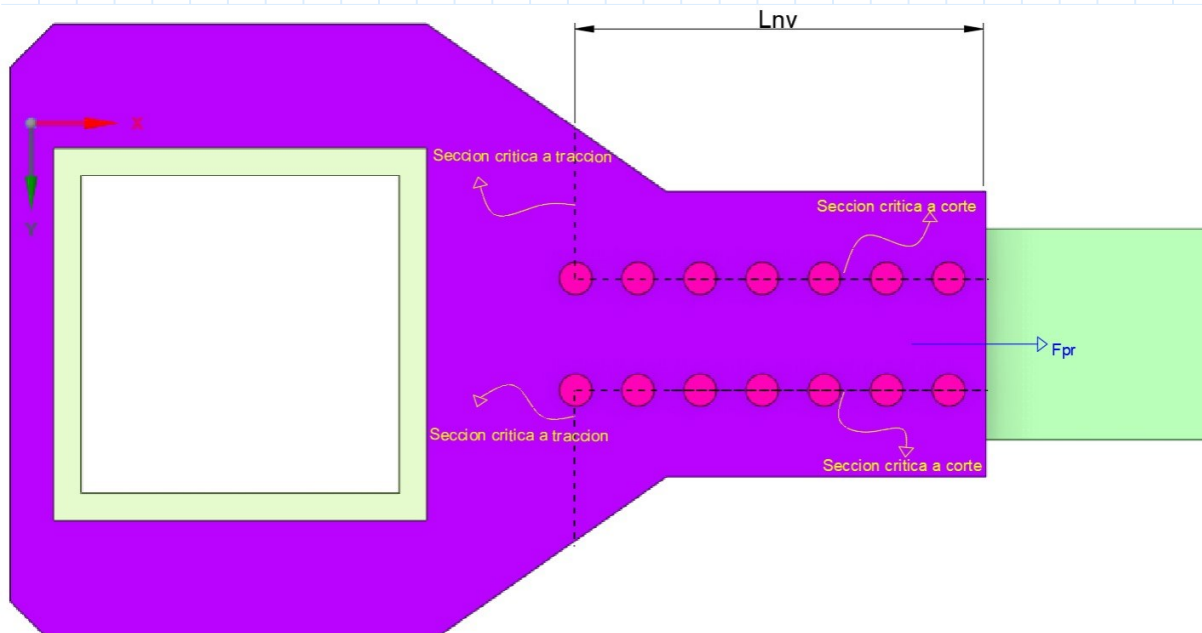
$$R_n := 0.6 \cdot F_{up} \cdot A_{nv} + U_{bs} \cdot F_{up} \cdot A_{nt} \leq 0.6 \cdot F_{yp} \cdot A_{gv} + U_{bs} \cdot F_{up} \cdot A_{nt}$$

$$R_{n_{caso2}} := \min \left( 0.6 \cdot F_{up} \cdot A_{nv} + U_{bs} \cdot F_{up} \cdot A_{nt}, 0.6 \cdot F_{yp} \cdot A_{gv} + U_{bs} \cdot F_{up} \cdot A_{nt} \right) = 345 \text{ tonnef}$$

### 16.3 Bloque de cortante diafragma CASO 3

Esfuerzo en tensión es uniforme, información mas detallada en comentarios J.4.3 AISC 360-10

$$U_{bs} := 1$$



Longitud sujeta a corte

$$L_{nv} := S_2 + S \cdot \left( \frac{n}{2} - 1 \right) = 330 \text{ mm}$$

Área neta sujeta a corte (Método1)

$$A_{nv} := \left( L_{nv} - da \cdot \left( \frac{n}{2} - 0.5 \right) \right) \cdot tp \cdot 2 = 90.72 \text{ cm}^2$$

Área gruesa sujeta a corte

$$A_{gv} := 2 \cdot L_{nv} \cdot tp = 145.2 \text{ cm}^2$$

$$\left( \frac{n}{2} \right)$$

Área neta sujeta a corte (Método2)  $A_{nv} := A_{gv} - 2 \cdot tp \cdot da \cdot \left( \frac{n}{2} - 0.5 \right) = 90.72 \text{ cm}^2$

Área neta sujeta a tracción  $A_{nt} := (120.98 \text{ mm} \cdot 2) \cdot tp = 53.231 \text{ cm}^2$

### Resistencia nominal por cortante y tensión combinadas

$$Rn := 0.6 \cdot F_{up} \cdot A_{nv} + U_{bs} \cdot F_{up} \cdot A_{nt} \leq 0.6 \cdot F_{yp} \cdot A_{gv} + U_{bs} \cdot F_{up} \cdot A_{nt}$$

$$Rn_{\text{caso3}} := \min \left( 0.6 \cdot F_{up} \cdot A_{nv} + U_{bs} \cdot F_{up} \cdot A_{nt}, 0.6 \cdot F_{yp} \cdot A_{gv} + U_{bs} \cdot F_{up} \cdot A_{nt} \right) = 505 \text{ tonnef}$$

### 16.4 Resistencia por bloque de cortante diafragma

Resistencia nominal a bloque de cortante

$$Rn := \min \left( Rn_{\text{caso1}}, Rn_{\text{caso2}}, Rn_{\text{caso3}} \right) = 328.5 \text{ tonnef}$$

$$\phi_n \cdot Rn = 296 \text{ tonnef}$$

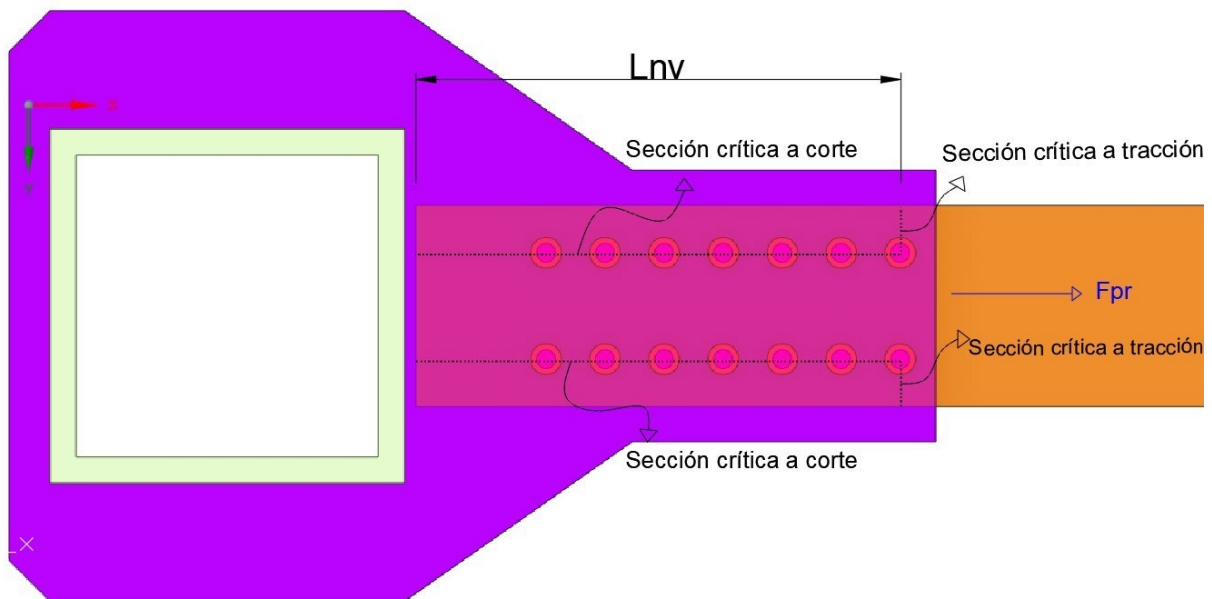
```

Resiste_Bloque_Cortante? := if |  $\phi_n \cdot Rn \geq F_{pr}$ 
| | Resiste_Bloque_Cortante? ← "SI Resiste"
| | else if  $\phi_n \cdot Rn < F_{pr}$ 
| | Resiste_Bloque_Cortante? ← "NO Resiste"

```

Resiste\_Bloque\_Cortante? = "SI Resiste"

### 16.5 Resistencia por bloque de cortante en el patín de la viga



Longitud sujeta a corte

$$L_{nv} := S_h - S_0 - S_2 = 410 \text{ mm}$$

Área neta sujeta a corte (Método1)

$$A_{nv} := \left( L_{nv} - da \cdot \left( \frac{n}{2} - 0.5 \right) \right) \cdot t_{fb} \cdot 2 = 72.69 \text{ cm}^2$$

Área gruesa sujeta a corte

$$A_{gv} := 2 \cdot L_{nv} \cdot t_{fb} = 104.14 \text{ cm}^2$$

Área neta sujeta a corte (Método2)

$$A_{nv} := A_{gv} - 2 \cdot t_{fb} \cdot da \cdot \left( \frac{n}{2} - 0.5 \right) = 72.69 \text{ cm}^2$$

Área neta sujeta a tracción

$$A_{nt} := (b_{fb} - g - da) \cdot t_{fb} = 7.741 \text{ cm}^2$$

**Resistencia nominal por cortante y tensión combinadas**

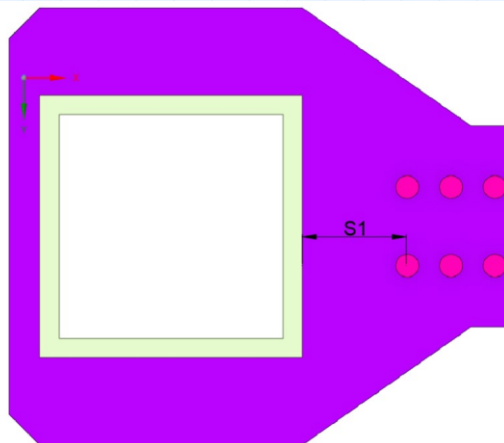
$$R_n := 0.6 \cdot F_{up} \cdot A_{nv} + U_{bs} \cdot F_{up} \cdot A_{nt} \leq 0.6 \cdot F_{yp} \cdot A_{gv} + U_{bs} \cdot F_{up} \cdot A_{nt}$$

$$R_n := \min \left( 0.6 \cdot F_{up} \cdot A_{nv} + U_{bs} \cdot F_{up} \cdot A_{nt}, 0.6 \cdot F_{yp} \cdot A_{gv} + U_{bs} \cdot F_{up} \cdot A_{nt} \right) = 240.9 \text{ tonnef}$$
$$\phi_n \cdot R_n = 217 \text{ tonnef}$$

```
Resiste_BC_viga? := if  $\phi_n \cdot R_n \geq F_{pr}$ 
    Resiste_BC_viga? ← "SI Resiste"
else if  $\phi_n \cdot R_n < F_{pr}$ 
    Resiste_BC_viga? ← "NO Resiste"
```

Resiste\_BC\_viga? = "SI Resiste"

## 17. Chequeo de pandeo por compresión del diafragma



$$F_{pr} \leq \phi_n \cdot P_n$$

"Eq 7.5-11 Aisc 360-22"

**Especificación AISC 358-22:** Cuando se realice el chequeo por compresión de la Flange Plate, el valor de longitud efectiva  $K \cdot L$  puede tomarse como  $0.65 \cdot S_1$

$$0.65 \cdot S_1 = 97.5 \text{ mm}$$

Longitud efectiva  $KL := 0.65 \cdot S_1 = 9.75 \text{ cm}$

Momento de inercia Flange Plate  $I_p := \frac{b_p \cdot t_p^3}{12} = 20.409 \text{ cm}^4$

Área Flange Plate  $A_p := b_p \cdot t_p = 50.6 \text{ cm}^2$

Radio de giro  $r := \sqrt{\frac{I_p}{A_p}} = 0.635 \text{ cm}$

Relación de esbeltez  $\frac{KL}{r} = 15.352$

**Especificación J4.4:** Resistencia de elementos a compresión EQ. J. 4-6

```

Criterio_a_usar := if  $\frac{KL}{r} \leq 25$ 
| | Criterio_a_usar ← "Pn=Fy*Ag"
| | else if  $\frac{KL}{r} \geq 25$ 
| | Criterio_a_usar ← "Use especificaciones Capitulo E / AISC 360-22"

```

$Criterio\_a\_usar = "Pn=Fy*Ag"$  "Eq J4-6 Aisc 360-22"

```

Pn := if  $\frac{KL}{r} \leq 25$ 
| |  $Pn \leftarrow F_{yp} \cdot A_p$ 
| | else if  $\frac{KL}{r} \geq 25$ 
| |  $Pn \leftarrow "Use especificaciones Capitulo E / AISC 360-10"$ 

```

$Pn = 180.59 \text{ tonnef}$

Resistencia nominal a compresión

$\phi_n \cdot Pn = 162.53 \text{ tonnef}$  "Eq 7.5-11 Aisc 358-22"

```

Resiste_a_Compresion? := if  $\phi_n \cdot Pn \geq F_{pr}$ 
| | Resiste_a_Compresion? ← "Resiste"
| | else if  $\phi_n \cdot Pn < F_{pr}$ 
| | Resiste_a_Compresion? ← "Aumentar espesor Flange Plate"
Resiste_a_Compresion? = "Resiste"

```

### 18. Diseño de la placa de conexión a corte

**Especificaciones:** Se calculara la placa de conexión a corte bajo requerimientos de corte ubicada en la rotula plástica, bajo especificaciones AISC 360-22

### 18.1 Calidad de material del perno: *ASTM A490*

“Se considera que la rosca está excluida en el plano de corte”

Tensión nominal a corte, conforme a la tabla J3.2 de la Norma AISC 360-22

$$F_{nv} := 579 \text{ MPa}$$

### 18.2. Resistencia del perno: *ASTM A490*

Diámetro del perno

$$d_{bolt} := \frac{5}{8} \text{ in} = 15.88 \text{ mm}$$

Diámetro del agujero

$$d_a := d_{bolt} + \frac{1}{8} \text{ in} = 19.05 \text{ mm}$$

Área del perno

$$A_b := \frac{\pi d_{bolt}^2}{4} = 1.98 \text{ cm}^2$$

Resistencia nominal a tracción y corte por cada perno

$$R_n := F_{nv} \cdot A_b = 11.686 \text{ tonnef}$$

“Eq J3-1 Aisc 360-22”

Resistencia nominal a aplastamiento de la perforación

$$R_{n2} := 2.4 \cdot F_{ub} \cdot d_b \cdot t_{wb} = 324.2 \text{ tonnef}$$

“Eq J3-6a Aisc 360-22”

Resistencia Nominal minorada a corte por cada perno

$$\phi R_n := \phi_n \cdot R_n = 10.52 \text{ tonnef}$$

Numero de pernos requeridos teóricamente

$$N_{requerido} := \frac{V_p}{\phi_n \cdot R_n} = 1.726$$

Numero de pernos a usar

“USE”

$N := 3$

```
Numero_pernos_corte := if N >= N_requerido
                        || Numero_pernos_corte <- "OK"
                        || else if N < N_requerido
                        || Numero_pernos_corte <- "Aumente"
```

$Numero\_pernos\_corte = "OK"$

### 18.3. Espesor de la placa de corte

Colocar un espesor estimado

$$t_p := 8 \text{ mm}$$

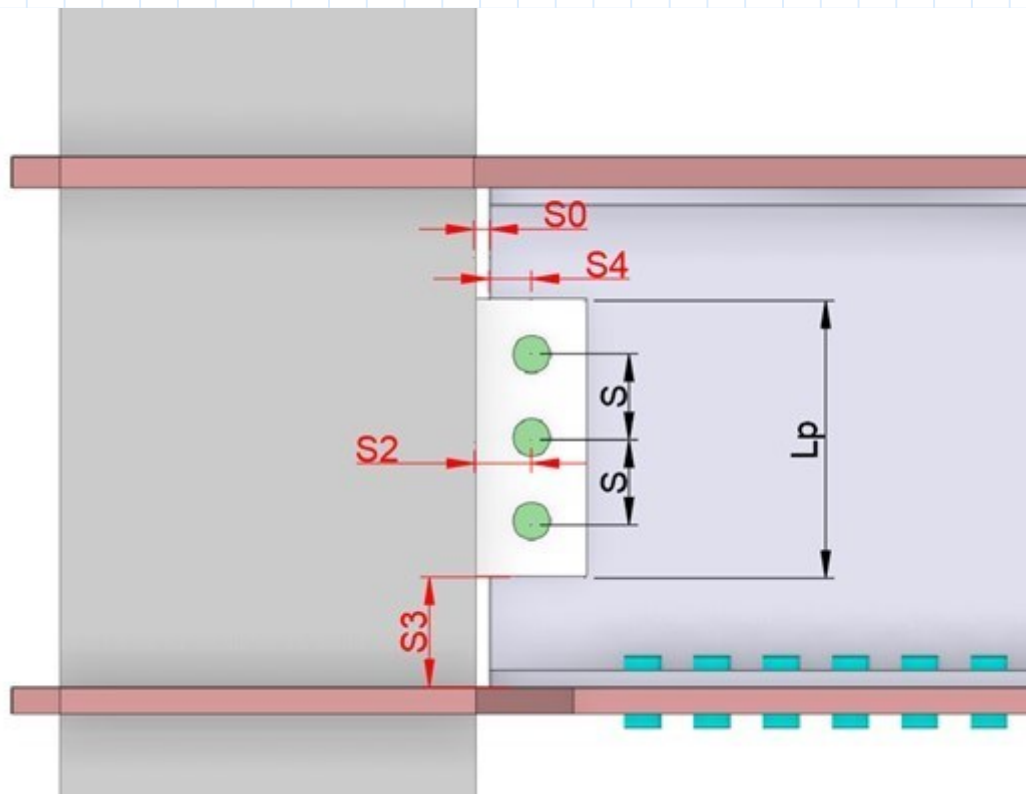
**18.4. Tabla J3.4 mínima distancia desde el centro de agujeros standard al borde de la placa conectada en función del perno seleccionado**

<b>TABLA J3.4M</b> <b>Distancia Mínima al Borde<sup>[a]</sup>, mm,</b> <b>desde el Centro del Agujero Estándar<sup>[b]</sup></b> <b>hasta el Borde de la Parte Conectada</b>	
Diámetro Perno (mm)	En bordes laminados de Planchas, Perfiles o Barras, o en bordes por corte térmico <sup>[c]</sup>
16	22
20	26
22	28
24	30
27	34
30	38
36	46
Sobre 36	1,25d

<sup>[a]</sup> De ser necesario, se permite utilizar distancias de borde menores provisto que se satisfacen las disposiciones de la Sección J3.10 y de Sección J4, sin embargo distancias al borde menores que (1) diámetro del perno no son permitidas sin aprobación del ingeniero a cargo.

<sup>[b]</sup> Para agujeros sobretamaño y ranurados, ver la Tabla J3.5M.

**18.5. Configuración geométrica de la placa de conexión a corte**



Espaciamiento mínimo desde el borde de placa al centro del perno (Tabla J3.4)

$$S_{2\_tabla} := 22 \text{ mm}$$

Espaciamiento a usar

$$S_2 := 40 \text{ mm}$$

```

Espaciamiento_borde := if S2 ≥ S2_tabla
                        | Espaciamiento_borde ← "Correcto"
                        | else if S < S2_tabla
                        | Espaciamiento_borde ← "Aumentar Separacion"

```

Espaciamiento\_borde = "Correcto"

Separación desde columna hacia la viga

$$S_0 := 10 \text{ mm}$$

Espaciamiento mínimo entre eje de pernos

$$S_{min\_ejes} := 3 \cdot d_{bolt} = 48 \text{ mm}$$

Espaciamiento a usar entre eje de pernos

$$S := 60 \text{ mm}$$

Ancho de la placa de corte

$$b_p := 2 \cdot S_2 = 80 \text{ mm}$$

Altura de la placa de corte

$$L_p := 2 \cdot S_2 + S \cdot (N - 1) = 200 \text{ mm}$$

Separación mínima entre la placa de corte y el patín de la viga

$$S_{3\_min} := t_{fb} + r_b = 30.7 \text{ mm}$$

Separación a usar entre la placa de corte y el patín de la viga

$$S_3 := \frac{d_b - L}{2} = 80 \text{ mm}$$

```

Separacion_placa_viga := if S3 ≥ S3_min
                        | Separacion_placa_viga ← "OK"
                        | else if S3 < S3_min
                        | Separacion_placa_viga ← "Aumentar Separacion"

```

Separacion\_placa\_viga = "OK"

## 18.6. Chequeo de fluencia del área bruta

Área bruta de la placa de conexión

$$A_g := L_p \cdot t_p = 16 \text{ cm}^2$$

Resistencia por fluencia

$$R_n := A_g \cdot F_{yp} = 57.104 \text{ tonnef}$$

Resistencia minorada por fluencia

$$\phi_n \cdot R_n = 51.394 \text{ tonnef}$$

$$ISE := \frac{V_p}{\phi_n \cdot R_n} = 0.353$$

```

Resiste_a_fluencia? := if ISE ≤ 1
    Resiste_a_fluencia? ← "Si Resiste"
else if ISE > 1
    Resiste_a_fluencia? ← "NO Resiste"

```

Resiste\_a\_fluencia? = "Si Resiste"

## 18.7. Chequeo fractura del área neta

$$V_u \leq \phi_n \cdot R_n$$

Especificaciones J.4.1.b

$$R_n = F_{up} \cdot A_e$$

EQ\_JA-2

$A_e$  Área Neta Efectiva definida en la Sección D.3. Para Bolted Splice Plates,  $A_e = A_n \leq 0.85 \cdot A_g$

$$A_e = U \cdot A_n$$

$A_n$  Área neta en Tensión

$U$  Factor de Corte Tabla D.3.1

**TABLE D3.1**  
**Shear Lag Factors for Connections to Tension Members**

Case	Description of Element	Shear Lag Factor, $U$	Example
1	All tension members where the tension load is transmitted directly to each of the cross-sectional elements by fasteners or welds (except as in Cases 4, 5 and 6).	$U = 1.0$	—

$U := 1.0$  Para miembros en tensión sometidos a cargas de tracción transmitida directamente por su sección transversal a través de pernos ó soldaduras

$$U := 1$$

Área neta en tensión

$$A_n := A_g - N \cdot d_a \cdot t_p = 11.428 \text{ cm}^2$$

$$0.85 \cdot A_g = 13.6 \text{ cm}^2$$

```

Area_correcta? := if An ≤ 0.85 · Ag
    Area_correcta? ← "Correcta"
else if An > 0.85 · Ag
    Area_correcta? ← "Incorrecta"

```

Area\_correcta? = "Correcta"

Área efectiva en tensión

$$A_e := U \cdot A_n = 11.428 \text{ cm}^2$$

Resistencia nominal

$$R_n := F_{up} \cdot A_e = 53.605 \text{ tonnef}$$

Resistencia nominal minorada

$$\phi_n \cdot R_n = 48.245 \text{ tonnef}$$



Fuerza cortante

$$V_p = 18.157 \text{ tonnef}$$

$$ISE := \frac{V_p}{\phi_n \cdot R_n} = 0.376$$

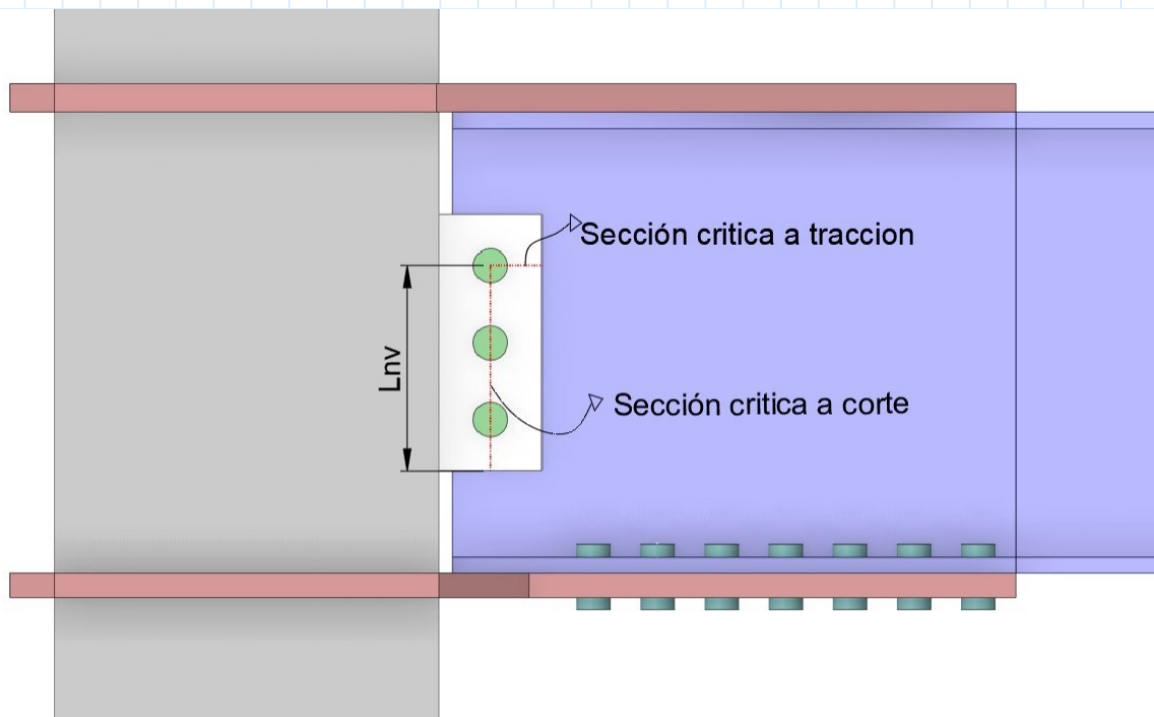
```
Resiste_a_fractura? := if ISE ≤ 1  
| Resiste_a_fractura? ← "Si Resiste" |  
| else if ISE > 1  
| Resiste_a_fractura? ← "NO chequea" |
```

Resiste\_a\_fractura? = "Si Resiste"

### 19.8. Chequeo por bloque de cortante

$$R_n = 0.6 \cdot F_{up} \cdot A_{nv} + U_{bs} \cdot F_{up} \cdot A_{nt} \leq 0.6 \cdot F_y \cdot A_{gv} + U_{bs} \cdot F_u \cdot A_{nt} \quad EQ_{J4.5}$$

Esfuerzo en tensión es uniforme. Para mas información ver comentarios J.4.3 AISC 360-22



Longitud sujeta a corte

$$L_{nv} := L_p - S_2 = 160 \text{ mm}$$

Área neta sujeta a corte (Método1)

$$A_{nv} := \left( L_{nv} - da \cdot (N - 0.5) \right) \cdot tp = 8.99 \text{ cm}^2$$

Área gruesa sujeta a corte

$$A_{gv} := L_{nv} \cdot tp = 12.8 \text{ cm}^2$$

Área neta sujeta a corte (Método2)

$$A_{nv} := A_{gv} - tp \cdot da \cdot (N - 0.5) = 8.99 \text{ cm}^2$$

Área neta sujeta a tracción

$$A_{nt} := \left( S_2 - \frac{da}{2} \right) \cdot tp = 243.8 \text{ mm}^2$$

$$Rn := 0.6 \cdot F_{up} \cdot A_{nv} + U_{bs} \cdot F_{up} \cdot A_{nt} \leq 0.6 \cdot F_{yp} \cdot A_{gv} + U_{bs} \cdot F_{up} \cdot A_{nt}$$

$$Rn := \min \left( 0.6 \cdot F_{up} \cdot A_{nv} + U_{bs} \cdot F_{up} \cdot A_{nt}, 0.6 \cdot F_{yp} \cdot A_{gv} + U_{bs} \cdot F_{up} \cdot A_{nt} \right) = 36.7 \text{ tonnef}$$

$$\phi_n \cdot Rn = 33.064 \text{ tonnef}$$

$$V_p = 18.157 \text{ tonnef}$$

$$ISE := \frac{V_p}{\phi_n \cdot Rn} = 0.549$$

```
Resiste_bloque_cortante? := if ISE ≤ 1
|
|   Resiste_bloque_cortante? ← "Resiste"
| else if ISE > 1
|   Resiste_bloque_cortante? ← "NO Resiste" |
```

Resiste\_bloque\_cortante? = "Resiste"

## 20. Especificaciones de soldaduras

24.1. Los Diafragmas deben conectarse a la Pared de la Columna Utilizando soldaduras de Penetración Completa.

24.2. Prepare los patines de la viga con biseles a 45 grados

24.3. Precaliente las piezas de acuerdo con las especificaciones AWS-Ver Tabla 3.2 AWS.D1.1-2006. Pág.66

24.4. Emplear Detalle soldadura tipo AWS TC-U4b-GF

24.5 La unión del alma de la viga puede hacerse usando soldaduras de penetración completa ó soldadura de filete. Sí se decide implementar soldaduras de filete se deben ser calculadas para resistir el corte máximo probable.

