

PROPUESTA METODOLÓGICA PARA EL DISEÑO DE CONEXIONES  
METÁLICAS PRECALIFICADAS EN COLOMBIA

CARLOS ANDRÉS DELGADO ROJAS



UNIVERSIDAD INDUSTRIAL DE SANTANDER  
FACULTAD DE INGENIERÍAS FÍSICO-MECÁNICAS  
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL  
MAESTRÍA EN INGENIERÍA ESTRUCTURAL  
BUCARAMANGA

2017

PROPUESTA METODOLÓGICA PARA EL DISEÑO DE CONEXIONES  
METÁLICAS PRECALIFICADAS EN COLOMBIA

CARLOS ANDRÉS DELGADO ROJAS

Trabajo de grado para optar el título de  
Magister en Ingeniería Estructural

Directores:

LUIS GARZA VÁSQUEZ

Ingeniero Civil - MSC

RICARDO CRUZ HERNÁNDEZ

Ingeniero Civil - Ph. D.

UNIVERSIDAD INDUSTRIAL DE SANTANDER  
FACULTAD DE INGENIERÍAS FÍSICO-MECÁNICAS  
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL  
MAESTRÍA EN INGENIERÍA ESTRUCTURAL  
BUCARAMANGA

2017

## **AGRADECIMIENTOS**

Al profesor Ricardo Cruz Hernández por la colaboración y orientación que me brindó en todo el desarrollo de este proyecto.

Al profesor Luis Garza Vásquez por su dedicación, instrucción y apoyo para el desarrollo de este proyecto.

A la Universidad Industrial de Santander, a la Escuela de Ingeniería Civil y al grupo de profesores de maestría por el proceso de aprendizaje que me brindaron.

## CONTENIDO

	Pág.
INTRODUCCIÓN	18
1. MARCO TEÓRICO	22
1.1 GENERALIDADES	22
1.2 NORMAS DE DISEÑO ESTRUCTURAS METÁLICAS	24
1.3 CLASIFICACIÓN DE CONEXIONES	25
1.4 CONEXIONES PRECALIFICADAS	26
1.4.1 Conexiones Precalificadas según FEMA 350.	27
1.4.2 Conexiones Precalificadas AISC 358-10.	29
1.4.3 Conexiones Precalificadas para Pórticos Resistentes a Momento Realizadas en Colombia.	29
1.5 CRITERIOS BÁSICOS UTILIZADO EN EL DISEÑO DE CONEXIONES	31
1.5.1 Cálculo del Momento Plástico Probable en las Rótulas.	31
1.5.2 Ubicación de las Rótulas Plásticas.	32
1.5.3 Cálculo de la Fuerza Cortante Probable en las Rótulas Plásticas de la Viga.	33
1.5.4 Determinación de la Demanda de Resistencia en cada Sección Crítica.	34
1.5.5 Cálculo del Momento Resistente nominal de la Columna Proyectado a los ejes de la Intersección Columna-Viga.	36
1.6 METODOLOGÍA DE DISEÑO DE EDIFICACIONES METÁLICAS	37
2 PROCEDIMIENTOS PARA EL DISEÑO DE CONEXIONES	41
2.1 PROCEDIMIENTO DE DISEÑO DE CONEXIÓN PRECALIFICADA TUBO-VIGA REFORZADA	41
2.1.1 Diagrama de flujo de conexión precalificada tubo-viga reforzada	74

2.2 PROCEDIMIENTO DE DISEÑO DE UNA CONEXIÓN PRECALIFICADA VIGA I – COLUMNA COMPUESTA EMBEBIDA	88
2.2.1 Diagrama de flujo conexión precalificada viga I – columna compuesta embebida	113
2.3 PROCEDIMIENTO DE DISEÑO DE UNA CONEXIÓN PRECALIFICADA RÍGIDA VIGA I Y UNA COLUMNA TUBULAR RELLENA DE CONCRETO	124
2.3.1 Diagrama de flujo conexión metálica rígida viga I y una columna tubular rellena de concreto.	144
2.4 PROCEDIMIENTO DE DISEÑO DE UNA CONEXIÓN PRECALIFICADA SOLDADA A MOMENTO VIGA-COLUMNA	155
2.4.1 Diagrama de flujo conexión soldada a momento viga-columna para aplicaciones en edificios metálicos.	180
3 APLICACIÓN DE LA METODOLOGÍA DE DISEÑO DE CONEXIONES METÁLICAS	193
3.1 PARÁMETROS PARA EL ANÁLISIS Y DISEÑO DEL EDIFICIO	194
3.1.1 Descripción de los Materiales Empleados.	197
3.2 ANÁLISIS ESTRUCTURAL MEDIANTE UN MODELO MATEMÁTICO	198
3.3 DISEÑO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES	201
3.4 DISEÑO DE CONEXIONES RIGIDAS (VIGA-COLUMNA)	214
3.4.1 Diseño de Conexión Tubo-Viga Reforzada para el caso de Aplicación.	214
3.4.2 Diseño de Conexión Viga I – Columna Compuesta Embebida para el de Aplicación	237
3.4.3 Diseño de Conexión Metálica Rígida Viga I y una Columna Tubular Rellena de Concreto para el caso de Aplicación.	261
3.4.4 Diseño de Conexión Soldada a Momento Viga-Columna para el caso de Aplicación.	279
4 CONCLUSIONES	305

BIBLIOGRAFÍA

308

ANEXOS

312

## LISTA DE TABLAS

	Pág.
Tabla 1. Conexiones precalificadas AISC 358-10	27
Tabla 2. Conexiones precalificadas AISC 358-10	29
Tabla 3. Conexiones precalificadas en Colombia	30
Tabla 4. Requerimientos para el diseño sísmico para Pórticos Resistentes a Momento (PRM)	40
Tabla 5. Coeficiente C para excentricidad de grupo de soldaduras	73
Tabla 6. Limitaciones de los Parámetros en la Conexión Precalificada	89
Tabla 7. Parámetro $Y_p$ de líneas de fluencia para la placa extrema de la conexión 4E	95
Tabla 8. Parámetro $Y_c$ de líneas de fluencia para el ala de la columna no rigidizada para la conexión 4E y 4ES	102
Tabla 9. Parámetro $Y_c$ de líneas de fluencia para el ala de la columna rigidizada para la conexión 4E y 4ES	103
Tabla 10. Limitaciones de los Parámetros en la Conexión Precalificada	125
Tabla 11. Propiedades mecánicas del Acero (ASTM A-193) Grado B7	130
Tabla 12. Resistencias nominales a la tensión y al corte de pernos ASTM A-193 Grado B7. Sistema internacional	131
Tabla 13. Parámetro $Y_p$ de líneas de fluencia para la placa extrema de la conexión 4E	132
Tabla 14. Coeficiente C para excentricidad de grupo de soldaduras	179
Tabla 15. Carga Muerta Sobreimpuesta (SD)	194
Tabla 16. Carga Viva (L)	194
Tabla 17. Definición de Parámetros Sísmicos	194
Tabla 18. Geometría Modelo 1 y 2	196

Tabla 19. Propiedades Mecánicas de los Materiales	197
Tabla 20. Secciones Seleccionadas en el Diseño Estructural Modelo 1	202
Tabla 21. Secciones Seleccionadas en el Diseño Estructural Modelo 2	202
Tabla 22. Propiedades geométricas de Vigas Secundarias Perfil W	203
Tabla 23. Propiedades geométricas de Vigas Principales Perfil W	203
Tabla 24. Propiedades geométricas de la Columna Perfil W	205
Tabla 25. Propiedades geométricas de la Columna Perfil W para sección compuesta embebida	207
Tabla 26. Propiedades geométricas de la Columna Perfil Cajón	208
Tabla 27. Características geométricas de la Columna Perfil Cajón Sección compuesta rellena	210
Tabla 28. Propiedades geométricas adicionales para el diseño sección compuesta rellena	210
Tabla 29. Propiedades de los Materiales	214
Tabla 30. Propiedades geométricas de la Columna Perfil Cajón	214
Tabla 31. Propiedades geométricas de Viga Perfil W	215
Tabla 32. Resumen de los estados límites para los cubreplacas.	222
Tabla 33. Propiedades de los Materiales	237
Tabla 34. Propiedades geométricas sección de la columna de concreto	237
Tabla 35. Propiedades geométricas de la Columna Perfil W para sección compuesta embebida	238
Tabla 36. Propiedades geométricas de Vigas Principales Perfil W	238
Tabla 37. Limitaciones y Parámetros geométricos escogidos conexión (4E)	240
Tabla 38. Propiedades de los Materiales	261
Tabla 39. Propiedades geométricas de la Columna Perfil Cajón Sección compuesta rellena	261
Tabla 40. Propiedades geométricas adicionales para el diseño sección compuesta rellena	262
Tabla 41. Propiedades geométricas de Vigas Principales Perfil W	262

Tabla 42. Limitaciones y Parámetros geométricos escogidos conexión (4E)	264
Tabla 43. Propiedades de los Materiales	279
Tabla 44. Propiedades geométricas de la Columna Perfil W	280
Tabla 45. Propiedades geométricas de Vigas Principales Perfil W	281

## LISTA DE FIGURAS

	Pág.
Figura 1. Fractura de placa base de columna en una estructura de pórtico arriostrado	22
Figura 2. Fractura de la soldadura de penetración completa en una conexión de pórtico resistente a momento con platina de respaldo ( <i>steel backing</i> )	23
Figura 3. Fallas en conexiones viga–columna. <i>Sismo Northridge</i>	24
Figura 4. Diagramas momento-rotación típico de conexiones FR, PR y simples	26
Figura 5. Ubicación de las rótulas plásticas	32
Figura 6. Cálculo de la Fuerza Cortante Probable en las Rótulas Plásticas	33
Figura 7. Cálculo de las demandas sobre cada sección crítica	35
Figura 8. Momento resistente de la columna proyectado a los ejes	36
Figura 9. Diagrama de Flujo para el diseño de edificaciones metálicas	38
Figura 10. Detalle 3D conexión.	42
Figura 11. Localización Probable de la Rótula Plástica	42
Figura 12. Diagrama de cuerpo libre para el cálculo de la cortante en la rótula plástica	43
Figura 13. Diagrama de cuerpo libre para el cálculo de la cortante y el momento en la cara de la columna	45
Figura 14. Diagrama para el cálculo de $bp$	46
Figura 15. Estado límite: resistencia de la soldadura de filete entre el cubreplaca inferior y la aleta de la viga	47
Figura 16. Estados límites: fluencia por tensión, rotura por tensión y desgarramiento en bloque en el cubreplaca inferior	48
Figura 17. Estado límite: rotura por tensión en el área neta	51
Figura 18. Estados límites: resistencia al corte por fluencia y rotura en la unión del cubreplaca con la columna	52

Figura 19. Estado límite: resistencia de la soldadura de filete entre el cubreplaca inferior y la aleta de la viga	54
Figura 20. Estado límite: resistencia de la soldadura de filete entre el cubreplaca superior y la aleta de la viga	56
Figura 21. Estados límites: fluencia por tensión, rotura por tensión y desgarramiento en bloque en la cubre placa superior	58
Figura 22. Diagrama de cuerpo libre en la zona de panel	61
Figura 23. Soldadura de filete en la doble placa	64
Figura 24. Soldadura abocinada en la doble placa	65
Figura 25. Estado límite: resistencia al corte por fluencia en el espesor de la ...	67
Figura 26. Dimensiones de la Placa de Cortante	69
Figura 27. Dimensiones de la Placa de Cortante	72
Figura 28. Geometría de la Viga	75
Figura 29. Geometría de la Columna	76
Figura 30. Diagrama de Cuerpo Libre	77
Figura 31. Bloque de Cortante Cubre Placa Inferior	78
Figura 32. Bloque de Cortante Cubre Placa Superior	79
Figura 33. Figura de la Zona de Panel	80
Figura 34. Fluencia y Rotura a Cortante en la Viga	81
Figura 35. Dimensiones de Placa de Corte (izq.); y Fluencia y Rotura a Cortante en la Placa de Corte (der.)	82
Figura 36. Diagrama de flujo diseño conexión precalificada tubo-viga reforzado	83
Figura 38. Detalle 3D conexión.	88
Figura 38. Ubicación de la formación de rótulas plásticas	91
Figura 40. Distancia a la rótula plástica desde el eje de la columna	91
Figura 41. Diagrama de equilibrio para la conexión	93
Figura 42. Diagrama de equilibrio del ala de la viga	96
Figura 43. Soldadura del ala y el alma a la Placa de extremo	100
Figura 44. Geometría de las Placas rigidizadoras o de Continuidad	106

Figura 45. Diagrama de cuerpo libre en la zona de panel	107
Figura 46. Placas de refuerzo en la zona de panel con soldadura de penetración completa o soldadura de filete	109
Figura 47. Diagrama de cuerpo libre en la cara de la Columna	110
Figura 48. Soldadura de filete en placa de enchape	111
Figura 49. Geometría de la Viga	114
Figura 50. Geometría de la Columna Compuesta	115
Figura 51. Ruptura por Corte	117
Figura 52. Esquema de datos placa extrema	118
Figura 53. Diagrama de flujo diseño conexión precalificada viga I – columna compuesta embebida	119
Figura 54. Detalle 3D conexión.	124
Figura 55. Ubicación de la formación de rótulas plásticas	127
Figura 56. Distancia a la rótula plástica desde el eje de la columna	127
Figura 57. Diagrama de equilibrio para la conexión	129
Figura 58. Diagrama de equilibrio del ala de la viga	133
Figura 59. Soldadura del ala y el alma a la Placa de extremo	139
Figura 60. Diagrama de Cuerpo Libre Zona de Panel	140
Figura 61. Soldadura de filete en la placa de enchape	142
Figura 62. Geometría de la Viga. (Repetida)	145
Figura 63. Geometría de la Columna	146
Figura 64. Ruptura por Corte	148
Figura 65. Esquema de datos placa extrema	149
Figura 66. Diagrama de flujo diseño conexión Precalificada Rígida Viga I y una Columna Tubular Rellena De Concreto	150
Figura 67. Detalle 3D conexión.	155
Figura 68. Localización Probable de la Rótula Plástica	156
Figura 69. Diagrama de cuerpo libre para el cálculo de la cortante en la rótula plástica	157

Figura 70. Diagrama de cuerpo libre para el cálculo de la cortante y el momento en la cara de la columna	158
Figura 71. Estado límite: resistencia de la soldadura de filete entre el cubreplaca inferior y la aleta de la viga	161
Figura 72. Estado límite: resistencia de la soldadura de filete entre el cubreplaca superior y la aleta de la viga	163
Figura 73. Estado límite: resistencia de la soldadura de filete entre el cubreplaca superior y la aleta de la viga	163
Figura 74. Geometría de las Placas rigidizadoras o de Continuidad. (Repetida)	168
Figura 75. Diagrama de cuerpo libre en la zona de panel	169
Figura 76. Placas de refuerzo en la zona de panel con soldadura de penetración completa o soldadura de filete	171
Figura 77. Soldadura de filete en placa de enchape	172
Figura 78. Dimensiones de la Placa de Cortante	175
Figura 79. Dimensiones de la Placa de Cortante	178
Figura 80. Geometría de la Viga	181
Figura 81. Geometría de la Columna	182
Figura 82. Diagrama de Cuerpo Libre	183
Figura 83. Geometría cubreplaca	184
Figura 84. Diagrama de Cuerpo Libre en la zona de panel	185
Figura 85. Dimensiones de Placa de Corte	186
Figura 86. Fluencia y Rotura a Cortante en la Viga	186
Figura 87. Fluencia y Rotura a Cortante en la Placa de Corte	187
Figura 88. Diagrama de flujo diseño conexión Precalificada Rígida Viga I y una Columna Tubular Rellena De Concreto	188
Figura 89. Espectro de Diseño	195
Figura 90. Geometría de la Estructura planta Modelo 1	196
Figura 91. Geometría de la Estructura planta Modelo 2	197
Figura 92. Modelo 1 tridimensional con diafragma rígido	198

Figura 93. . Modelo 2 tridimensional con diafragma rígido	199
Figura 94. Factores de Ajuste. Modelo 1	199
Figura 95. Factores de Ajuste. Modelo 2	199
Figura 96. Sistema de Pórtico Resistentes a Momentos Dirección X Modelo 1	211
Figura 97. Sistema de Pórtico Resistentes a Momentos Dirección Y Modelo 1	212
Figura 98. Sistema de Pórtico Resistentes a Momentos Dirección X Modelo 2	213
Figura 99. Sistema de Pórtico Resistentes a Momentos Dirección Y Modelo 2	213
Figura 100. Diagrama de Cuerpo Libre	216
Figura 101. Geometría de la Placa de Cortante	228
Figura 102. Dimensiones de la Placa de Cortante	233
Figura 103. Detalle de Conexión Precalificada Tubo-Viga Reforzada	235
Figura 104. Geometría placa de la conexión	240
Figura 105. Diagrama de Cortante y Momento de la combinación $1.2(D+SD)+0.5L$	242
Figura 106. Geometría de las Placas rigidizadoras o de Continuidad	251
Figura 107. Detalle Conexión Precalificada Viga I – Columna Compuesta Embebida	259
Figura 108. Geometría placa de la conexión	264
Figura 109. Diagrama de Cortante y Momento de la combinación $1.2(D+SD)+0.5L$	266
Figura 110. Detalle Conexión Precalificada Rígida Viga I Y Una Columna Tubular Rellena De Concreto	278
Figura 111. Diagrama de Cuerpo Libre	281
Figura 112. Sección crítica cubreplaca superior	287
Figura 113. Geometría de las Placas de Continuidad	290
Figura 114. Geometría de la Placa de Cortante	297
Figura 115. Dimensiones de la Placa de Cortante	302
Figura 116. Detalle Conexión Precalificada Soldada A Momento Viga-Columna	304

## LISTA DE ANEXOS

	Pág.
Anexo A. Análisis dinámico elástico espectral.	312
Anexo B. Diseño por el método de análisis directo	320
Anexo C. Resultados del diseño de los elementos que conforman las conexiones a diseñar.	327
Anexo D. Cálculo de la resistencia nominal a flexión mpcc de la columna compuesta (tipo perfil revestido).	342
Anexo E. Cálculo de la resistencia nominal a flexión MP <sub>cc</sub> de la columna compuesta (tipo perfil relleno).	371

## RESUMEN

**TÍTULO:** PROPUESTA METODOLÓGICA PARA EL DISEÑO DE CONEXIONES METÁLICAS PRECALIFICADAS EN COLOMBIA\*

**AUTOR:** Carlos Andrés Delgado Rojas\*\*

**PALABRAS CLAVE:** Conexión, Precalificada, Resistencia

### DESCRIPCIÓN:

Se presenta un trabajo de aplicación donde se realiza la recopilación de todas las investigaciones de precalificación de conexiones metálicas realizadas en Colombia, con el fin de sintetizar toda esta experiencia y realizar una metodología que facilite su procedimiento de diseño y programación. Se tomaron las que calificaron para pórticos resistentes a momento (PMR) con disipación de energía especial y moderada (DES – DMO) y adicionalmente las que presentaron mejor comportamiento ante cargas cíclicas, y por tener configuración de secciones de columnas tubulares y compuestas. Las conexiones utilizadas en este trabajo son: Columna Tubular-Viga Reforzada; Viga I – Columna Compuesta embebida; Viga I-Columna Tubular Rellena De Concreto y Viga I-Columna I Soldada resistente a Momento.

La metodología para el diseño de estas conexiones metálicas se realizó mediante un procedimiento donde se tiene en cuenta un paso a paso de todo su análisis y detallado para cada conexión, facilitando su estudio y programación con la ayuda de diagramas de flujo, basándose en los criterios de estados limites utilizados por el autor de cada conexión, los cuales fueron actualizándose con base a las recomendaciones del AISC 2010 y NSR-10. Adicionalmente se realizó un modelo de una estructura aporticada de acero, con el fin de aplicar esta metodología a manera de ejemplo para cada una de las conexiones contenidas en este documento. Finalmente, se obtiene una guía para el diseño de estas conexiones metálicas.

---

\* Trabajo de grado

\*\* Facultad de Ingenierías Físico-Mecánicas. Escuela de Ingeniería Civil. Directores: Luis Garza, Ricardo Cruz.

## ABSTRACT

**TITLE:** METHODOLOGICAL PROPOSAL FOR THE DESIGN OF PREQUALIFIED METAL CONNECTIONS IN COLOMBIA \*

**AUTHOR:** Carlos Andrés Delgado Rojas\*\*

**KEYWORDS:** Connection, Prequalification, Resistance

### DESCRIPTION:

An application paper is presented where all the prequalification investigations of metallic connections made in Colombia are performed, in order to synthesize all this experience and to make a methodology that facilitates its design and programming procedure. The ones that qualified with Special and Intermediate moment frame (SMF – IMF) and those that presented better performance to cyclic loads, and to have configurations of sections of tubular and composite columns, were taken. The connections used in this work are: Tubular Column - Reinforced Beam; Beam I - embedded composite column; Beam I-Column Tubular Refill Concrete and Beam I-Column I Soldier Resistant to Moment.