Single-bevel-groove weld (4)  
T-joint (T)  
Corner joint (C)

Welding Process	Joint Designation	Base Metal Thickness (U = unlimited)		Groove Preparation			Allowed Welding Positions	Gas Shielding for FCAW	Notes
		T <sub>1</sub>	T <sub>2</sub>	Root Opening Root Face Groove Angle	Tolerances				
					As Detailed (see 3.13.1)	As Fit-Up (see 3.13.1)			
SMAW	TC-U4b	U	U	R = 0 to 1/8 f = 0 to 1/8 $\alpha = 45^\circ$	+1/16, -0 +1/16, -0 +10°, -0°	+1/16, -1/8 Not limited 10°, -5°	All	—	d, e, g, j, k
GMAW FCAW	TC-U4b-GF	U	U	R = 0 f = 1/4 max $\alpha = 60^\circ$	$\pm 0$ +0, -1/8 +10°, -0°	+1/4, -0 $\pm 1/16$ 10°, -5°	All	Not required	a, d, g, j, k
SAW	TC-U4b-S	U	U	R = 0 f = 1/4 max $\alpha = 60^\circ$	$\pm 0$ +0, -1/8 +10°, -0°	+1/4, -0 $\pm 1/16$ 10°, -5°	F	—	d, g, j, k

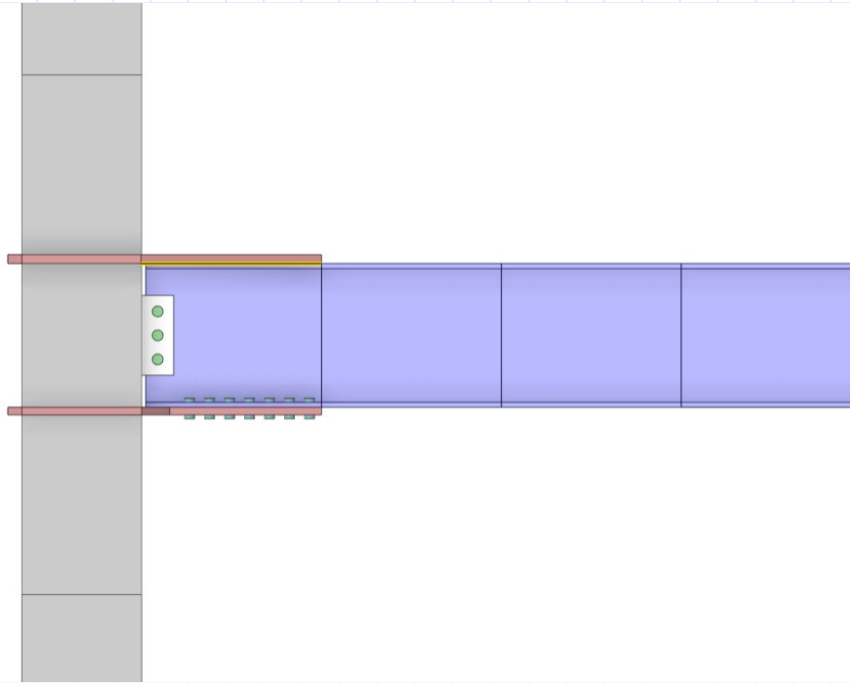
### DETALLE SOLDADURA AWS TC-U4b-GF

# ANEXO C:

Memoria de cálculo para el diseño  
del diafragma soldado

**DISEÑO DE CONEXIÓN CON COLUMNA TUBULAR BOX SHAPE - VIGA H CON PATÍN SUPERIOR SOLDADO E INFERIOR EMPERNADO**

***Diseño de diafragma soldado***



**A. PROPIEDADES DE LOS MATERIALES**

**Verde:** "Datos a colocar"

*Modulo de elasticidad del acero*       **$E := 200 \text{ GPa}$**

**VIGA**

*Tipo de acero*       **$ASTM A572 Gr 50$**

*Esfuerzo de fluencia*       **$F_{yb} := 350 \text{ MPa}$**

*Esfuerzo último*       **$F_{ub} := 460 \text{ MPa}$**

*Factor de sobre resistencia a fluencia*       **$R_{yb} := 1.1$**

*Factor de sobre resistencia a rotura*       **$R_{tb} := 1.1$**

**COLUMNA**

*Tipo de acero*       **$ASTM A572 Gr 50$**

*Esfuerzo de fluencia*       **$F_{yc} := 350 \text{ MPa}$**

*Esfuerzo ultimo*       **$F_{uc} := 460 \text{ MPa}$**

Factor de sobre resistencia a fluencia

$$R_{yc} := 1.1$$

Factor de sobre resistencia a rotura

$$R_{tc} := 1.1$$

## PLATINAS

Tipo de acero

ASTM A572 Gr 50

Esfuerzo de fluencia

$$F_{yp} := 350 \text{ MPa}$$

Esfuerzo ultimo

$$F_{up} := 460 \text{ MPa}$$

Factor de sobre resistencia a fluencia

$$R_{yp} := 1.1$$

Factor de sobre resistencia a rotura

$$R_{tc} := 1.1$$

## B. PROPIEDADES GEOMÉTRICAS DE LOS PERFILES

### COLUMNA 300x300x10

Base:

$$b_c := 300 \text{ mm}$$

Altura:

$$d_c := 300 \text{ mm}$$

Espesor:

$$t_c := 22 \text{ mm}$$

Área:

$$A_c := 244.6 \text{ cm}^2$$

Inercia en X:

$$I_{xc} := 31708.6 \text{ cm}^4$$

Inercia en Y:

$$I_{yc} := 31708.6 \text{ cm}^4$$

Modulo seccional en X:

$$S_{xc} := 2113.9 \text{ cm}^3$$

Modulo seccional en Y:

$$S_{yc} := 2113.9 \text{ cm}^3$$

Radio de giro en X:

$$r_{xc} := 11.385 \text{ cm}$$

Radio de giro en Y:

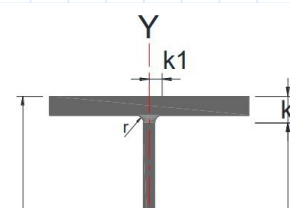
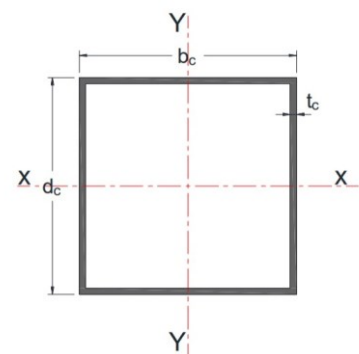
$$r_{yc} := 11.385 \text{ cm}$$

Modulo plástico en X:

$$Z_{xc} := 2555.7 \text{ cm}^3$$

Modulo plástico en Y:

$$Z_{yc} := 2555.7 \text{ cm}^3$$



## VIGA IPE 360

Altura del perfil:

$$d_b := 360 \text{ mm}$$

Ancho del perfil:

$$b_{fb} := 170 \text{ mm}$$

Espesor patín:

$$t_{fb} := 12.7 \text{ mm}$$

Espesor alma:

$$t_{wb} := 8 \text{ mm}$$

radio:

$$r_b := 18 \text{ mm}$$

Altura del alma:

$$h := d_b - 2 \cdot t_{fb} = 334.6 \text{ mm}$$

Área:

$$A_b := 72.7 \text{ cm}^2$$

Inercia en X:

$$I_{x_b} := 16267 \text{ cm}^4$$

Inercia en Y:

$$I_{y_b} := 1043 \text{ cm}^4$$

Modulo seccional en X:

$$S_{x_b} := 903.7 \text{ cm}^3$$

Modulo seccional en Y:

$$S_{y_b} := 122.8 \text{ cm}^3$$

Radio de giro en X:

$$r_{x_b} := 14.95 \text{ cm}$$

Radio de giro en Y:

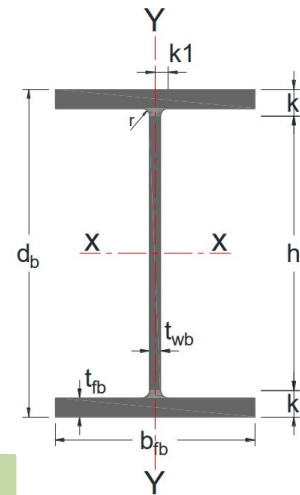
$$r_{y_b} := 3.79 \text{ cm}$$

Modulo plástico en X:

$$Z_{x_b} := 1019.2 \text{ cm}^3$$

Modulo plástico en Y:

$$Z_{y_b} := 191.1 \text{ cm}^3$$



## C. DATOS DE DISEÑO

Longitud desde la cara de la columna hasta el punto de aplicación de carga

$$L_b := 3 \text{ m}$$

Longitud desde el eje de la columna al punto aplicación de carga

$$L_{bc} := L_b + \frac{b_c}{2} = 3.15 \text{ m}$$

Distancia desde la cara de la columna hasta el punto donde se espera la rótula plástica

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

Longitud desde la rótula plástica hasta el punto de aplicación de carga

$$L_h := L_b - S_h = 2.55 \text{ m}$$

Altura de columna

$$H := 3.5 \text{ m}$$

Tipo de pernos a usar:

A490

Tipo de soldadura electrodos:

E70XX

Factor de reducción de resistencia a tensión

$$\phi_t := 0.9$$

Factor de reducción de resistencia por rotura

$$\phi_r := 0.75$$

Resistencia a fluencia de la soldadura

$$F_{EXX} := 480 \text{ MPa}$$

### D. Factores de resistencia AISC 358-10

Para estados limites ductiles

$$\phi_d := 1$$

Para estados limites NO dúctiles

$$\phi_n := 0.9$$

Para miembros sometidos a compresión

$$\phi_c := 0.9$$

Factor de ajuste de fuerza LRFD

$$\phi_s := 1$$

### E. Factor de máxima resistencia posible

$$C_{pr} := \frac{F_{yb} + F_{ub}}{2 F_{yb}} \leq 1.2$$

"Eq 2.4-2 Aisc 358-22"

$$M_{pr} := C_{pr} \cdot R_{yb} \cdot Z_{xb} \cdot F_{yb}$$

"Eq 2.4-1 Aisc 358-22"

Factor que toma en cuenta la máxima resistencia probable en la conexión incluyendo el endurecimiento por deformación

$$C_{pr} := \frac{F_{yb} + F_{ub}}{2 F_{yb}} = 1.16$$
$$C_{pr} := \min \left( \frac{F_{yb} + F_{ub}}{2 F_{yb}}, 1.2 \right) = 1.16$$

## 1. Requisitos sismicos AISC 341-16 E.3 (SMF)

### 1.1 REVISIÓN DEL PANDEO LOCAL DE LA VIGA

En el capitulo B del AISC 341-16 indica los limites de compacidad que deben tener los perfiles para evitar el pandeo local



### 1.1.1. Requisitos sísmicos en patines de la viga

$$\frac{b_{fb}}{2 \cdot t_{fb}} \leq 0.3 \cdot \sqrt{\frac{E}{R_{yb} \cdot F_{yb}}}$$

“Tabla D1.1 Aisc 341-22”

Relación Ancho espesor  $\lambda_{tf} := \frac{b_{fb}}{2 \cdot t_{fb}} = 6.693$

Limite de compacidad  $\lambda_{hd} := 0.3 \cdot \sqrt{\frac{E}{R_{yb} \cdot F_{yb}}} = 6.838_{yb}$

```

Patín_Compacto? := if λtf ≤ λhd
                    Patín_Compacto? ← “Perfil Compacto”
                    else if λtf > λhd
                    Patín_Compacto? ← “Cambiar Perfil”
    
```

Patín\_Compacto? = “Perfil Compacto”

### 1.1.2 Requisitos sísmicos en alma de la viga

<sup>[b]</sup> For I-shaped beams in SMF systems, where  $C_a$  is less than or equal to 0.114, the limiting ratio  $h/t_w$  shall not exceed  $2.57 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$ . For I-shaped beams in intermediate moment frame (IMF) systems, where  $C_a$  is less than or equal to 0.114, the limiting width-to-thickness ratio shall not exceed  $3.96 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$ .

"Al no tener carga axial presente, se toma "Pu" como mínimo el valor de Vp"

$$C_a := \frac{\phi_s \cdot P_y \cdot P_u}{P_y}$$

“Tabla D1.1 Aisc 341-22”

$$M_{pr} := C_{pr} \cdot R_{yb} \cdot Z_{x_b} \cdot F_{yb} = 46.3 \text{ tonnef} \cdot m \quad L_h = 2.55 \text{ m} \quad V_p := \frac{M_p}{L_h} = 18.16 \text{ tonnef}_h$$

$$P_u := V_p = 18.157 \text{ tonnef}$$

Carga ultima resistencia

$$P_y := R_{yb} \cdot F_{yb} \cdot A_b = 285.413 \text{ tonnef}$$

Valor de Ca

$$C_a := \frac{\phi_s \cdot P_u}{P_y} = 0.0636$$

```

λhv := if Ca ≤ 0.113
         λhv ← 2.45 · (1 - 1.04 · Ca) · √(E / (Ryb · Fyb))
         else if Ca > 0.113
         λhv ← “Aplique Tabla D1.1 Aisc 341-22”
    
```

Limite de compacidad  $\lambda_{hv} = 52.146$

Relacion Ancho espesor  $\lambda_{tw} := \frac{d_b}{t} = 45$

```
Alma_Compacta? := if  $\lambda_{tw} \leq \lambda_{hv}$ 
| Alma_Compacta? ← "Alma Compacta"
| else if  $\lambda_{tw} > \lambda_{hv}$ 
| Alma_Compacta? ← "Cambiar Perfil"
Alma_Compacta? = "Alma Compacta"
```

## 1.2 Verificacion de pandeo local en la columna

Las vigas y columnas deben cumplir con requisitos de la sección D1.1 para miembros de alta ductilidad. Caso contrario se debe garantizar por medio de ensayos experimentales Tabla D1.1 para elementos SISMICAMENTE compactos

### 1.2.1. Requisitos sísmicos en alma de la columna

$$Ca := \frac{\phi_s \cdot Pu}{Py} \quad \text{"Tabla D1.1 Aisc 341-22"}$$

$$M_{pr} := C_{pr} \cdot R_{yb} \cdot Z_{xb} \cdot F_{yb} = 46.3 \text{ tonnef} \cdot m \quad L_h = 2.55 \text{ m} \quad V_p := \frac{r}{M_p} = 18.16 \text{ tonnef}_h$$
$$Pu := V_p = 18.157 \text{ tonnef}$$

Carga última de resistencia  $Py := R_{yc} \cdot F_{yc} \cdot A_c = 960.277 \text{ tonnef}$

Valor de Ca  $Ca := \frac{\phi_s \cdot Pu}{Py} = 0.0189$

$$\lambda_{hc} := \begin{cases} \text{if } Ca \leq 0.113 \\ \lambda_{hc} \leftarrow 2.45 \cdot \sqrt{\frac{E_{yc}}{R}} \cdot (1 - 1.04 \cdot Ca) \\ \text{else if } Ca > 0.113 \\ \lambda_{hc} \leftarrow 2.26 \cdot \sqrt{\frac{E_{yc}}{R}} \cdot F_{yc} \cdot (1 - 0.38 \cdot Ca) \end{cases}$$
$$\lambda_{hc} = 54.743$$

Limite de compacidad

Altura columna sin espesores  $H_{col} := d_c - 2 \cdot t_c = 256 \text{ mm}$

Relación ancho - espesor

$$\lambda_c := \frac{H_{col}}{t} = 11.636 c$$

```
Alma_Compacta? = if  $\lambda_c \leq \lambda_{hc}$ 
|  $\parallel$  Alma_Compacta?  $\leftarrow$  "Alma Compacta"  $\parallel$ 
| else if  $\lambda_c > \lambda_{hc}$ 
|  $\parallel$  Alma_Compacta?  $\leftarrow$  "Cambiar Perfil"  $\parallel$ 
|
```

Patín\_Compacto? = "Perfil Compacto"

### 1.2.2. Requisitos sísmicos en patín de la columna

$$\frac{b_c}{t} < 0.55 \cdot \sqrt{\frac{R_{yb} E}{F_{yb}}}$$

Ancho de columna sin espesores

$$b_{col} := b_c - 2 \cdot t_c = 256 \text{ mm}$$

Relación ancho - espesor

$$\lambda_{tfc} := \frac{b_{col}}{t} = 11.636 c$$

Limite de compacidad

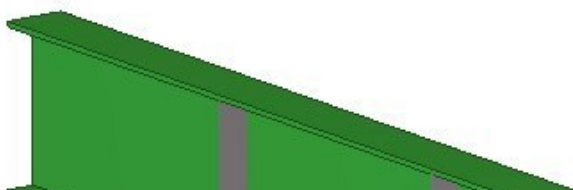
$$\lambda_{hd_c} := 0.55 \cdot \sqrt{\frac{E}{R} \cdot F} = 12.536 \text{ } yb \cdot yb$$

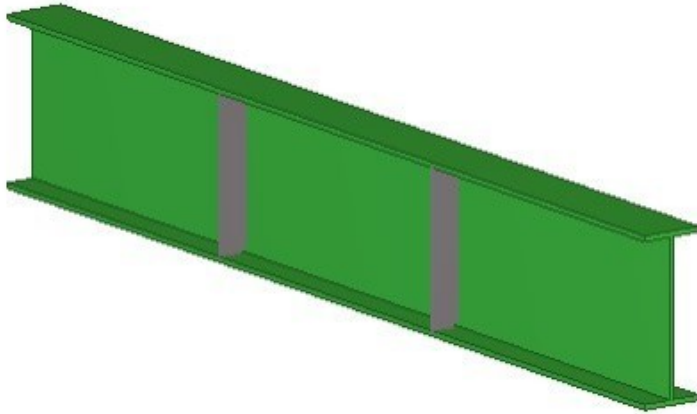
```
Patín_Compacto? = if  $\lambda_{tfc} \leq \lambda_{hd_c}$ 
|  $\parallel$  Patín_Compacto?  $\leftarrow$  "Patín Compacto"  $\parallel$ 
| else if  $\lambda_{tfc} > \lambda_{hd_c}$ 
|  $\parallel$  Patín_Compacto?  $\leftarrow$  "Cambiar Perfil"  $\parallel$ 
|
```

Patín\_Compacto? = "Patín Compacto"

### 2. Revisión de la longitud no arriostrada de la viga

1. Se debe garantizar un adecuado soporte lateral en vigas de sistemas SMF, para garantizar que la degradación por resistencia debida al pandeo lateral torsional se retrase hasta alcanzar suficiente ductilidad
2. Tanto el patín superior como el inferior se deben restringir lateralmente
3. La resistencia del perfil que proporcionará el soporte lateral debe cumplir con los requerimientos del apéndice 6 de las especificaciones AISC 360-22





$$L_b \leq L_{b_{max}}$$

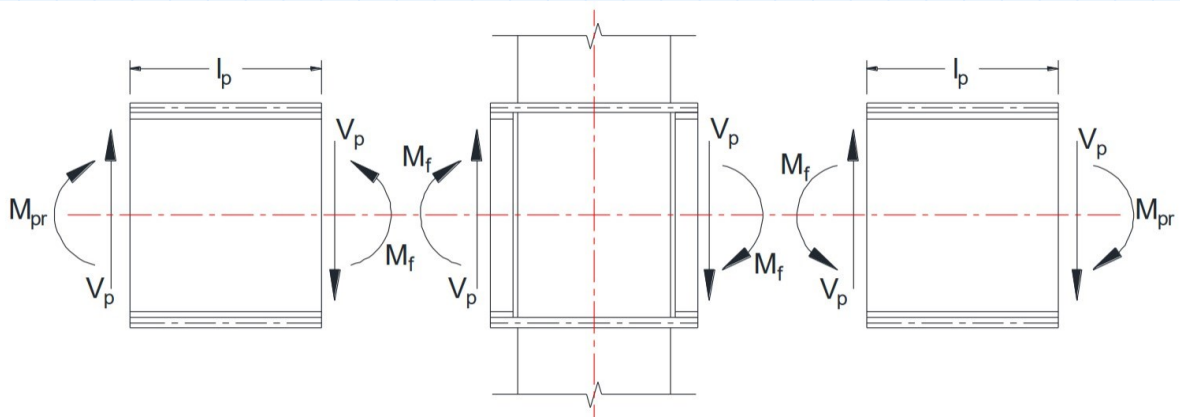
$$L_{b_{max}} := 0.086 \cdot r_{yb} \cdot \frac{E}{F} = 1.863 \text{ m}_{yb}$$

Longitud no arriostrada a colocar

$$L_b := 1.80 \text{ m}$$

Si la longitud de soporte lateral NO cumple, se debe aumentar el numero de soportes o aumentar la sección de la viga.

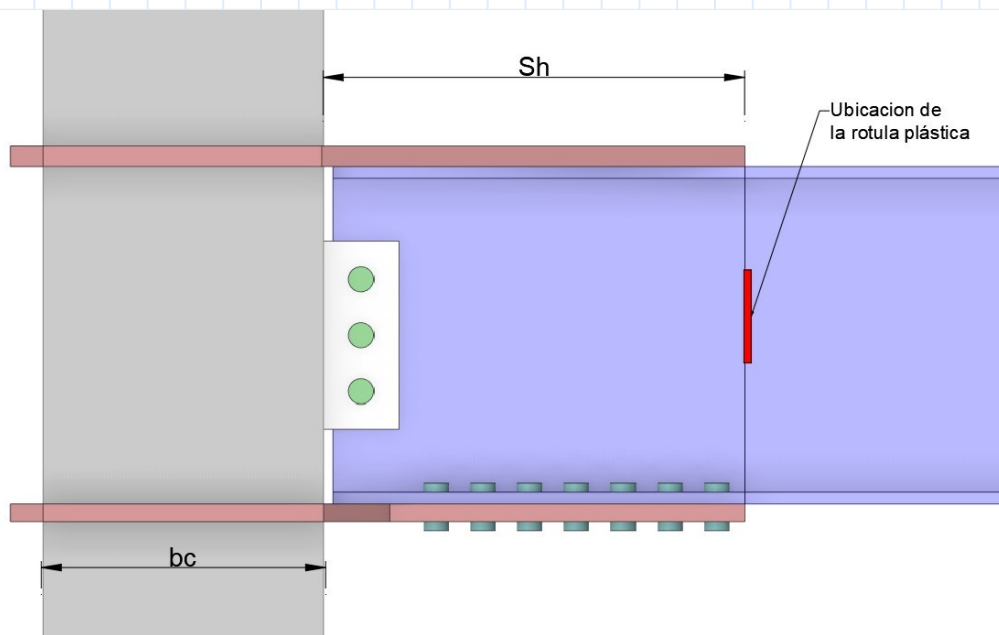
### 3. Calcular el momento plástico probable en la viga " $M_{pr}$ "



Momento resistente esperado en la rotula plástica

$$M_{pr} := C_{pr} \cdot R_{yb} \cdot Z_{xb} \cdot F_{yb} = 46.3 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

#### 4. Suponer una longitud del diafragma "Sh"



Longitud probable de la rotula plástica

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

Longitud del diafragma

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

#### 5. Calcular fuerza cortante en la rotula plástica "Vp"

$$V_p := \frac{M_{pr}}{L_h} + \frac{W_u \cdot L_h}{2}$$

"Ec 7.6-13 Aisc 358-22"

Distancia desde la rotula plástica hasta punto de aplicación de carga

$$L_h = 2.55 \text{ m}$$

Carga ultima actuante

$$W_u := 0 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Este valor es 0 debido a que es un portico experimental, entonces no tiene carga muerta ni viva