The methodology for the design of these metal connections was made by a procedure where a step-by-step analysis and detailed analysis for each connection is taken into account, facilitating its study and programming with the help of flowchart, based on the criteria of limit states used by the author of each connection, which were updated based on the recommendations of the AISC 2010 and NSR-10. In addition, a model of a steel structure was made, in order to apply this methodology as an example for each of the connections contained in this document. Finally, a guide for the design of these metallic connections is obtained.

---

\* Project degree.

\*\* Facultad de Ingenierías Físico-Mecánicas. Escuela de Ingeniería Civil. Directores: Luis Garza, Ricardo Cruz.

## INTRODUCCIÓN

Los movimientos sísmicos son considerados como una de las fuerzas naturales más devastadoras, llegando a destruir hasta las estructuras consideradas por el ser humano más seguras y ocasionando la pérdida de innumerables vidas a través de nuestra historia.

Colombia y su condición de alta actividad sísmica exigen realizar diseños en estructura metálica que garantice el adecuado comportamiento no solo de los elementos, sino también de las conexiones obteniendo estructuras seguras y confiables.

Las estructuras metálicas tienen unas ventajas estructurales en cuanto a su resistencia, uniformidad y ductilidad. Sin embargo, al momento de plantear estas estructuras se dificulta el diseño de sus conexiones. Con frecuencia se ha encontrado que una de las causas de daños estructurales parciales o incluso de colapso en estructuras de acero es debido a la falla de alguna conexión (FEMA 350, 2000).

La dificultad en el diseño de las conexiones se debe, en principio, a lo extenso en su análisis y detallado, agregando a esto el desconocimiento u omisión de los diferentes tipos de uniones que han sido calificadas, en Colombia y el mundo, y que por medio de ensayos han demostrado tener un buen comportamiento a cargas cíclicas. En Colombia se han realizado trabajos de calificación de conexiones metálicas, que han sido utilizadas en algunos proyectos de construcción.

En este trabajo se propone una metodología para el diseño de conexiones metálicas que han sido precalificadas en Colombia para pórticos resistentes a momentos, donde se tenga en cuenta paso a paso todo su análisis y detallado, facilitando su

procedimiento en cuanto a su estudio y programación con el fin de servir de guía en el diseño.

Con este propósito, en este trabajo, se realiza una recopilación de las tesis de maestría donde se han realizado trabajos de precalificación de conexiones, utilizándolas como bases teóricas, las cuales son actualizadas con los criterios expuestos en el Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente NSR-10, con el fin de sintetizar toda esta experiencia y ejecutar un procedimiento que facilite el diseño de estas conexiones calificadas.

Este documento presenta inicialmente un marco teórico en el capítulo 1, en el capítulo 2 presenta la metodología para el diseño de conexiones precalificadas, en el capítulo 3 se presenta la aplicación de la metodología de diseño de las conexiones y por último en el capítulo 4 se presenta las conclusiones.

## 1. MARCO TEÓRICO

### 1.1 GENERALIDADES

El acero está definido como uno de los materiales más dúctiles. Las investigaciones de los últimos años han demostrado que para asegurar un excelente comportamiento dúctil en un sistema estructural es necesario proveer una adecuada ductilidad.

Según el (FEMA 350, 2000) después de ocurrido el sismo de *Northridge*, se observó que los edificios de acero diseñados como pórticos resistentes a momento presentaban una serie de fallas tipo frágil en las conexiones viga – columna, principalmente por fractura de soldaduras y fractura de placa (Véase Figura 1 e Figura 2).

Figura 1. Fractura de placa base de columna en una estructura de pórtico arriostrado



Fuente: CRISAFULLI F. J. Diseño sismorresistente de construcciones de acero. 4ta ed. Santiago de Chile: Asociación Latinoamericana del Acero, ALACERO, 2014. 173 p. ISBN 978-956-8181-16-1

Figura 2. Fractura de la soldadura de penetración completa en una conexión de pórtico resistente a momento con platina de respaldo (*steel backing*)



Fuente: CRISAFULLI F. J. Diseño sismorresistente de construcciones de acero. 4ta ed. Santiago de Chile: Asociación Latinoamericana del Acero, ALACERO, 2014. 173 p. ISBN 978-956-8181-16-1

Las causas que provocaron las fallas más frecuentes en el sismo de Northridge fueron:

- El uso de electrodos inadecuados
- Colocar elementos de respaldo (*steel backing*) que, si bien sirven durante el proceso de soldadura de cordones de penetración completa, generan problemas en la raíz de la soldadura (Ver Figura 2)
- La presencia de defectos en la raíz de la soldadura
- Calentamiento excesivo de las piezas a soldar
- Deformaciones de corte excesivas en la zona de panel
- Efectos de velocidad de deformación (*strain rate*)

- Efectos de interacción con losas de hormigón armado.

Figura 3. Fallas en conexiones viga–columna. *Sismo Northridge*



(a)



(b)



(c)



(d)

Fuente: FEDERAL EMERGENCY MANAGEMENT AGENCY. FEMA (2000). Recommended Seismic Design Criteria for New Steel Moment-Frame Buildings. FEMA 350. Federal Emergency Management Agency. SAC Joint Venture, Washinton, E.U.

La Figura 3 (a) e Figura 3 (b) nos muestra la fractura en la unión viga columna. La Figura 3 (c) e Figura 3 (d) la fractura es en la columna.

## 1.2 NORMAS DE DISEÑO ESTRUCTURAS METÁLICAS

El diseño de las estructuras metálicas y sus conexiones precalificadas se realiza utilizando las siguientes normas de referencia:

Publicaciones del FEMA, se tienen las siguientes recomendaciones:

- FEMA-350. *Recommended Seismic Design Criteria for New Steel Moment-Frame Buildings*
- FEMA-352. *Recommended Postearthquake Evaluation and Repair Criteria for Welded Steel Moment-Frame Buildings,*
- FEMA-353. *Recommended Specifications and Quality Assurance Guidelines for Steel Moment-Frame Construction for Seismic Applications,*
- FEMA-354. *A Policy Guide to Steel Moment-frame Construction.*

Entre estas publicaciones del AISC tenemos las siguientes:

- AISC 360-2010 (*Specification for Structural Steel Buildings*).
- AISC 341-10 (*Seismic Provisions for Structural Steel Building*).
- AISC 358-10 (*Prequalified Connections for Special and Intermediate Steel Moment Frames for Seismic Applications*).

En nuestro país la Norma vigente para el diseño de estructuras metálicas es el *Reglamento Colombiano de Construcciones Sismo Resistentes NSR-10*, en el cual el capítulo F.2, adopta las especificaciones del AISC 360-10 y el capítulo F.3 adopta las provisiones sísmicas del AISC 341-10.

### 1.3 CLASIFICACIÓN DE CONEXIONES

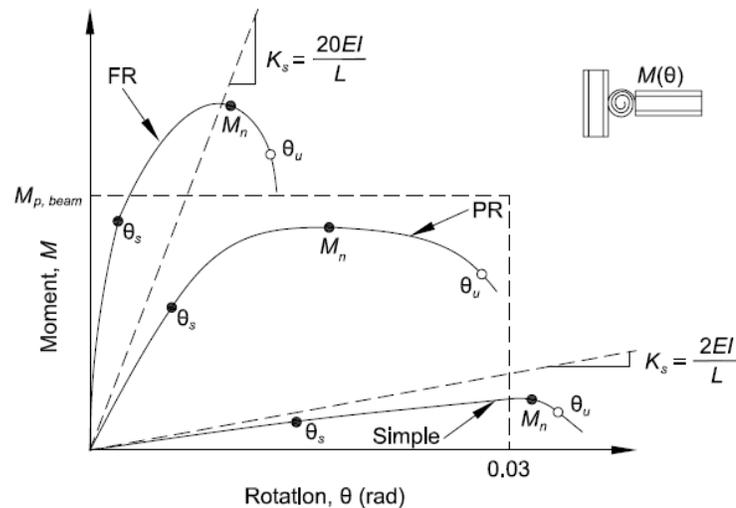
Según el AISC 360-16 las conexiones se clasifican en:

- **Conexiones totalmente restringidas (FR, Full Restrained)**, que son aquellas que transfieren momento con una rotación relativa despreciable entre los miembros conectados. Usualmente se considera que esta variable de rigidez flexional de la conexión sea igual o mayor que  $20EI/L$  de la viga.
- **Conexiones parcialmente restringidas (PR, Partially Restrained)** las cuales son capaces de transferir momento, sin que se pueda despreciar la rotación

entre los elementos conectados. Esta condición se presenta con conexiones cuya rigidez flexional está comprendida entre  $20EI/L$  y  $2EI/L$  de la viga.

- **Conexiones simples**, estas conexiones presentan una rigidez flexional menor a  $2EI/L$  de la viga, de modo que su capacidad de transferir momento es despreciable. Estos conceptos se ilustran en la Figura 4 mediante diagramas momento-rotación.

Figura 4. Diagramas momento-rotación típico de conexiones FR, PR y simples



Fuente: AMERICAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION. AISC. Prequalified Connections for Special and Intermediate Steel Moment Frames for Seismic Applications. or Steel Buildings. Ed 2010. Chicago. Illinois: AISC. 2010.

#### 1.4 CONEXIONES PRECALIFICADAS

“Las conexiones precalificadas son aquellas que han sido verificadas y validadas en forma experimental, ya sea como parte del proyecto que se desarrolla o bien en ensayos previos que se encuentran debidamente documentados”<sup>3</sup>. El proceso de

<sup>3</sup> Fuente: CRISAFULLI F. J. Diseño sismorresistente de construcciones de acero. 4ta ed. Santiago de Chile: Asociación Latinoamericana del Acero, ALACERO, 2014. 173 p. ISBN 978-956-818

precalificación implica el cumplimiento de los siguientes parámetros, dados por el AISC 341-16 en su Capítulo E, numeral 6b conexión viga-columna y en la NSR-10 en sus numerales F.3.5.2.6.2 y F.3.7.3.6.2, respectivamente, los cuales se presenta a continuación:

- *La conexión debe ser capaz de acomodar un ángulo de deriva de piso de 0.02 radianes como mínimo para Pórticos Resistentes a Momento Con Capacidad de Disipación de Energía Moderada (PRM-DMO) y de 0.04 radianes como mínimo para Pórticos Resistentes a Momento Con Capacidad de Disipación de Energía Especial (PRM-DES)*
- *La resistencia medida a flexión de la conexión, determinada en la cara de la columna, debe ser por lo menos  $0.8M_p$  de la viga conectada, para un ángulo de deriva de piso de 0.02 radianes para PRM-DMO y de 0.04 para PRM-DES.*

**1.4.1 Conexiones Precalificadas según FEMA 350.** Según el FEMA 350, presenta 9 conexiones precalificadas soldadas y pernadas. Ver Tabla 1.

Tabla 1. Conexiones precalificadas AISC 358-10 Conexiones precalificadas AISC 358-10

<b>CATEGORÍA</b>	<b>DESCRIPCIÓN DE LA CONEXIÓN</b>	<b>ABREVIATURA</b>	<b>SISTEMA PERMITIDO</b>
SOLDADA Y TOTALMENTE RESTRINGIDA	<i>Welded Unreinforced Flanges, Bolted Web</i> Alas Soldadas No Reforzadas- Alma Apernada	WUF-B	OMF

Tabla 1. (Continuación)

<b>CATEGORÍA</b>	<b>DESCRIPCIÓN DE LA CONEXIÓN</b>	<b>ABREVIATURA</b>	<b>SISTEMA PERMITIDO</b>
SOLDADA Y TOTALMENTE RESTRINGIDA	<i>Welded Unreinforced Flanges, Bolted Web</i> Alas Soldadas No Reforzadas- Alma Apernada	WUF-W	OMF, SMF
	<i>Free Flange</i> Ala Libre	FF	OMF, SMF
SOLDADA Y TOTALMENTE RESTRINGIDA	<i>Welded Flange Plate</i> Placa Soldada Al Ala	WFP	OMF, SMF
	<i>Reduced Beam Section</i> Viga De Seccion Reducida	RBS	OMF, SMF
APERNADA TOTALMENTE RESTRINGIDA	<i>Bolted, Unstiffened End Plate</i> Placa Extrema Apernada No- Atiesada	BUEP	OMF, SMF
	<i>Bolted, Stiffened End Plate</i> Placa Extrema Apernada Atiesada	BSEP	OMF, SMF
	<i>Bolted Flange Plates</i> Placas Apernadas A Las Alas	BFP	OMF, SMF
	<i>Double Split Tee</i> Doble T Cortada	DST	OMF, SMF

SMF: Special Moment Frames (DES)

IMF: Intermediate Moment Frames (DMO)

Fuente: FEDERAL EMERGENCY MANAGEMENT AGENCY. FEMA (2000). Recommended Seismic Design Criteria for New Steel Moment-Frame Buildings. FEMA 350. Federal Emergency Management Agency. SAC Joint Venture, Washinton, E.U.

**1.4.2 Conexiones Precalificadas AISC 358-10.** Según el AISC 358-10, presenta 7 conexiones precalificadas soldadas y pernadas. Ver Tabla 2.

Tabla 2. Conexiones precalificadas AISC 358-10

CONEXIONES PRECALIFICADAS		
CONEXIÓN	CAPÍTULO	SISTEMA
Vigas de sección reducida ( <i>Reduced beam section, RBS</i> )	5	SMF, IMF
Placa de extremo no atiesada ( <i>Bolted unstiffened extended end plate BUEEP</i> )	6	SMF, IMF
Placa de extremo atiesada ( <i>Bolted stiffened extended end plate BSEEP</i> )	6	SMF, IMF
Cubreplacas pernado ( <i>Bolted flange plate BFP</i> )	7	SMF, IMF
Aletas y alma soldada sin refuerzos ( <i>Welded unreinforced flange-welded web WUF-W</i> )	8	SMF, IMF
Ménsula Kaiser pernada ( <i>Kaiser bolted bracket KBB</i> )	9	SMF, IMF
Conexión ConXtech ( <i>ConXtech ConXL moment connection ConXL</i> )	10	SMF, IMF
SMF: Special Moment Frames (DES) IMF: Intermediate Moment Frames (DMO)		
Fuente: AMERICAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION. AISC. Prequalified Connections for Special and Intermediate Steel Moment Frames for Seismic Applications. or Steel Buildings. Ed 2010. Chicago. Illinois: AISC. 2010.		

**1.4.3 Conexiones Precalificadas para Pórticos Resistentes a Momento Realizadas en Colombia.** A continuación, se presenta en la tabla algunas de las conexiones precalificadas en Colombia, en orden cronológico. Ver Tabla 3.

Tabla 3. Conexiones precalificadas en Colombia

CONEXIONES PRECALIFICADAS EN COLOMBIA			
CONEXIÓN	SISTEMA	AÑO	AUTORES
UNIONES A MOMENTO EN PERFILES DE LÁMINA DELGADA DOBLADOS EN FRÍO.	DMI, DMO	2004	A. Gallo, J. Narváz
CONEXIÓN TUBO-VIGA REFORZADA.	DES	2004	J. Posada, C. Pabón
CONEXIÓN A COLUMNA LAMINADA SOLDADA CON CUBREPACAS.	DES	2005	H. Acero
CONEXIONES PARA PÓRTICOS DE LÁMINA DELGADA	DMI	2006	E. López
CONEXIONES PARA PÓRTICOS DE LÁMINA DELGADA 2DA PARTE	DMI, DMO	2007	S. Villar
CONEXIÓN RÍGIDA DE UNA VIGA I Y UNA COLUMNA TUBULAR RELLENA DE CONCRETO	DES	2008	M. Uribe
CONEXIÓN A COLUMNA LAMINADA SOLDADA CON CUBREPACAS Y SECCIÓN REDUCIDA	DES	2011	C. Cerón
CONEXIÓN A MOMENTO EMPLEANDO VIGAS DE ALMA EXPANDIDA	DMO	2011	E. Ramírez
CONEXIÓN METÁLICA RÍGIDA VIGA I – COLUMNA COMPUESTA EMBEBIDA	DES	2012	C. Torres
CONEXIONES DE PERFILES I DE ACERO - VIGA CONECTADA AL EJE DÉBIL DE LA COLUMNA	DES	2015	C. Andrade
DES: Disipación Especial de Energía DMI: Disipación Mínima de Energía		DMO: Disipación Moderada de Energía	

## 1.5 CRITERIOS BÁSICOS UTILIZADO EN EL DISEÑO DE CONEXIONES

A continuación, se detallarán los principios y criterios básicos sobre el diseño de conexiones:

**1.5.1 Cálculo del Momento Plástico Probable en las Rótulas.** Para el diseño de conexiones totalmente restringidas, se calcula el momento plástico máximo probable  $M_{pr}$  teniendo en cuenta lo especificado en el numeral F.3.5.3 PÓRTICOS RESISTENTES A MOMENTO CON CAPACIDAD DE DISIPACIÓN DE ENERGÍA ESPECIAL (PMR-DES) de la NSR-10. Según el numeral F.3.5.3.4.1. El momento probable de la viga alternativamente se puede determinar consistente con el diseño de la conexión precalificada de acuerdo con ANSI/AISC 358. El momento probable para la viga está dado por la siguiente expresión:

$$M_{pr} = C_{pr} R_y Z_b F_y \quad (1- 1)$$

$C_{pr}$  = Factor que tiene en cuenta la resistencia máxima de la conexión. El valor se determina con la expresión (1- 2). Este valor no debe ser en general mayor a 1.20. No obstante, puede presentarse excepciones para alguna conexión en particular y por lo tanto debe adoptarse los valores que surgen del proceso de precalificación.

$$C_{pr} = \frac{F_y + F_u}{2F_y} \leq 1.2 \quad (1- 2)$$

$R_y$  = Coeficiente que relaciona la tensión de fluencia esperada con la mínima tensión de fluencia especificada de la viga. Este valor se determina según  $F_y$  del material que compone el elemento, valores que se encuentran en la Tabla F.3.1.4-1 (NSR-10).

$Z_b$  = Modulo Platico de la sección, ( $\text{mm}^3$ ).

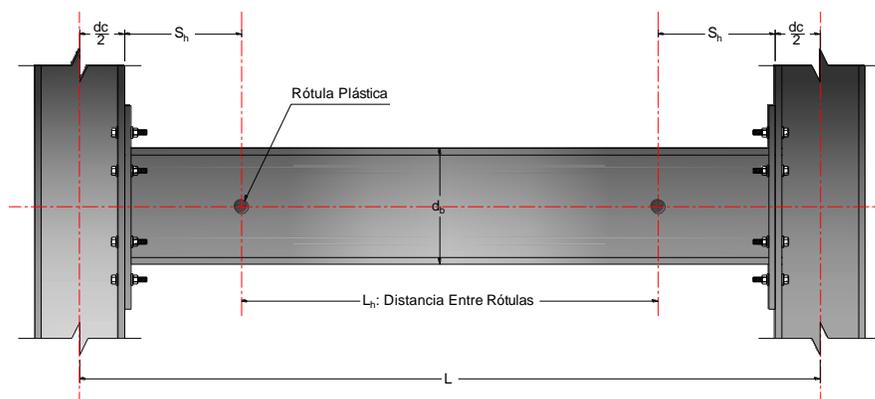
$F_y$  = Mínima Tensión de fluencia de la viga, (MPa).

$F_u$  = Tensión de ruptura del acero, (MPa).

La norma NSR-10, 2010 en el Título F capítulo F.3.5.3.4.1, emplea fórmula  $1.1R_yF_ybZ_b$  para el cálculo del momento plástico esperado en las vigas. Se ha demostrado mediante investigaciones *FEMA-350, 2000* que algunas de las conexiones rígidas, más comunes, presentan un momento máximo esperado superior al exigido por dicha normatividad. Por lo tanto, *FEMA-350* recomienda el uso del factor de amplificación  $C_{pr}$  con el propósito de asegurar la viabilidad de las hipótesis asumidas en el diseño sísmico.

**1.5.2 Ubicación de las Rótulas Plásticas.** Basados en ensayos y pruebas de calificación *AISC-358, 2016*, la ubicación de las rótulas plásticas generadas en la longitud libre de la viga puede ser determinada y representada por el parámetro  $S_h$ , como se muestra en la Figura 5. El valor de  $S_h$  dependerá de cada conexión analizada en la especificación del *AISC-358, 2016* o de la conexión que sea precalificada mediante ensayos.

Figura 5. Ubicación de las rótulas plásticas



Fuente: FEDERAL EMERGENCY MANAGEMENT AGENCY. FEMA (2000). Recommended Seismic Design Criteria for New Steel Moment-Frame Buildings. FEMA 350. Federal Emergency Management Agency. SAC Joint Venture, Washinton, E.U.

**1.5.3 Cálculo de la Fuerza Cortante Probable en las Rótulas Plásticas de la Viga.** La fuerza cortante probable en las rótulas plásticas de la viga deberá ser calculadas por métodos estáticos, considerando las cargas de gravedad mayoradas actuando sobre las vigas. Para ello la forma más sencilla consiste en analizar un diagrama de cuerpo libre del tramo de la viga entre rótulas. Para el obtener la fuerza cortante en las rótulas plásticas como se muestra en la Figura 6 donde proviene  $V_p$ , incluyendo las cargas gravitacionales, se expresa en la ecuación (1- 3).

Dónde:

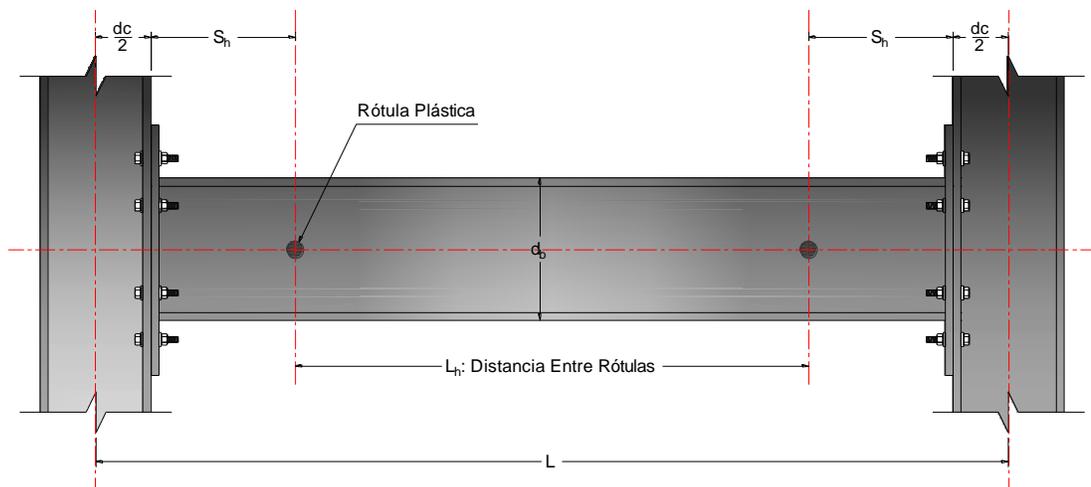
$M_{pr}$  = Momento plástico máximo probable en la rótula plástica, (N-mm).

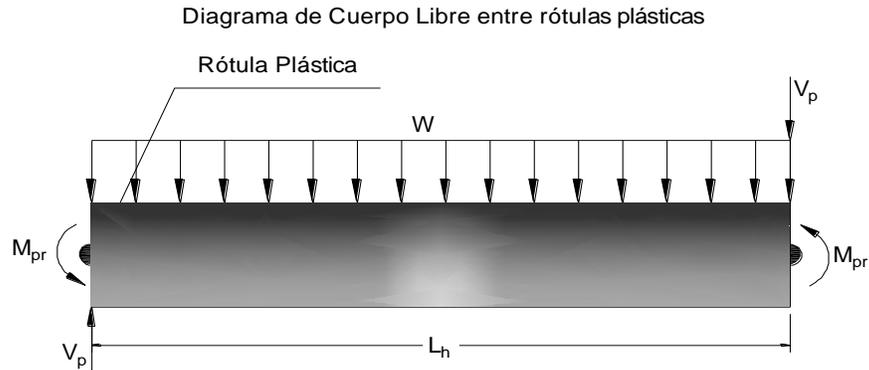
$L_h$  = Distancia entre rótulas plásticas, (mm). Ver Figura 6.

$W$  = Cargas gravitacionales distribuidas en la viga resultante de  $1.2D+0.5L$

$$V_p = \frac{2M_{pr}}{L_h} + \frac{W_u L_h}{2} \quad (1- 3)$$

Figura 6. Calculo de la Fuerza Cortante Probable en las Rótulas Plásticas





Fuente: FEDERAL EMERGENCY MANAGEMENT AGENCY. FEMA (2000). Recommended Seismic Design Criteria for New Steel Moment-Frame Buildings. FEMA 350. Federal Emergency Management Agency. SAC Joint Venture, Washinton, E.U.

#### 1.5.4 Determinación de la Demanda de Resistencia en cada Sección Crítica.

Con el fin de realizar y completar el diseño de la conexión en cuanto al tamaño de soldaduras de unión, pernos dimensiones de placas, platinas de continuidad, es necesario determinar las demandas de flexión y corte de la sección crítica de los elementos que conforma la conexión. Estas demandas se pueden calcular realizando un diagrama de cuerpo libre del tramo de viga entre la sección crítica (cara de la columna o eje de la columna) y la rótula plástica *FEMA-350, 2000*, tal como se muestra en la Figura 7.

De la Figura 7 (a) se obtiene el valor de la demanda crítica de la sección en la cara de la columna  $M_f$ :

$$M_f = M_{pr} + V_p S_h \quad (1- 4)$$

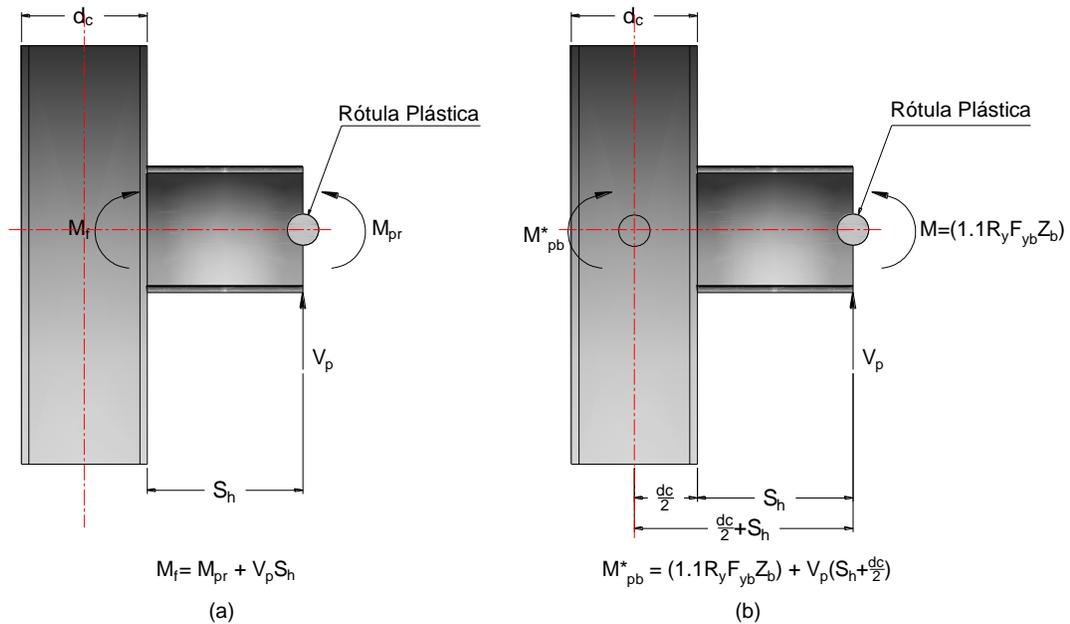
Dónde:

$M_{pr}$  = Momento plástico máximo probable, (N-mm).

$S_h$  = Distancia entre la cara de la columna y la rótula plástica, (mm); calculado según tipo de conexión en estudio.

$V_p$  = Fuerza cortante al final de la viga, (N).

Figura 7. Cálculo de las demandas sobre cada sección crítica



Fuente: FEDERAL EMERGENCY MANAGEMENT AGENCY. FEMA (2000). Recommended Seismic Design Criteria for New Steel Moment-Frame Buildings. FEMA 350. Federal Emergency Management Agency. SAC Joint Venture, Washinton, E.U.

De la Figura 7 (b) se obtiene el valor de la demanda crítica de la sección en el eje de la columna, es decir el valor de  $M_c = M^*_{pb}$ :

$$M_c = M^*_{pb} = (1.1 R_y F_{yb} Z_b) + M_{uv} \quad (1-5)$$

$$M_{uv} = V_p * \left( S_h + \frac{d_c}{2} \right) \quad (1-6)$$

Dónde:

$M_{uv}$  = Momento adicional en el eje de la columna debido a la amplificación por el cortante desde la rótula plástica hasta el eje de la columna. (N-m).

$V_p$  = Cortante en las rótula plástica, (N).

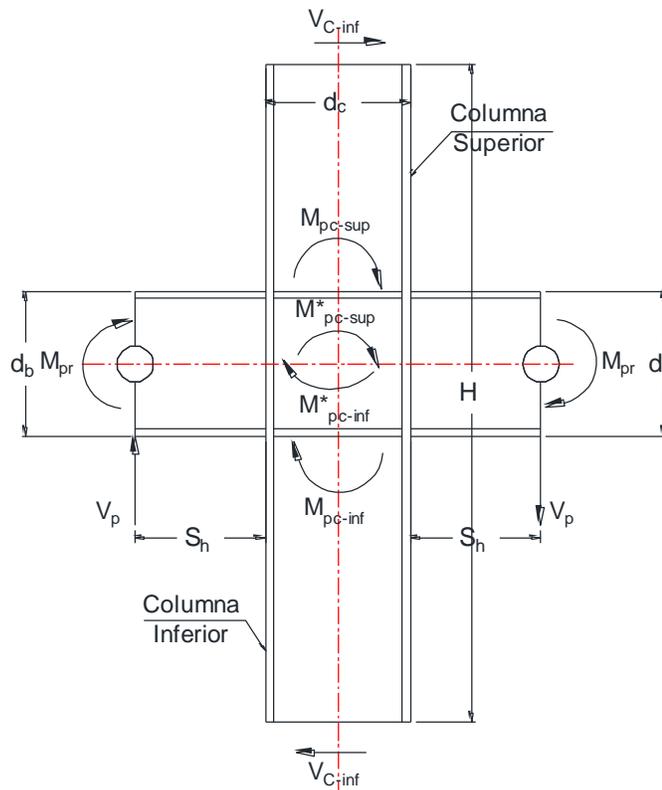
$S_h$  = Distancia desde el eje de la columna a la rótula plástica, (mm), calculada

según el tipo de conexión en estudio.

En el *FEMA 350*, se denomina como  $M_c$ ; se realiza el cambio en la nomenclatura por  $M_{pb}^*$  para unificar y realizar el criterio de jerarquía de plastificación con la propuesta de lo indicado en el capítulo F.3.5.3.4.1 del Título F de la *NSR-10*.

**1.5.5 Cálculo del Momento Resistente nominal de la Columna Projectado a los ejes de la Intersección Columna-Viga.** Se efectúa la proyección del momento resistente nominal de la columna  $M_{pc}$ , a los ejes de intersección viga-columna; como se muestra en la Figura 8.

Figura 8. Momento resistente de la columna proyectado a los ejes



$$M_{pc} = Z_c \left( F_{yc} - P_{uc} / A_g \right) \quad (1-7)$$

$$V_c = \frac{\sum \left[ M_{pr} + V_p \left( S_h + \frac{d_c}{2} \right) \right]}{H} \quad (1-8)$$

$$M_{pc}^* = \sum \left[ M_{pc} + V_c \left( \frac{d_b}{2} \right) \right] \quad (1-9)$$

Dónde:

$\sum M_{pc}^*$  = Suma de las proyecciones al eje de la viga, de la resistencia nominal a flexión de las columnas, (N-mm).

$M_{pc}$  = Resistencia nominal a flexión de la columna, (N-mm).

$H$  = Distancia medida entre los puntos de inflexión que se presenta en la columna (altura media), (mm).

$d_c$  = Peralte de la columna, medida desde los bordes de las aletas, (mm).

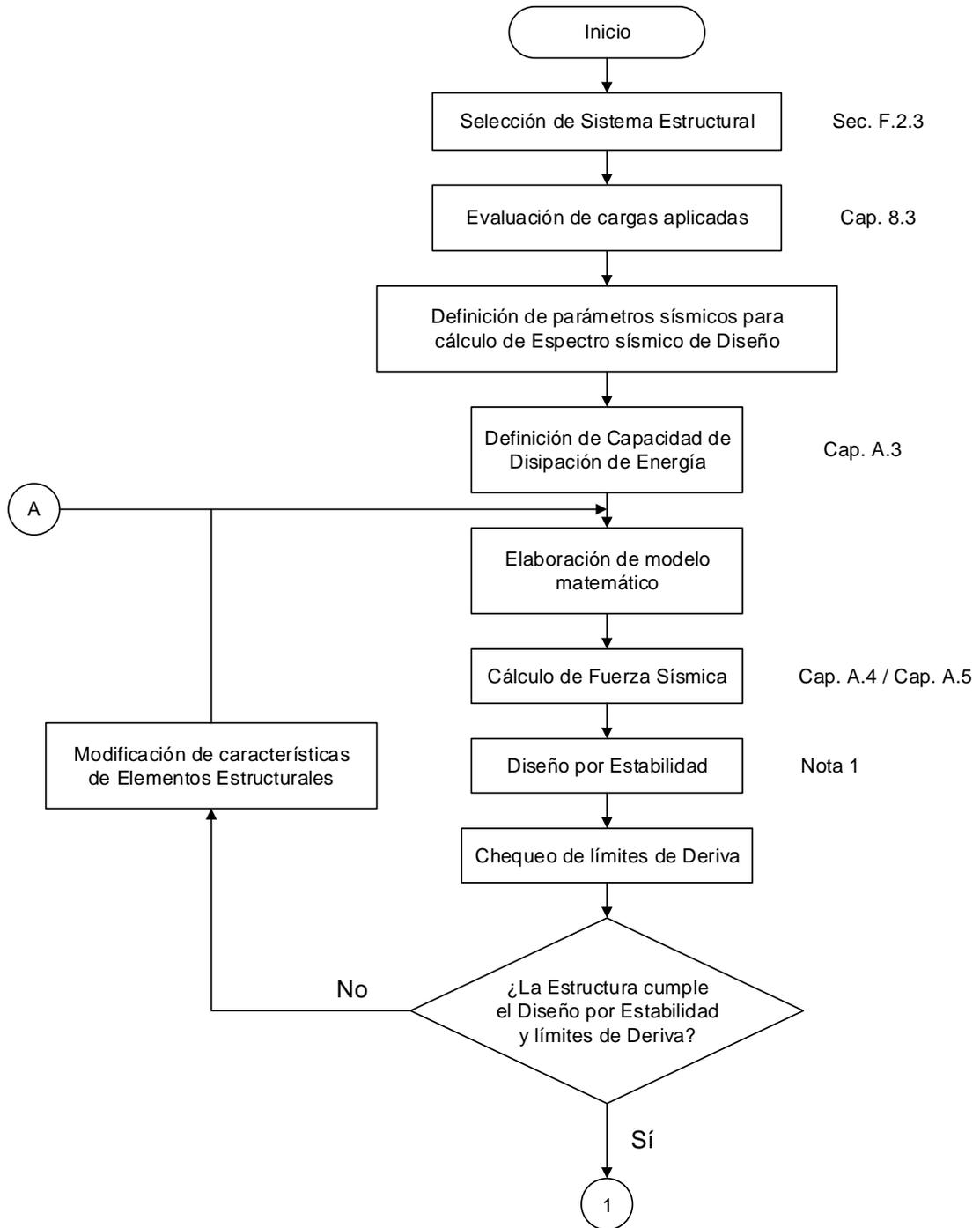
$d_b$  = Peralte de la viga, medida desde los bordes de las aletas, (mm).

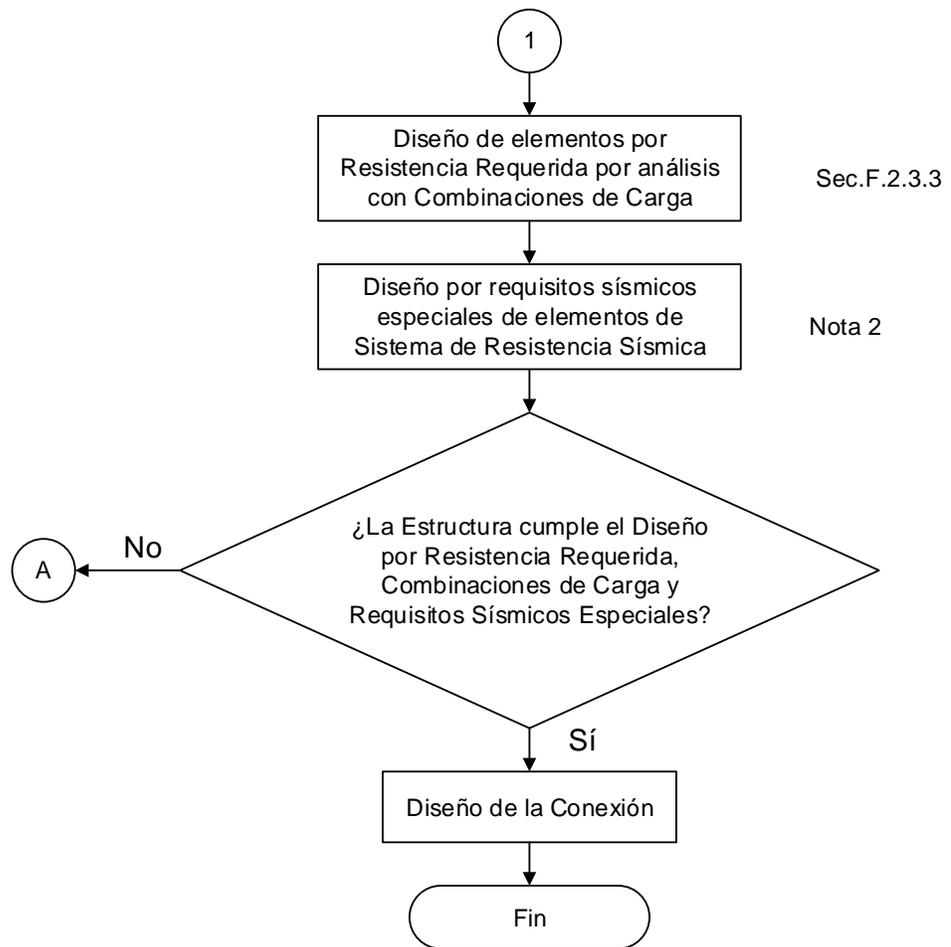
## 1.6 METODOLOGÍA DE DISEÑO DE EDIFICACIONES METÁLICAS

Estos requisitos se aplican para el diseño de estructuras metálicas tipo Pórticos Resistentes a Momento con Capacidad de Disipación de Energía Moderada (PRM-DMO) y Pórticos Resistentes a Momento con Capacidad de Disipación de Energía Especial (PRM-DES).

A continuación en la Figura 9, se muestra la metodología de diseño de edificaciones metálicas en un diagrama de flujo.

Figura 9. Diagrama de Flujo para el diseño de edificaciones metálicas  
Referencias y Notas según la NSR-10.





*Nota 1: en este paso se debe seleccionar previamente el tamaño de los miembros teniendo en cuenta los criterios de estabilidad según la NSR 10 en el título F numeral F.2.3.*

*Nota 2: En la Tabla 4 se muestra los requerimientos para el diseño sísmico de Pórticos Resistentes a Momentos (PRM).*

Tabla 4. Requerimientos para el diseño sísmico para Pórticos Resistentes a Momento (PRM)

REQUERIMIENTO	REFERENCIA NSR-10	CAPACIDAD DE DISIPACIÓN DE ENERGÍA	
		ESPECIAL	MODERADO
Limites Ancho – Espesor de perfiles de acero o compuestos	F.3.4.1.1	$\lambda_{da}$	$\lambda_{dm}$
Arrostramiento lateral para la estabilidad de la viga	F.3.4.1.1	Si $L_b=0.87r_yE/F_y$	Si $L_b=0.17r_yE/F_y$
Zonas Protegidas	F.3.5.3.5.3 F.3.5.2.5.3	Extremo de la Viga	Extremo de la Viga
Verificación Zona de Panel	F.3.5.3.6.5 F.3.5.2.5.3	Si	No
Relación de Momentos entre la resistencia flexional de la columnas y vigas	F.3.5.3.4.1	Si $\frac{\sum M_{pc}}{M_{pb}} > 1$	No

## **2 PROCEDIMIENTOS PARA EL DISEÑO DE CONEXIONES**

Las conexiones precalificadas en Colombia y que se presentan en este documento son las siguientes:

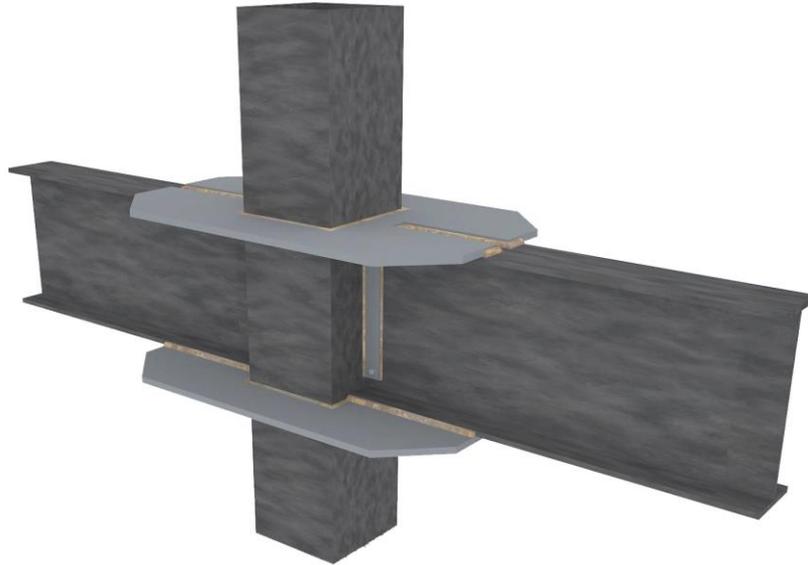
- Conexión Precalificada Tubo-Viga Reforzada.
- Conexión Precalificada Viga I – Columna Compuesta embebida
- Conexión Precalificada Rígida Viga I Y Una Columna Tubular Rellena De Concreto.
- Conexión Precalificada Soldada A Momento Viga-Columna

### **2.1 PROCEDIMIENTO DE DISEÑO DE CONEXIÓN PRECALIFICADA TUBO-VIGA REFORZADA**

Autores: Juan Posada y Camilo Pabón, Director: Ing. Luis Garza.