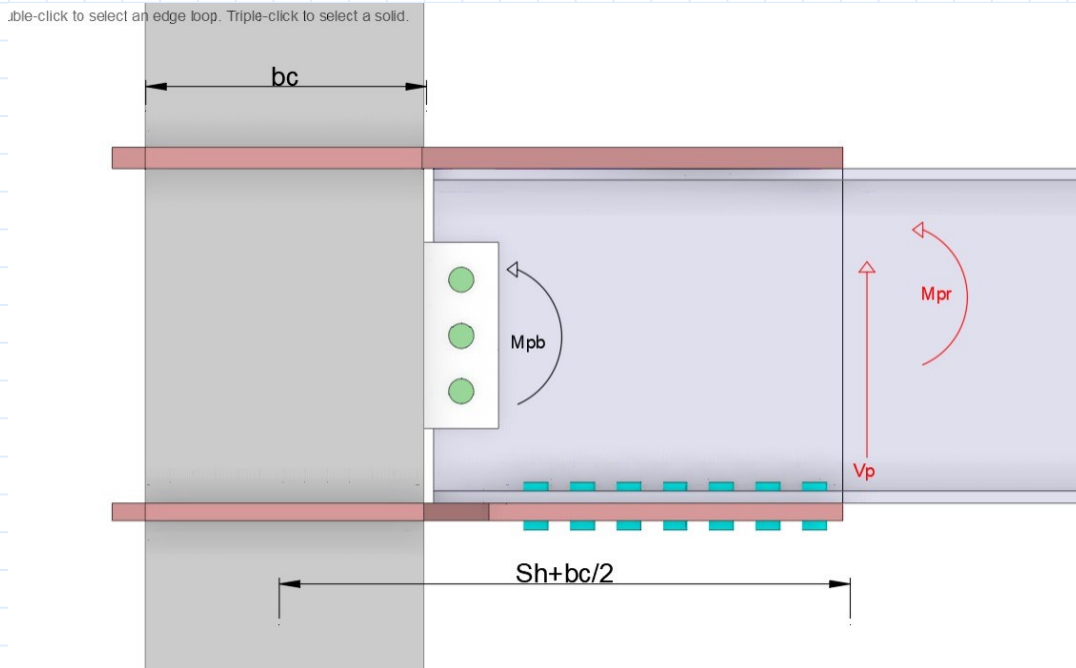
Fuerza cortante en la rótula

$$V_p := \frac{M_{pr}}{L} - \frac{W_u \cdot L}{2} = 18.16 \text{ tonnef}^h$$

#### 6. Revisar que se cumpla el criterio viga débil - columna fuerte

$$\frac{\sum M_{ps}}{\sum M_{pb}} > 1.0$$

## Sumatoria de momentos resistentes en la unión con la columna



Corte esperado en la rotula plástica viga

$$V_p := \frac{M_{pr}}{L} = 18.157 \text{ tonnef}_h$$

Momento resistente esperado en la rotula plástica

$$M_{pr} = 46.301 \text{ tonnef} \cdot m$$

Distancia a la rotula plástica

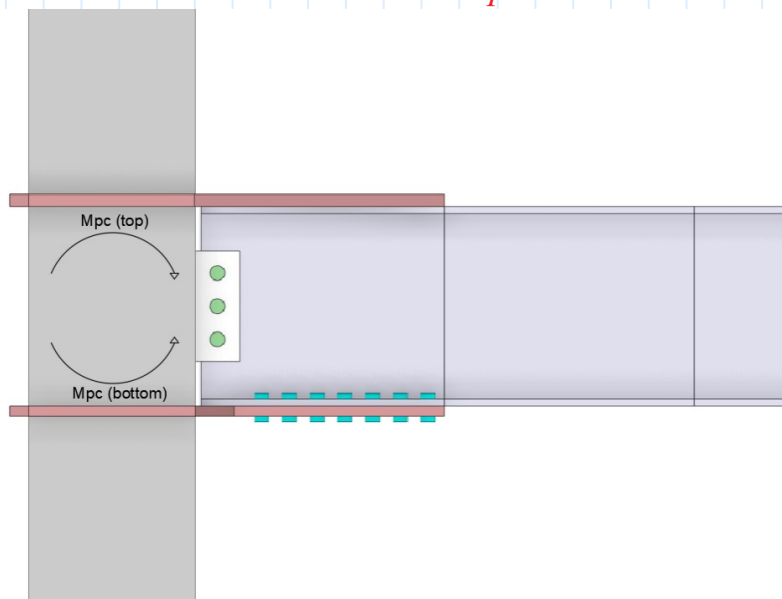
$$Sh = 450 \text{ mm}$$

Momento máximo probable Viga 1

$$M_{pb} := M_{pr} + V_p \cdot \left( S_h + \frac{b_c}{2} \right) = 57.195 \text{ tonnef} \cdot m$$

"Section 12.4 Aisc 341-22"

## Sumatoria de momentos resistentes en el nudo por columnas



Esfuerzo de fluencia  
columna

$$F_y := F_{yc} = 350 \text{ MPa}$$

Modulo plástico de  
una sección tubular  
cuadrada hueca

$$Z_{xc} := 2 \cdot \left( \left( \left( \frac{d_c}{2} - t_c \right) \cdot t_c \cdot \left( \frac{d_c}{4} - \frac{t_c}{2} \right) \right) + \left( b_c \cdot t_c \cdot \left( \frac{d_c}{2} - \frac{t_c}{2} \right) \right) \right) \cdot 2 = 2555.7 \text{ cm}^3$$

Momento en  
columna (bottom)

$$M_c := Z_{xc} \cdot \left( F_{yc} - \frac{V_p}{A_c} \right) = 89.316 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

Sumatoria de  
momentos máximos  
probables (top,  
bottom)

$$M_{pc} := 2 M_c = 178.632 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

### Evaluación jerárquica viga débil - columna fuerte

$$\frac{\sum M_{pc}}{\sum M_{pb}} > 1.0$$

$$\frac{M_{\phi}}{M} = 3.123_{pb}$$

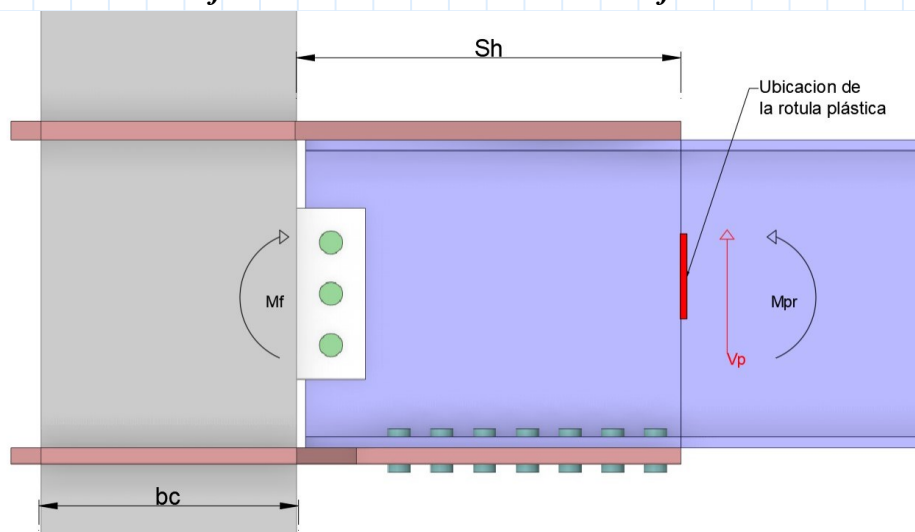
```

CFVD := if  $\frac{M_{\phi}}{M} > 1$ 
    CFVD ← "Cumple criterio Columna Fuerte - Viga Debil"
else if  $\frac{M_{\phi}}{M} < 1$ 
    CFVD ← "NO Cumple criterio Columna Fuerte - Viga Debil"

```

CFVD = "Cumple criterio Columna Fuerte - Viga Debil"

### 7. Calculo del momento final en la cara de la columna "Mf"



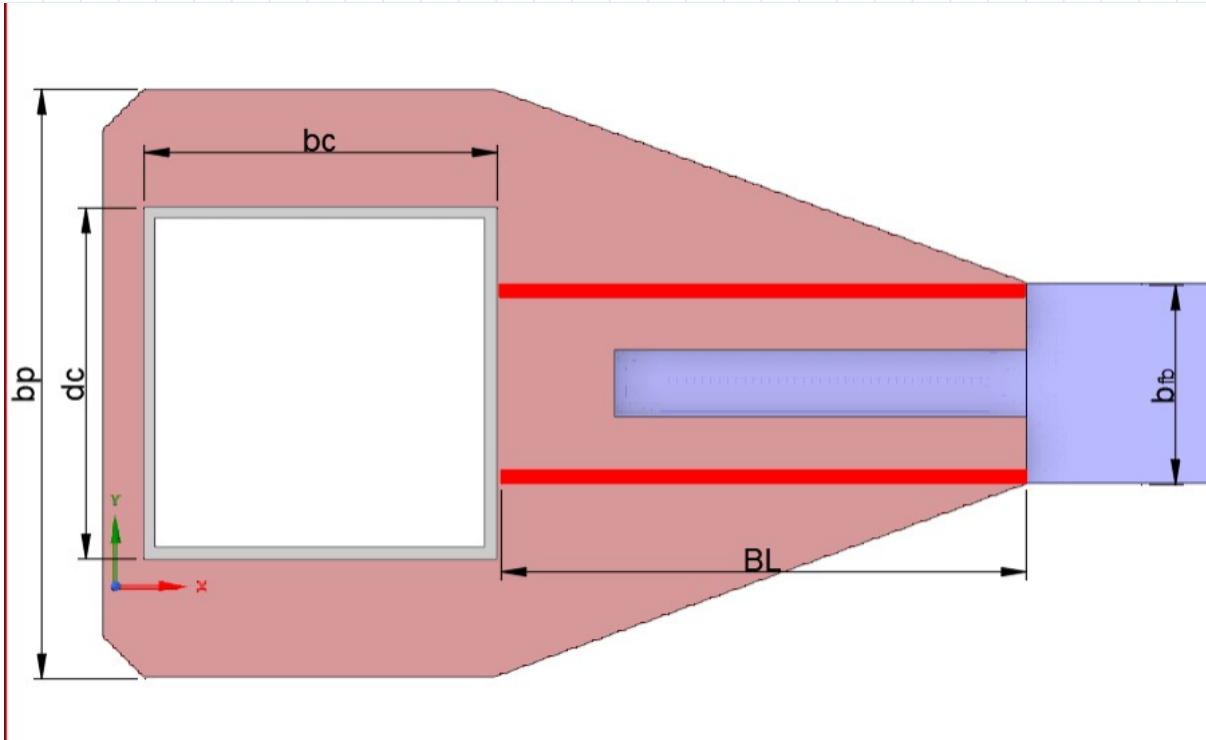
Momento actúan en la cara de la columna

$$M_f := M_{pr} + V_p \cdot Sh$$

“Eq 7.6-6 Aisc 341-22”

$$M_f := M_{pr} + V_p \cdot Sh = 54.47 \text{ tonnef} \cdot m$$

### 8. Determinar el ancho del diafragma "bp"



$$b_p := 2 \cdot BL \cdot \tan(30^\circ) + b_{fb}$$

“Eq 2-4 Conexiones Precalificadas Colombia”

Longitud de la soldadura de filete de la cubre placa inferior a la aleta de la viga

$$BL := Sh - 10 \text{ mm} = 440 \text{ mm}$$

“Eq 2-5 Conexiones Precalificadas Colombia”

Ancho TEÓRICO de la cubre placa

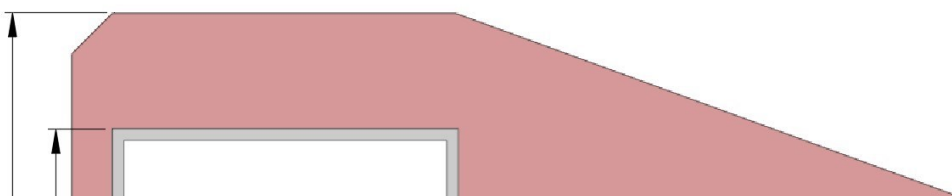
$$b_p := 2 \cdot BL \cdot \tan(30^\circ) + b_{fb} = 678.07 \text{ mm}$$

Valor asumido del ancho de la cubre placa como pre dimensionamiento

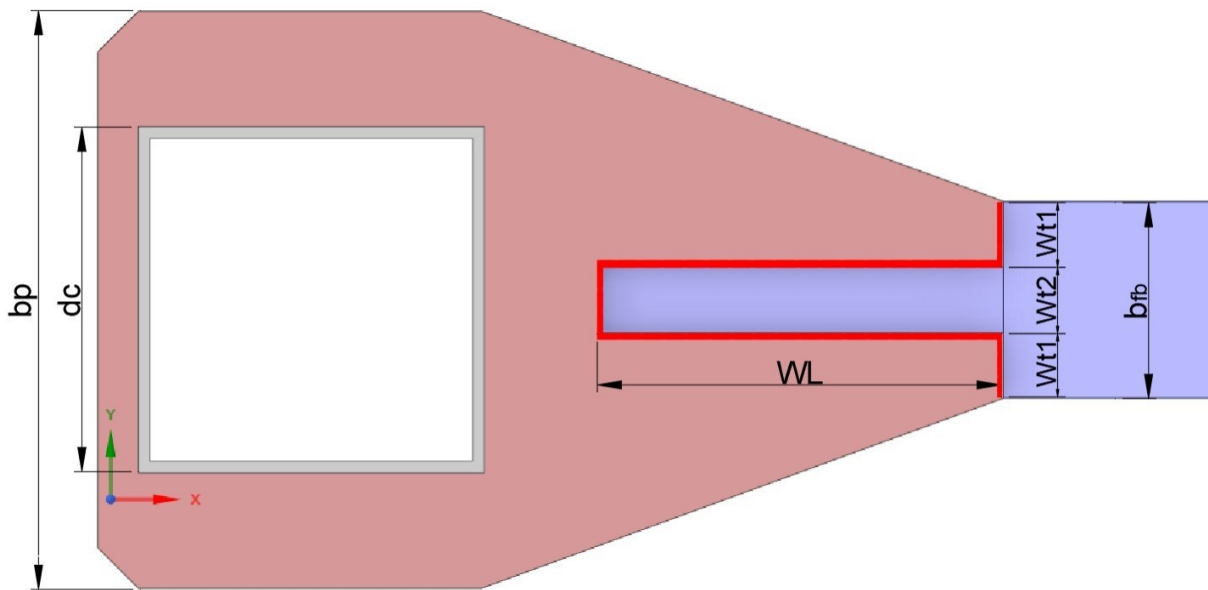
$$b_p := 500 \text{ mm}$$

### 9. Calculo de la longitud de soldadura de filete longitudinal "Wl" entre el diafragma y patin de la viga

Esta unión se realiza con soldadura de filete empleando un electrodo E7018 cuya resistencia del metal de soldadura FEXX es de 480 MPa.







$$Wl_1 \geq \frac{M_{pr}}{2 \cdot \phi_r \cdot 0.6 \cdot FEXX \cdot 0.707 \cdot tw} \cdot \left( d_b - t_{fb} \right) - \frac{Wt}{2}$$

“Eq 2-33 Conexiones Precalificadas Colombia”

Longitud de soldadura perpendicular 1

$$Wt_1 := \frac{b_{fb}}{3} = 56.67 \text{ mm}$$

Longitud de soldadura perpendicular 2

$$Wt_2 := Wt_1 = 56.67 \text{ mm}$$

Longitud de la soldadura cargada perpendicular a su eje (corresponde al ancho de aleta que es igual a la suma de  $2Wt_1 + Wt_2$ )

$$Wt := 2 \cdot Wt_1 + Wt_2 = 170 \text{ mm}$$

Espesor asumido de soldadura a usar

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

$$Wl_1 := \frac{M_{pr}}{2 \cdot \phi_r \cdot 0.6 \cdot FEXX \cdot 0.707 \cdot tw} \cdot \left( d_b - t_{fb} \right) - \frac{Wt}{2}$$

$$Wl_1 := \frac{M_{pr}}{2 \cdot \phi_r \cdot 0.6 \cdot FEXX \cdot 0.707 \cdot tw} \cdot \left( d_b - t_{fb} \right) - \frac{Wt}{2} = 343.055 \text{ mm}$$

$$Wl_2 \geq \frac{M_{pr}}{1.7 \cdot \phi_r \cdot 0.6 \cdot FEXX \cdot 0.707 \cdot tw_{def}} \cdot \left( d_b - t_{fb} \right) - \frac{1.5 \cdot Wt}{1.7}$$

“Eq 2-35 Conexiones Precalificadas Colombia”

$$Wl_2 := \frac{M_{pr}}{1.7 \cdot \phi_r \cdot 0.6 \cdot FEXX \cdot 0.707 \cdot tw} \cdot \left( d_b - t_{fb} \right) - \frac{1.5 \cdot Wt}{1.7} = 353.594 \text{ mm}$$

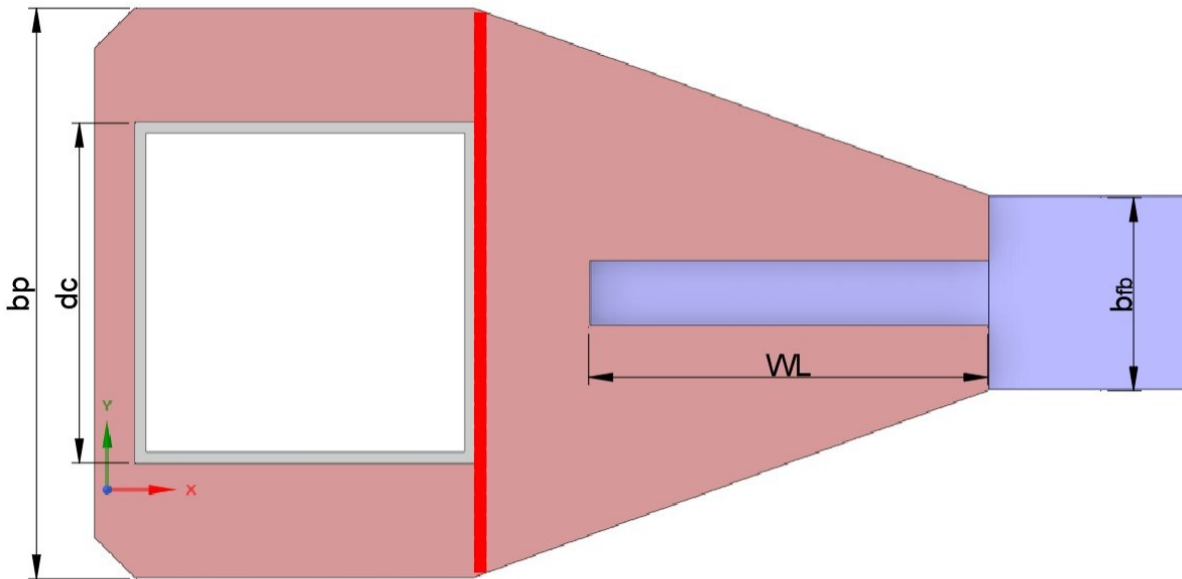
Se asume un valor aproximado al mínimo entre el  $Wl_1$  y  $Wl_2$ , correspondiente a:

$$Wl := 350 \text{ mm}$$

## 10. Calculo del espesor del diafragma "tp"

**Resistencia a tensión del diafragma según F.2.10.4.1 (NSR-10). El valor "tp" será obtenido para los estados limites de fluencia por tensión y rotura por tensión**

Estados limites: fluencia por tensión, rotura por tensión y desgarramiento en bloque en el diafragma



### Fluencia por tensión

$$tp \geq \frac{Mf}{\phi_t \cdot b_p \cdot F_{yp} \cdot d_b}$$

“Eq 2-11 Conexiones Precalificadas Colombia”

$$tp_1 := \frac{Mf}{\phi_t \cdot b_p \cdot F_{yp} \cdot d_b} = 9.42 \text{ mm}$$

### Rotura por tensión

$$tp \geq \frac{Mf}{\phi_r \cdot b_p \cdot U \cdot F_{up} \cdot d_b}$$

“Eq 2-14 Conexiones Precalificadas Colombia”

$$U = \begin{cases} \text{if } Bl \geq 2 \cdot b_{fb} \\ \quad U \leftarrow 1 \\ \text{else if } 2 \cdot b_{fb} > Bl > 1.5 \cdot b_{fb} \\ \quad U \leftarrow 0.87 \\ \text{else if } 1.5 \cdot b_{fb} > Bl \geq b_{fb} \\ \quad U \leftarrow 0.75 \end{cases}$$

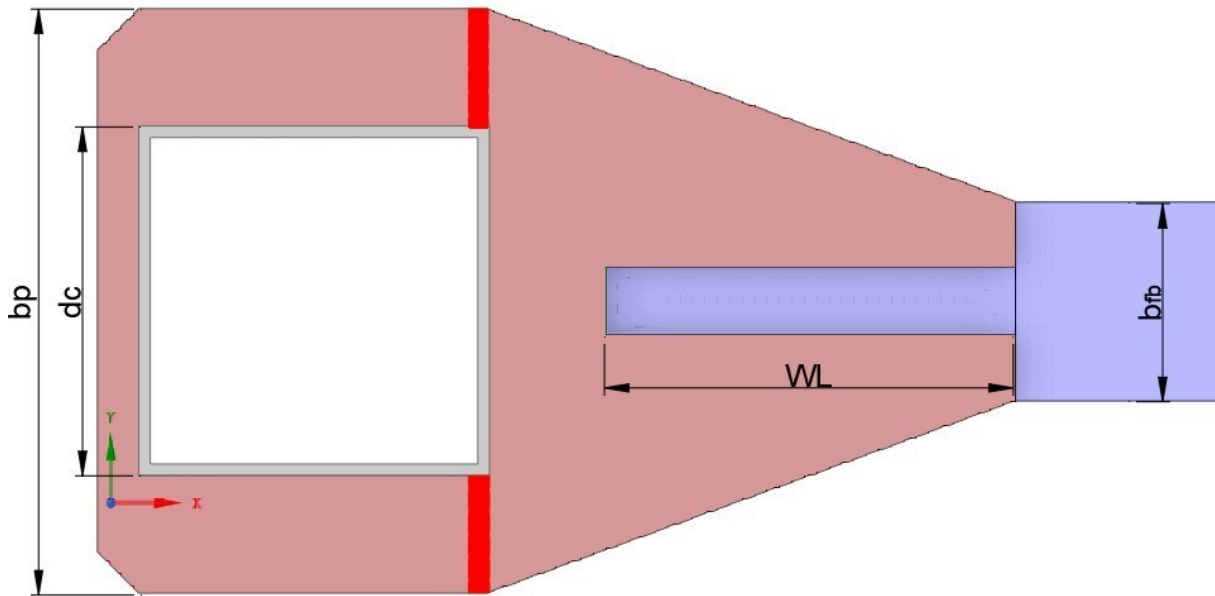
$$U = 1$$

$$tp_2 := \frac{Mf}{\phi_r \cdot b_p \cdot U \cdot F_{up} \cdot d_b} = 8.6 \text{ mm}$$

¿QUE ESPESOR SE ELIGE?

$$tp := \max \left( tp_1, tp_2 \right) = 9.421 \text{ mm}$$

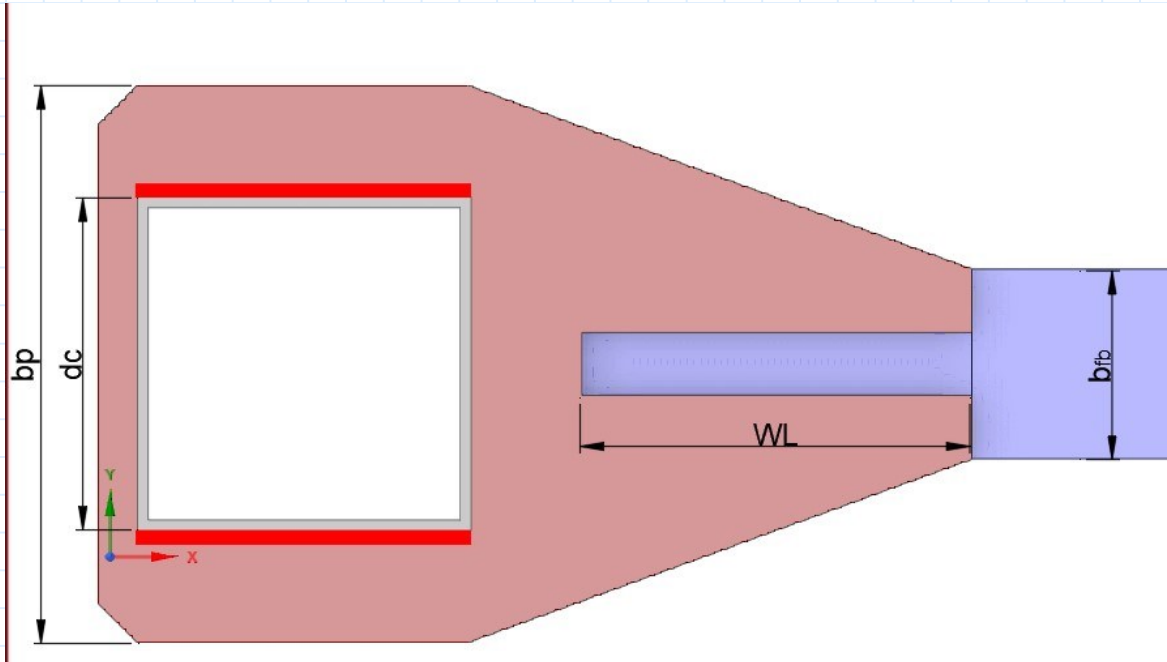
Resistencia a la rotura por tensión en el área neta entre el diafragma y la cara de la columna



$$tp \geq \frac{M_f}{\phi_r \cdot F_{up} \cdot d_b \cdot I} \left( b_p - b_d \right) \quad \text{--- "Eq 2-21 Conexiones Precalificadas Colombia"}$$

$$tp_3 := \frac{M_f}{\phi_r \cdot F_{up} \cdot d_b \cdot I} \left( b_p - b_c \right) = 21.505 \text{ mm}$$

**Resistencia del diafragma a cortante según F.2.10.4.2 (NSR-10), en la unión del diafragma con la columna. El valor de "tp" será obtenido para los estados límites de fluencia por cortante y rotura por cortante**



*Fluencia a cortante:*

$$tp \geq \frac{Mf}{\phi_t \cdot 0.6 \cdot F_{yp} \cdot d_b \cdot 2 \cdot d_c} \quad \text{--- "Eq 2-22 Conexiones Precalificadas Colombia"}$$

$$tp_4 := \frac{Mf}{\phi_t \cdot 0.6 \cdot F_{yp} \cdot d_b \cdot 2 \cdot d_c} = 13.08 \text{ mm}$$

*Rotura por cortante:*

$$tp \geq \frac{Mf}{\phi_r \cdot 0.6 \cdot F_{up} \cdot d_b \cdot 2 \cdot d_c} \quad \text{--- "Eq 2-24 Conexiones Precalificadas Colombia"}$$

$$tp_5 := \frac{Mf}{\phi_r \cdot 0.6 \cdot F_{up} \cdot d_b \cdot 2 \cdot d_c} = 11.947 \text{ mm}$$

*A continuación se definirá el espesor de la cubre placa a partir de los resultados obtenidos de la verificación de los estados límites definidos anteriormente*

<b>ESTADOS LIMITES</b>	<b>tp (mm)</b>
Resistencia del cubre placa a fluencia por tensión	$tp_1 = 9.421 \text{ mm}$
Resistencia del cubre placa a rotura por tensión	$tp_2 = 8.6 \text{ mm}$
Resistencia a la rotura por tensión en el área neta entre el diafragma y la cara de la columna	$tp_3 = 21.5 \text{ mm}$
Resistencia del diafragma a cortante en la unión del diafragma con la columna (fluencia por cortante)	$tp_4 = 13.085 \text{ mm}$
Resistencia del diafragma a cortante en la unión del diafragma con la columna (rotura por cortante)	$tp_5 = 11.95 \text{ mm}$

*Se asume un espesor de cubre placa correspondiente a los valores estándar del mercado y este debe tener un espesor mayor al valor de "tp" mayor calculado*