En esta investigación se realizó la precalificación de una conexión soldada en campo a momento viga-columna usado un perfil tubular armado TB300x300-8mm para la columna y viga electro soldada VP400 para la viga usando platabandas soldadas para los patines de la viga y platina de cortante para el alma de la viga, obteniendo una conexión precalificada para sistemas estructurales con capacidad especial de disipación de energía en el rango inelástico (DES).

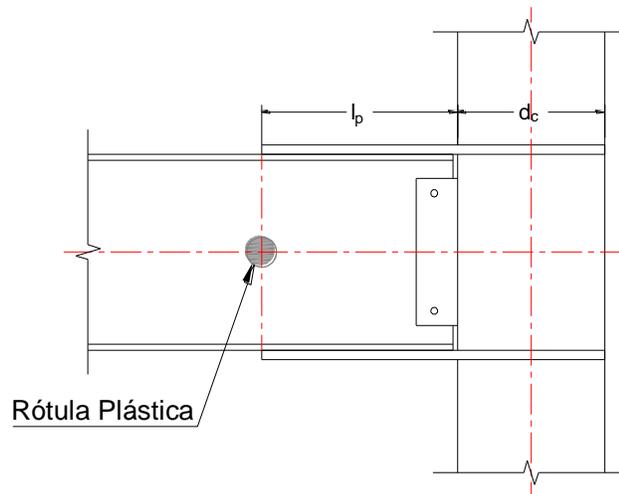
Figura 10. Detalle 3D conexión.



**PASO 1:** Calcular  $M_{pr}$  de acuerdo al procedimiento de la sección 1.5.1, (N-mm).

**PASO 2:** Suponga una longitud de placa  $l_p$ .

Figura 11. Localización Probable de la Rótula Plástica



Fuente: PABÓN GONZÁLEZ, C., POSADA GIRALDO, J. C. Precalificación de Conexión Tubo-Viga Reforzada. Tesis de grado. Medellín: Universidad Nacional de Colombia, 2004.

Revisar que se cumpla el criterio viga débil-columna fuerte:

$$\frac{2Z_c(F_{yc} - P_{uc}/A_c)}{\Sigma \left\{ \left[ 1 + \frac{2}{L_b - 2l_p} \left( l_p + \frac{d_c}{2} \right) \right] \frac{M_{pr}(H - d_b)}{H} \right\}} > 1.0 \quad (2-1)$$

$L_b$  = Longitud total de la viga, medida entre columnas (mm).

$M_{pr}$  = Momento plástico esperado, (N-mm).

$d_c$  = Ancho de la columna en el sentido paralelo de la conexión, (mm).

$H$  = Longitud total de la columna, (mm).

$d_b$  = Altura del Perfil Viga, (mm).

$Z_c$  = Modulo plástico de la sección de la columna, (mm<sup>3</sup>).

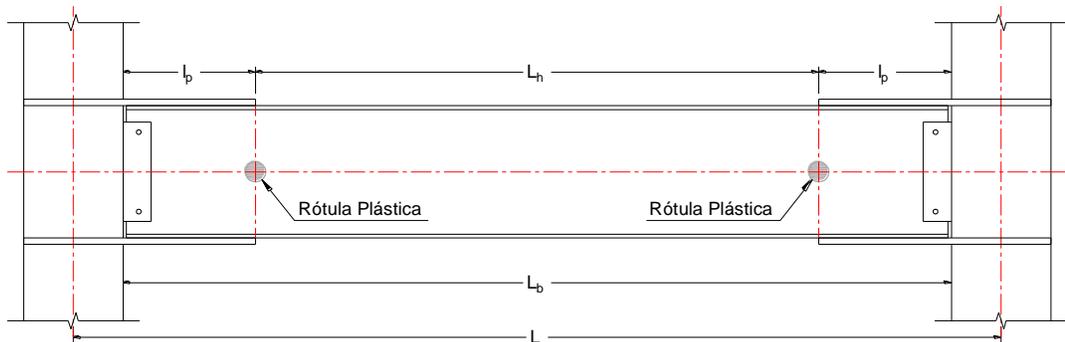
$F_{yc}$  = Tensión de Fluencia del Acero de la Columna, (MPa).

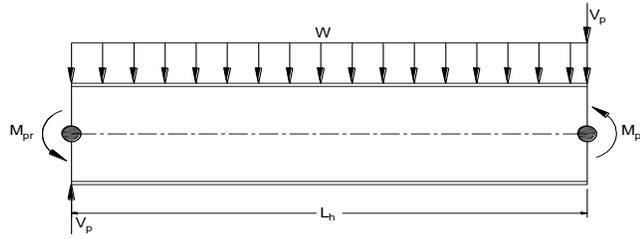
$P_{uc}$  = Carga axial en la columna para la combinación de carga 1.2D+0.5L (N)

$A_c$  = Área Perfil Columna (mm<sup>2</sup>)

**PASO 3:** Calcular  $V_p$  en la ubicación de la rótula plástica,  $I_p$ , de acuerdo al procedimiento de la sección 1.5.3, (N).

Figura 12. Diagrama de cuerpo libre para el cálculo de la cortante en la rótula plástica





Fuente: PABÓN GONZÁLEZ, C., POSADA GIRALDO, J. C. Precalificación de Conexión Tubo-Viga Reforzada. Tesis de grado. Medellín: Universidad Nacional de Colombia, 2004.

Dónde:

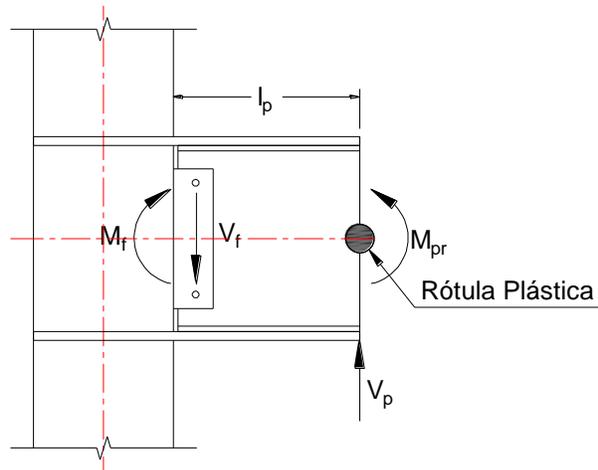
$L_h$  = Longitud del segmento de la viga entre las dos rótulas plásticas, calculada entre la longitud total de la viga  $L_b$  menos dos veces la longitud desde la cara de la columna a la que se desarrolla la rótula plástica  $l_p$ , (mm).

$$L_h = L_b - 2l_p \quad (2- 2)$$

**PASO 4:** Calcular  $M_f$ , de acuerdo al procedimiento de la sección 1.5.4 para ello se reemplaza la variable “ $S_h$ ” por “ $l_p$ ”, (N).

$$M_f = M_{pr} + V_p l_p \quad (2- 3)$$

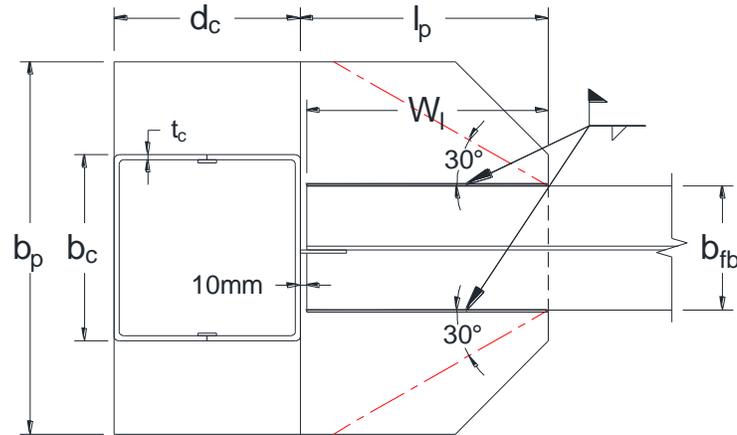
Figura 13. Diagrama de cuerpo libre para el cálculo de la cortante y el momento en la cara de la columna



Fuente: PABÓN GONZÁLEZ, C., POSADA GIRALDO, J. C. Precalificación de Conexión Tubo-Viga Reforzada. Tesis de grado. Medellín: Universidad Nacional de Colombia, 2004.

**PASO 5:** Determinar el ancho  $b_p$  de las cubre placas con la ecuación (2- 4). Para ello se utiliza el criterio de la sección de *Whitmore* el cual es un estado limite que implica la fluencia o pandeo del material de la placa cerca de los extremos de los miembros unidos; este análisis se asume que la fuerza en el elemento esta uniformemente distribuido sobre el área efectiva, esta área efectiva se determina multiplicando el espesor de la placa por una longitud efectiva que es definida por la proyección de las líneas a  $30^\circ$  sobre cada lado de la línea de pernos o soldaduras que conectan la placa.

Figura 14. Diagrama para el cálculo de  $b_p$



Fuente: PABÓN GONZÁLEZ, C., POSADA GIRALDO, J. C. Precalificación de Conexión Tubo-Viga Reforzada. Tesis de grado. Medellín: Universidad Nacional de Colombia, 2004.

$$b_p = 2W_l \tan 30^\circ + b_{fb} \quad (2-4)$$

$W_l$  = longitud de la soldadura de filete de la cubre placa inferior a la aleta de la viga, (mm).

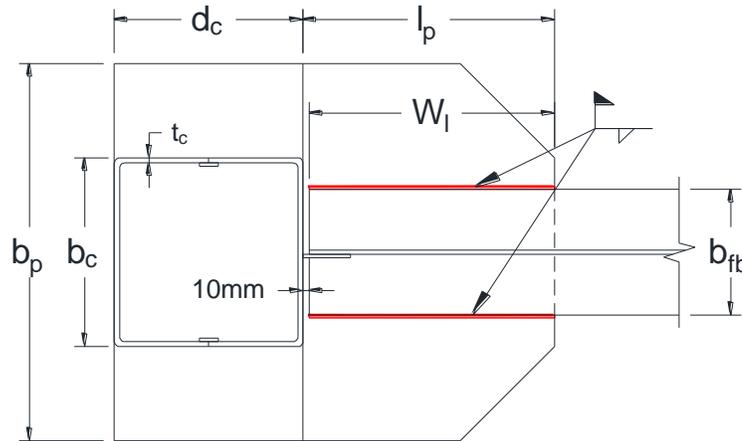
$$W_l = l_p - 10 \text{ mm} \quad (2-5)$$

$b_{fb}$  = ancho del ala perfil viga, (mm).

**PASO 6:** Calculo del espesor  $t_p$  del cubreplaca inferior. Con el fin de facilitar el proceso de fabricación y ensamble se supone que el espesor del cubreplaca superior es igual al de la cubreplaca inferior. Para ello se tienen en cuenta los siguientes estados límites:

- **Resistencia de diseño de soldadura del material base según F.2.10.2.4 (NSR-10).**

Figura 15. Estado límite: resistencia de la soldadura de filete entre el cubreplaca inferior y la aleta de la viga



Fuente: PABÓN GONZÁLEZ, C., POSADA GIRALDO, J. C. Precalificación de Conexión Tubo-Viga Reforzada. Tesis de grado. Medellín: Universidad Nacional de Colombia, 2004.

$$\phi F_{BM} A_{BM} \geq \frac{M_{pr}}{d_b - t_{fb}} \quad (2-6)$$

Los valores de  $\phi$ ,  $F_{BM}$  y sus limitaciones se encuentran en la Tabla F.2.10.2-5, NSR10.

Luego:

$$\phi F_{BM} A_{BM} = \phi F_{yp} t_p 2W_l \geq \frac{M_{pr}}{d_b - t_{fb}} \quad (2-7)$$

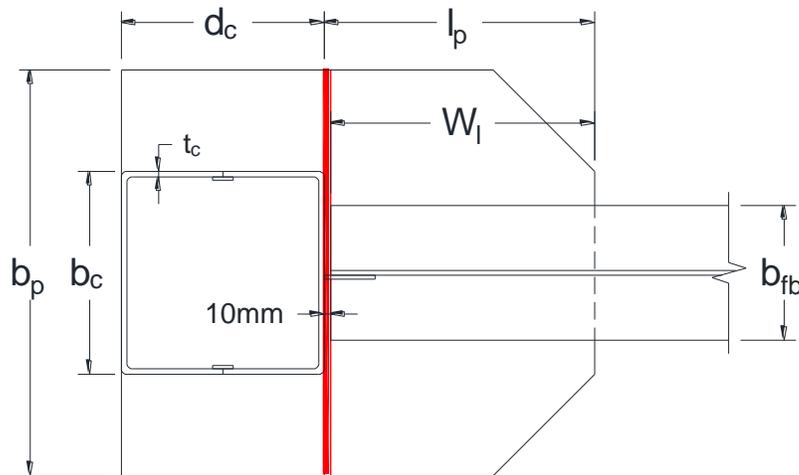
- $\phi$  = Coeficiente de resistencia igual a 0.90.
- $F_{BM}$  = Resistencia nominal por unidad de área del metal base, (MPa).
- $A_{BM}$  = Área de la sección transversal del metal base, (mm<sup>2</sup>).
- $t_p$  = Espesor del cubreplaca, (mm).
- $F_{yp}$  = Tensión de Fluencia del Acero de las Placa, (MPa).

Despejando  $t_p$ , se obtiene:

$$t_p \geq \frac{M_{pr}}{\phi F_{yp} 2W_l (d_b - t_{fb})} \quad (2-8)$$

- **Resistencia a tensión del cubreplaca inferior según F.2.10.4.1 (NSR-10). El valor  $t_p$  será el obtenido para los estados límites de fluencia por tensión y rotura por tensión.**

Figura 16. Estados límites: fluencia por tensión, rotura por tensión y desgarramiento en bloque en el cubreplaca inferior



Fuente: PABÓN GONZÁLEZ, C., POSADA GIRALDO, J. C. Precalificación de Conexión Tubo-Viga Reforzada. Tesis de grado. Medellín: Universidad Nacional de Colombia, 2004.

**Fluencia por tensión:**

$$\phi R_n = \phi A_g F_{yp} \geq \frac{M_f}{d_b} \quad (2-9)$$

Luego:

$$\phi R_n = \phi b_p t_p F_{yp} \geq \frac{M_f}{d_b} \quad (2- 10)$$

Despejando  $t_p$  de la ecuación (2- 10) se obtiene:

$$t_p \geq \frac{M_f}{\phi b_p F_{yp} d_b} \quad (2- 11)$$

Donde:

$\phi$  = Coeficiente de resistencia igual a 0.90.

$b_p$  = Es el ancho del cubreplaca, (mm).

$A_g$  = Área Bruta del cubreplaca =  $b_p t_p$ , (mm<sup>2</sup>).

### **Rotura por tensión.**

$$\phi R_n = \phi F_{up} A_e \geq \frac{M_f}{d_b} \quad (2- 12)$$

Dónde:

$\phi$  = Coeficiente de resistencia igual a 0.75

$F_{up}$  = Tensión de Ruptura del Acero de las Placas, (MPa).

$A_e$  =  $A_n U$

$A_n$  =  $A_g$  = Área Neta de la platina, Como no hay perforaciones corresponde al Área bruta =  $b_p t_p$ , (mm<sup>2</sup>).

$U$  = Factor de reducción por rezago de cortante, calculado como se muestra en la tabla F.2.4.3-1 de la NSR-10, para el caso 4.

$$W_l \geq 2b_{fb} \dots U = 1.0$$

$$2b_{fb} > W_l \geq 1.5b_{fb} \dots U = 0.87$$

$$1.5b_{fb} > W_l \geq b_{fb} \dots U = 0.75$$

Luego:

$$\phi R_n = \phi b_p t_p U F_u \geq \frac{M_f}{d_b} \quad (2-13)$$

Despejando  $t_p$  de la ecuación (2-13) se obtiene:

$$t_p \geq \frac{M_f}{\phi U b_p F_u d_b} \quad (2-14)$$

• **Resistencia del cubreplaca a desgarramiento en bloque de cortante según el F.2.10.4.3 (NSR-10), se determina como sigue.**

$$\phi R_n \geq \frac{M_{pr}}{d_b - t_{fb}} \quad (2-15)$$

$$\phi R_n = \phi [0.60 F_{up} A_{nv} + U_{bs} F_{up} A_{nt}] \leq \phi [0.6 F_{yp} A_{gv} + U_{bs} F_{up} A_{nt}] \quad (2-16)$$

$\phi$  = Coeficiente de resistencia igual a 0.75

$A_{gv}$  = Área bruta sometida a cortante, (mm<sup>2</sup>).

$A_{nt}$  = Área neta sometida a tensión, (mm<sup>2</sup>).

$A_{nv}$  = Área neta sometida a cortante, (mm<sup>2</sup>).

$U_{bs}$  = 1.0 ya que el esfuerzo de tensión es uniforme

Ya que la conexión es soldada, las áreas brutas y netas a cortante son iguales.

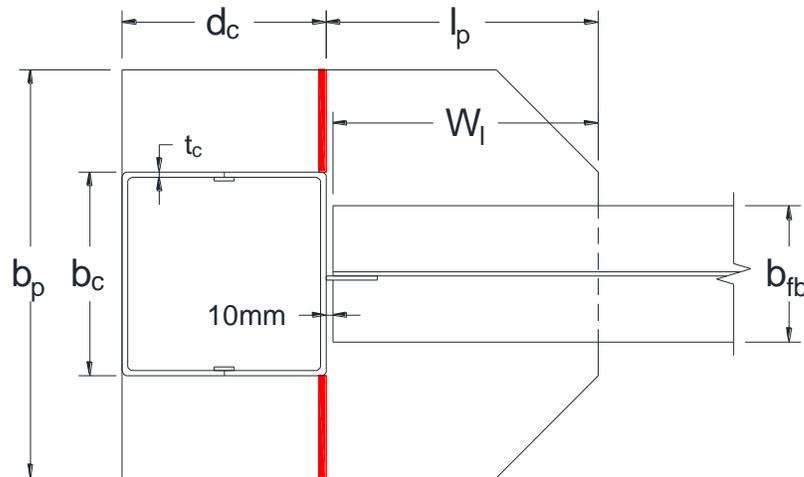
$$A_{gv} = A_{nv} = 2W_l t_p \quad (2-17)$$

$$A_{nt} = b_f t_p \quad (2-18)$$

La revisión se debe hacer para el mayor de los  $t_p$  obtenidos en los cálculos precedentes.

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

Figura 17. Estado límite: rotura por tensión en el área neta



Fuente: PABÓN GONZÁLEZ, C., POSADA GIRALDO, J. C. Precalificación de Conexión Tubo-Viga Reforzada. Tesis de grado. Medellín: Universidad Nacional de Colombia, 2004.

La resistencia de diseño para el estado límite de rotura es:

$$\phi R_n = \phi A_{nt} F_{up} \geq \frac{M_f}{d_b} \quad (2-19)$$

Donde:

$\phi$  = Coeficiente de resistencia igual a 0.75

$A_{nt}$  = Área neta sometida a tensión. Corresponde a  $t_p (b_p - d_c)$ , (mm<sup>2</sup>).

Luego:

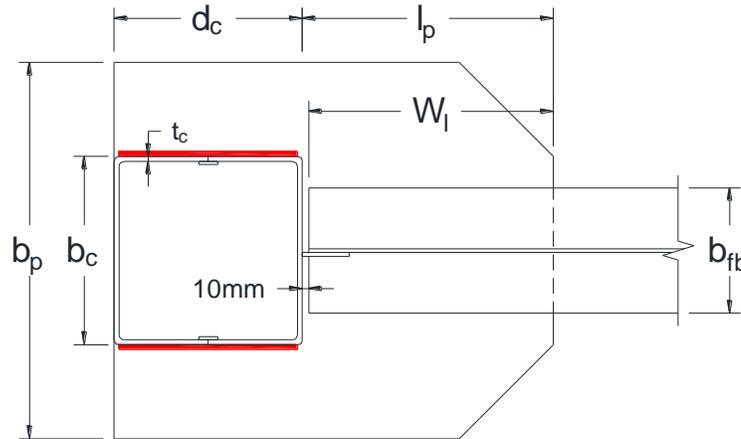
$$\phi R_n = \phi t_p (b_p - b_c) F_{up} \geq \frac{M_f}{d_b} \quad (2-20)$$

Despejando  $t_p$ , se obtiene:

$$t_p \geq \frac{M_f}{\phi F_{up} d_b (b_p - b_c)} \quad (2-21)$$

- **Resistencia del cubre placa a cortante según F.2.10.4.2 (NSR-10), en la unión del cubreplaca con la columna. El valor  $t_p$  será el obtenido para los estados límites de fluencia por cortante y rotura por cortante.**

Figura 18. Estados límites: resistencia al corte por fluencia y rotura en la unión del cubreplaca con la columna



Fuente: PABÓN GONZÁLEZ, C., POSADA GIRALDO, J. C. Precalificación de Conexión Tubo-Viga Reforzada. Tesis de grado. Medellín: Universidad Nacional de Colombia, 2004.

**Fluencia a cortante:**

$$\phi R_n = \phi 0.60 F_{yp} A_g \geq \frac{M_f}{d_b} \quad (2-22)$$

Luego:

$$R_n = \phi 0.60 F_{yp} A_g = \phi 0.6 F_{yp} 2t_p d_c \geq \frac{M_f}{d_b} \quad (2- 23)$$

Despejando  $t_p$  de la ecuación (2- 23) se obtiene:

$$t_p \geq \frac{M_f}{\phi 0.6 F_{yp} d_b 2d_c} \quad (2- 24)$$

$\phi$  = Coeficiente de resistencia igual a 0.90

$A_g$  = Área Bruta. Corresponde a  $2t_p d_c$ , ( $\text{mm}^2$ ).

**Rotura por cortante.**

$$\phi R_n = \phi 0.6 F_{up} A_{nv} \geq \frac{M_f}{d_b} \quad (2- 25)$$

Luego:

$$\phi R_n = \phi 0.6 F_{up} 2t_p d_c \geq \frac{M_f}{d_b} \quad (2- 26)$$

Despejando  $t_p$  de la ecuación (2- 26) se obtiene:

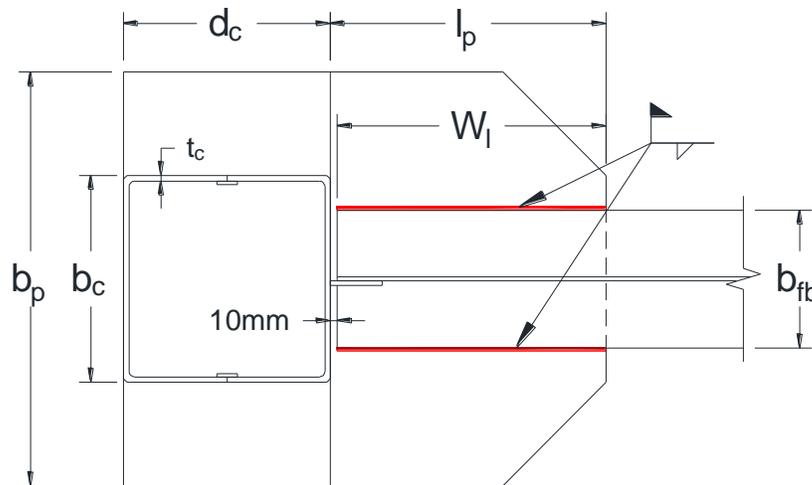
$$t_p \geq \frac{M_f}{\phi 0.6 F_{up} d_b 2d_c} \quad (2- 27)$$

$\phi$  = Coeficiente de resistencia igual a 0.75

$A_g$  = Área neta sometida a corte. Debido a que la unión se hace con soldadura, el área neta a corte es igual al área bruta  $2t_p d_c$ , ( $\text{mm}^2$ ).

**PASO 7:** Calculo del espesor  $t_w$  de la soldadura de filete entre el cubreplaca inferior y la aleta de la viga, esta unión se realiza con soldadura de filete empleando un electrodo E7018 cuya resistencia del metal de soldadura  $F_{EXX}$  es de 480Mpa. La verificación de este estado límite se debe realizar para el metal de soldadura según F.2.10.2.4 (NSR-10):

Figura 19. Estado límite: resistencia de la soldadura de filete entre el cubreplaca inferior y la aleta de la viga



Fuente: PABÓN GONZÁLEZ, C., POSADA GIRALDO, J. C. Precalificación de Conexión Tubo-Viga Reforzada. Tesis de grado. Medellín: Universidad Nacional de Colombia, 2004.

$$\phi R_n = \phi F_{nw} A_{we} \geq \frac{M_{pr}}{d_b - t_f} \quad (2-28)$$

El valor de  $\phi$ ,  $F_w$  y sus limitaciones se obtienen de la tabla F.2.10.2-5 (NSR-10).

Dónde:

$\phi$  = Coeficiente de resistencia igual a 0.75

$F_{nw}$  = Resistencia nominal por unidad de área para el metal de soldadura

corresponde a  $0.6F_{EXX}$ . Tabla F.2.10.2-5 NSR-10, (MPa)

$A_{we}$  = Área efectiva de la soldadura. Corresponde a  $0.707t_w2W_l$ , ( $\text{mm}^2$ )

$t_w$  = Tamaño de soldadura, (mm)

$W_l$  = Longitud de la soldadura cargada en dirección paralela en su eje, (mm)

Entonces:

$$\phi R_n = \phi F_{nw} A_{we} = \phi 0.60 F_{EXX} 0.707 t_w 2 W_l \geq \frac{M_{pr}}{d_b - t_f} \quad (2- 29)$$

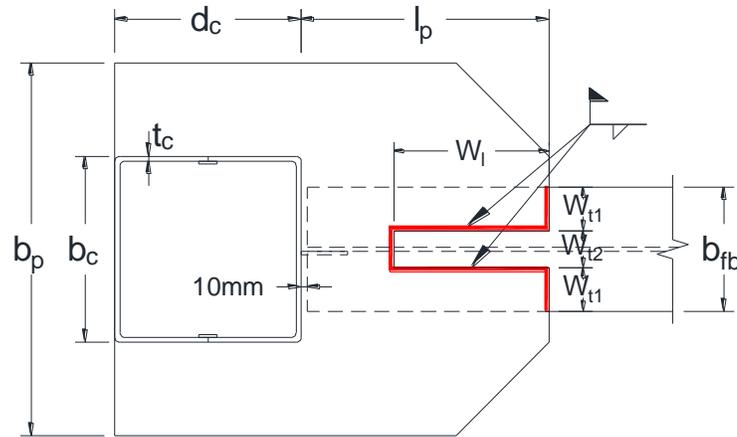
De la ecuación (2- 29) se obtiene el tamaño de soldadura de filete que se requiere para unir la placa inferior con la aleta de la viga. Este valor se debe comparar con los tamaños mínimos y máximo de soldaduras de filete que se especifica en el numeral F.2.10.2.2 de la (NSR-10), en función del espesor del material más grueso a unir.

$$t_w \geq \frac{M_{pr}}{\phi 0.60 F_{EXX} 0.707 2 W_l (d_b - t_{fb})} \quad (2- 30)$$

Si  $t_w$  es mayor que  $t_{fb}-2mm$ , entonces regresar al **Paso 2** y aumentar  $l_p$ .

**PASO 8:** Calculo de la longitud de soldadura de filete longitudinal  $W_l$  entre el cubreplaca superior y la aleta de la viga. Esta unión se realiza con soldadura de filete empleando un electrodo E7018 cuya resistencia del metal de soldadura  $F_{EXX}$  es de 480Mpa. La verificación de este estado límite se debe realizar para el metal de soldadura según F.2.10.2.4 (NSR-10):

Figura 20. Estado límite: resistencia de la soldadura de filete entre el cubreplaca superior y la aleta de la viga



Fuente: PABÓN GONZÁLEZ, C., POSADA GIRALDO, J. C. Precalificación de Conexión Tubo-Viga Reforzada. Tesis de grado. Medellín: Universidad Nacional de Colombia, 2004.

La resistencia de diseño del grupo de soldadura cargado concéntricamente y consistentes en elementos con el mismo tamaño de soldadura orientada tanto longitudinal como transversalmente en relación con la dirección de aplicación de la carga como lo indica el F.2.10.2.4 literal “c” de la NSR-10:

$$R_n = \max(R_{Wl} + R_{Wt}; 0.85R_{Wl} + 1.5R_{Wt}) \quad (2- 31)$$

Dónde:

$R_{Wl}$  = Resistencia nominal total de las soldaduras de filete cargadas longitudinalmente.

$R_{Wt}$  = Resistencia nominal total de las soldaduras de filete cargadas transversalmente.

La ecuación (2- 31) permite definir la longitud de soldadura cargada en dirección paralela a su eje la cual se tomará como la mínima entre la ecuación (2- 33) y (2- 35).

$$\phi R_n = \phi F_{nw} A_{we} = \phi 0.60 F_{EXX} 0.707 t_w (2W_l + W_t) \geq \frac{M_{pr}}{d_b - t_{fb}} \quad (2- 32)$$

$$W_{l1} \geq \frac{M_{pr}}{2\phi 0.60 F_{EXX} 0.707 t_w (d_b - t_{fb})} - \frac{W_t}{2} \quad (2- 33)$$

$$\phi R_n = \phi F_{nw} A_{we} = \phi 0.60 F_{EXX} 0.707 t_w [2(0.85W_l) + 1.5W_t] \geq \frac{M_{pr}}{d_b - t_{fb}} \quad (2- 34)$$

$$W_{l2} \geq \frac{M_{pr}}{1.7\phi 0.60 F_{EXX} 0.707 t_w (d_b - t_{fb})} - \frac{1.5W_t}{1.7} \quad (2- 35)$$

Dónde:

$\phi$  = Coeficiente de resistencia igual a 0.75.

$F_{nw}$  = Resistencia nominal por unidad de área para el metal de soldadura corresponde a  $0.6F_{EXX}$ . Tabla F.2.10.2-5 NSR-10, (MPa).

$A_{we}$  = Área efectiva de la soldadura, (mm<sup>2</sup>).

$t_w$  = Tamaño de soldadura, determinado en el paso 7, (mm).

$W_l$  = Longitud de la soldadura cargada paralela a su eje, (mm).

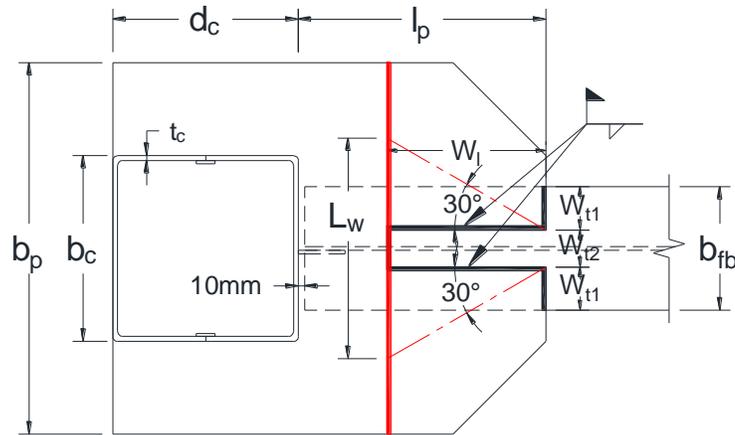
$W_t$  = Longitud de la soldadura cargada perpendicular a su eje. Corresponde al ancho de la aleta, que a su vez es igual a la suma de  $2W_{t1}$  y  $W_{t2}$ , mm.

$$W_{t1} = W_{t2} = \frac{b_{fb}}{3} \quad (2- 36)$$

**PASO 9:** Calculo de la resistencia de diseño  $\phi R_n$  del cubreplaca superior, correspondiente al menor valor entre los valores obtenidos para los estados límites de fluencia por tensión y rotura por tensión según lo especifica el F.2.10.4.1 (NSR-10) o al desgarramiento en bloque según lo especifica el F.2.10.4.3 (NSR-10). Estos

estados límites sirven como condición de verificación que el espesor  $t_p$  de la cubre placa superior supuesto como el mismo espesor calculado anteriormente para el cubre placa inferior, sea el adecuado:

Figura 21. Estados límites: fluencia por tensión, rotura por tensión y desgarramiento en bloque en la cubre placa superior



Fuente: PABÓN GONZÁLEZ, C., POSADA GIRALDO, J. C. Precalificación de Conexión Tubo-Viga Reforzada. Tesis de grado. Medellín: Universidad Nacional de Colombia, 2004.

- **Fluencia por tensión:**

$$\phi R_n = \phi A_g F_{yp} \geq \frac{M_f}{d_b} \quad (2- 37)$$

Donde:

$\phi$  = Coeficiente de resistencia igual a 0.90

$A_g$  = Área Bruta. Corresponde a  $L_w t_p$ , donde  $L_w$  es la longitud de la sección Whitmore en (mm), (mm<sup>2</sup>)

$W_{t1}$  =  $b_f/3$ , (mm)

$W_{t2}$  =  $b_f/3$ , (mm).

$$L_w = 2W_l \tan 30^\circ + W_{t2} \quad (2- 38)$$

Luego:

$$\phi R_n = \phi L_w t_p F_{yp} \geq \frac{M_f}{d_b} \quad (2- 39)$$

- **Rotura por tensión:**

$$\phi R_n = \phi A_e F_{up} \geq \frac{M_f}{d_b} \quad (2- 40)$$

Dónde:

$\phi$  = Coeficiente de resistencia igual a 0.75.

$A_e = A_n U$ .

$A_n =$  Área Neta de la platina =  $(L_w - W_{t2}) t_p$ , (mm<sup>2</sup>).

$U =$  Factor de reducción por rezago de cortante, calculado como se muestra en la tabla F.2.4.3-1 de la NSR-10, para el caso 4.

$$W_t \geq 2b_{fb}/3 \dots U = 1.0$$

$$2b_{fb}/3 > W_t \geq 1.5b_{fb}/3 \dots U = 0.87$$

$$1.5b_{fb}/3 > W_t \geq b_{fb}/3 \dots U = 0.75$$

Luego:

$$\phi R_n = \phi U (L_w - W_{t2}) t_p F_{up} \geq \frac{M_f}{d_b} \quad (2- 41)$$

- **Desgarramiento en bloque:**

$$\phi R_n \geq \frac{M_{pr}}{d_b - t_p} \quad (2- 42)$$

Luego:

$$\phi R_n = \phi [0.60F_{up}A_{nv} + U_{bs}F_{up}A_{nt}] \leq \phi [0.6F_{yp}A_{gv} + U_{bs}F_{up}A_{nt}] \quad (2- 43)$$

$\phi$  = Coeficiente de resistencia igual a 0.75.

$A_{gv}$  = Área bruta sometida a cortante, (mm<sup>2</sup>).

$A_{nt}$  = Área neta sometida a tensión, (mm<sup>2</sup>).

$A_{nv}$  = Área neta sometida a cortante, (mm<sup>2</sup>).

$U_{bs}$  = 1.0 ya que el esfuerzo de tensión es uniforme.

Ya que la conexión es soldada, las áreas brutas y netas sometidas a cortante son iguales.

$$A_{gv} = A_{nv} = 2W_l t_p \quad (2- 44)$$

$$A_{nt} = b_{fb} t_p \quad (2- 45)$$

**PASO 10:** Se verifica el espesor por cortante en la zona de panel de la columna para el estado límite de fluencia por cortante según F.2.10.10.6 capítulo F de la NSR-10.

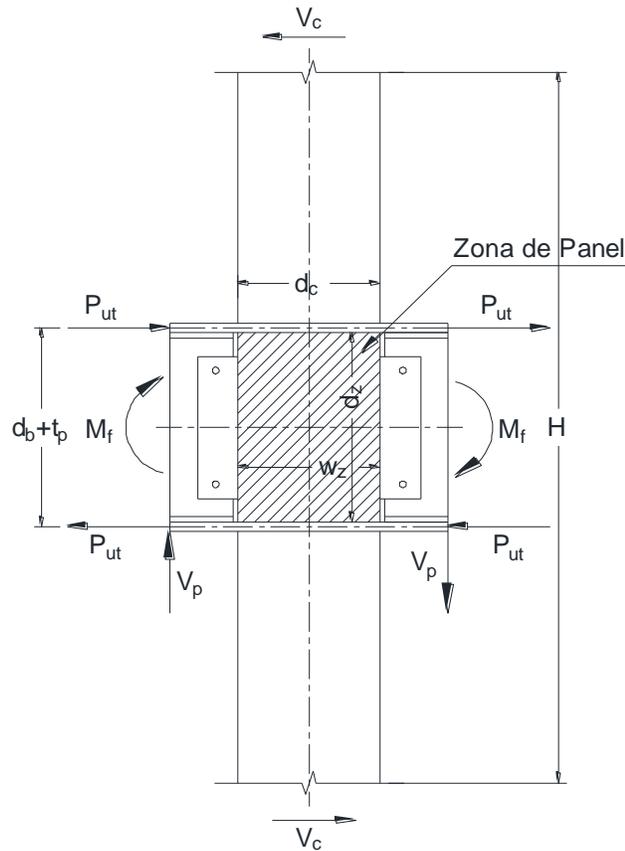
Entonces el cortante requerido en la zona de panel a partir del diagrama de cuerpo libre es:

$$R_u = \frac{\sum M_f}{d_b + t_p} - V_c \quad (2- 46)$$

Donde  $V_c$  es la fuerza de corte ( $N$ ) en la columna ubicada por encima del nudo.

$$V_c = \frac{\sum M_f}{H} \quad (2- 47)$$

Figura 22. Diagrama de cuerpo libre en la zona de panel



Se debe cumplir lo siguiente:

$$R_u \leq \phi R_n \quad (2- 48)$$

Donde  $R_n$  se calcula como se muestra a continuación, 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.

- Para un  $P_u \leq 0.75P_y$

$$R_n = 2 \left( 0.6F_y d_c t_{pz} \left[ 1 + \frac{3b_c t_c^2}{d_b d_c t_{pz}} \right] \right) \quad (2- 49)$$

- Para un  $P_u > 0.75P_y$

$$R_n = 2 \left( 0.6F_y d_c t_{pz} \left[ 1 + \frac{3b_c t_c^2}{d_b d_c t_{pz}} \right] \left[ 1.9 - \frac{1.2P_u}{P_y} \right] \right) \quad (2- 50)$$

Dónde:

$A$  = Área de la sección transversal de la columna, (mm<sup>2</sup>).

$\phi$  = Coeficiente de resistencia igual a 0.90.

$t_c$  = Espesor de la columna, (mm).

$t_d$  = Espesor de la placa de enchape de la zona de panel, (mm).

$t_{pz}$  = Espesor total de la zona de panel Incluyendo las placas de enchape, si se requieren ( $t_{pz} = t_c + t_d$ ). Si no se requieren  $t_{pz} = t_c$ , (mm).

$d_c$  = Ancho de la columna en el sentido paralelo de la conexión, (mm).

$b_c$  = Ancho de la columna en el sentido perpendicular de la conexión, (mm).

$d_b$  = Altura total de la viga, (mm).

$F_y$  = Resistencia especificada a la fluencia del acero en la zona de panel, (MPa).

$P_u$  = Resistencia requerida para la combinación 1.2D+0.5L, (N).

$P_y$  =  $F_y A$ , resistencia de la columna metálica a la fluencia bajo carga axial, (N).

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

$$t_c \geq \frac{d_z + w_z}{90} = \frac{d_b + d_c}{90} \quad (2- 51)$$

$$t_d \geq \frac{d_z + w_z}{90} = \frac{d_b + d_c}{90}$$

Dónde:

$t_c$  = Espesor de la columna, (mm).

$t_d$  = Espesor de la placa de enchape, (mm).

$d_z$  = Altura de la zona de panel. Corresponde a  $d_b$ , (mm).

$w_z$  = Ancho de la zona de panel. Corresponde a  $d_c$ , (mm).

- **Conexión de las placas de enchape en la zona de panel:** Las placas de enchape se conectarán a la cara de la columna mediante soldadura de filete a todo lo ancho de la placa de enchape y mediante soldadura abocinada entre las esquinas de la placa de enchape y las esquinas de la columna, en tal forma que desarrollen su resistencia de diseño al corte. Ver Figura 23 y Figura 24.