Espesor de diafragma a usar

$tp := 22 \text{ mm}$

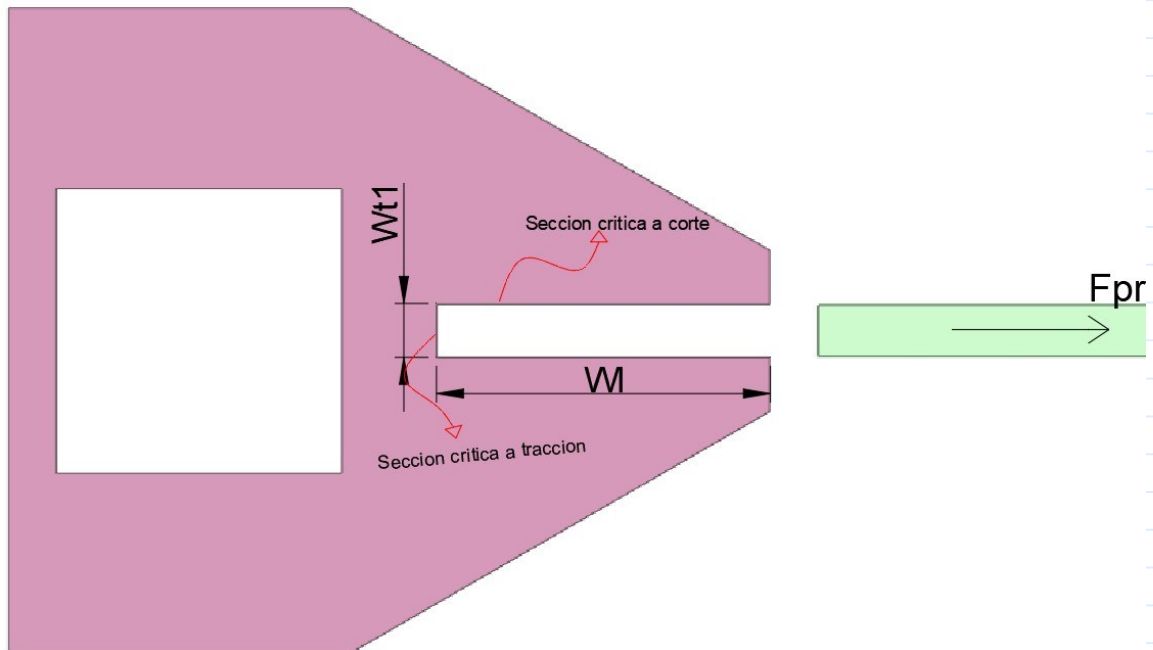
```

Cumple_Espesor? := if tp >= max( tp1, tp2, tp3, tp4, tp5 )
                    Cumple_Espesor? ← "CUMPLE"
                    else if tp < max( tp1, tp2, tp3, tp4, tp5 )
                    Cumple_Espesor? ← "Aumente espesor"

```

$Cumple\_Espesor? = \text{"CUMPLE"}$

**11. Resistencia del diafragma desgarramiento en bloque de cortante según el F.2.10.4.3 (NSR-10).**



$$\phi Rn := \phi_r \cdot \left( 0.6 \cdot F_{up} \cdot A_{nv} + U_{bs} \cdot F_{up} \cdot A_{nt} \right) \leq \phi_r \cdot \left( 0.6 \cdot F_{yp} \cdot A_{gv} + U_{bs} \cdot F_{up} \cdot A_{nt} \right)$$

Área bruta sometida a cortante  $A_{gv} := 2 \cdot Wl \cdot tp = 154 \text{ cm}^2$

Área neta sometida a tensión  $A_{nt} := Wt_1 \cdot tp = 12.47 \text{ cm}^2$

Área neta sometida a cortante  $A_{nv} := A_{gv} = 154 \text{ cm}^2$

$U_{bs} = 1$  ya que el esfuerzo de tensión es uniforme  $U_{bs} := 1$

$$\phi Rn := \min \left( \phi_r \cdot \left( 0.6 \cdot F_{up} \cdot A_{nv} + U_{bs} \cdot F_{up} \cdot A_{nt} \right), \phi_r \cdot \left( 0.6 \cdot F_{yp} \cdot A_{gv} + U_{bs} \cdot F_{up} \cdot A_{nt} \right) \right) = 291.19 \text{ tonnef}$$

$$\phi Rn \geq \frac{M_{pr}}{d_b - t_{fb}} \quad \frac{M_{pr}}{d - t} = 133.32 \text{ tonnef } b_{fb}$$

```

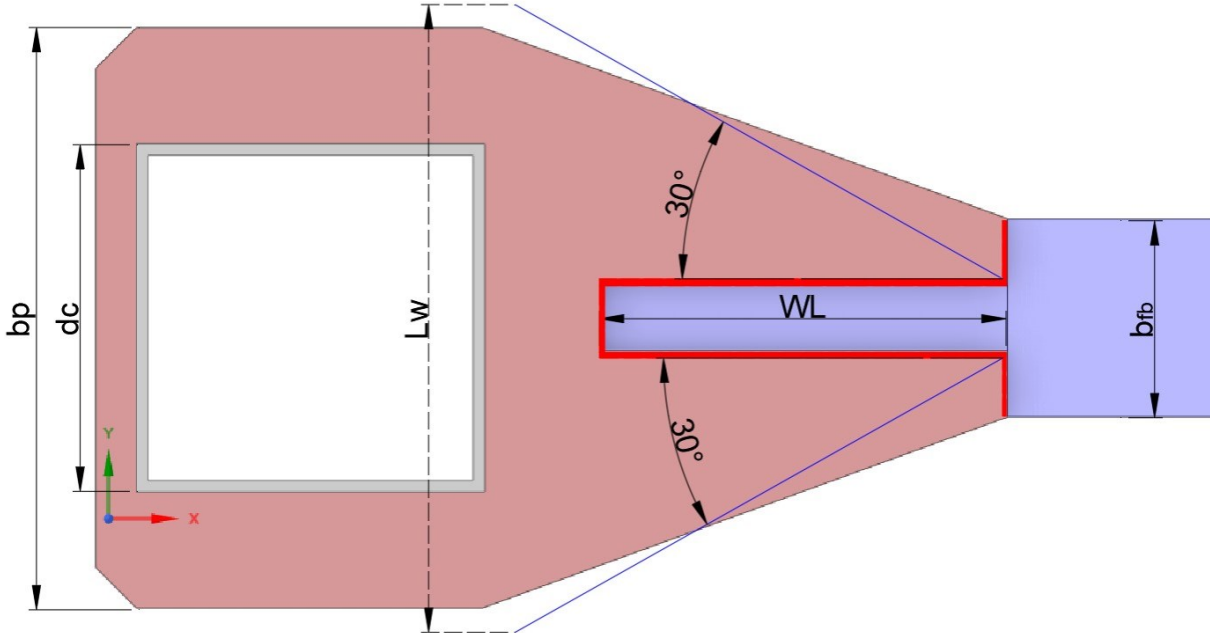
Resiste_a_desgarramiento? := if  $\phi Rn \geq \frac{M_{pr}}{d_b - t_{fb}}$ 
    Resiste_a_desgarramiento? ← "SI resiste"
else if  $\phi Rn < \frac{M_{pr}}{d - t}$ 
    Resiste_a_desgarramiento? ← "NO, aumente "tp" "

```

Resiste\_a\_desgarramiento? = "SI resiste"

## 12. Calculo de la resistencia de diseño del diafragma " $\phi R_n$ "

Corresponde al menor valor entre los estados limites de fluencia por tensión, rotura por tensión o al desgarramiento en bloque de cortante.



**Fluencia por tensión:**

$$\phi R_n := \phi_t \cdot L_w \cdot t_p \cdot F_{yp} \geq \frac{M_f}{d} \quad \text{"Eq 2-37 Conexiones Precalificadas Colombia"} \quad b$$

Se debe comprobar "Lw" con formula y viendo la geometría en CAD

$$L_{w_{whitmore}} := 2 \cdot W_L \cdot \tan(30^\circ) + W_{t2} = 461 \text{ mm}$$

"Eq 2-38 Conexiones Precalificadas Colombia"

$$L_{w_{cad}} := 426.65 \text{ mm}$$

Lw definitivo

$$L_w := \min(L_{w_{whitmore}}, L_{w_{cad}}) = 426.65 \text{ mm}$$

Resistencia nominal

$$\phi R_n := 0.9 \cdot L_w \cdot t_p \cdot F_{yp} = 301.5 \text{ tonnef}$$

Carga ultima aplicada

$$\frac{M_f}{d} = 151.31 \text{ tonnef}$$

```

Resiste_el_diafragma? := if  $\phi R_n > \frac{M_f}{d}$ 
|
|   Resiste_el_diafragma? ← "Resiste"
|
| else if  $\phi R_n < \frac{M_f}{d}$ 
|
|   Resiste_el_diafragma? ← "NO resiste"
|

```

Resiste\_el\_diafragma? = "Resiste"

### Rotura por tensión:

$$\phi R_n := \phi_r \cdot U \cdot \left( L_w - W_{t2} \right) \cdot t_p \cdot F_{up} \geq \frac{M_f}{d} \cdot b$$

"Eq 2-41 Conexiones Precalificadas Colombia"

```

U = if WL ≥ 2 · bfb / 3
    U ← 1
else if 2 · bfb / 3 > WL ≥ 1.5 · bfb / 3
    U ← 0.87
else if 1.5 · bfb / 3 > WL ≥ bfb / 3
    U ← 0.753
    
```

$$U = 1$$

Resistencia nominal

$$\phi R_n := 0.75 \cdot U \cdot \left( L_w - W_{t2} \right) \cdot t_p \cdot F_{up} = 286.35 \text{ tonnef}$$

Carga ultima aplicada

$$\frac{M_f}{d} = 151.31 \text{ tonnef}$$

```

Resiste_rotura_por_tension? := if phiRn > Mf/d
    Resiste_rotura_por_tension? ← "Si Resiste"
else if phiRn < Mf/d
    Resiste_rotura_por_tension? ← "NO Resiste"
Resiste_rotura_por_tension? = "Si Resiste"
    
```

### Desgarramiento en bloque:

$$\phi R_n := \phi_r \cdot \left( 0.6 \cdot F_{up} \cdot A_{nv} + U_{bs} \cdot F_{up} \cdot A_{nt} \right) \leq \phi_r \cdot \left( 0.6 \cdot F_{yp} \cdot A_{gv} + U_{bs} \cdot F_{up} \cdot A_{nt} \right)$$

Área bruta sometida a cortante

$$A_{gv} := 2 \cdot W_l \cdot t_p = 154 \text{ cm}^2$$

Área neta sometida a tensión

$$A_{nt} := b_{fb} \cdot t_p = 37.4 \text{ cm}^2$$

Área neta sometida a cortante

$$A_{nv} := A_{gv} = 154 \text{ cm}^2$$

$U_{bs} = 1$  ya que el esfuerzo de tensión es uniforme

$$U_{bs} := 1$$

$$\phi R_n := \min \left( \phi_r \cdot \left( 0.6 \cdot F_{up} \cdot A_{nv} + U_{bs} \cdot F_{up} \cdot A_{nt} \right), \phi_r \cdot \left( 0.6 \cdot F_{yp} \cdot A_{gv} + U_{bs} \cdot F_{up} \cdot A_{nt} \right) \right) = 378.906 \text{ tonnef}$$

$$\phi R_n \geq \frac{M_{pr} \cdot b_{fb}}{d \cdot t}$$



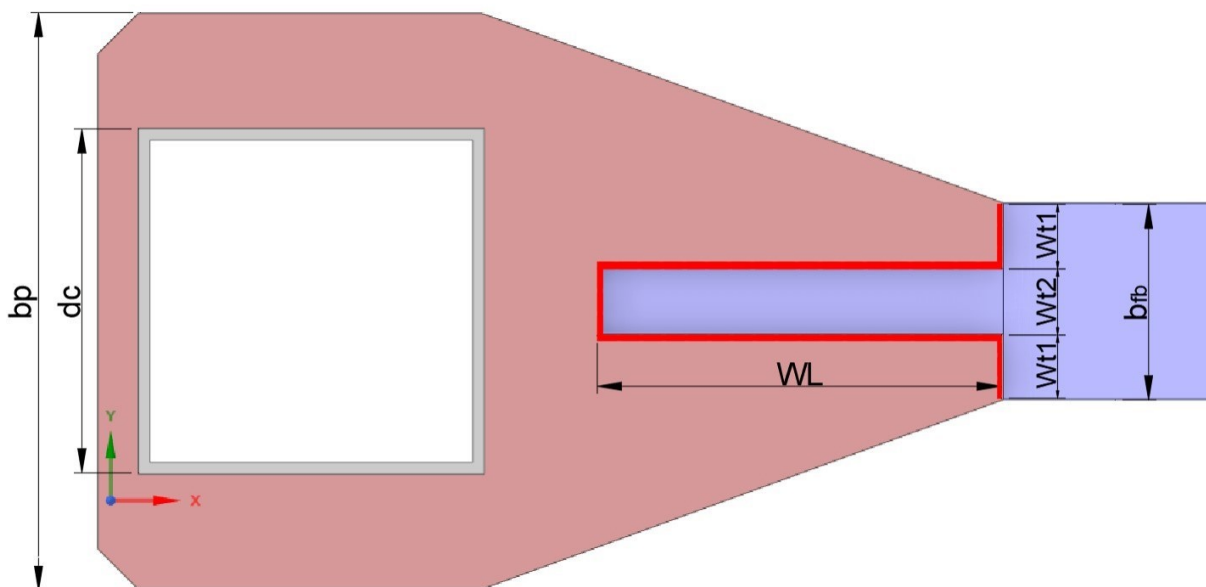
Carga ultima aplicada

$$\frac{M_{pr}}{d - t_{fb}} = 133.32 \text{ tonnef } b$$

```
Resiste_desgarramiento? := if  $\phi R_n > \frac{M_{pr}}{d_b - t_{fb}}$ 
    Resiste_desgarramiento? ← "SI resiste"
else if  $\phi R_n < \frac{M_{pr}}{d_b - t_{fb}}$ 
    Resiste_desgarramiento? ← "NO, aumente tp"
```

Resiste\_desgarramiento? = "SI resiste"

## 12. Calculo de la resistencia que aportan las soldaduras AISC 360-22



Fuerza Actuante

$$F_{pr} := \frac{M_{pr}}{d - t_{fb}} = 133.3 \text{ tonnef } b$$

Resistencia nominal del electrodo

$$F_{EXX} := 480 \text{ MPa}$$

Angulo de inclinación de las soldaduras transversales a la fuerza "WT1"

$$\alpha_t := 90^\circ$$

Angulo de inclinación de las soldaduras paralelas a la fuerza "WT1"

$$\alpha_p := 0^\circ$$

Área efectiva de soldadura transversal a la fuerza

$$A_{wt} := 0.707 \cdot t_w \cdot W_{t1} = 400.6 \text{ mm}^2$$

Área efectiva de soldadura perpendicular a la fuerza

$$A_{wp} := 0.707 \cdot tw \cdot Wl = 2474.5 \text{ mm}^2$$

Resistencia nominal de la soldadura transversal a la fuerza

$$Rn_{wt} := 0.6 \cdot FEXX \cdot \left( 1 + 0.5 \cdot \sin(\alpha t) \right)^{1.5} \cdot A_{wt} = 17.649 \text{ tonnef}$$

“Eq J2.5 Aisc 360-22”

Resistencia nominal de la soldadura paralela a la fuerza

$$Rn_{wp} := 0.6 \cdot FEXX \cdot \left( 1 + 0.5 \cdot \sin(\alpha p) \right)^{1.5} \cdot A_{wp} = 72.671 \text{ tonnef}$$

Resistencia nominal del grupo de soldaduras de filete cargadas paralela a la carga

$$Rn := 0.85 \cdot Rn_{wp} \cdot 2 + 1.5 \cdot Rn_{wt} \cdot 3 = 203 \text{ tonnef}$$

$$\phi Rn := 0.75 \cdot Rn = 152 \text{ tonnef}$$

“Eq J2-10b Aisc 360-22”

Factor demanda - capacidad de la soldadura

$$DCR := \frac{Fpr}{\phi Rn} = 0.88$$

Factor de distribución de fuerzas para cada soldadura

$$F := 0.75 \cdot \frac{Fpr}{\phi Rn} = 0.657$$

Resistencia nominal que aporta cada soldadura transversal

$$\phi Rwt := F \cdot Rn_{wt} = 11.593 \text{ tonnef}$$

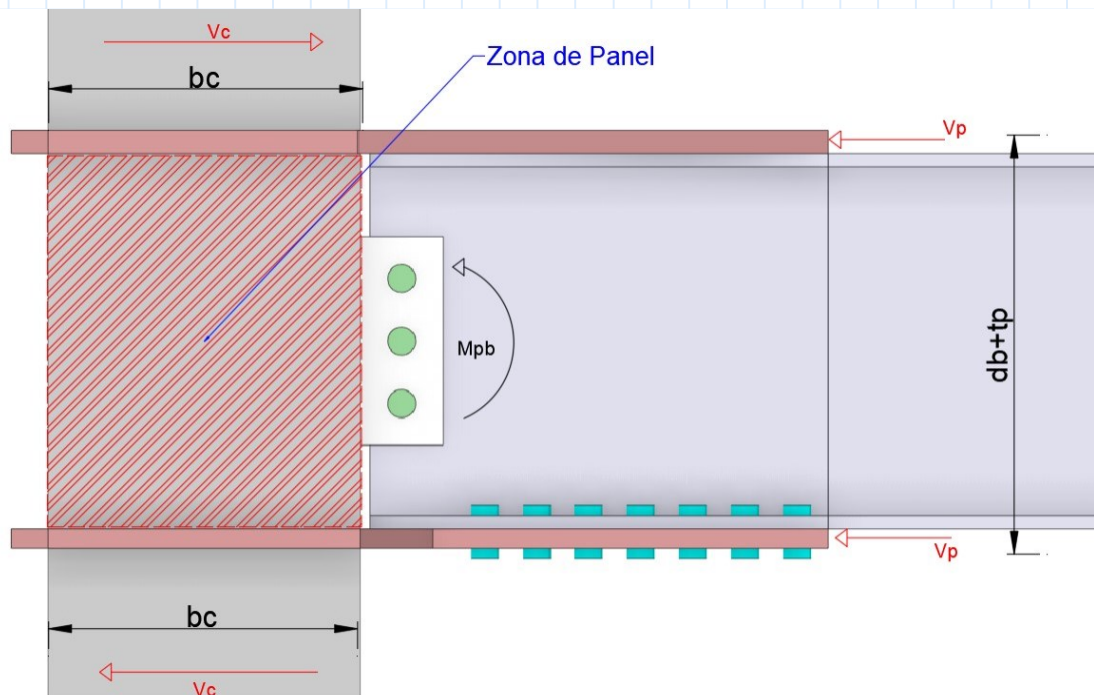
Resistencia nominal que aporta cada soldadura paralela

$$\phi Rwl := F \cdot Rn_{wp} = 47.735 \text{ tonnef}$$

“La suma de estas resistencias de cada soldadura debe ser igual a la demanda "Fpr"”

$$(\phi Rwt \cdot 3) + (2 \cdot \phi Rwl) = 130 \text{ tonnef}$$

### 13. Verificación del espesor por cortante en la zona de panel de la columna para el estado límite de fluencia por cortante



Fuerza cortante en la columna ubicada por encima del nudo

$$V_c := \frac{M_f}{H} = 15.56 \text{ tonnef}$$

“Eq 2-47 Conexiones Precalificadas Colombia”

Cortante requerido en la zona de panel

$$R_u := \frac{M_f}{d_b + t_p} = V_c = 127.03 \text{ tonnef}$$

“Eq 2-46 Conexiones Precalificadas Colombia”

Resistencia requerida para la combinación 1.2D+0.5L

$$P_u := V_p = 18.157 \text{ tonnef}$$

Resistencia de la columna a fluencia bajo carga axial

$$P_y := F_{yc} \cdot A_c = 872.98 \text{ tonnef}$$

Teniendo en cuenta que la columna es de sección cajón con dos almas, se debe multiplicar por dos la resistencia de cada zona de panel

“El espesor de la zona de panel = Espesor columna + espesor de la placa, dependiendo el requerimiento COLOCAR”

Espesor de la columna

$$t_c = 22 \text{ mm}$$

Espesor mínimo de la placa de enchape

$$t_{d_{teorico}} := \frac{\sqrt{d_{bc}} \cdot d}{90} = 7.333 \text{ mm}$$

Espesor a elegir para placa de enchape

$$t_d = 0 \text{ mm}$$

Espesor total de la zona de panel

$$t_{pz} := t_c + t_d = 22 \text{ mm}$$

## Resistencia nominal de la zona de panel

$$R_n := \begin{cases} \text{if } P_u \leq 0.75 \cdot P_y \\ R_n \leftarrow 2 \cdot \left( 0.6 \cdot F_{yc} \cdot d_c \cdot t_{pz} \right) \cdot \left( \frac{3 \cdot b \cdot c^2}{17 \cdot d_b \cdot d_c \cdot t_{pz}} \right) \\ \text{else if } P_u > 0.75 \cdot P_y \\ R_n \leftarrow 2 \cdot \left( 0.6 \cdot F_{yc} \cdot d_c \cdot t_{pz} \right) \cdot \left( \frac{3 \cdot b \cdot c^2}{17 \cdot d_b \cdot d_c \cdot t_{pz}} \right) \cdot \left( \frac{1.92 \cdot 1.0 \cdot P}{u} \right) \end{cases}$$

"Eq 2-49 Conexiones Precalificadas Colombia"

"Eq 2-50 Conexiones Precalificadas Colombia"

$$R_n = 334.487 \text{ tonnef}$$

$$\phi_n R_n := \phi_n \cdot R_n = 301.04 \text{ tonnef}$$

$$R_u \leq \phi R_n$$

```
Resiste_zona_de_panel? := if  $\phi_n R_n > R_u$ 
    Resiste_zona_de_panel?  $\leftarrow$  "SI resiste"
else if  $\phi_n R_n < R_u$ 
    Resiste_zona_de_panel?  $\leftarrow$  "NO Resiste"
```

Resiste\_zona\_de\_panel? = "SI resiste"

¿Está usando placa de enchape?

"SI"

"Colocar dependiendo"

El espesor individual de la columna y de las placas de enchape debe cumplir con el siguiente requisito:

$$t_c \geq \frac{d_b + d_c}{90}$$

$$t_d \geq \frac{d_b + d_c}{90}$$

"Eq 2-51 Conexiones Precalificadas Colombia"  $t_c$

Espesor de la columna

$$= 22 \text{ mm}$$

Espesor placa de enchape

$$t_d = 0 \text{ mm}$$

Limite

$$\frac{d_b + d_c}{90} = 7.333 \text{ mm}$$

```
Cumple_espesor_columna? := if  $t_c > \frac{d_b + d_c}{90}$ 
    Cumple_espesor_columna?  $\leftarrow$  "Cumple"
else if  $t_c < \frac{d_b + d_c}{90}$ 
    Cumple_espesor_columna?  $\leftarrow$  "Aumente espesor columna"
```

Cumple\_espesor\_columna? = "Cumple"

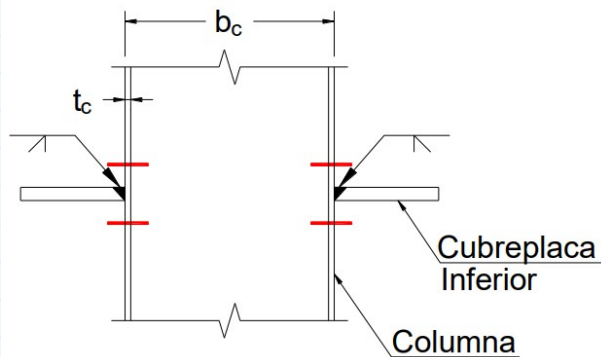
```

Cumple_espesor_placaenchape? := if t_d > (d_b + d_c) / 90
    Cumple_espesor_placaenchape? ← "Cumple"
else if t_d < (d_b + d_c) / 90
    Cumple_espesor_placaenchape? ← "Aumente espesor placa"

```

Cumple\_espesor\_placaenchape? = "Aumente espesor placa"

#### 14. Verificar el espesor de la columna para el estado limite de resistencia para fluencia por cortante



$$\phi R_n := \phi_t \cdot 0.6 \cdot F_{yc} \cdot 4 \cdot t_c \cdot d_c \geq \frac{M_f}{d_b + t_p} \quad \text{--- "Eq 2-62 Conexiones Precalificadas Colombia"}$$

Espesor de la zona de panel  $tpz = 22 \text{ mm}$

Resistencia nominal del espesor de la columna  $\phi R_n := \phi_t \cdot 0.6 \cdot F_{yc} \cdot 4 \cdot tpz \cdot d_c = 508.8 \text{ tonnef}$

Limite  $\frac{M_f}{d_b + t_p} = 142.59 \text{ tonnef}$

```

La_columna_resiste? := if phi R_n > (M_f / (d_b + t_p))
    La_columna_resiste? ← "Resiste"
else if phi R_n < (M_f / (d_b + t_p))
    La_columna_resiste? ← "NO, aumente espesor de columna o placa"

```

La\_columna\_resiste? = "Resiste"

## 15. Diseño de la placa de cortante

La placa de cortante y las soldaduras se diseñan para resistir el cortante plástico " $V_p$ " en la cara de la columna y los pernos únicamente para cargas de montaje, que son mínimas

### 15.1 Calidad de material del perno: **ASTM A490**

"Se considera que la rosca está excluida en el plano de corte"

Tensión nominal a corte, conforme a la tabla J3.2 de la norma AISC 360-22

$$F_{nv} := 579 \text{ MPa}$$

### 15.2. Resistencia del perno: **ASTM A490**

Diámetro del perno

$$d_{bolt} := \frac{5}{8} \text{ in} = 15.88 \text{ mm}$$

Diámetro del agujero

$$d_a := d_{bolt} + \frac{1}{8} \text{ in} = 19.05 \text{ mm}$$

Área del perno

$$A_b := \frac{\pi d_{bolt}^2}{4} = 1.98 \text{ cm}^2$$

Resistencia nominal a corte por cada perno "Eq J3-1 Aisc 360-16"

$$R_n := F_{nv} \cdot A_b = 11.686 \text{ tonnef}$$

"Eq J3-6a Aisc 360-16"

$$R_{n2} := 2.4 \cdot F_{ub} \cdot d_b \cdot t_{wb} = 324.2 \text{ tonnef}$$

Resistencia nominal minorada a corte por cada perno

$$\phi R_n := \min \left( \phi \cdot R_n, \phi_t \cdot R_{n2} \right) = 10.52 \text{ tonnef}$$

Numero de pernos requeridos a corte

$$N_{requerido} := \frac{V_p}{\phi_t \cdot R_n} = 1.726$$

"USE"

$$N := 3$$

```
Numero_pernos_corte := if N ≥ N_requerido
  Numero_pernos_corte ← "OK"
else if N < N_requerido
  Numero_pernos_corte ← "NO, Aumente"
```

Numero\_pernos\_corte = "OK"

### 15.3. Espesor de la placa de corte

Colocar un espesor estimado

$$t_p := 8 \text{ mm}$$

### 15.4. Tabla J3.4 mínima distancia desde el centro de agujeros standard al borde de la placa conectada en función del perno seleccionado

TABLA J3.4M Distancia Mínima al Borde <sup>[a]</sup> , mm, desde el Centro del Agujero Estándar <sup>[b]</sup> hasta el Borde de la Parte Conectada	
Diámetro Perno (mm)	En bordes laminados de Planchas, Perfiles o Barras, o en bordes por corte térmico <sup>[c]</sup>
16	22
20	26
22	28
24	30
27	34
30	38
36	46
Sobre 36	1,25d

<sup>[a]</sup> De ser necesario, se permite utilizar distancias de borde menores provisto que se satisfacen las disposiciones de la Sección J3.10 y de Sección J4, sin embargo distancias al borde menores que (1) diámetro del perno no son permitidas sin aprobación del ingeniero a cargo.