- **Soldadura de filete:** Se determina el tamaño mínimo de soldadura de filete según especifica la tabla F.2.10.2-4 (NSR-10); según el espesor de la parte más delgada a unir. Con este tamaño de soldadura de filete se verifica si satisface la resistencia de diseño de soldadura para resistir como mínimo la resistencia al corte desarrollado en la placa de enchape.

$$\phi_w 0.6 F_{EXX} A_{efreq f} = \phi 0.60 F_y A_g \quad (2- 52)$$

$$A_{efreq f} = \frac{\phi F_y}{\phi_w F_{EXX}} A_g = 0.707 t_w d_c \quad (2- 53)$$

Dónde:

$A_{efreq f}$  = Área efectiva requerida de soldadura de filete, (mm<sup>2</sup>).

$A_g$  = Área bruta a cortante de la placa de enchape. Corresponde a  $d_c t_d$ ,

(mm<sup>2</sup>).

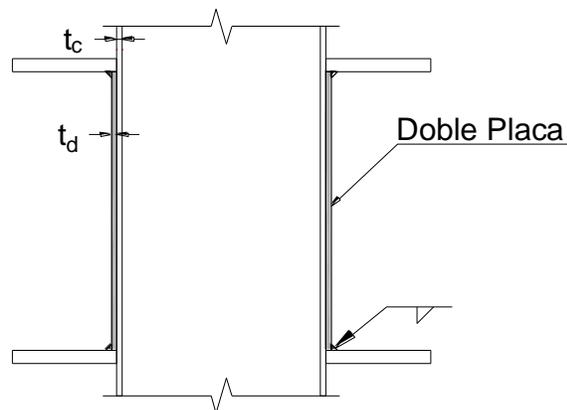
$\phi$  = Coeficiente de resistencia igual a 0.90.

$\phi_w$  = Coeficiente de resistencia igual a 0.75 (Tabla F.2.10.2-5)

$t_w$  = Tamaño de soldadura de filete, (mm).

$$t_w = \frac{1.7F_y t_d}{F_{EXX}} \quad (2- 54)$$

Figura 23. Soldadura de filete en la doble placa

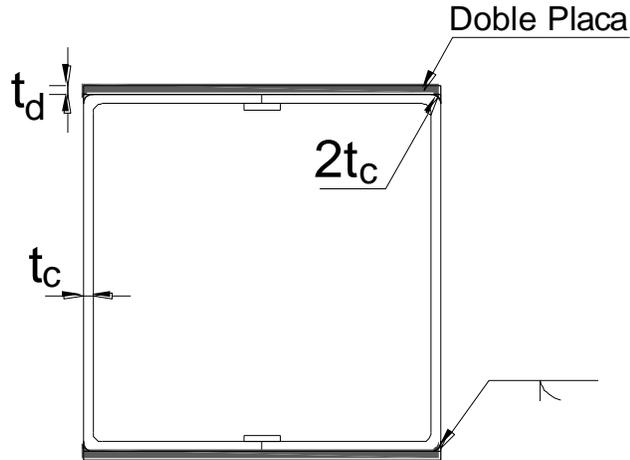


Fuente: PABÓN GONZÁLEZ, C., POSADA GIRALDO, J. C. Precalificación de Conexión Tubo-Viga Reforzada. Tesis de grado. Medellín: Universidad Nacional de Colombia, 2004.

Hay que tener en cuenta el tamaño mínimo de la soldadura de filete, correspondiente al espesor más delgado a unir,  $t_p$  o  $t_d$  de acuerdo a la tabla F.2.10.2-4.

- **Soldadura abocinada:** Para el diseño de la soldadura abocinada se sigue el siguiente procedimiento. En el caso de vigas armadas con 4 placas, se seguiría el mismo procedimiento que para la soldadura de filete anterior, teniendo en cuenta las limitaciones de tamaño máximo de soldadura de filete al estar en el borde de la placa de enchape.

Figura 24. Soldadura abocinada en la doble placa



Fuente: PABÓN GONZÁLEZ, C., POSADA GIRALDO, J. C. Precalificación de Conexión Tubo-Viga Reforzada. Tesis de grado. Medellín: Universidad Nacional de Colombia, 2004.

$$\phi_w 0.6 F_{EXX} A_{efreq a} = \phi 0.60 F_y A_g \quad (2-55)$$

$$A_{efreq a} = \frac{\phi F_y}{\phi_w F_{EXX}} A_g \quad (2-56)$$

Dónde:

$A_{efreq a}$  = Área efectiva requerida de soldadura abocinada, (mm<sup>2</sup>).

$A_g$  = Área bruta de la placa de enchape. Corresponde a  $d_b t_d$ , (mm<sup>2</sup>).

El área efectiva disponible de soldadura abocinada corresponde a:

$$A_{efdisp} = t_{ef} d_b \quad (2-57)$$

Dónde:

$t_{ef}$  = Espesor efectivo de la garganta de soldadura abocinada, con garganta convexa en media V, especificado en la Tabla F.2.10.2-2 (NSR-10).

En caso que el Área requerida de la soldadura abocinada sea mayor al área disponible, será necesario poner soldaduras de tapón adicionales, las cuales deben diseñarse para complementar la resistencia requerida.

*Soldadura de Tapón:*

$$\phi_w 0.6 F_{EXX} A_{tapon} = \text{Resistencia faltante} \quad (2- 58)$$

Dónde:

$$A_{tapon} = \frac{\text{Resistencia faltante}}{\phi_w 0.6 F_{EXX}} \quad (2- 59)$$

Según el F.2.10.2.3.2 de la NSR-10 El diámetro de las soldaduras de tapón tiene las siguientes limitantes:

$$D_{min} = t_d + 8mm \quad (2- 60)$$

$$D_{max} = D_{min} + 3mm \text{ o } 2.25t_d \quad (2- 61)$$

La distancia mínima entre centros de soldaduras de tapón será de cuatro veces el diámetro del agujero.

Dónde:

$A_{tapon}$  = Área efectiva de soldadura de tapón, (mm<sup>2</sup>).

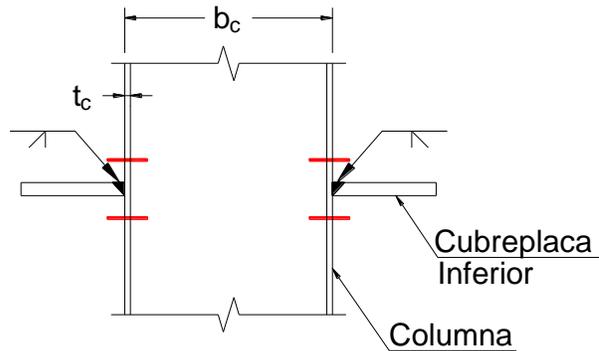
$D$  = Diámetro del agujero para soldadura de tapón, (mm).

$t_d$  = Espesor de la placa de enchape de la zona de panel, (mm).

$\phi_w$  = Coeficiente de resistencia igual a 0.75 (Tabla F.2.10.2-5)

**PASO 11:** Verificar el espesor de la columna para el estado límite de resistencia para fluencia por cortante tal como lo especifica el F.2.10.4.2 numeral **(a)** NSR-10.

Figura 25. Estado límite: resistencia al corte por fluencia en el espesor de la columna



Fuente: PABÓN GONZÁLEZ, C., POSADA GIRALDO, J. C. Precalificación de Conexión Tubo-Viga Reforzada. Tesis de grado. Medellín: Universidad Nacional de Colombia, 2004.

La resistencia de diseño es:

$$\phi R_n = \phi 0.60 F_{yc} A_{gv} \geq \frac{M_f}{d_b + t_p} \quad (2- 62)$$

Dónde:

$\phi$  = Coeficiente de resistencia igual a 0.90

$A_{gv}$  = Área bruta. Correspondiente a  $4t_c d_c$ , ( $\text{mm}^2$ )

$F_{yc}$  = Tensión de Fluencia del Acero de la Columna, (MPa).

Luego:

$$\phi R_n = \phi 0.60 F_{yc} 4t_c d_c \geq \frac{M_f}{d_b + t_p} \quad (2- 63)$$

En caso de no satisfacer el estado límite de resistencia al corte en el espesor de la columna es necesario incrementarlo, o poner una placa de enchape por este concepto, que aumentaría la resistencia de la columna sólo en la parte interior, es

decir, en la zona de panel. En la zona exterior la resistencia a cortante sería la misma que en el procedimiento anterior. Lo anterior podría subsanarse diseñando con las mismas expresiones mostradas, pero utilizando un espesor promedio  $(t_c+t_{pz})/2$  en lugar de  $t_c$ .

**Paso 12:** Se diseña y detalla la placa de cortante la cual une a la cara de la columna mediante soldaduras de filete. Se une además al alma de la viga, por medio de un cordón de soldadura de filete a todo su alrededor. Para facilitar el montaje de la conexión y la aplicación de la soldadura se utilizan pernos que unen la placa de cortante y el alma de la viga.

La placa de cortante y las soldaduras se diseña para resistir el cortante plástico  $V_p$  en la cara de la columna y los pernos únicamente para cargas de montaje, que son mínimas.

- **Dimensionamiento de la placa de cortante**

**Altura** - Según la FEMA-350 para conexiones con placas soldadas a las aletas de la viga, la longitud de la placa de cortante viene dada por:

$$h_{st} = d_b - 2k - 50mm \quad (2- 64)$$

Dónde:

$k$  = Distancia desde la cara exterior de la aleta hasta el pie de la transición alma aleta, (mm).

**Espesor** - Igualmente para el espesor de la placa de cortante la FEMA-350 especifica:

$$t_{st} = t_{wb} \quad (2- 65)$$

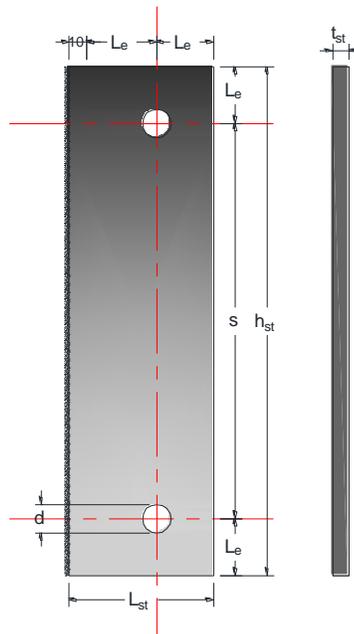
**Longitud mínima al borde** - La distancia mínima al borde del centro de una perforación estándar no debe ser inferior al valor especificado en la tabla F.2.10.3-4 o F.2.10.3-4M (NSR-10); comúnmente se recomienda una distancia de:

$$L_e \geq 1.5d \quad (2- 66)$$

**Ancho mínimo de la placa de cortante**

$$L_{st} = 2L_e + 10mm \quad (2- 67)$$

Figura 26. Dimensiones de la Placa de Cortante



- **Estados límites en la viga**

La resistencia de diseño en el alma de la viga será obtenida para los estados límites de fluencia por cortante y rotura por cortante según F.2.10.4.2 (NSR-10).

*Fluencia a cortante:*

$$\phi R_n = \phi 0.60 F_{yb} A_{gv} \geq V_p \quad (2- 68)$$

Dónde:

$\phi$  = Coeficiente de resistencia igual a 0.9

$A_{gv}$  = Área Bruta sometida a cortante. Corresponde  $d_b t_{wb}$ , (mm<sup>2</sup>)

$F_{yb}$  = Tensión de Fluencia del Acero de la Viga, (MPa).

*Rotura por cortante:*

$$\phi R_n = \phi 0.6 F_{up} A_{nv} \geq V_p \quad (2- 69)$$

Dónde:

$\phi$  = Coeficiente de resistencia igual a 0.75.

$A_{nv}$  = Área neta sometida a corte. Se obtiene descontándole el área neta del alma las dos perforaciones para los pernos, (mm<sup>2</sup>).

$F_{ub}$  = Tensión de Ruptura del Acero de la Viga, (MPa).

$$A_{nv} = [d_b - 2(d + 3.2mm)] t_{wb} \quad (2- 70)$$

- **Estados Límites en la placa de cortante**

*Resistencia a la fluencia por Flexión*

$$\phi M_n = \phi F_{yp} Z_x \geq M_u = V_p e_x \quad (2- 71)$$

Dónde:

$$Z_x = \frac{t_{st} h_{st}^2}{4}$$

$Z_x$  = Módulo plástico de la sección, (mm<sup>3</sup>).

$e_x$  = Ancho de la placa de cortante =  $L_{st}$ , (mm)

$$\phi = 0.90$$

La resistencia de diseño en la placa será obtenida para los estados límites de fluencia por cortante y rotura por cortante según F.2.10.4.2 (NSR-10).

*Fluencia a cortante:*

$$\phi R_n = \phi 0.60 F_y A_{gv} \geq V_p \quad (2-72)$$

Dónde:

$\phi$  = Coeficiente de resistencia igual a 0.90.

$A_{gv}$  = Área Bruta sometida a cortante. Corresponde  $h_{st}t_{st}$ , (mm<sup>2</sup>).

*Rotura por cortante:*

$$\phi R_n = \phi 0.6 F_u A_{nv} \geq V_p \quad (2-73)$$

Dónde:

$\phi$  = Coeficiente de resistencia igual a 0.75.

$A_{nv}$  = Área neta sometida a corte. Se obtiene descontándole el área neta del alma las dos perforaciones para los pernos, (mm<sup>2</sup>).

$$A_{nv} = [h_{st} - 2(d + 3.2mm)]t_{st} \quad (2-74)$$

- **Soldadura de Unión de la Platina a la Columna**

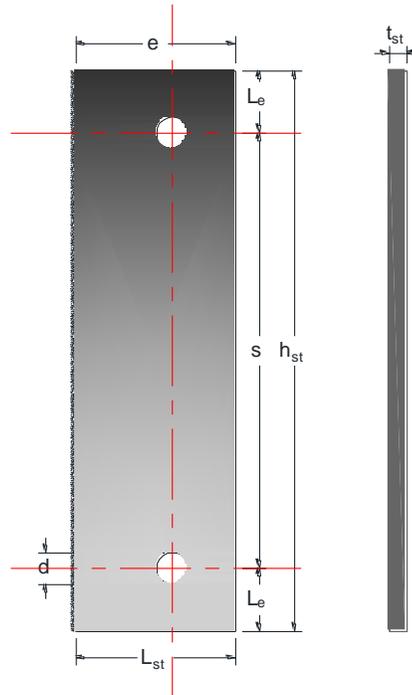
*Criterios para escoger el tamaño de la soldadura*

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.

Figura 27. Dimensiones de la Placa de Cortante



$$a = \frac{e_x}{L}$$

$k = 0$ , La fuerza no está en el plano de la Soldadura.

En la Tabla 3 (tabla 8-38 del manual AISC), con  $\theta=0$ , y con los valores de  $a$  y  $k$ , se halla el coeficiente  $C$ .

La formulación en unidades de Kilonewton (KN) es:

$$\phi R_{nw} = C_1 C_q w L \geq V_p \quad (2-75)$$

Donde,

$C_1$  = Coeficiente del electrodo (1.0 para E70XX).

$C$  = Coeficiente tabulado, incluye  $\phi$  determinado según la Tabla 3 (tabla 3-38 del manual AISC)

$q$  = Constante de transformación de unidades

$$q = \frac{4.44 * 16}{25.4^2} = 0.1091$$

$w$  = Tamaño de soldadura en (mm).

$L$  = Longitud de soldadura en (mm).

Tabla 5. Coeficiente C para excentricidad de grupo de soldaduras

Table 8-38. Coefficients $C$ for Eccentrically Loaded Weld Groups Angle = $0^\circ$			
$\phi R_n = CC_1qwL$	$C_{\min} = \frac{P_u}{C_1qwL}$	$w_{\min} = \frac{P_u}{CC_1qL}$	$l_{\min} = \frac{P_u}{CC_1qw}$
<p>where</p> <ul style="list-style-type: none"> <li><math>P_u</math> = factored force, kN</li> <li><math>w</math> = fillet weld size, mm</li> <li><math>l</math> = characteristic length of weld group, mm</li> <li><math>a = e_x / l</math></li> <li><math>e_x</math> = horizontal component of eccentricity of <math>P_u</math> with respect to centroid of weld group, mm</li> <li><math>C</math> = coefficient tabulated below which includes <math>\phi = 0.75</math></li> <li><math>C_1</math> = electrode strength coefficient from Table 8-37 (1.0 for E48XX electrodes)</li> <li><math>q</math> = 0.109 7, metric conversion constant</li> </ul>			
			<p><i>Special Case</i> (Load not in plane of weld group) Use C-values for <math>k = 0</math></p>

a	k															
	0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0	1.2	1.4	1.6	1.8	2.0
0.00	2.78	2.78	2.78	2.78	2.78	2.78	2.78	2.78	2.78	2.78	2.78	2.78	2.78	2.78	2.78	2.78
0.10	2.78	2.78	2.78	2.78	2.78	2.77	2.75	2.74	2.73	2.71	2.70	2.67	2.64	2.61	2.59	2.78
0.15	2.75	2.75	2.74	2.73	2.71	2.70	2.69	2.67	2.66	2.64	2.63	2.60	2.58	2.55	2.53	2.50
0.20	2.64	2.63	2.63	2.62	2.60	2.59	2.58	2.57	2.56	2.55	2.54	2.52	2.50	2.48	2.46	2.44
0.25	2.48	2.48	2.48	2.47	2.47	2.46	2.46	2.45	2.45	2.44	2.44	2.43	2.41	2.40	2.39	2.38
0.30	2.32	2.32	2.32	2.32	2.33	2.33	2.33	2.33	2.33	2.33	2.33	2.33	2.33	2.32	2.32	2.31
0.40	2.00	2.00	2.01	2.03	2.05	2.07	2.08	2.10	2.11	2.12	2.14	2.15	2.16	2.17	2.18	2.18
0.50	1.72	1.72	1.74	1.77	1.80	1.83	1.86	1.89	1.91	1.93	1.95	1.99	2.01	2.03	2.05	2.06
0.60	1.50	1.50	1.52	1.55	1.59	1.63	1.67	1.71	1.74	1.77	1.79	1.84	1.87	1.90	1.92	1.94
0.70	1.32	1.32	1.34	1.38	1.42	1.47	1.51	1.55	1.59	1.62	1.65	1.71	1.75	1.79	1.81	1.84
0.80	1.17	1.18	1.20	1.24	1.28	1.33	1.38	1.42	1.46	1.50	1.53	1.59	1.64	1.68	1.71	1.74
0.90	1.05	1.06	1.08	1.12	1.17	1.22	1.27	1.31	1.35	1.39	1.43	1.49	1.54	1.59	1.62	1.66
1.00	0.957	0.963	0.986	1.02	1.07	1.12	1.17	1.21	1.26	1.29	1.33	1.40	1.45	1.50	1.54	1.58
1.20	0.806	0.812	0.835	0.872	0.916	0.963	1.01	1.06	1.10	1.14	1.17	1.24	1.30	1.35	1.40	1.44
1.40	0.695	0.701	0.724	0.758	0.799	0.844	0.889	0.932	0.973	1.01	1.05	1.12	1.18	1.23	1.28	1.32
1.60	0.611	0.616	0.638	0.670	0.708	0.750	0.792	0.833	0.873	0.911	0.947	1.01	1.07	1.13	1.17	1.22
1.80	0.544	0.550	0.570	0.600	0.635	0.674	0.714	0.753	0.791	0.828	0.863	0.928	0.987	1.04	1.09	1.13
2.00	0.491	0.496	0.515	0.542	0.576	0.612	0.650	0.687	0.723	0.758	0.792	0.855	0.912	0.964	1.01	1.05
2.20	0.447	0.452	0.470	0.495	0.526	0.560	0.596	0.631	0.665	0.699	0.731	0.792	0.848	0.899	0.945	0.988
2.40	0.410	0.415	0.431	0.455	0.484	0.516	0.550	0.583	0.616	0.648	0.679	0.738	0.792	0.842	0.887	0.929
2.60	0.379	0.384	0.399	0.421	0.448	0.478	0.510	0.542	0.573	0.604	0.634	0.691	0.743	0.791	0.836	0.877
2.80	0.352	0.357	0.371	0.392	0.417	0.446	0.476	0.506	0.536	0.565	0.594	0.649	0.699	0.746	0.790	0.830
3.00	0.329	0.333	0.347	0.366	0.390	0.417	0.446	0.474	0.503	0.531	0.559	0.611	0.661	0.706	0.748	0.788

AMERICAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION

Fuente: Tabla 3-38. AMERICAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION. AISC. Prequalified Connections for Special and Intermediate Steel Moment Frames for Seismic Applications. or Steel Buildings. Ed 2010. Chicago. Illinois: AISC. 2010.

### 2.1.1 Diagrama de flujo de conexión precalificada tubo-viga reforzada

#### DATOS:

Datos de Viga (DV)

$b_{fb}$  = Ancho del Ala Perfil Viga, (mm).