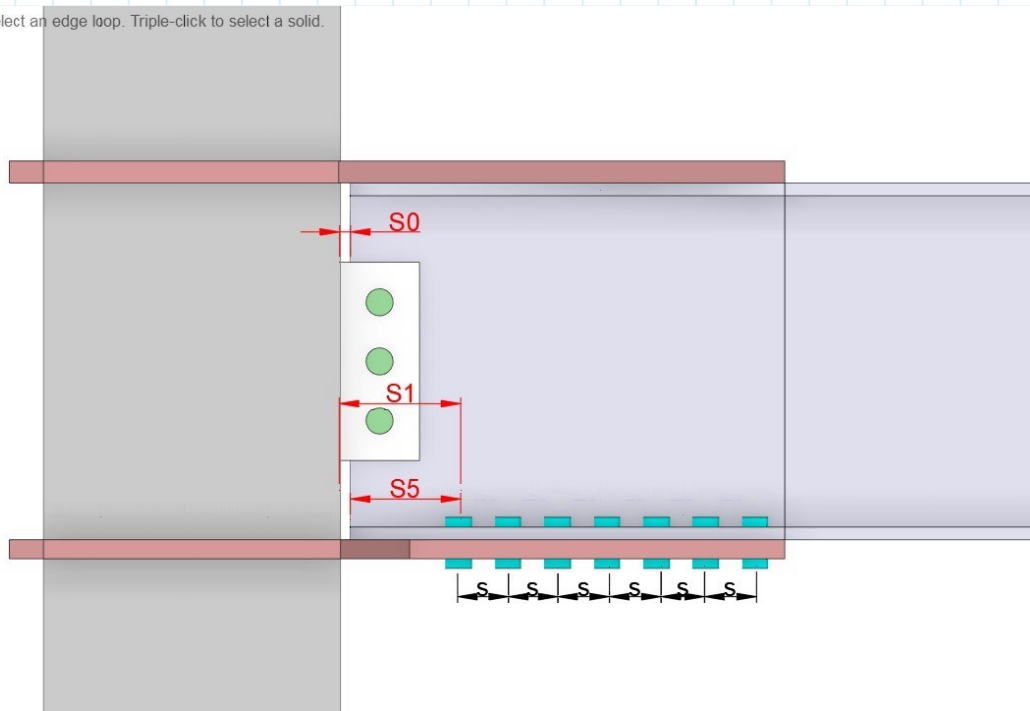
<sup>[b]</sup> Para agujeros sobretamaño y ranurados, ver la Tabla J3.5M.

Distancia mínima al borde para perno 16mm

$$S_{min} := 22 \text{ mm}$$

### 15.5. Configuración geométrica de la placa de conexión a corte

Double-click to select an edge loop. Triple-click to select a solid.



Espaciamiento mínimo desde el borde de placa al centro del perno (Tabla J3.4)

$$S_{2\_tabla} := 22 \text{ mm}$$

Espaciamiento a usar

$$S_2 := 40 \text{ mm}$$

```
Espaciamiento_borde := if S2 >= S2_tabla
    Espaciamiento_borde ← "Correcto"
else if S < S2_tabla
    Espaciamiento_borde ← "Aumentar Separacion"
```

Espaciamiento\_borde = "Correcto"

Separación desde columna hacia la viga

$$S_0 := 10 \text{ mm}$$

Espaciamiento mínimo entre eje de pernos

$$S_{min\_ejes} := 3 \cdot d_{bolt} = 48 \text{ mm}$$

Espaciamiento a usar entre eje de pernos

$$S := 60 \text{ mm}$$

Ancho de la placa de corte

$$b_p := 2 \cdot S_2 = 80 \text{ mm}$$

Altura de la placa de corte

$$L_p := 2 \cdot S_2 + S \cdot (N - 1) = 200 \text{ mm}$$

Separación MINIMA entre la placa de corte y el patín de la viga

$$S_{3\_min} := t_{fb} + r_b = 30.7 \text{ mm}$$

Separación a USAR entre la placa de corte y el patín de la viga

$$S_3 := \frac{d_b - L}{2} = 80 \text{ mm}$$

```
Separacion_placa_viga := if S3 >= S3_min
    Separacion_placa_viga ← "OK"
else if S3 < S3_min
    Separacion_placa_viga ← "Aumentar Separacion"
```

Separacion\_placa\_viga = "OK"



## 15.6. Chequeo de fluencia del área bruta

Área bruta de la placa de conexión

$$A_g := L_p \cdot t_p = 16 \text{ cm}^2$$

Resistencia por fluencia

$$R_n := A_g \cdot F_{yp} = 57.104 \text{ tonnef}$$

Resistencia minorada por fluencia

$$\phi_t \cdot R_n = 51.394 \text{ tonnef}$$

$$ISE := \frac{V_p}{\phi_t \cdot R_n} = 0.353$$

```

Resiste_a_fluencia? := if ISE ≤ 1
    Resiste_a_fluencia? ← "Si"
else if ISE > 1
    Resiste_a_fluencia? ← "NO Resiste"
    
```

Resiste\_a\_fluencia? = "Si"

## 15.7. Chequeo fractura del área neta

$$V_u \leq \phi_n \cdot R_n$$

Especificaciones J.4.1.b

$$R_n = F_{up} \cdot A_e$$

EQ\_J4-2

$A_e$  Área Neta Efectiva definida en la Sección D.3. Para Bolted Splice Plates,  $A_e = A_n \leq 0.85 \cdot A_g$

$$A_e = U \cdot A_n$$

$A_n$  Área neta en Tensión

$U$  Factor de Corte Tabla D.3.1

**TABLE D3.1**  
**Shear Lag Factors for Connections**  
**to Tension Members**

Case	Description of Element	Shear Lag Factor, $U$	Example
1	All tension members where the tension load is transmitted directly to each of the cross-sectional elements by fasteners or welds (except as in Cases 4, 5 and 6).	$U = 1.0$	—

$U := 1.0$  Para miembros en tensión sometidos a cargas de tracción transmitida directamente por su sección transversal a través de pernos ó soldaduras

$U := 1$

Área neta en tensión

$$A_n := A_g - N \cdot d_a \cdot t_p = 11.428 \text{ cm}^2$$

$$0.85 \cdot A_g = 13.6 \text{ cm}^2$$

```

Area_correcta? := if An ≤ 0.85 · Ag
                  | Area_correcta? ← "Correcta"
                  | else if An > 0.85 · Ag
                  | Area_correcta? ← "Incorrecta"

```

Area\_correcta? = "Correcta"

Área efectiva en tensión

$$A_e := U \cdot A_n = 11.428 \text{ cm}^2$$

Resistencia nominal

$$R_n := F_{up} \cdot A_e = 53.605 \text{ tonnef}$$

Resistencia nominal minorada

$$\phi_t \cdot R_n = 48.245 \text{ tonnef}$$

Fuerza cortante

$$V_p = 18.157 \text{ tonnef}$$

$$ISE := \frac{V_p}{\phi_t \cdot R_n} = 0.376$$

```

Resiste_a_fractura? := if ISE ≤ 1
                       | Resiste_a_fractura? ← "OK"
                       | else if ISE > 1
                       | Resiste_a_fractura? ← "NO chequea"

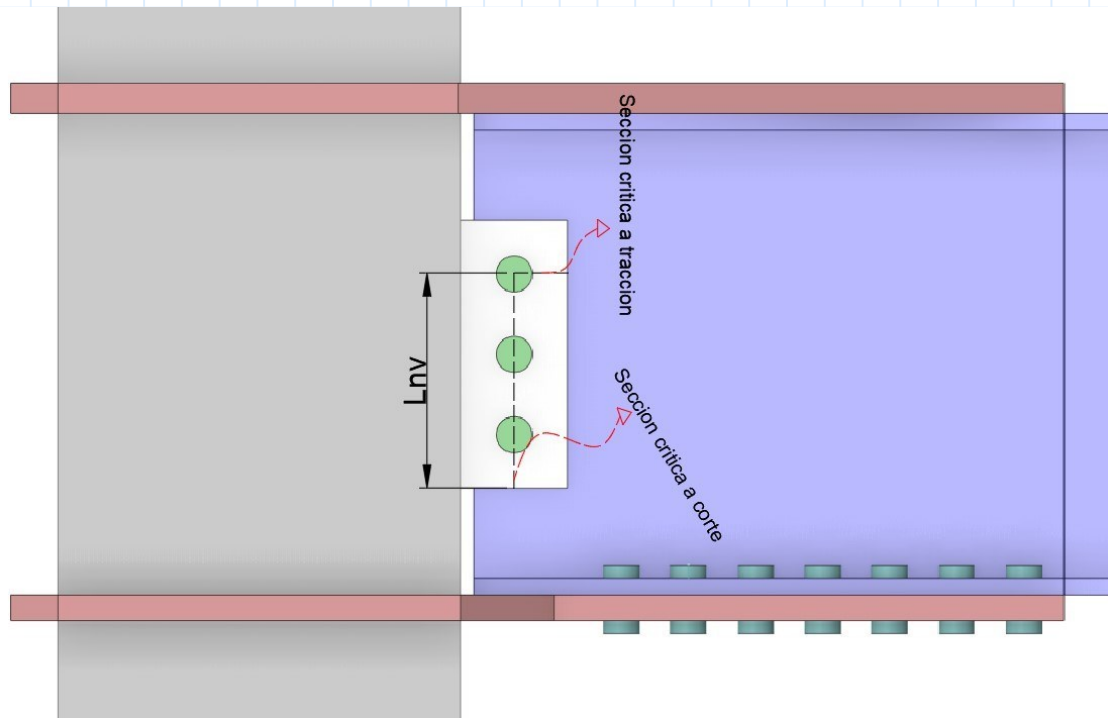
```

Resiste\_a\_fractura? = "OK"

### 15.8. Chequeo por bloque de cortante

$$R_n = 0.6 \cdot F_{up} \cdot A_{nv} + U_{bs} \cdot F_{up} \cdot A_{nt} \leq 0.6 \cdot F_y \cdot A_{gv} + U_{bs} \cdot F_u \cdot A_{nt} \quad EQ\_J4.5$$

Esfuerzo en tensión es uniforme. Para más información ver comentarios J.4.3 AISC 360-22



Longitud sujeta a corte

$$L_{nv} := L_p - S_2 = 160 \text{ mm}$$

Área neta sujeta a corte (Metodo1)

$$A_{nv} := \left( L_{nv} - da \cdot (N - 0.5) \right) \cdot tp = 8.99 \text{ cm}^2$$

Área gruesa sujeta a corte

$$A_{gv} := L_{nv} \cdot tp = 12.8 \text{ cm}^2$$

Área neta sujeta a corte (Metodo2)

$$A_{nv} := A_{gv} - tp \cdot da \cdot (N - 0.5) = 8.99 \text{ cm}^2$$

Área neta sujeta a tracción

$$A_{nt} := \left( S_2 - \frac{da}{2} \right) \cdot tp = 2.438 \text{ cm}^2$$

$$R_n := \min \left( \begin{array}{l} 0.6 \cdot F_{up} \cdot A_{nv} + U_{bs} \cdot F_{up} \cdot A_{nt} \\ 0.6 \cdot F_y \cdot A_{gv} + U_{bs} \cdot F_u \cdot A_{nt} \end{array} \right) = 36.7 \text{ tonnef}$$

$$\phi_t \cdot R_n = 33.064 \text{ tonnef}$$

$$V_p = 18.157 \text{ tonnef}$$

$$ISE := \frac{V_p}{\phi_t \cdot Rn} = 0.549$$

```

Resiste_bloque_cortante? = if ISE ≤ 1
    Resiste_bloque_cortante? ← "Resiste"
else if ISE > 1
    Resiste_bloque_cortante? ← "NO Resiste"

```

Resiste\_bloque\_cortante? = "Resiste"

## 16. Soldadura de unión de la platina a la columna

Tamaño mínimo:

Según el espesor de la parte más delgada a unir el tamaño mínimo de la soldadura de filete se define en la tabla F.2.10.2-4 del capítulo F de la NSR-10

Cortante excéntrica:

Si la soldadura está sometida a cortante excéntrica, la resistencia de la soldadura se chequea con base en las tablas realizadas para este fin, en el manual de la AISC

Single-bevel-groove weld (4)  
T-joint (T)  
Corner joint (C)

Welding Process	Joint Designation	Base Metal Thickness (U = unlimited)		Groove Preparation			Allowed Welding Positions	Gas Shielding for FCAW	Notes
		T <sub>1</sub>	T <sub>2</sub>	Root Opening Root Face Groove Angle	Tolerances				
					As Detailed (see 3.13.1)	As Fit-Up (see 3.13.1)			
SMAW	TC-U4b	U	U	R = 0 to 1/8 f = 0 to 1/8 α = 45°	+1/16, -0 +1/16, -0 +10°, -0°	+1/16, -1/8 Not limited 10°, -5°	All	—	d, e, g, j, k
GMAW FCAW	TC-U4b-GF	U	U				All	Not required	a, d, g, j, k
SAW	TC-U4b-S	U	U	R = 0 f = 1/4 max α = 60°	±0 +0, -1/8 +10°, -0°	+1/4, -0 ±1/16 10°, -5°	F	—	d, g, j, k

### DETALLE SOLDADURA AWS TC-U4b-GF

# ANEXO D:

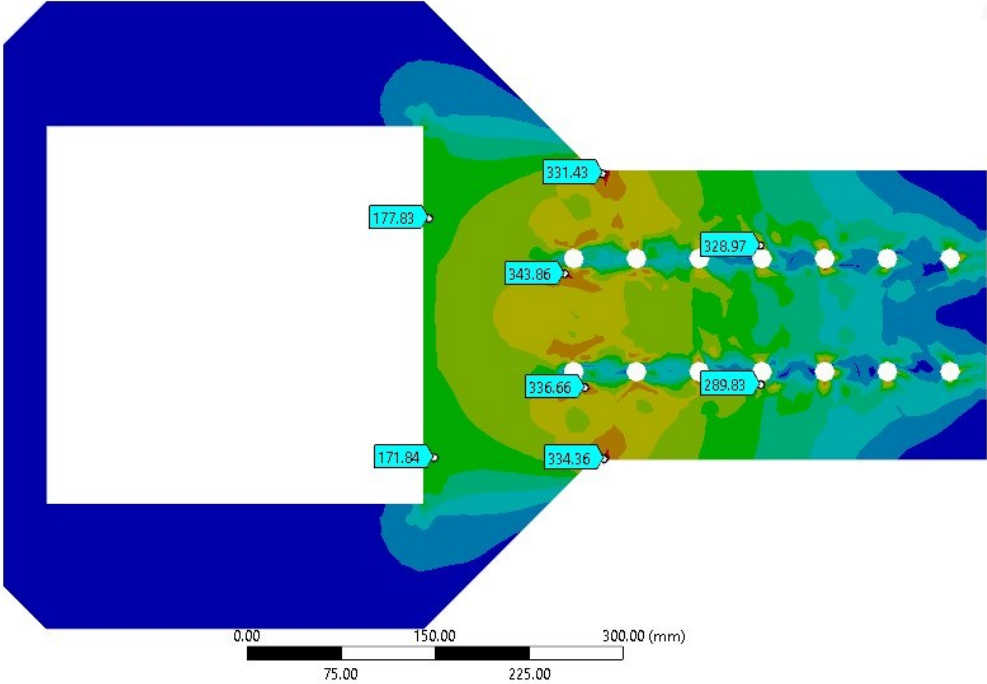
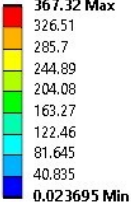
## OPTIMIZACIÓN DE DIAFRAGMAS

# MODELOS MEF DE OPTIMIZACIÓN DEL DIAFRAGMA EMPERNADO

ESPÉCIMEN  $\theta = 45^\circ$

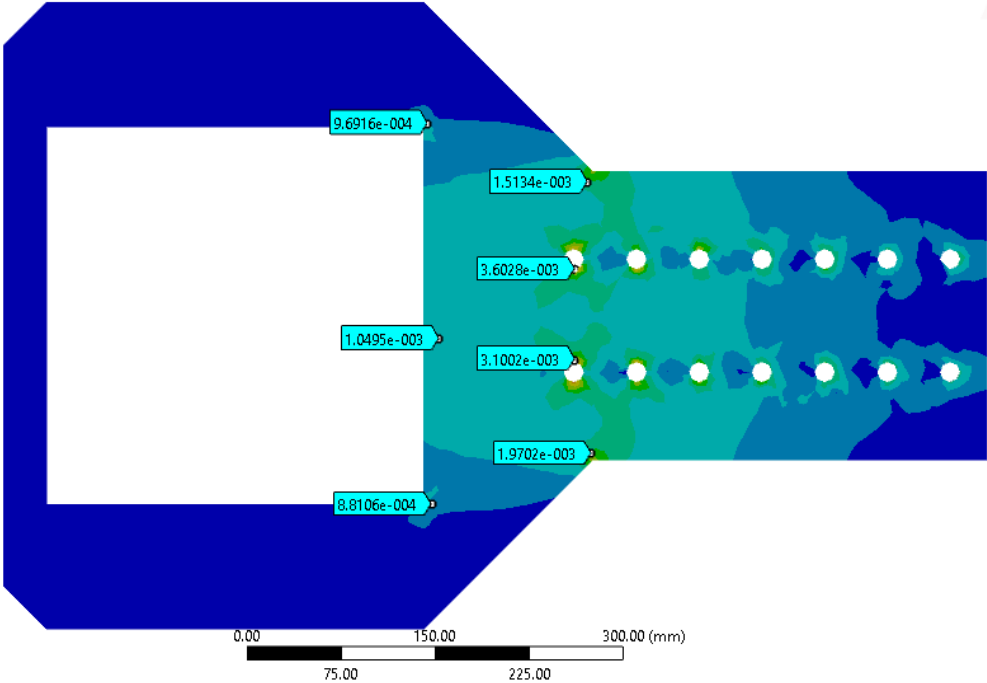
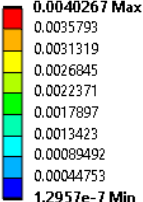
- *Envolvente de esfuerzos Von Mises*

D: Static Structural  
Equivalent Stress  
Type: Equivalent (von-Mises) Stress  
Unit: MPa  
Time: 1 s  
19/1/2024 14:37



- *Deformación Unitaria*

D: Static Structural  
Equivalent Total Strain 2  
Type: Equivalent Total Strain  
Unit: mm/mm  
Time: 1 s  
19/1/2024 14:37



# ESPÉCIMEN $\theta = 35^\circ$

## - Envolverte de esfuerzos Von Mises

J: Static Structural

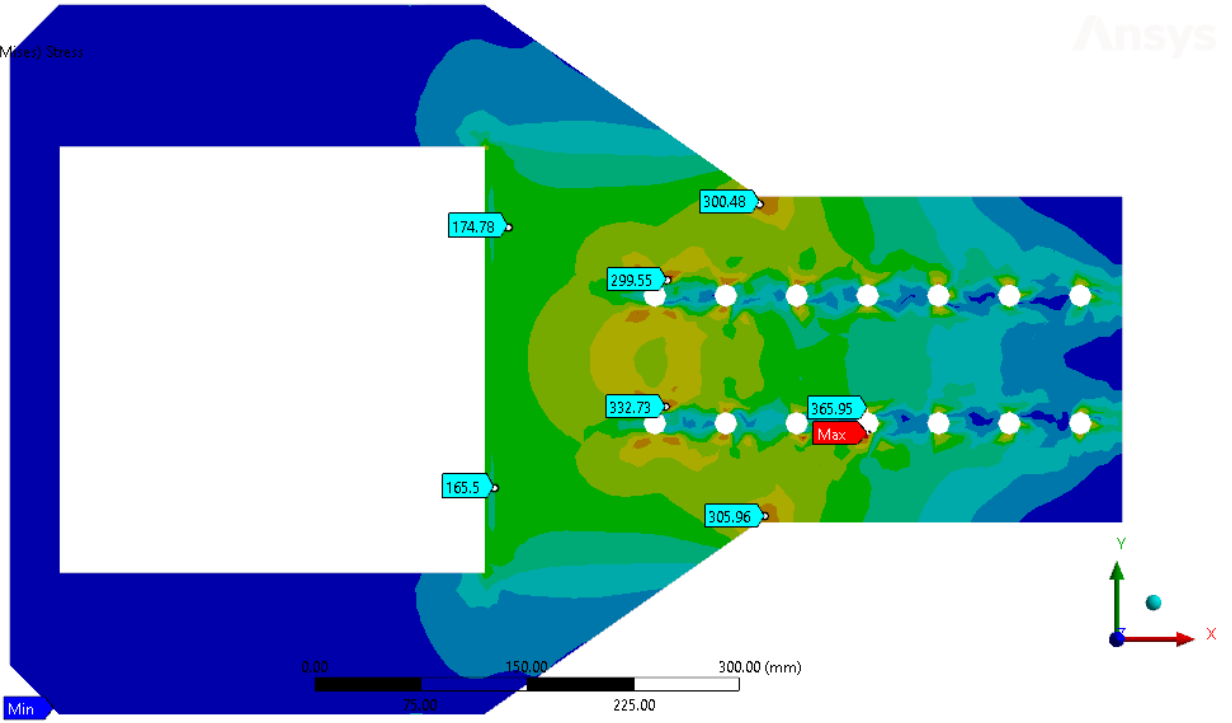
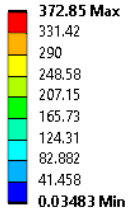
Equivalent Stress

Type: Equivalent (von-Mises) Stress

Unit: MPa

Time: 1 s

19/11/2024 14:25



## - Deformación Unitaria

J: Static Structural

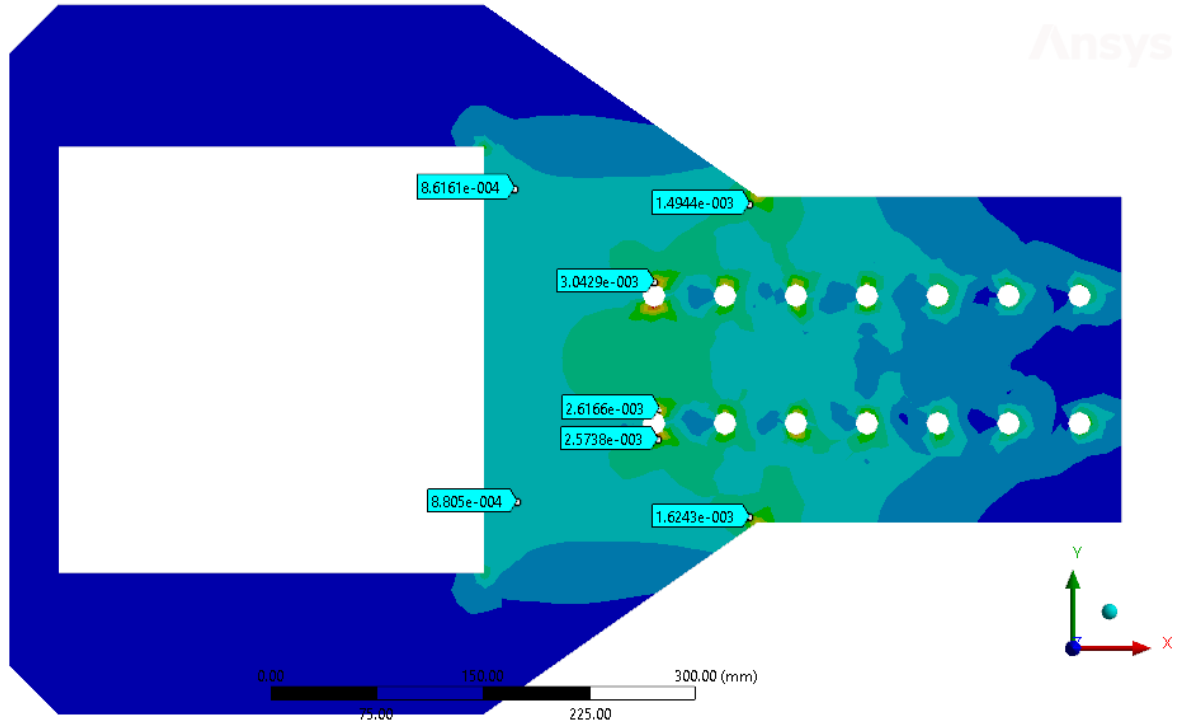
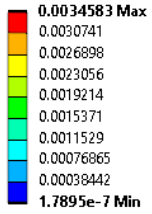
Equivalent Total Strain

Type: Equivalent Total Strain

Unit: mm/mm

Time: 1 s

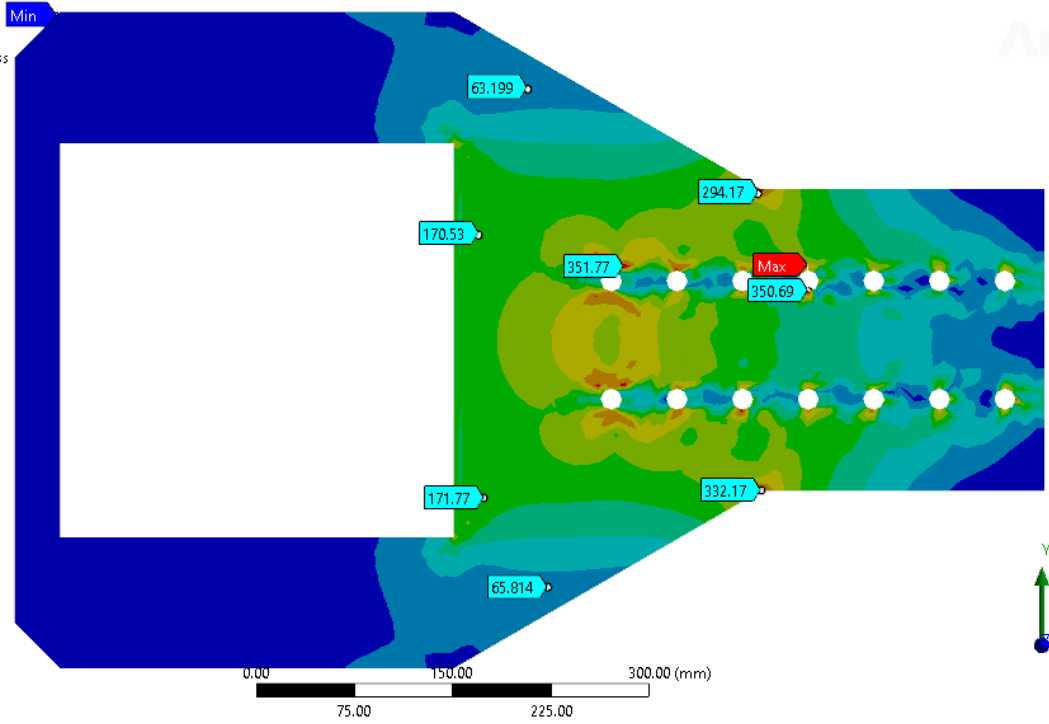
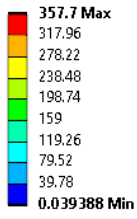
19/11/2024 14:25