$t_{fb}$  = Espesor del Ala Perfil Viga, (mm).

$t_{wb}$  = Espesor del Alma Perfil Viga, (mm).

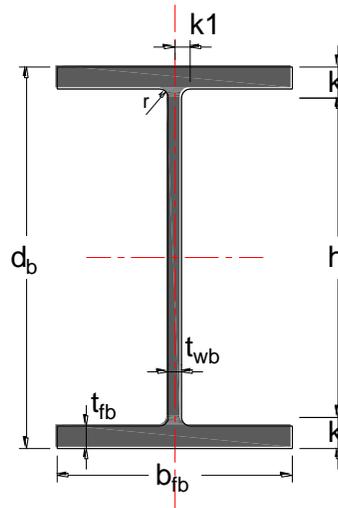
$d_b$  = Altura del Perfil Viga, (mm).

$Z_{xb}$  = Modulo Plástico Perfil Viga (eje fuerte), (mm<sup>3</sup>).

$Z_{yb}$  = Modulo Plástico Perfil Viga (eje débil), (mm<sup>3</sup>).

- $A_b$  = Área del Perfil Viga. ( $\text{mm}^2$ ).
- $I_{xb}$  = Momento de inercia Perfil Viga (eje fuerte), ( $\text{mm}^4$ ).
- $I_{yb}$  = Momento de inercia Perfil Viga (eje débil), ( $\text{mm}^4$ ).
- $L$  = Longitud de la Viga entre Ejes de Columnas. (mm).
- $L_b$  = Longitud total de la viga, medida entre columnas, (mm).

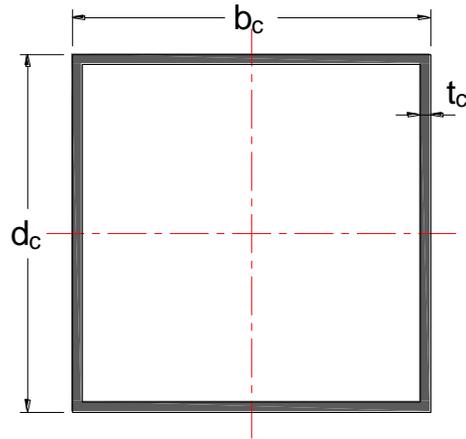
Figura 28. Geometría de la Viga



Datos de Columna (DC)

- $d_c$  = Ancho de la columna en el sentido paralelo de la conexión, (mm).
- $b_c$  = Ancho Perfil Columna, (mm).
- $t_c$  = Espesor Perfil Columna, (mm).
- $A_{gc}$  = Área Perfil Columna, ( $\text{mm}^2$ ).
- $I_{xc}$  = Momento de inercia Perfil Columna (eje X), ( $\text{mm}^4$ ).
- $I_{yc}$  = Momento de inercia Perfil Columna (eje Y), ( $\text{mm}^4$ ).
- $Z_c$  = Modulo plástico de la sección de la columna, ( $\text{mm}^3$ ).
- $H$  = Longitud total de la columna, (mm).

Figura 29. Geometría de la Columna



Datos de Materiales (DM):

Acero de la Viga (AV)

$F_{yb}$  = Tensión de Fluencia del Acero de la Viga, (MPa).

$F_{ub}$  = Tensión de Ruptura del Acero de la Viga, (MPa).

$R_{yb}$  = Relación entre la Resistencia a la Fluencia esperada  $F_{ye}$  y la resistencia mínima esperada a la fluencia del acero de la viga que va utilizar  $F_y$ .

Acero de la Columna (AC)

$F_{yc}$  = Tensión de Fluencia del Acero de la Columna, (MPa).

$F_{uc}$  = Tensión de Ruptura del Acero de la Columna, (MPa).

Acero de la Placas (AP)

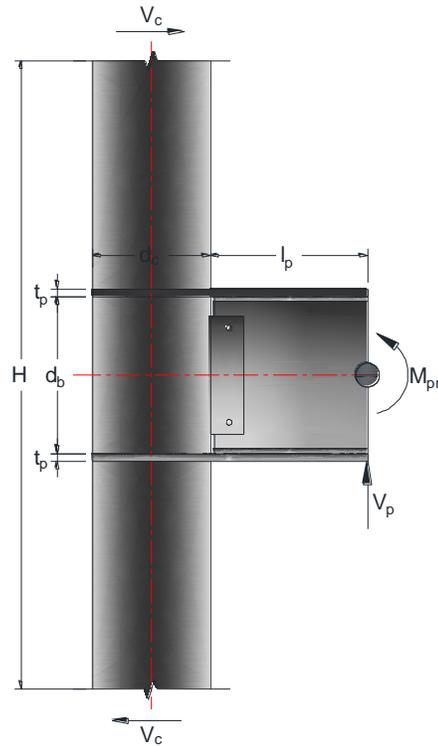
$F_{yp}$  = Tensión de Fluencia del Acero de las Placas, (MPa).

$F_{up}$  = Tensión de Ruptura del Acero de las Placas, (MPa).

Datos de Soldadura (DW)

$F_{EXX}$  = Número de clasificación del electrodo, correspondiente a la resistencia mínima especificada, (MPa).

Figura 30. Diagrama de Cuerpo Libre



Datos 1

$P_{uc}$  = Carga axial en la columna para la combinación de carga 1.2D+0.5L (N)

$l_p$  = Longitud del cubreplaca, (mm)

$w$  = Carga para Combinación Gravitacional (1.2D+0.5L)

Datos 2

$U_{bs}$  = Coeficiente de Reducción usado en el cálculo de la Resistencia a la Rotura por Desgarramiento en Bloque

$U$  = Factor de reducción por rezago de cortante, calculado como se muestra en la tabla F.2.4.3-1 de la NSR-10, para el caso

$$W_l \geq 2b_{fb} \dots U = 1.0$$

$$2b_{fb} > W_l \geq 1.5b_{fb} \dots U = 0.87$$

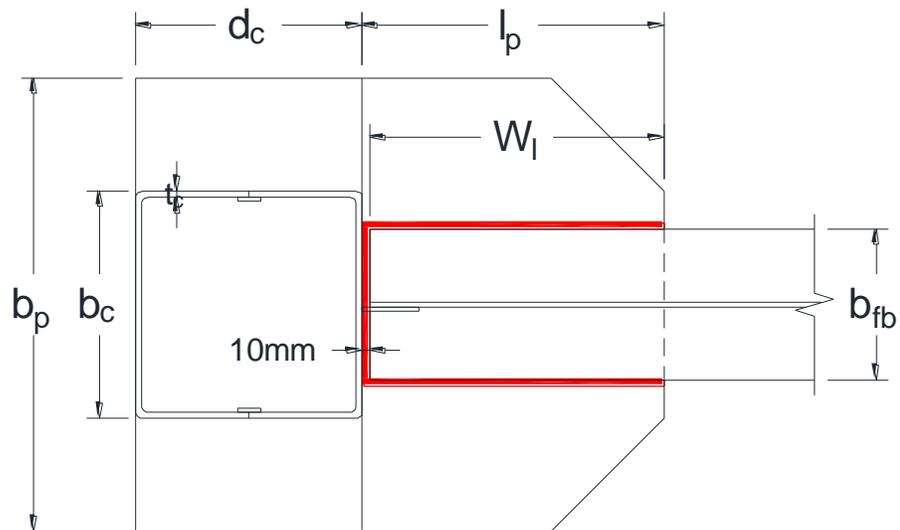
$$1.5b_{fb} > W_l \geq b_{fb} \dots U = 0.75$$

$$A_{gv} = A_{nv} = 2W_l t_{p4}, (\text{mm}^2)$$

$$A_{nt} = b_{fb} t_{p4}, (\text{mm}^4)$$

$t_{p4}$  = Espesor de la Cubre placa a calcular en el paso 6, (mm)

Figura 31. Bloque de Cortante Cubre Placa Inferior



Fuente: PABÓN GONZÁLEZ, C., POSADA GIRALDO, J. C. Precalificación de Conexión Tubo-Viga Reforzada. Tesis de grado. Medellín: Universidad Nacional de Colombia, 2004.

Datos 3

$U$  = Factor de reducción por rezago de cortante, calculado como se muestra en la tabla F.2.4.3-1 de la NSR-10, para el caso

$$W_l \geq 2b_{fb}/3 \dots U = 1.0$$

$$2b_{fb} > W_l \geq 1.5b_{fb}/3 \dots U = 0.87$$

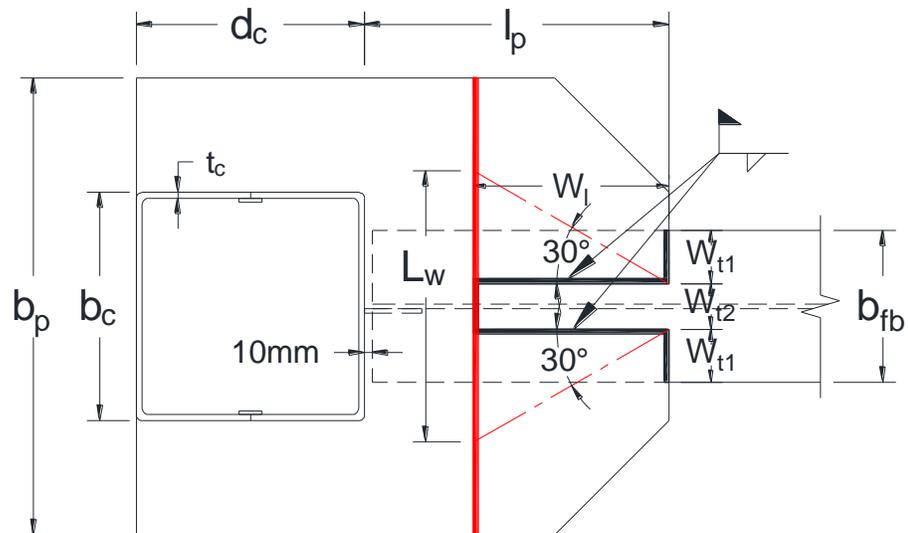
$$1.5b_{fb} > W_l \geq b_{fb}/3 \dots U = 0.75$$

Datos 4

$$A_{gv} = A_{nv} = 2W_l t_p, (\text{mm}^2).$$

$$A_{nt} = W_{t2} t_p, (\text{mm}^4).$$

Figura 32. Bloque de Cortante Cubre Placa Superior



Fuente: PABÓN GONZÁLEZ, C., POSADA GIRALDO, J. C. Precalificación de Conexión Tubo-Viga Reforzada. Tesis de grado. Medellín: Universidad Nacional de Colombia, 2004.

Datos 5

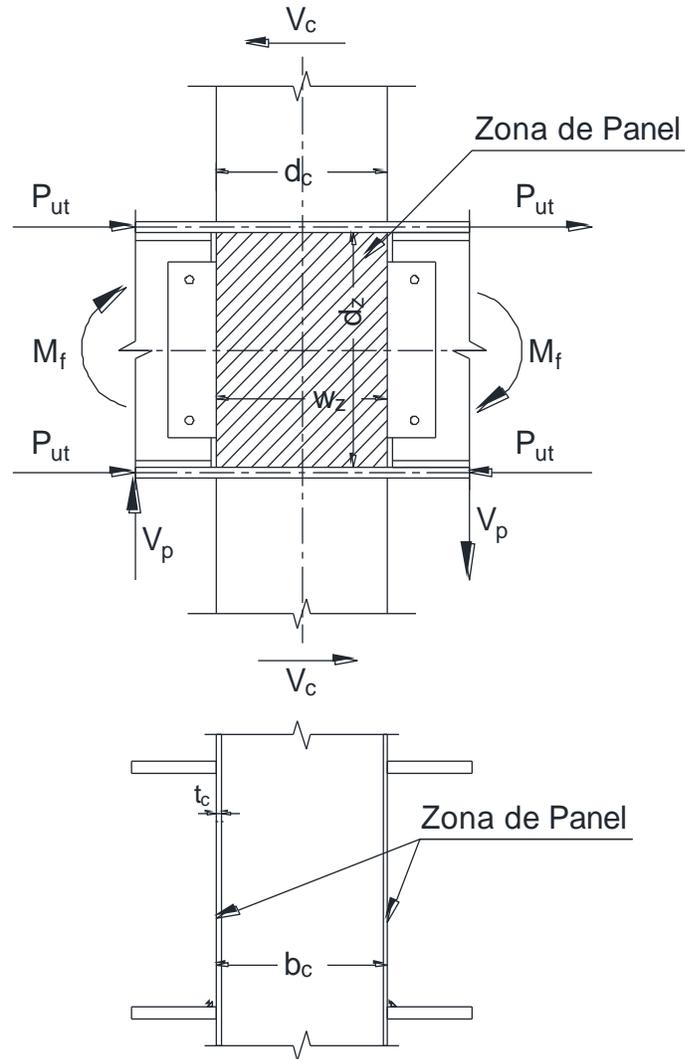
$d_z$  = Altura de la Zona de panel. Correspondiente a  $d_b$ , (mm).

$W_z$  = Ancho de la Zona de Panel, Correspondiente a  $d_c$ , (mm).

$P_u$  = Resistencia requerida para la combinación 1.2D+0.5L, (N).

$P_y$  =  $F_y A_{gc}$ , resistencia de la columna metálica a la fluencia bajo carga axial, (N).

Figura 33. Figura de la Zona de Panel



Datos 6

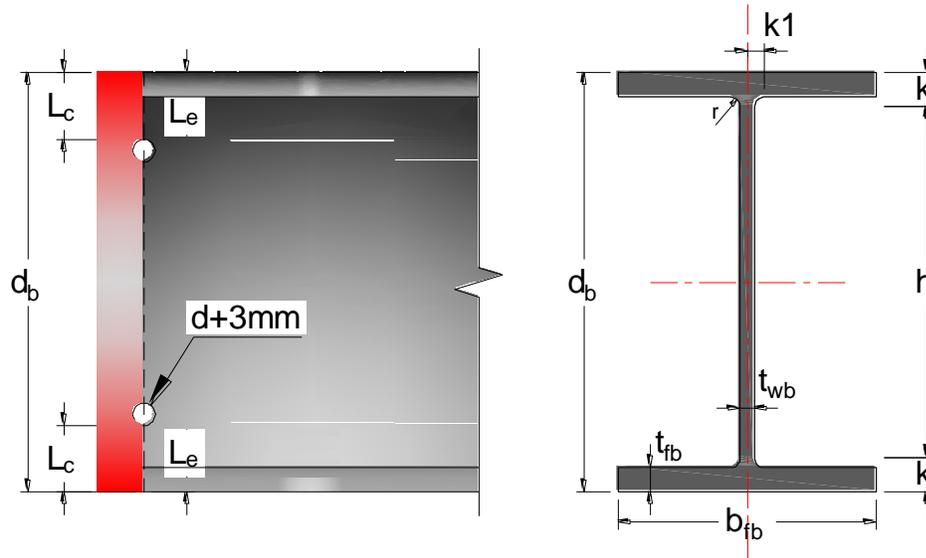
$A_b$  = Área Pernos para unión montaje placa de Corte y viga, ( $\text{mm}^2$ ).

$d$  = Diámetro Pernos unión montaje placa de Corte y viga, (mm).

$$A_{nv} = [d_b - 2(d + 3.2\text{mm})]t_{wb}, (\text{mm}^2)$$

$$A_{gv} = d_b t_{wb}$$

Figura 34. Fluencia y Rotura a Cortante en la Viga



Datos 7

$$Z_x = \frac{t_{st}h_{st}^2}{4}, (\text{mm}^3)$$

$$e_x = L_{st}, (\text{mm})$$

Datos 8

$L_e$  = Distancia Libre, en la dirección de la fuerza, entre el centro de la perforación considerada y el borde de la perforación adyacente o el borde del material, (mm).

$$L_{st} = 2L_e + 10mm$$

$t_{st}$  = Espesor de la Placa de Cortante, (mm).

$k$  = Distancia desde la cara exterior de la aleta hasta el pie de la transición alma aleta, (mm).

$$h_{st} = d_b - 2k - 50$$

$$A_{gv} = h_{st}t_{st}, (\text{mm}^2)$$

$$A_n = [h_{st} - 2(d + 3.2mm)]t_{st}, (\text{mm}^2)$$

Figura 35. Dimensiones de Placa de Corte (izq.); y Fluencia y Rotura a Cortante en la Placa de Corte (der.)