# ESPÉCIMEN $\theta = 30^\circ$

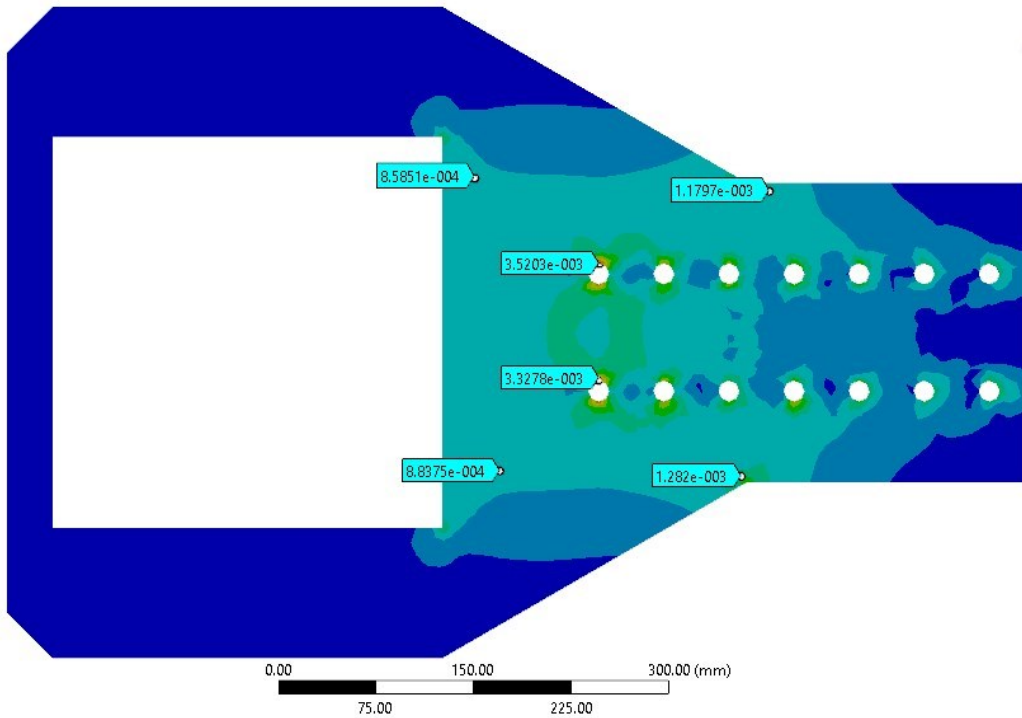
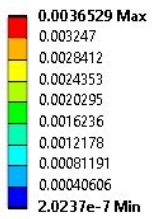
## - Envolvente de esfuerzos Von Mises

E: Static Structural  
Equivalent Stress  
Type: Equivalent (von-Mises) Stress  
Unit: MPa  
Time: 1 s  
19/11/2024 14:24



## - Deformación Unitaria

E: Static Structural  
Equivalent Total Strain  
Type: Equivalent Total Strain  
Unit: mm/mm  
Time: 1 s  
19/11/2024 14:25





# MODELOS MEF DE OPTIMIZACIÓN DEL DIAFRAGMA SOLDADO

## ESPÉCIMEN $\theta = 30^\circ$

### - *Envolverte de esfuerzos Von Mises*

F: Static Structural

Equivalent Stress

Type: Equivalent (von-Mises) Stress

Unit: MPa

Time: 1 s

4/1/2024 9:38

359.45 Max

319.52

279.58

239.64

199.71

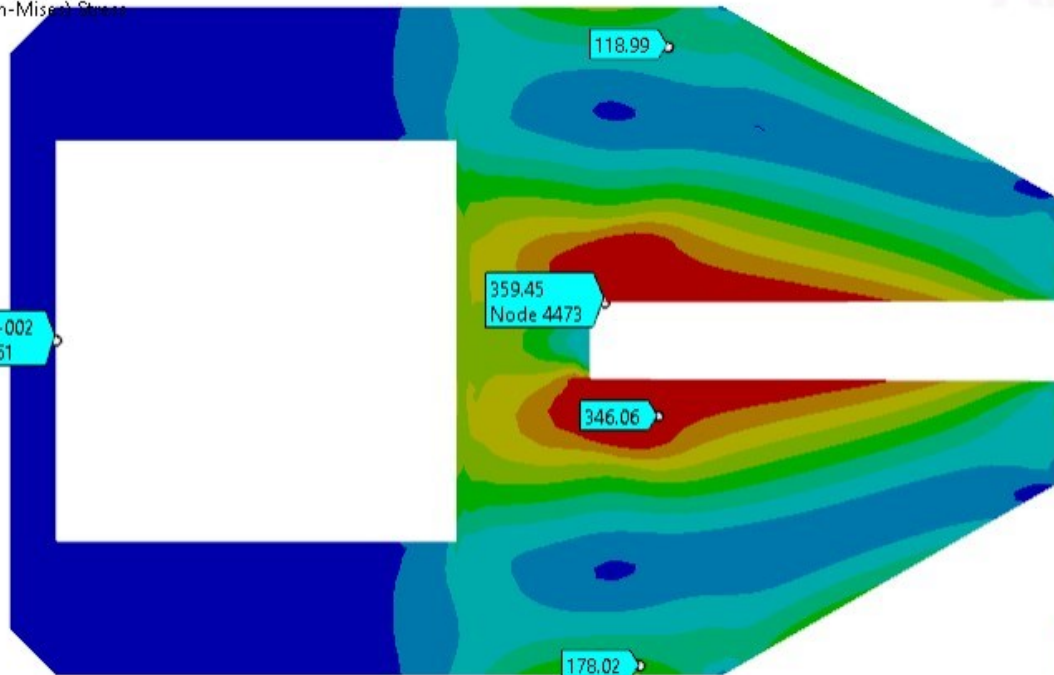
159.77

119.83

79.896

39.959

0.022566 Min



0.00 150.00 300.00 (mm)  
75.00 225.00

### - *Deformación Unitaria*

F: Static Structural

Equivalent Total Strain

Type: Equivalent Total Strain

Unit: mm/mm

Time: 1 s

19/9/2023 19:21

0.010289 Max

0.0091455

0.0080024

0.0068592

0.005716

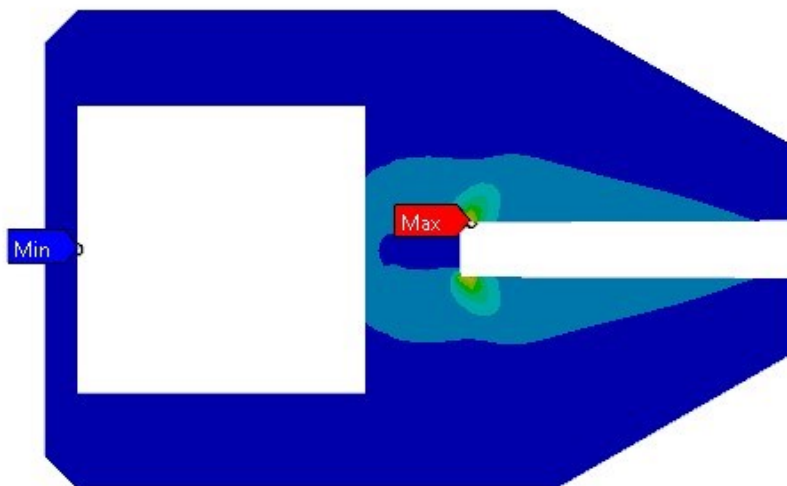
0.0045728

0.0034296

0.0022865

0.0011433

1.1313e-7 Min



0.00 150.00 300.00 600.00 (mm)  
150.00 450.00

## ESPÉCIMEN $\theta = 25^\circ$

### - *Envolvente de esfuerzos Von Mises*

#### D: Static Structural

Equivalent Stress

Type: Equivalent (von-Mises) Stress

Unit: MPa

Time: 1 s

4/1/2024 9:41

347.64 Max

309.02

270.39

231.77

193.15

154.52

115.9

77.272

38.648

0.0230

6.1951e-002  
Node 7863

213.57

304.24

340.34

Max

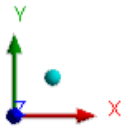
345.27  
Node 914

313.79

0.00 150.00 300.00 (mm)

75.00 225.00

Ansys



### - *Deformación Unitaria*

#### D: Static Structural

Equivalent Total Strain

Type: Equivalent Total Strain

Unit: mm/mm

Time: 1 s

19/9/2023 19:24

0.015503 Max

0.01378

0.012058

0.010335

0.0086127

0.0068902

0.0051677

0.0034451

0.0017226

1.1561e-7 Min

Min

Max

0.00 150.00 300.00 450.00 600.00 (mm)

150.00

450.00

# ESPÉCIMEN $\theta = 20^\circ$

## - *Envolverte de esfuerzos Von Mises*

F: Static Structural

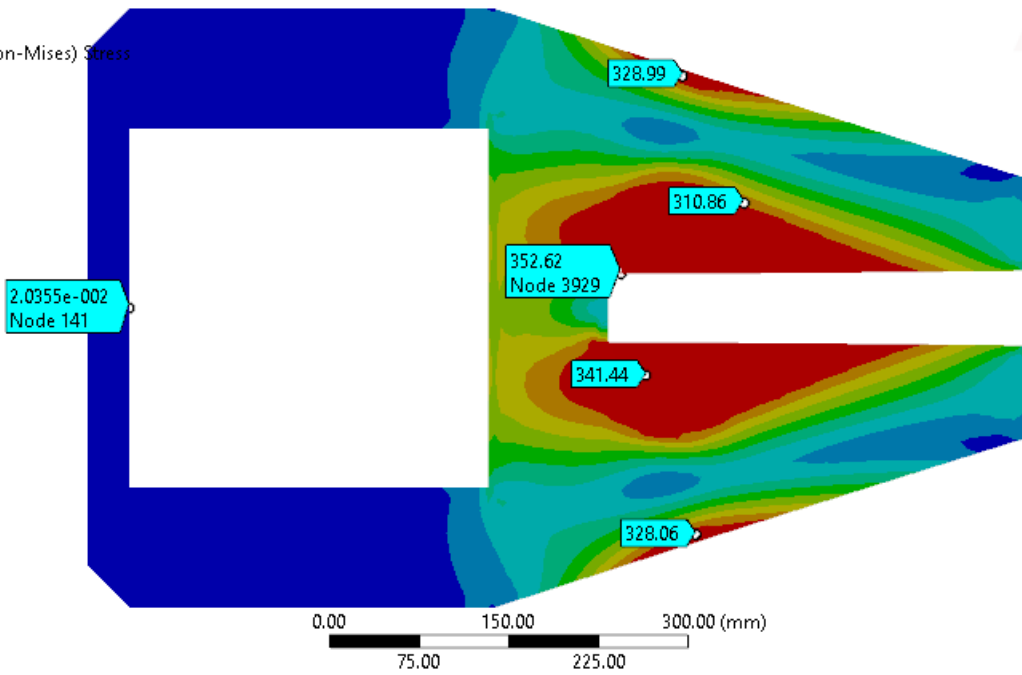
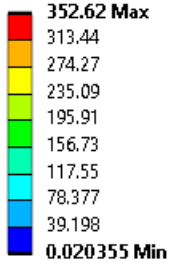
Equivalent Stress

Type: Equivalent (von-Mises) Stress

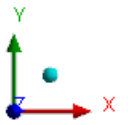
Unit: MPa

Time: 1 s

13/1/2024 0:13



Ansys



## - *Deformación Unitaria*

F: Static Structural

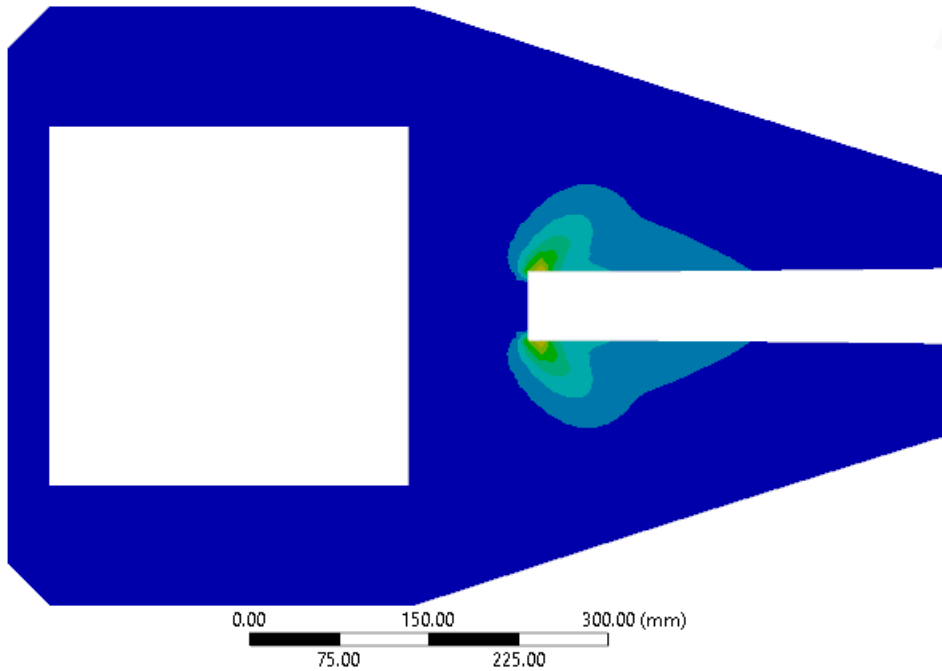
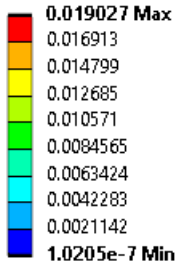
Equivalent Total Strain

Type: Equivalent Total Strain

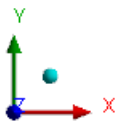
Unit: mm/mm

Time: 1 s

13/1/2024 0:12



Ansys



# ANEXO E:

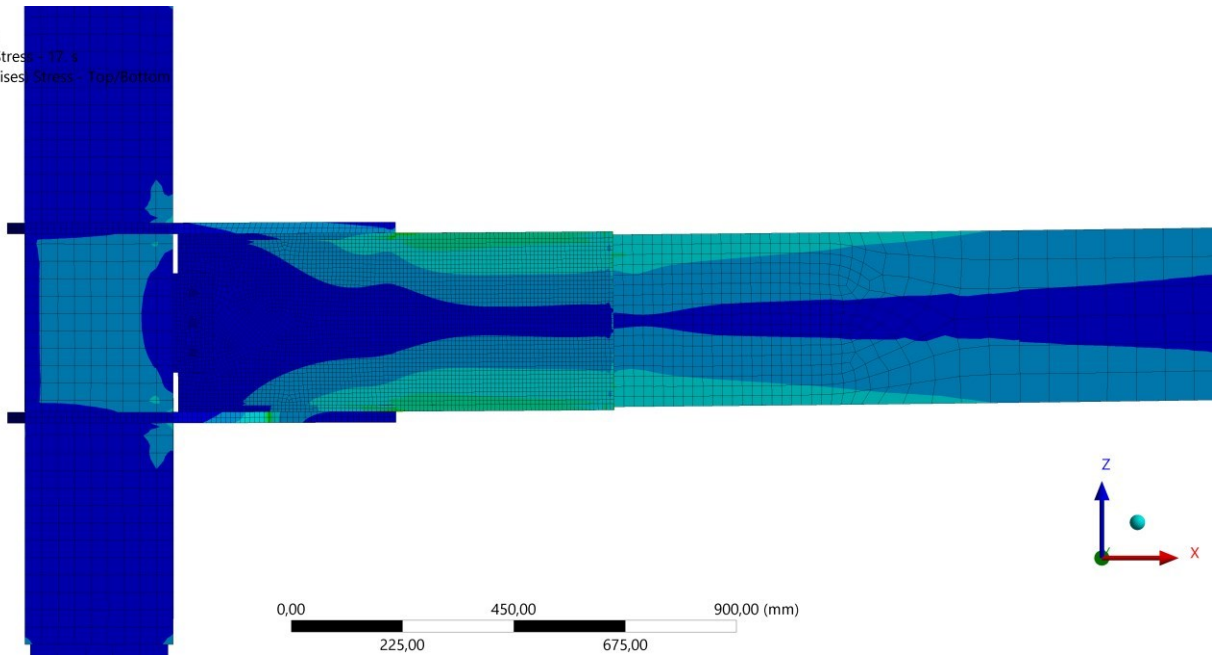
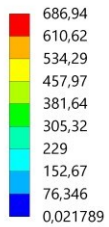
MECANISMO DE FALLA EN LA  
CONEXIÓN

# ANEXO E: MECANISMO DE PLASTIFICACIÓN DE LA CONEXIÓN ESTUDIADA

ROTACIÓN DE +0.01 RAD

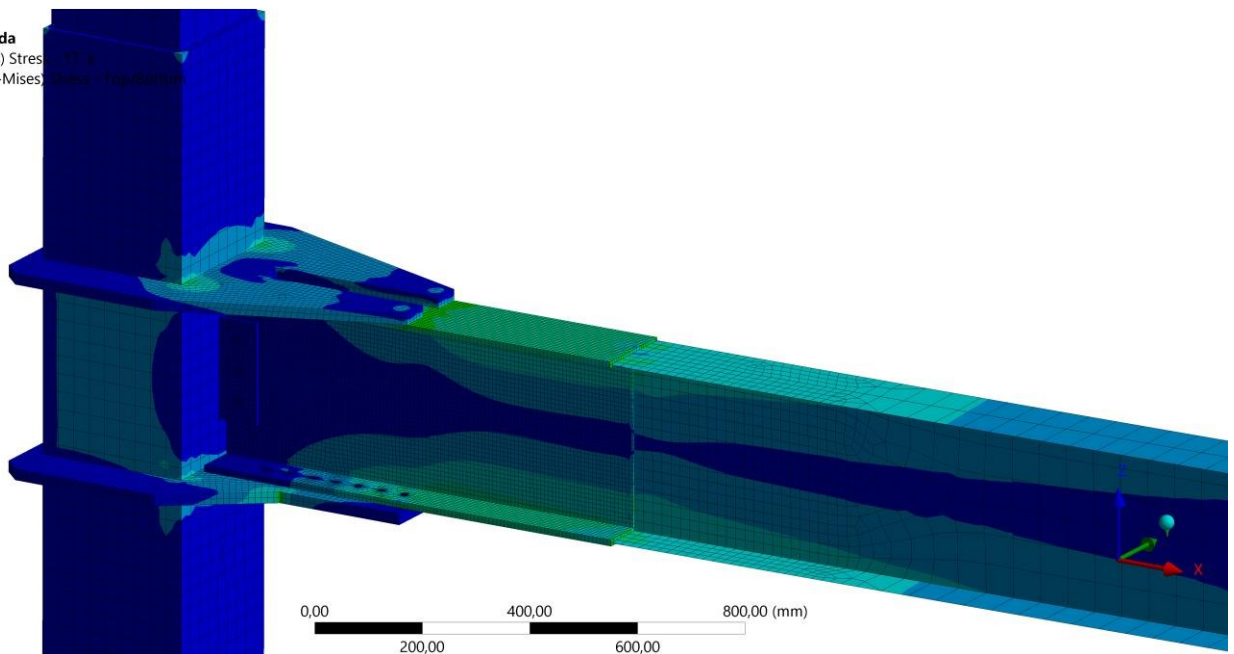
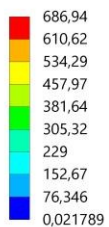
**B: Conx Malla refinada**

Equivalent (von-Mises) Stress: 17.3  
Type: Equivalent (von-Mises) Stress - Top/Bottom  
Unit: MPa  
Time: 17 s  
Max: 686,94  
Min: 0,021789



**B: Conx Malla refinada**

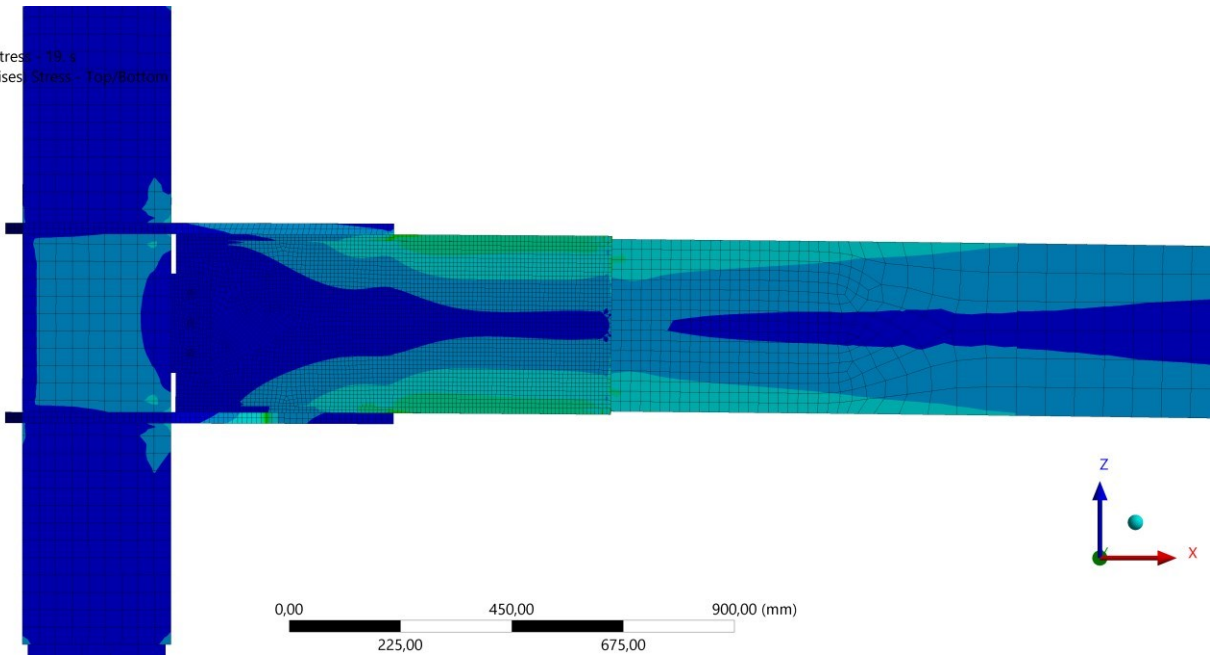
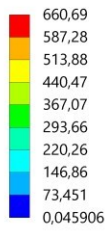
Equivalent (von-Mises) Stress: 17.3  
Type: Equivalent (von-Mises) Stress - Top/Bottom  
Unit: MPa  
Time: 17 s  
Max: 686,94  
Min: 0,021789



ROTACIÓN DE -0.01 RAD

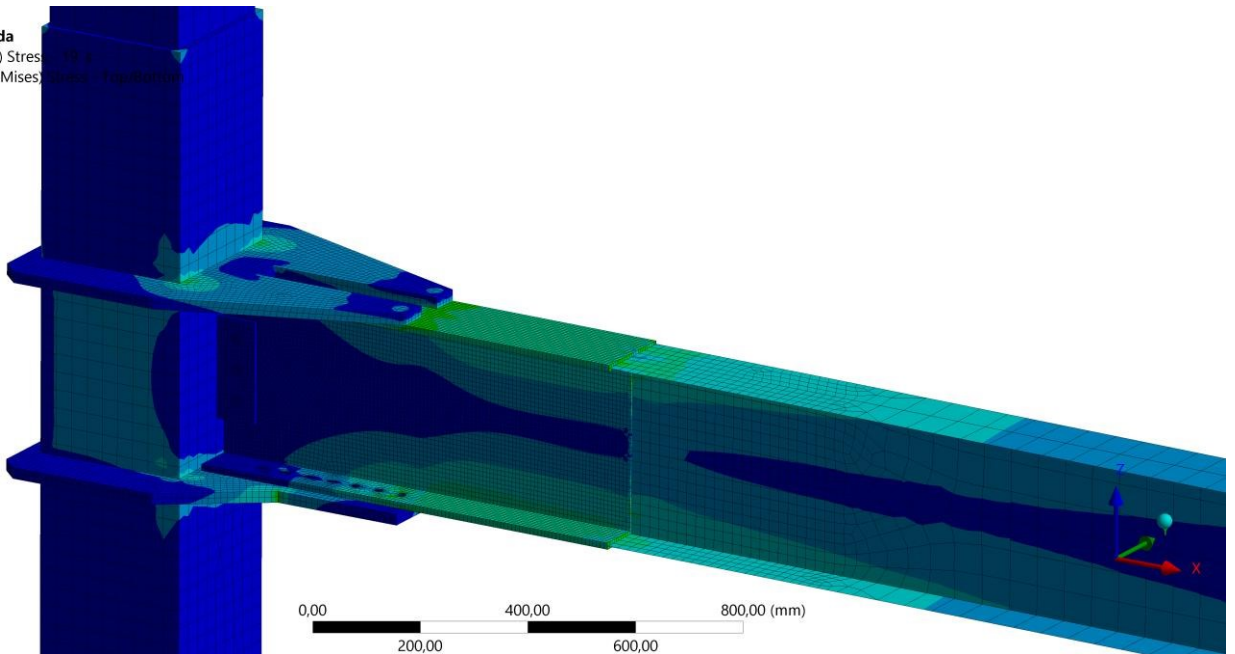
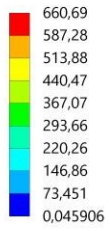
B: Conx Malla refinada

Equivalent (von-Mises) Stress: 19 s  
Type: Equivalent (von-Mises) Stress - Top/Bottom  
Unit: MPa  
Time: 19 s  
Max: 660,69  
Min: 0,045906



B: Conx Malla refinada

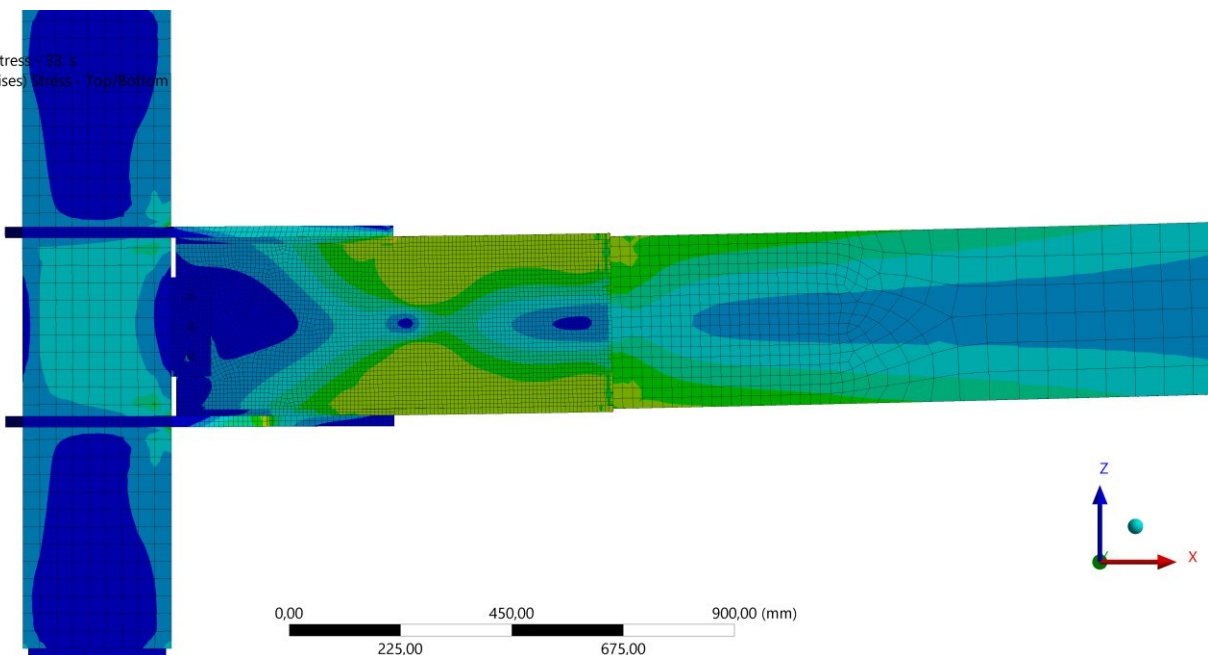
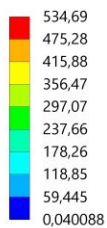
Equivalent (von-Mises) Stress: 19 s  
Type: Equivalent (von-Mises) Stress - Top/Bottom  
Unit: MPa  
Time: 19 s  
Max: 660,69  
Min: 0,045906



ROTACIÓN DE +0.02 RAD

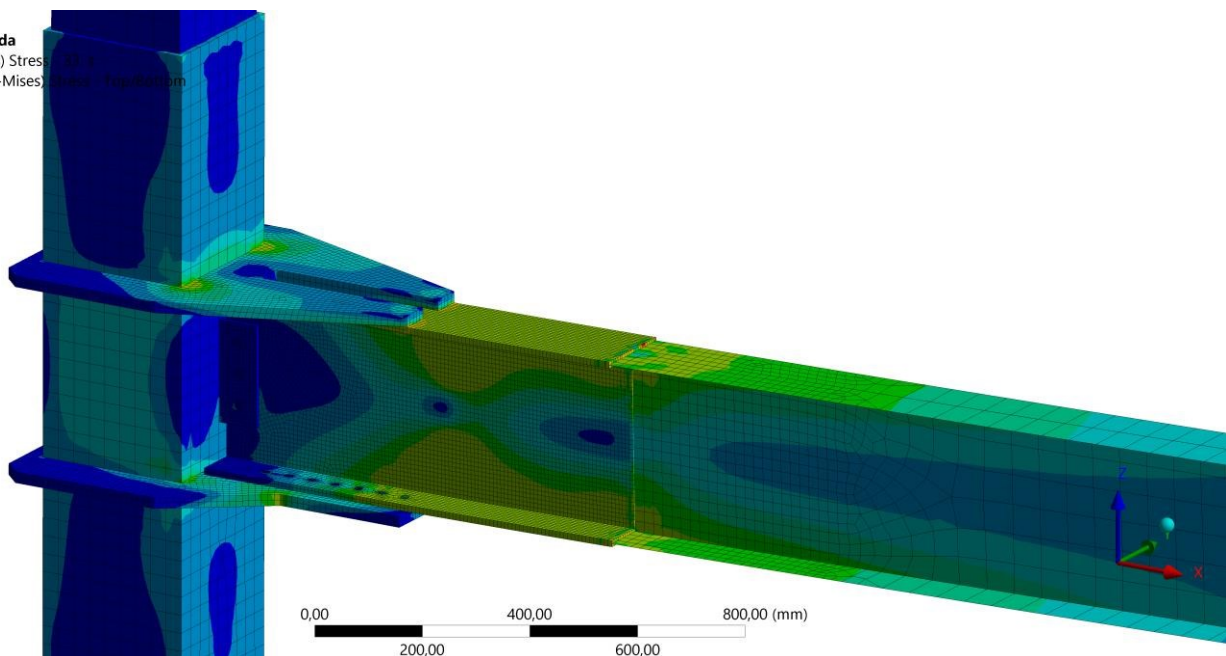
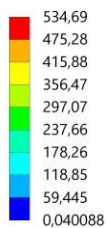
B: Conx Malla refinada

Equivalent (von-Mises) Stress: 33 s  
Type: Equivalent (von-Mises) Stress - Top/Bottom  
Unit: MPa  
Time: 33 s  
Max: 534,69  
Min: 0,040088



B: Conx Malla refinada

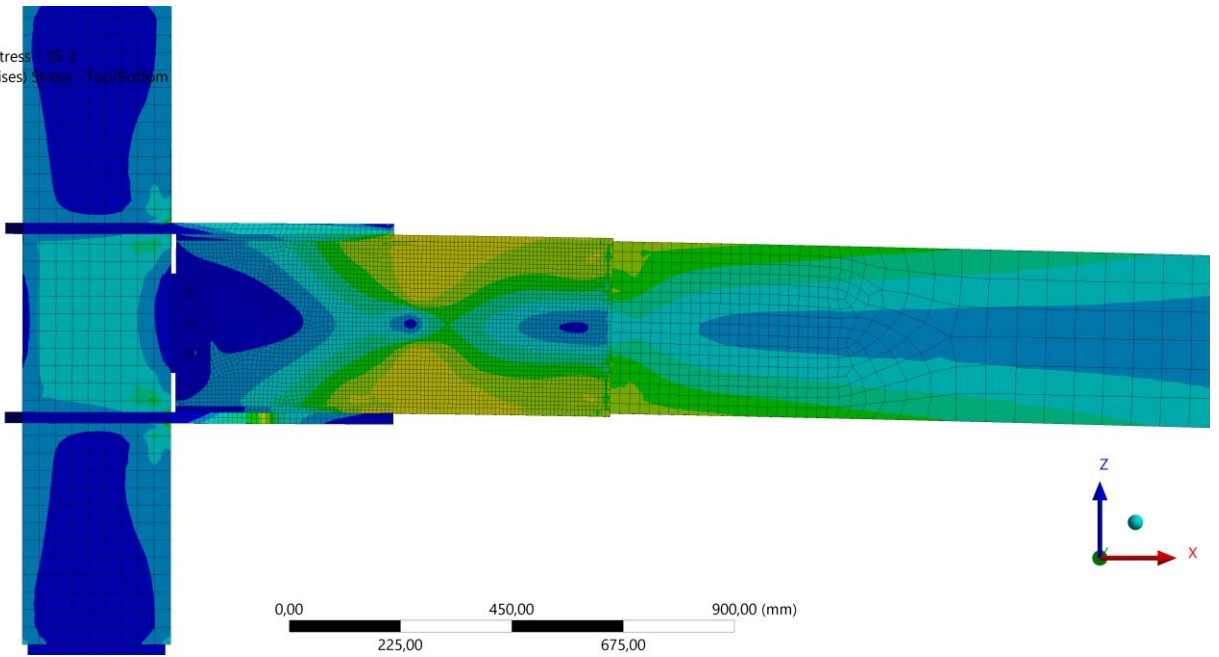
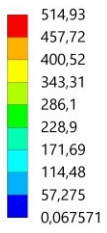
Equivalent (von-Mises) Stress: 33 s  
Type: Equivalent (von-Mises) Stress - Top/Bottom  
Unit: MPa  
Time: 33 s  
Max: 534,69  
Min: 0,040088



ROTACIÓN DE -0.02 RAD

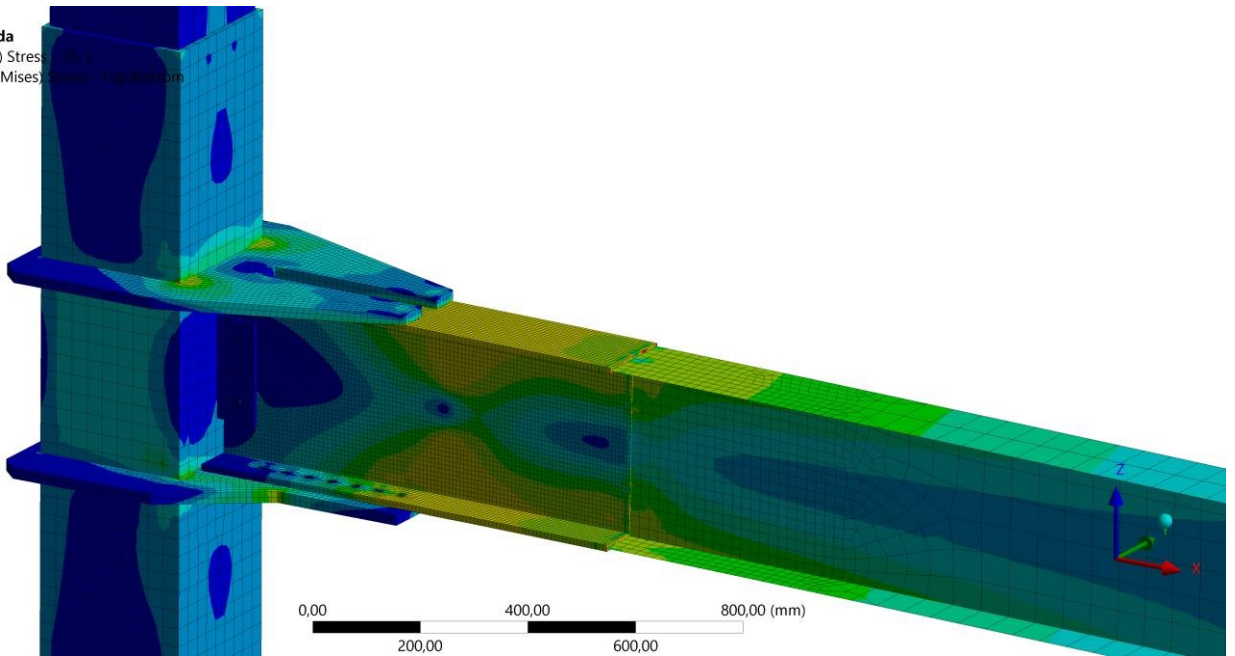
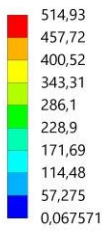
B: Conx Malla refinada

Equivalent (von-Mises) Stress: 35.3  
Type: Equivalent (von-Mises) Stress - Top/Bottom  
Unit: MPa  
Time: 35 s  
Max: 514,93  
Min: 0,067571



B: Conx Malla refinada

Equivalent (von-Mises) Stress: 35.3  
Type: Equivalent (von-Mises) Stress - Top/Bottom  
Unit: MPa  
Time: 35 s  
Max: 514,93  
Min: 0,067571

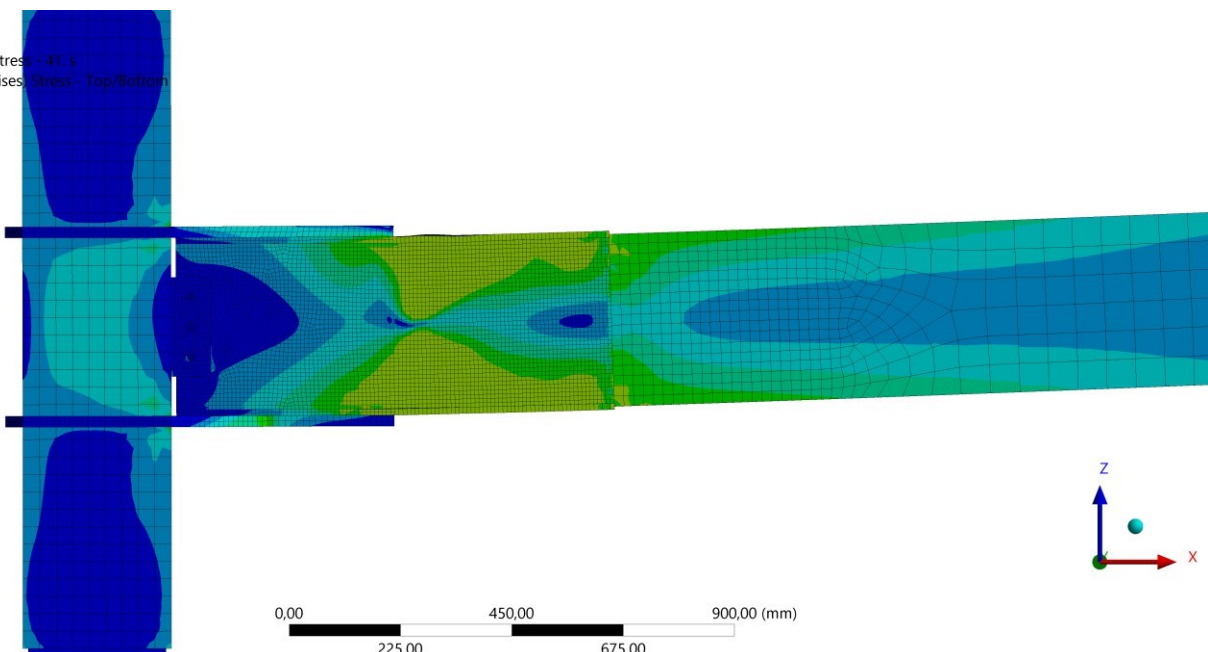
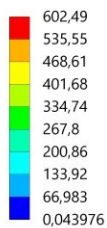




ROTACIÓN DE +0.03 RAD

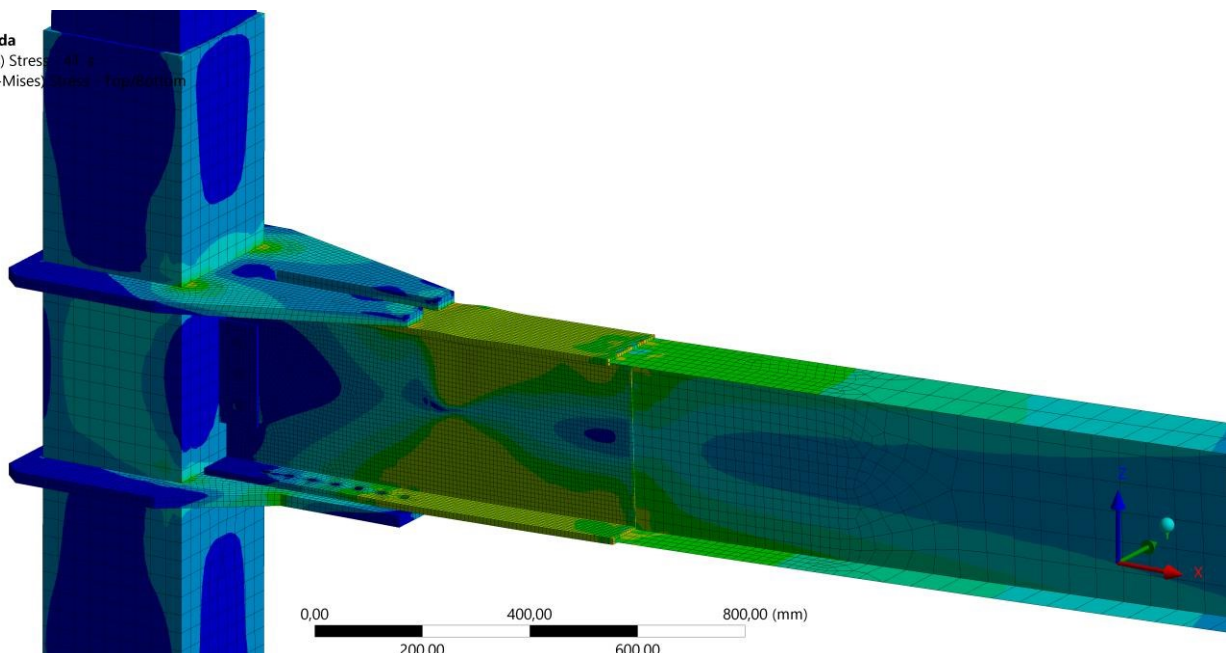
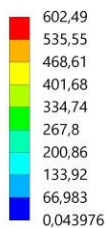
B: Conx Malla refinada

Equivalent (von-Mises) Stress - 41 s  
Type: Equivalent (von-Mises) Stress - Top/Bottom  
Unit: MPa  
Time: 41 s  
Max: 602,49  
Min: 0,043976



B: Conx Malla refinada

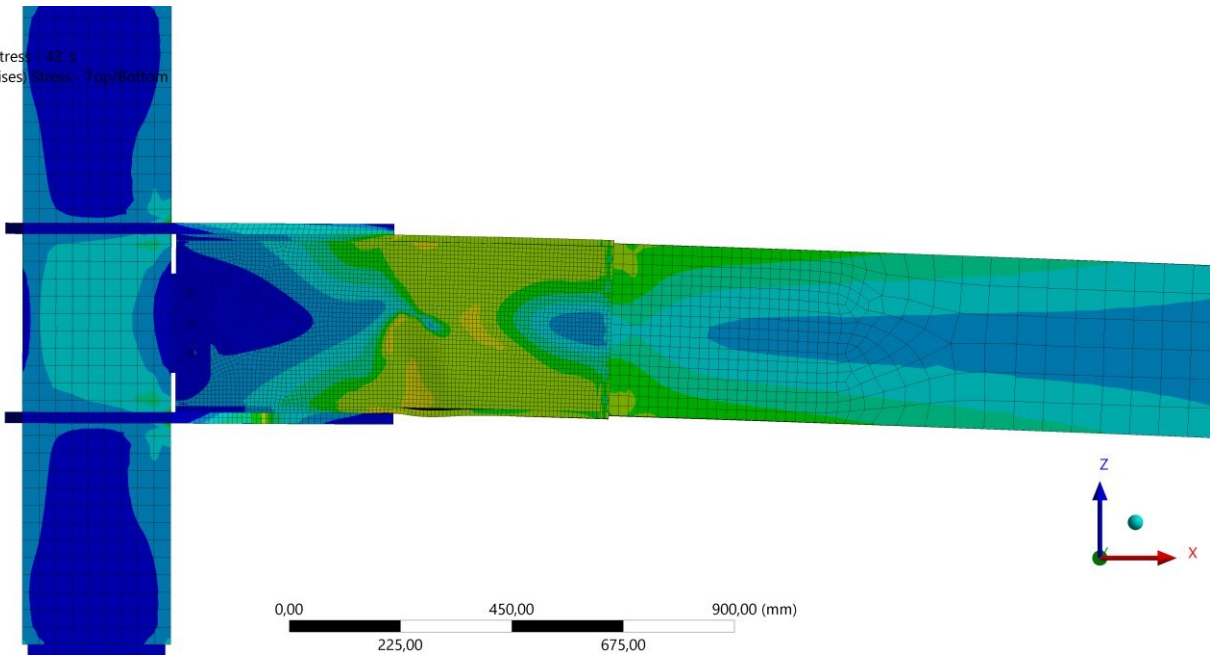
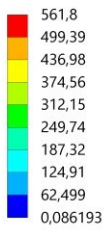
Equivalent (von-Mises) Stress - 41 s  
Type: Equivalent (von-Mises) Stress - Top/Bottom  
Unit: MPa  
Time: 41 s  
Max: 602,49  
Min: 0,043976



# ROTACIÓN DE -0.03 RAD

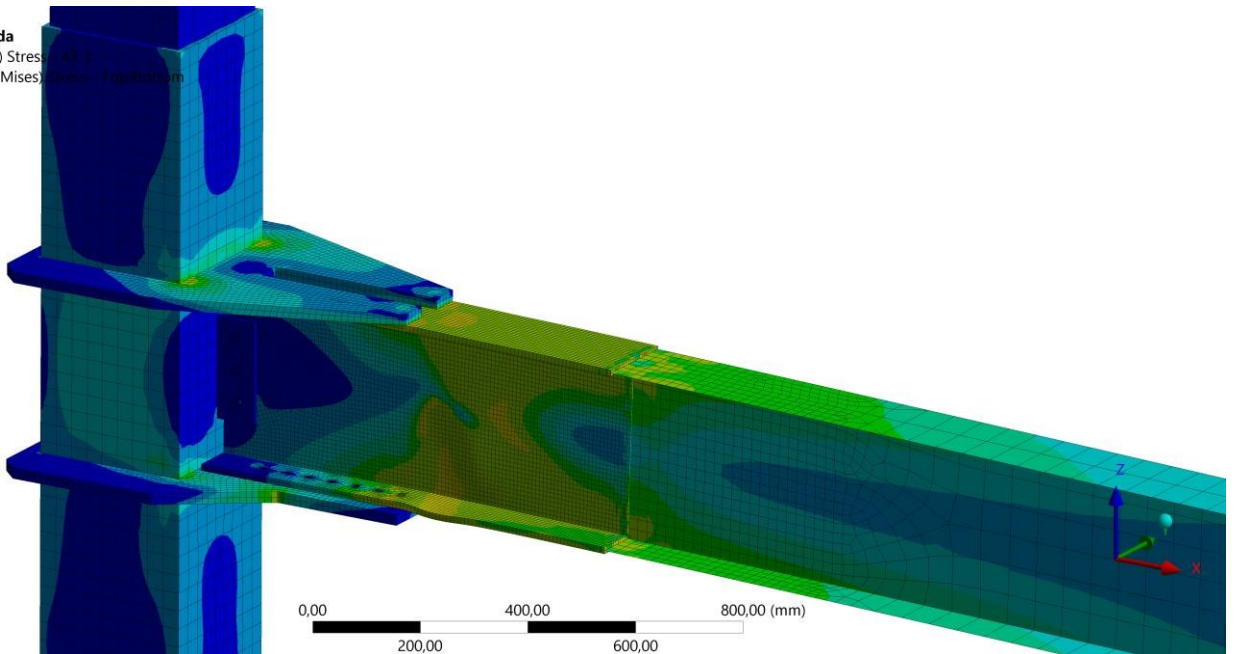
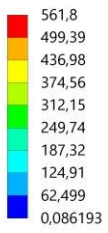
## B: Conx Malla refinada

Equivalent (von-Mises) Stress: 43.3  
Type: Equivalent (von-Mises) Stress - Top/Bottom  
Unit: MPa  
Time: 43 s  
Max: 561,8  
Min: 0,086193



## B: Conx Malla refinada

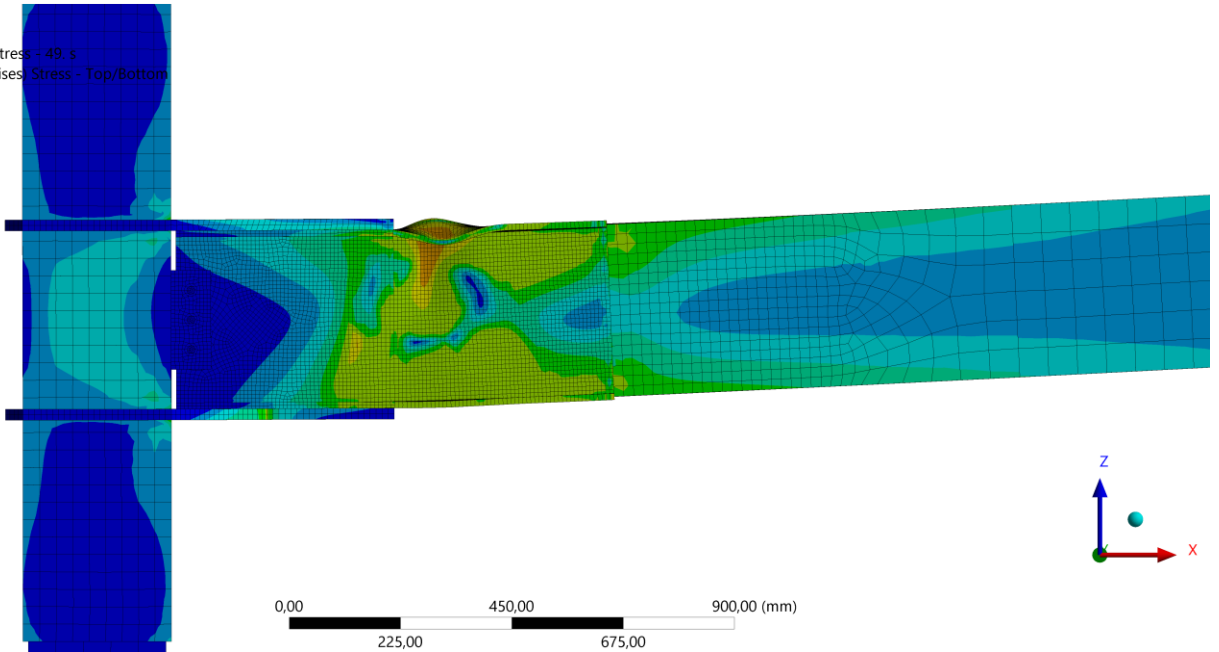
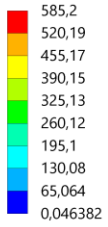
Equivalent (von-Mises) Stress: 43.3  
Type: Equivalent (von-Mises) Stress - Top/Bottom  
Unit: MPa  
Time: 43 s  
Max: 561,8  
Min: 0,086193



ROTACIÓN DE +0.04 RAD

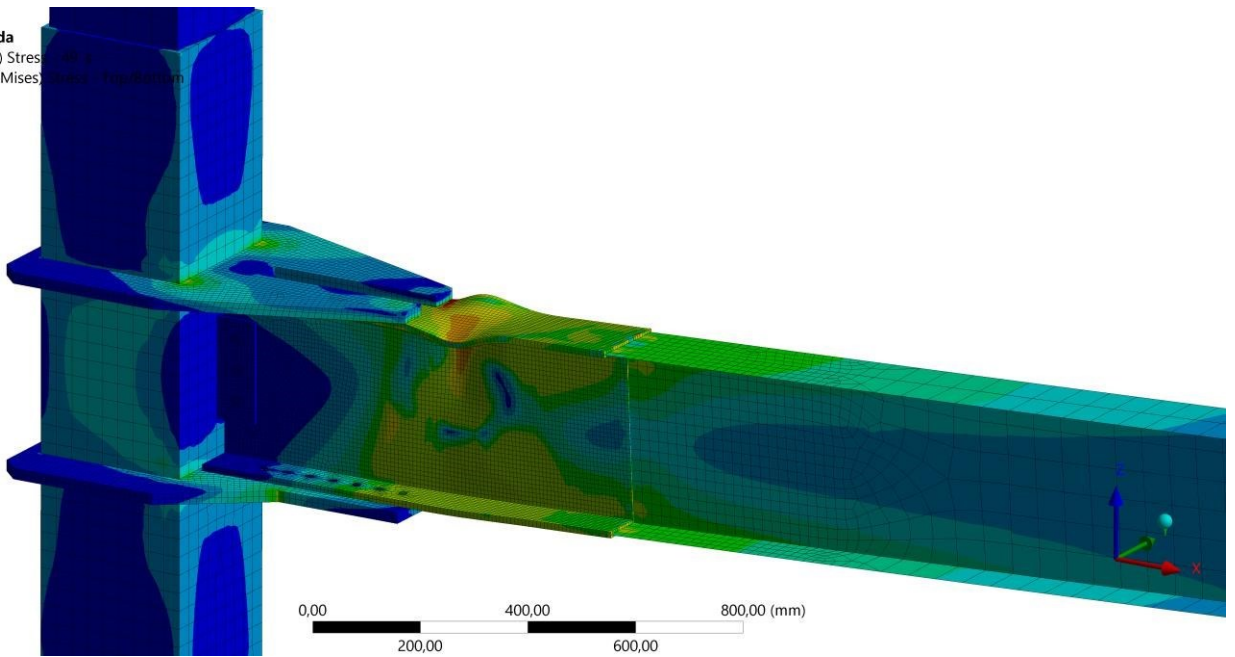
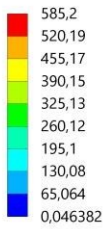
B: Conx Malla refinada

Equivalent (von-Mises) Stress - 49. s  
Type: Equivalent (von-Mises) Stress - Top/Bottom  
Unit: MPa  
Time: 49 s  
Max: 585,2  
Min: 0,046382



B: Conx Malla refinada

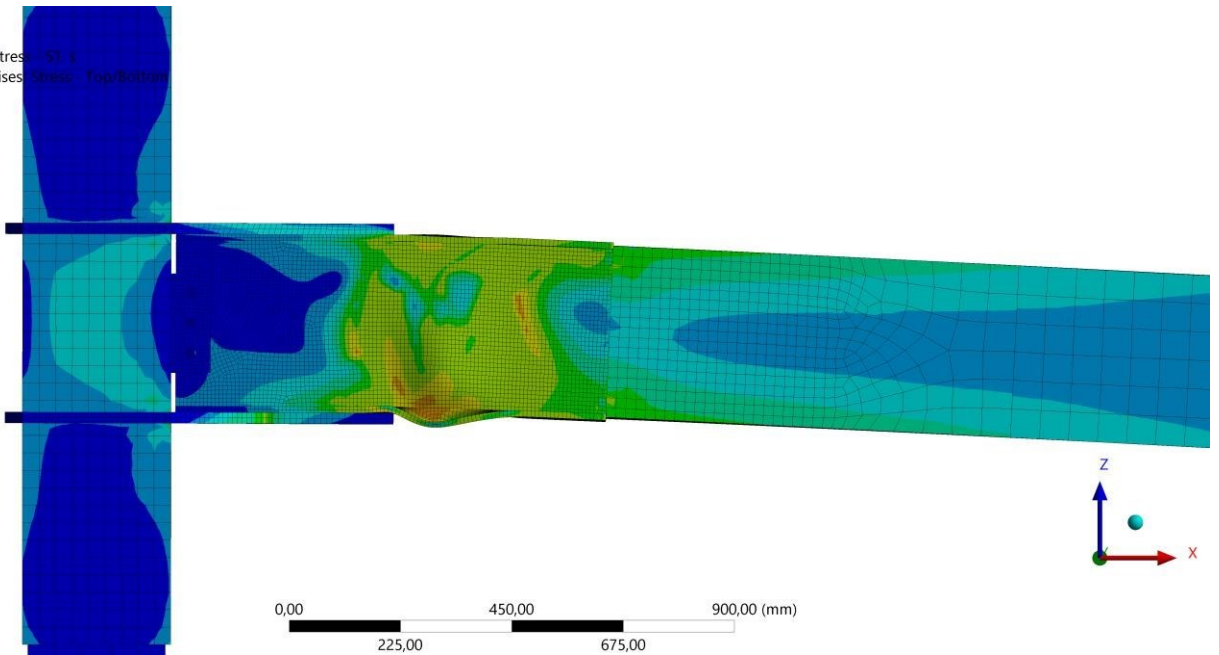
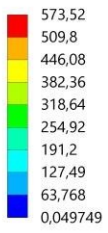
Equivalent (von-Mises) Stress - 49. s  
Type: Equivalent (von-Mises) Stress - Top/Bottom  
Unit: MPa  
Time: 49 s  
Max: 585,2  
Min: 0,046382



# ROTACIÓN DE -0.04 RAD

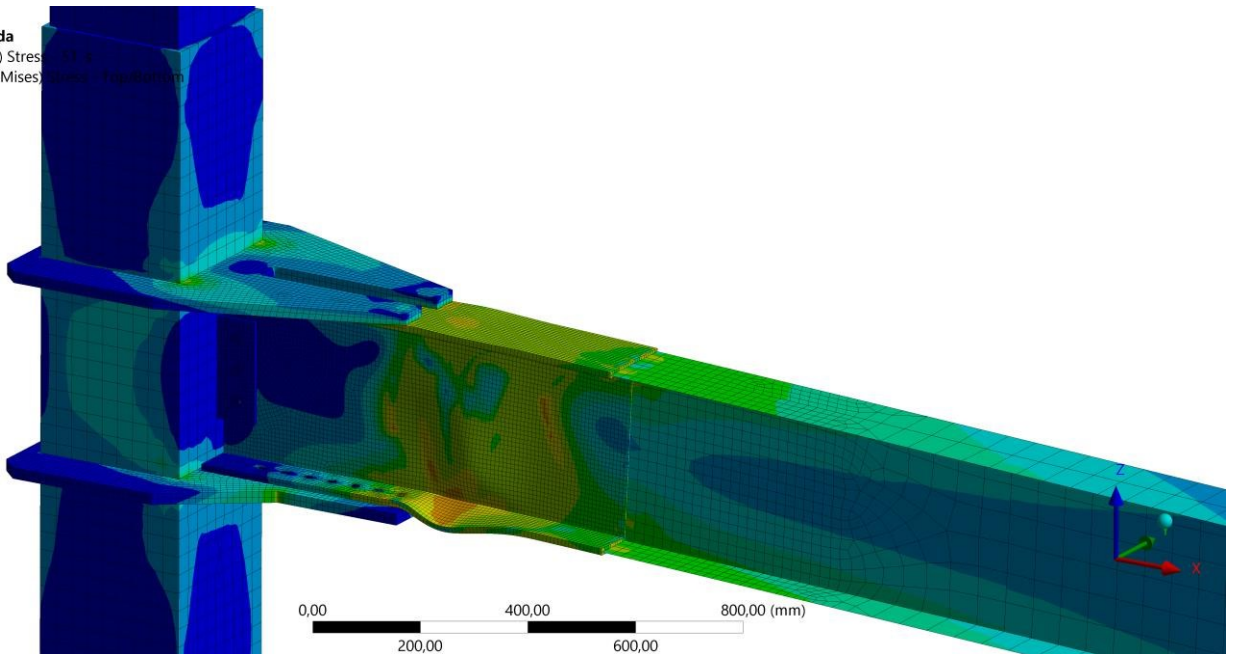
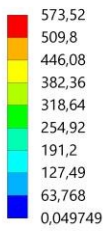
## B: Conx Malla refinada

Equivalent (von-Mises) Stress: 51.3  
Type: Equivalent (von-Mises) Stress - Top/Bottom  
Unit: MPa  
Time: 51 s  
Max: 573,52  
Min: 0,049749



## B: Conx Malla refinada

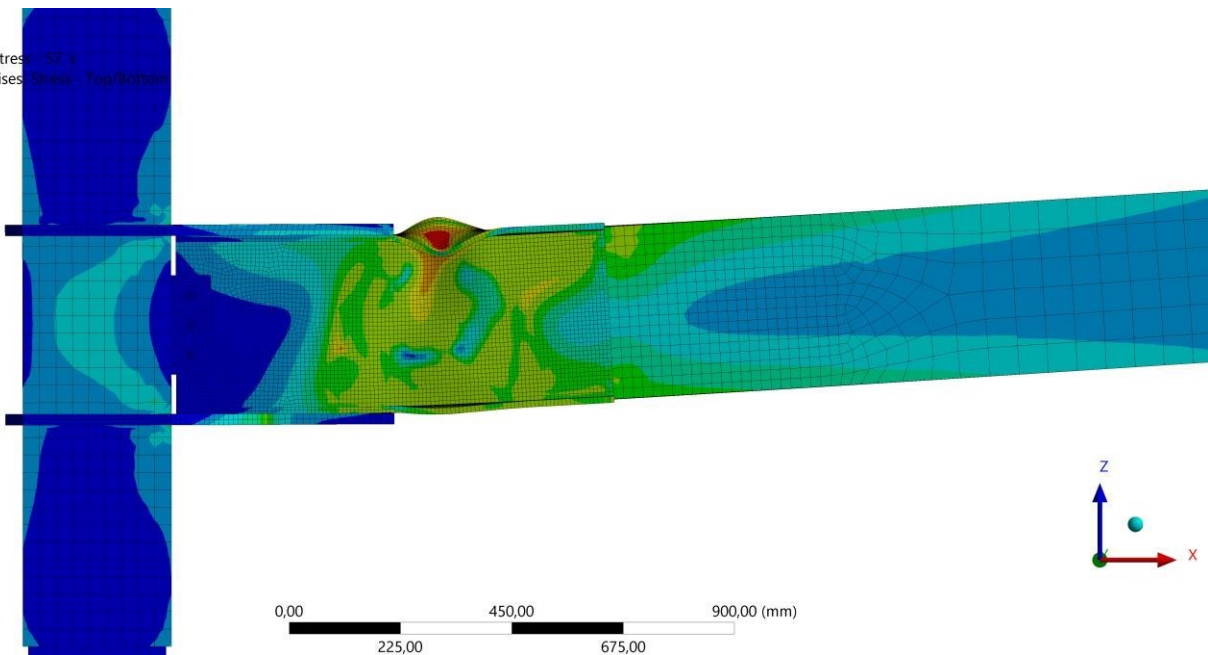
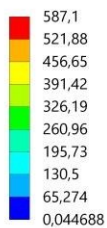
Equivalent (von-Mises) Stress: 51.3  
Type: Equivalent (von-Mises) Stress - Top/Bottom  
Unit: MPa  
Time: 51 s  
Max: 573,52  
Min: 0,049749



ROTACIÓN DE +0.05 RAD

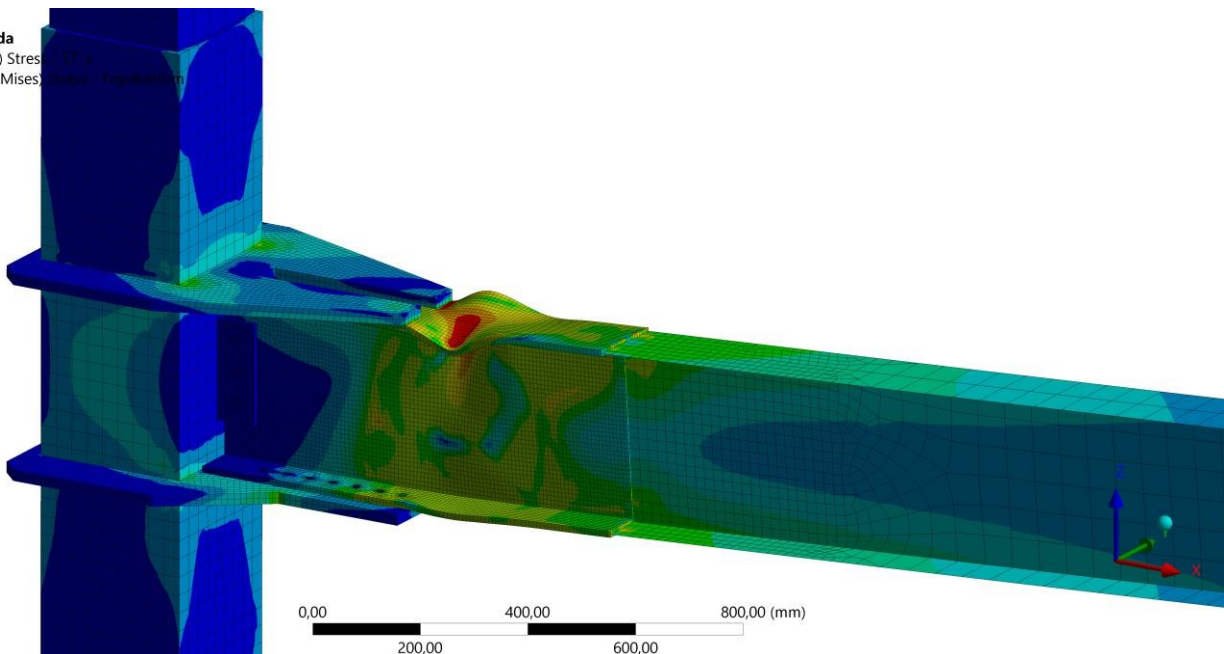
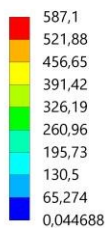
B: Conx Malla refinada

Equivalent (von-Mises) Stress: 57 s  
Type: Equivalent (von-Mises) Stress - Top/Bottom  
Unit: MPa  
Time: 57 s  
Max: 587,1  
Min: 0,044688



B: Conx Malla refinada

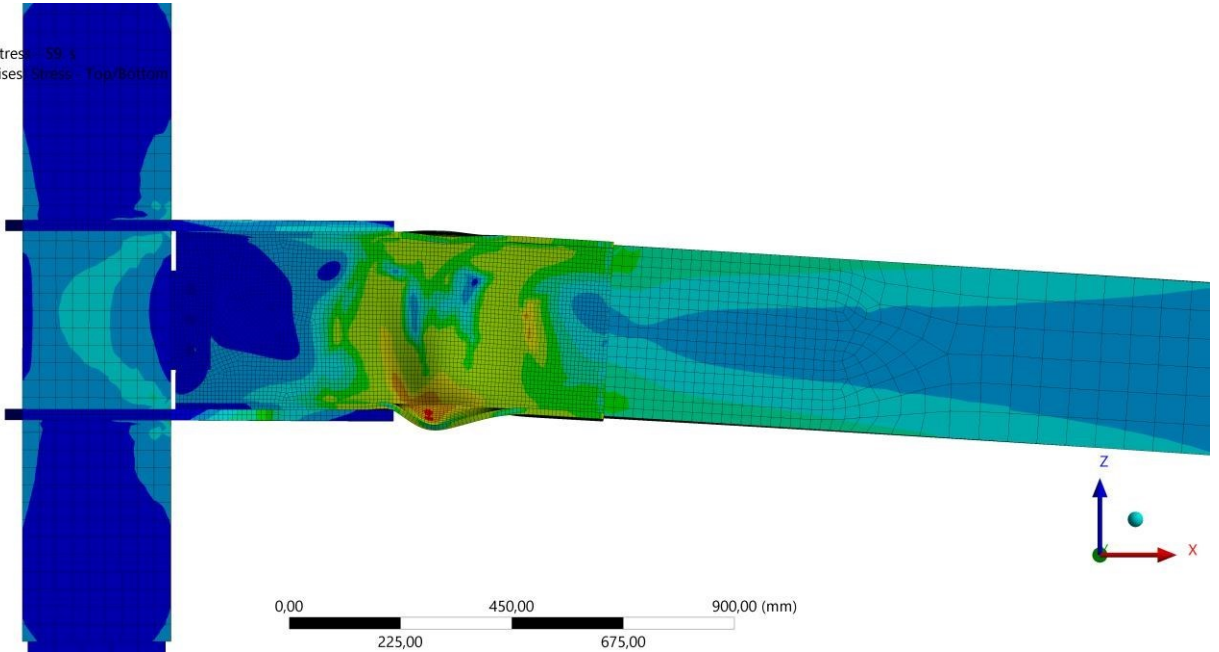
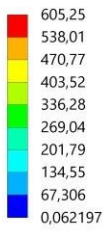
Equivalent (von-Mises) Stress: 57 s  
Type: Equivalent (von-Mises) Stress - Top/Bottom  
Unit: MPa  
Time: 57 s  
Max: 587,1  
Min: 0,044688



ROTACIÓN DE -0.05 RAD

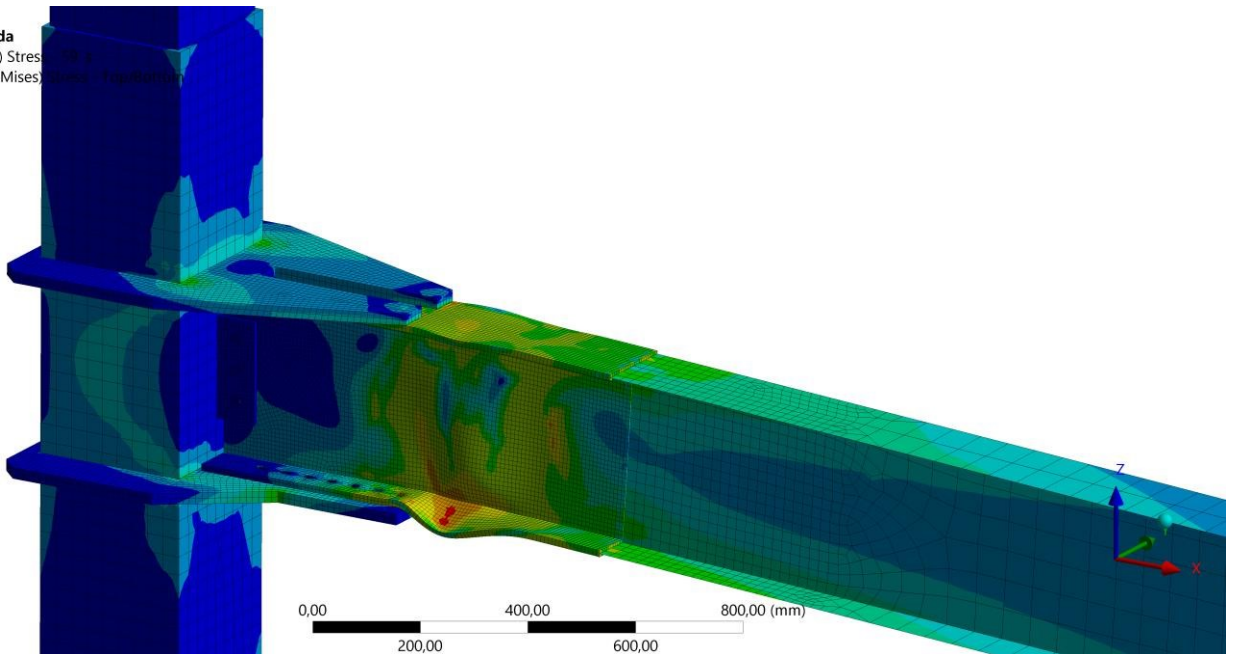
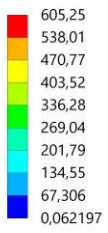
B: Conx Malla refinada

Equivalent (von-Mises) Stress: 59 s  
Type: Equivalent (von-Mises) Stress - Top/Bottom  
Unit: MPa  
Time: 59 s  
Max: 605,25  
Min: 0,062197



B: Conx Malla refinada

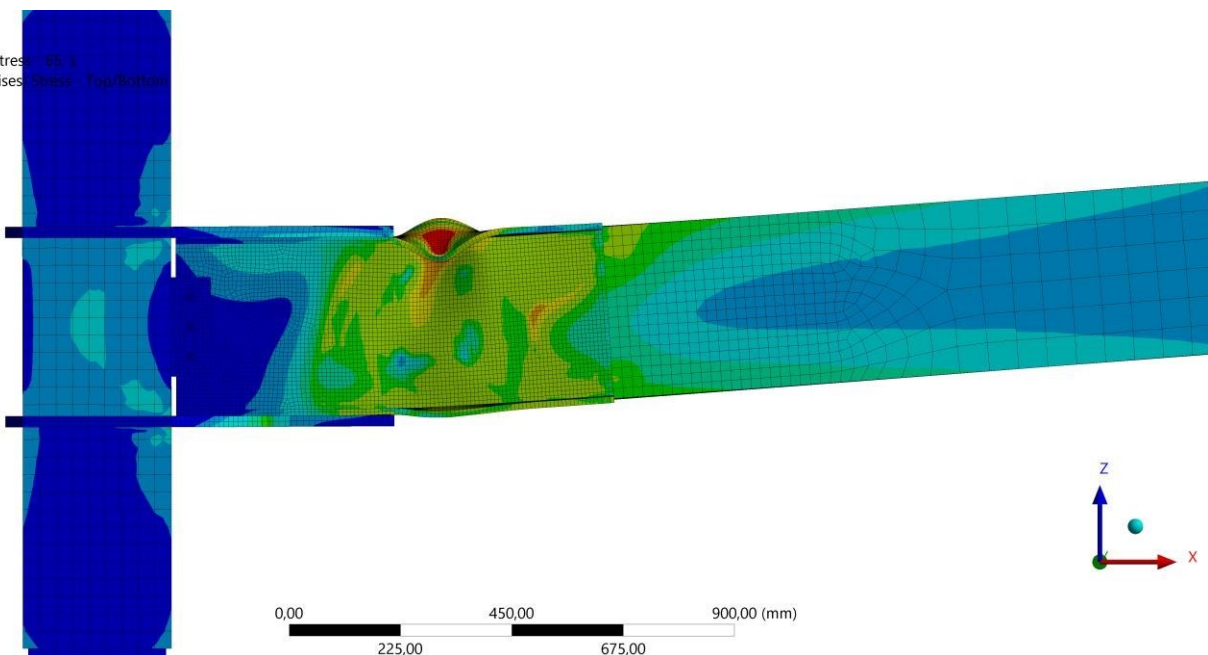
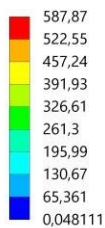
Equivalent (von-Mises) Stress: 59 s  
Type: Equivalent (von-Mises) Stress - Top/Bottom  
Unit: MPa  
Time: 59 s  
Max: 605,25  
Min: 0,062197



ROTACIÓN DE +0.06 RAD

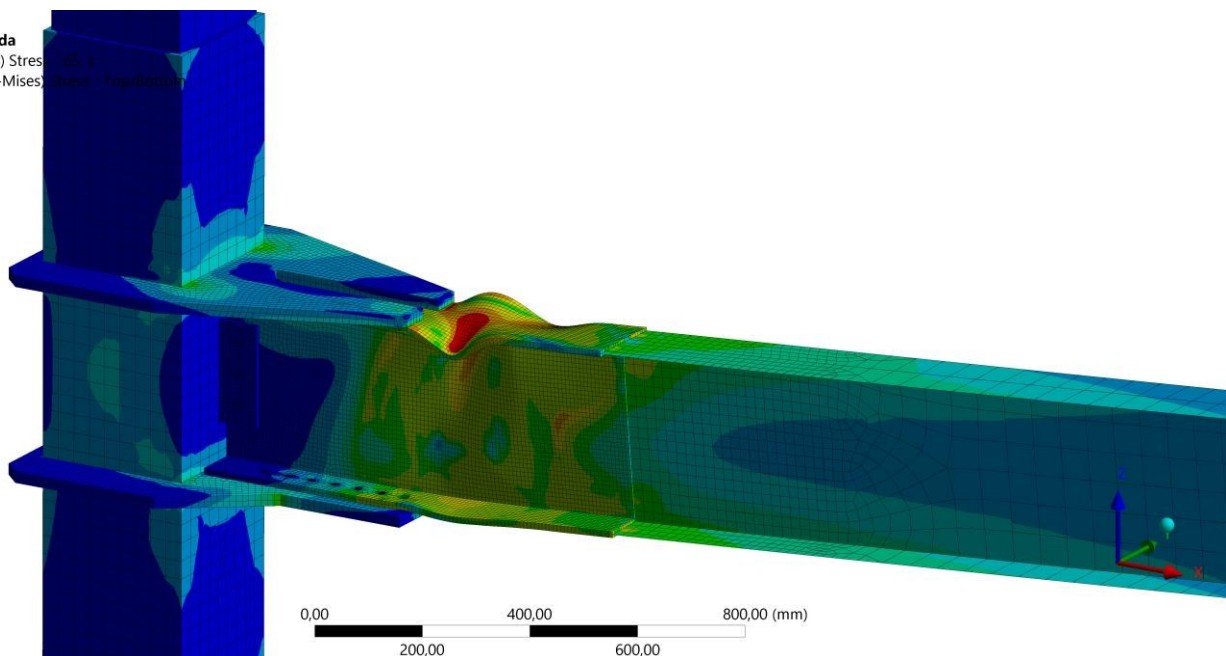
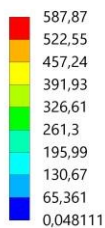
B: Conx Malla refinada

Equivalent (von-Mises) Stress: 65.3  
Type: Equivalent (von-Mises) Stress - Top/Bottom  
Unit: MPa  
Time: 65 s  
Max: 587,87  
Min: 0,048111



B: Conx Malla refinada

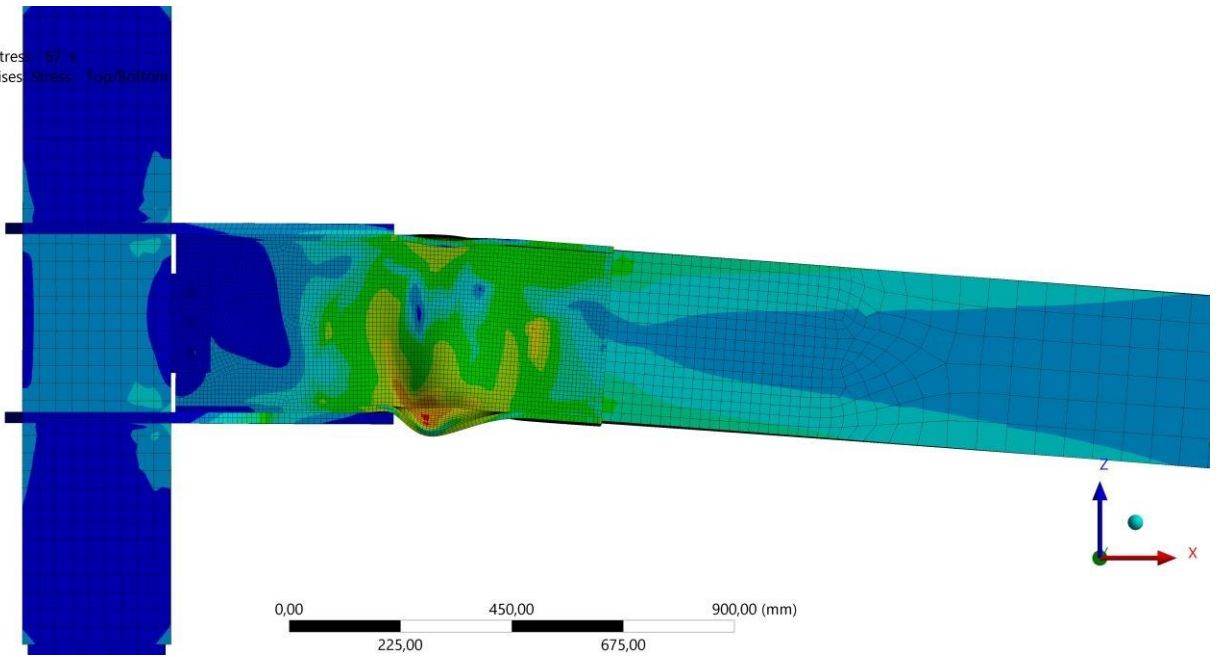
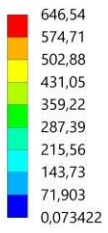
Equivalent (von-Mises) Stress: 65.3  
Type: Equivalent (von-Mises) Stress - Top/Bottom  
Unit: MPa  
Time: 65 s  
Max: 587,87  
Min: 0,048111



ROTACIÓN DE -0.06 RAD

B: Conx Malla refinada

Equivalent (von-Mises) Stress: 67 s  
Type: Equivalent (von-Mises) Stress - Top/Bottom  
Unit: MPa  
Time: 67 s  
Max: 646,54  
Min: 0,073422



B: Conx Malla refinada

Equivalent (von-Mises) Stress: 67 s  
Type: Equivalent (von-Mises) Stress - Top/Bottom  
Unit: MPa  
Time: 67 s  
Max: 646,54  
Min: 0,073422