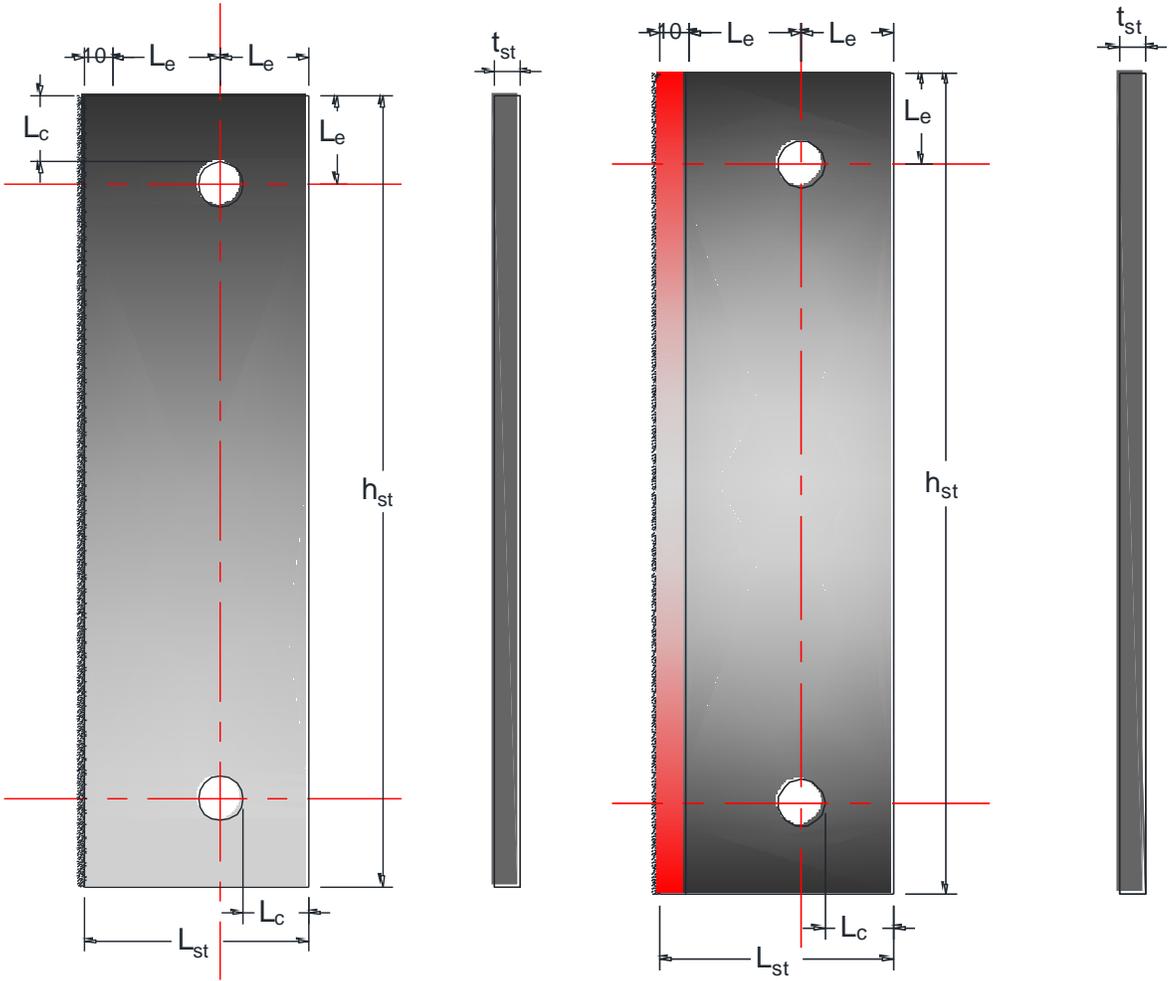
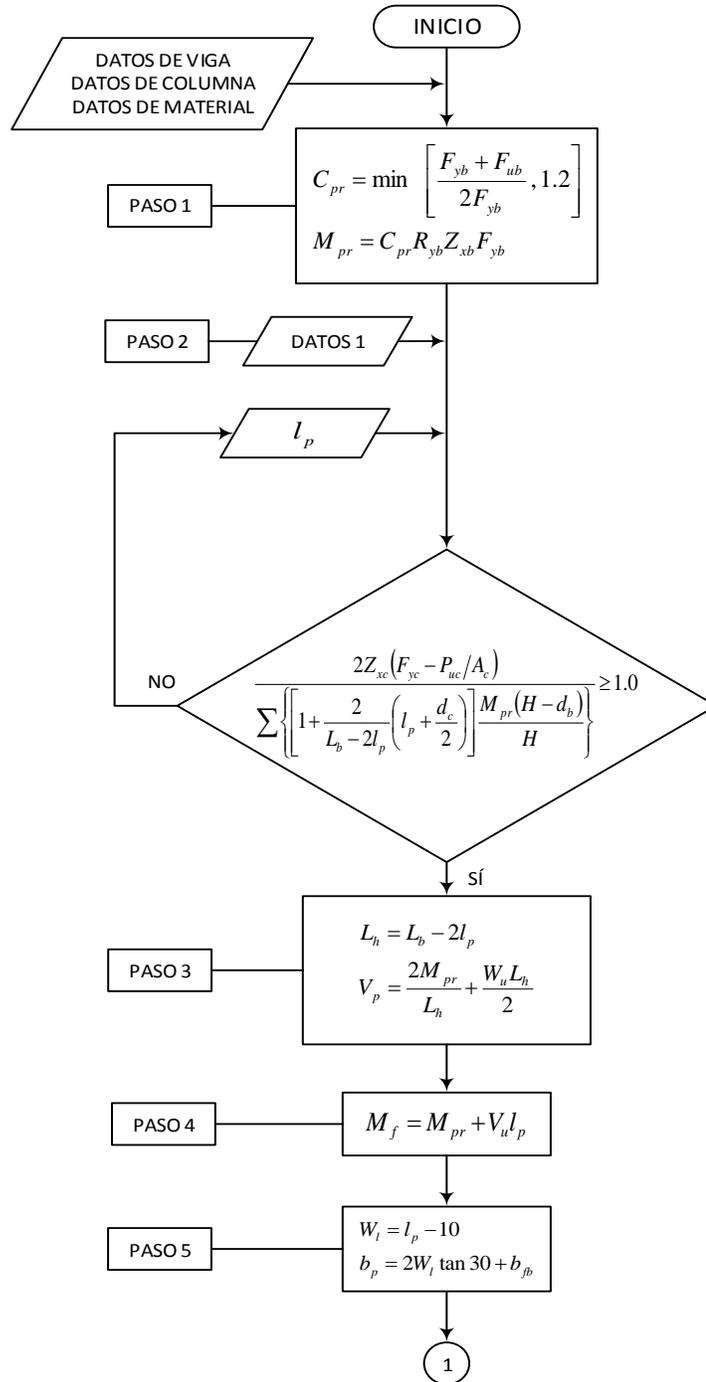
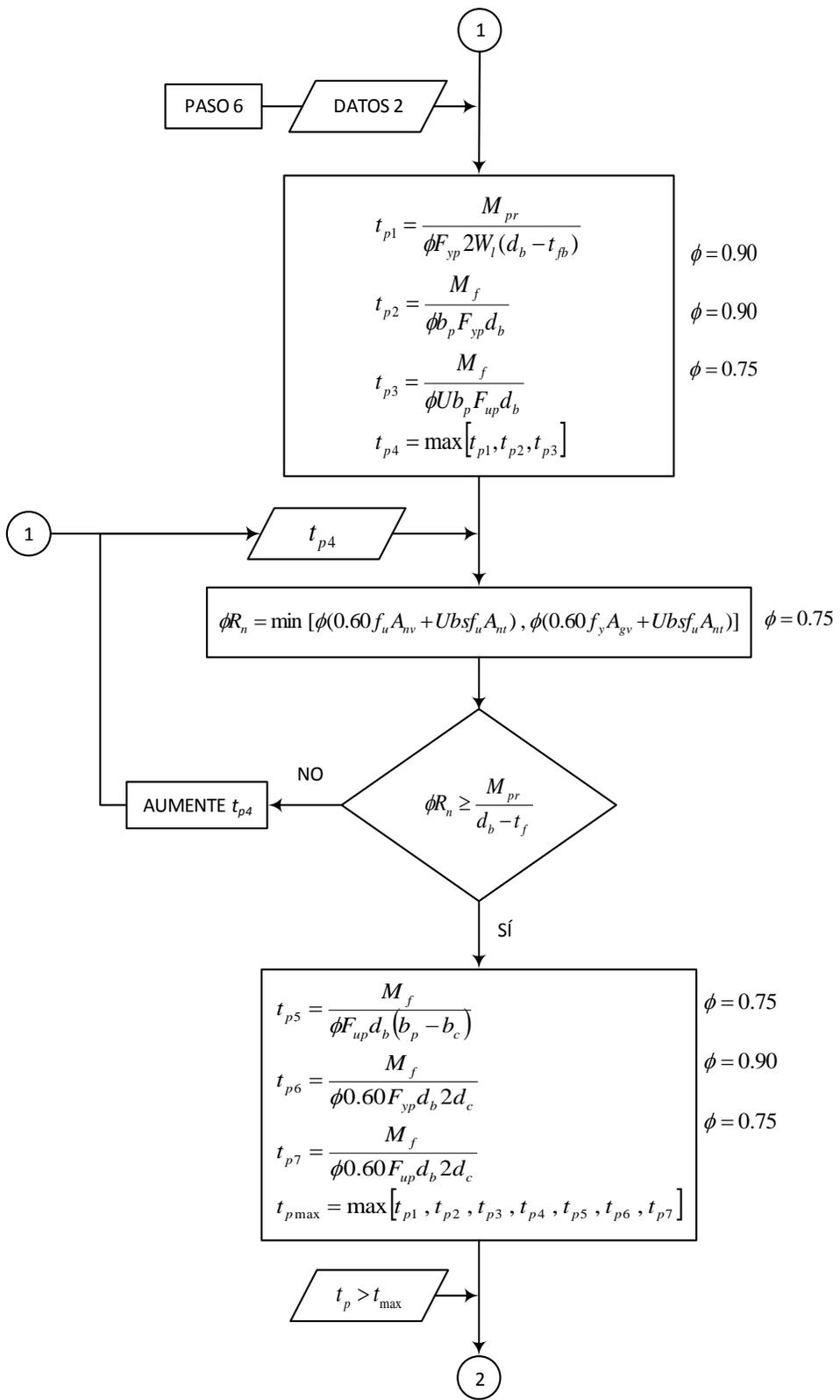
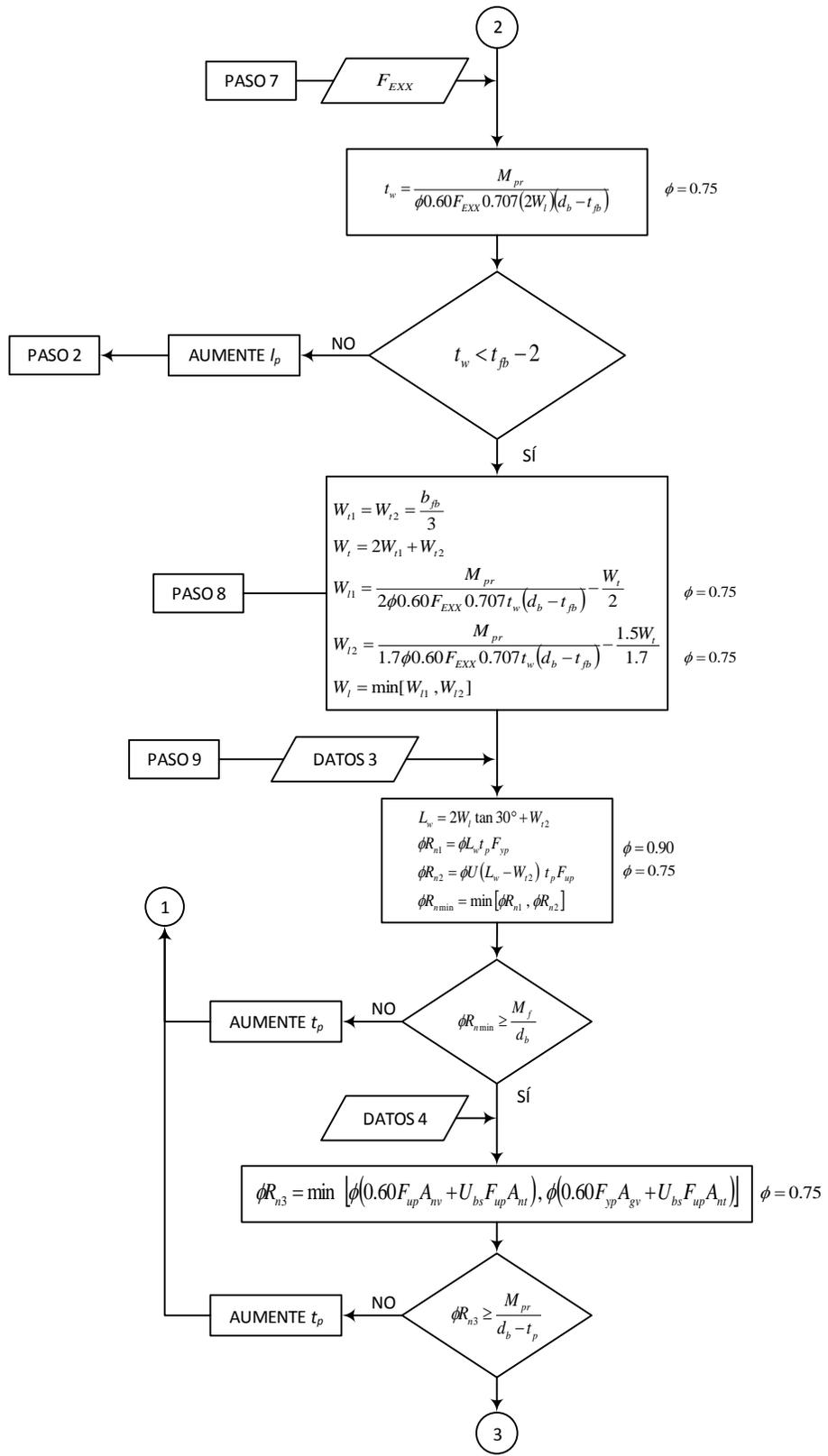
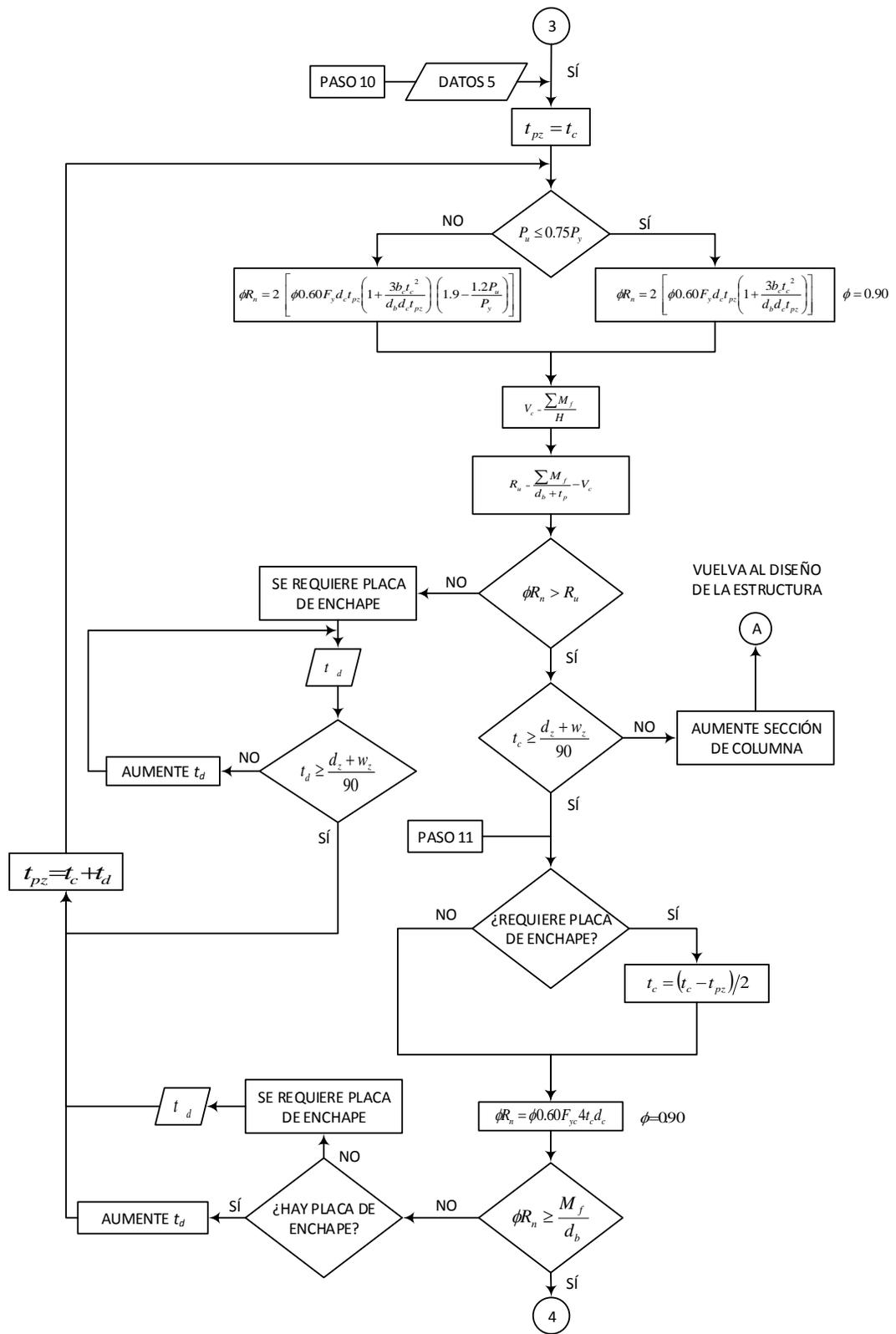


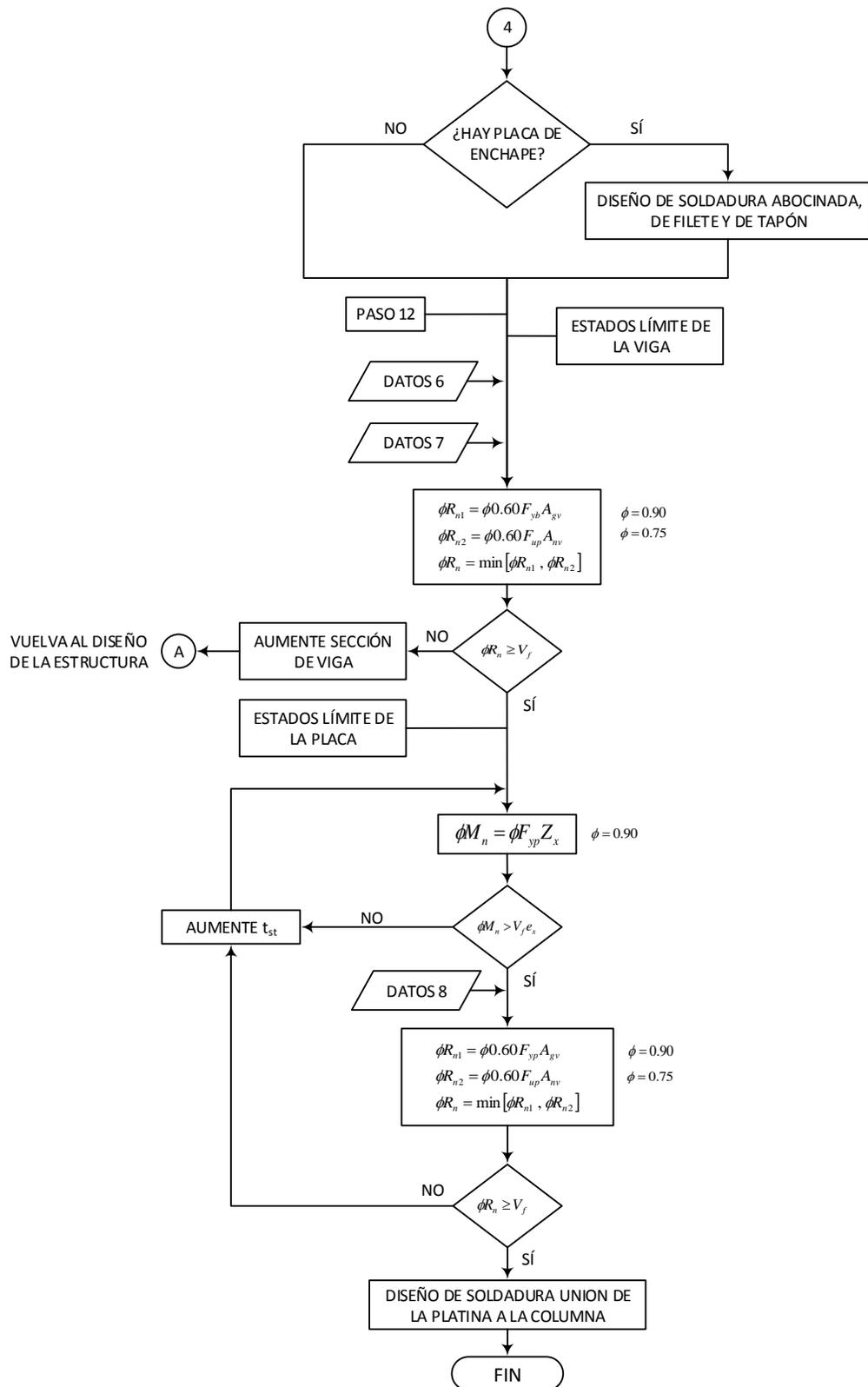
Figura 36. Diagrama de flujo diseño conexión precalificada tubo-viga reforzado











## 2.2 PROCEDIMIENTO DE DISEÑO DE UNA CONEXIÓN PRECALIFICADA VIGA I – COLUMNA COMPUESTA EMBEBIDA

Autor: Carlos Mauricio Torres Torres, Director: Ing. Ricardo Cruz Hernández.  
Codirector: Luis Garza.

En esta investigación se realizó una conexión metálica rígida de una viga en I W16x31 y una columna compuesta conformada por un perfil en I W8x31 embebido en concreto y confinado por barras de acero de refuerzo longitudinal y transversal, obteniendo una conexión precalificada para sistemas estructurales con capacidad especial de disipación de energía en el rango inelástico (DES).

En esencia, consiste en diseñar la conexión de acuerdo al procedimiento BUEP 4E de AISC 358, aplicado al perfil interior de la columna embebida.

Figura 37. Detalle 3D conexión.



## DISEÑO DE PLACA DE EXTREMO Y PERNOS

**PASO 1:** Calcular  $M_{pr}$ , en la ubicación de las rótulas plásticas,  $S_h$ , de acuerdo al procedimiento de la sección 1.5.1. (N-mm).

**PASO 2:** Seleccione los valores preliminares para la geometría de la conexión ( $g$ ,  $P_{fi}$ ,  $P_{fo}$ ,  $P_b$ ,  $h_i$ , etc. Ver Tabla 6.

En la Tabla 6, se muestran las limitaciones de cada uno de los parámetros geométricos de la conexión precalificada.

Tabla 6. Limitaciones de los Parámetros en la Conexión Precalificada

Limitaciones Paramétricas de Precalificación				
Cuatro Pernos Sin Rigidizador (4E)				
Parámetro	Máximo		Mínimo	
	In	mm	In	mm
$t_{fb}$	3/4	19	3/8	10
$b_{fb}$	9 1/4	235	6	152
$d_b$	55	1400	13 3/4	349
$t_p$	2 1/4	57	1/2	13
$b_p$	10 3/4	273	7	178
$g$	6	152	4	102
$P_{fi}$ , $P_{fo}$	4 1/2	114	1 1/2	38

$b_{fb}$  = Ancho del Ala Perfil Viga, in. (mm)  
 $b_p$  = Ancho de la placa extrema en la conexión, in. (mm)  
 $d_b$  = Altura Perfil Viga, in, (mm)  
 $g$  = Distancia Horizontal entre Pernos, in. (mm)  
 $P_{fi}$  = Distancia Vertical desde el interior del ala en Tensión de la viga y la fila de pernos más Cercano, in. (mm)  
 $P_{fo}$  = Distancia Vertical desde el exterior del ala en Tensión de la Viga y la fila de Pernos más cercana, in. (mm)

Tabla 6. (Continuación)

$t_{fb}$ = Espesor del Ala Perfil Viga, in. (mm)
$t_p$ = Espesor de la Placa Extrema, in. (mm)
Fuente: Manual AISC 358-10. AMERICAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION. AISC. Prequalified Connections for Special and Intermediate Steel Moment Frames for Seismic Applications. or Steel Buildings. Ed 2010. Chicago. Illinois: AISC. 2010.

Donde:

$b_p$  = Ancho del ala de la Viga más 25mm.

$g$  = Distancia horizontal entre pernos, mínimo 3 veces el diámetro del perno, y con una separación mínima al borde de la placa de 1.5 veces el diámetro.

La distancia libre mínima entre los pernos y las placas es el diámetro del perno más 13mm para pernos hasta de 25mm de diámetro y el diámetro del perno más 19mm para pernos de mayor diámetro.

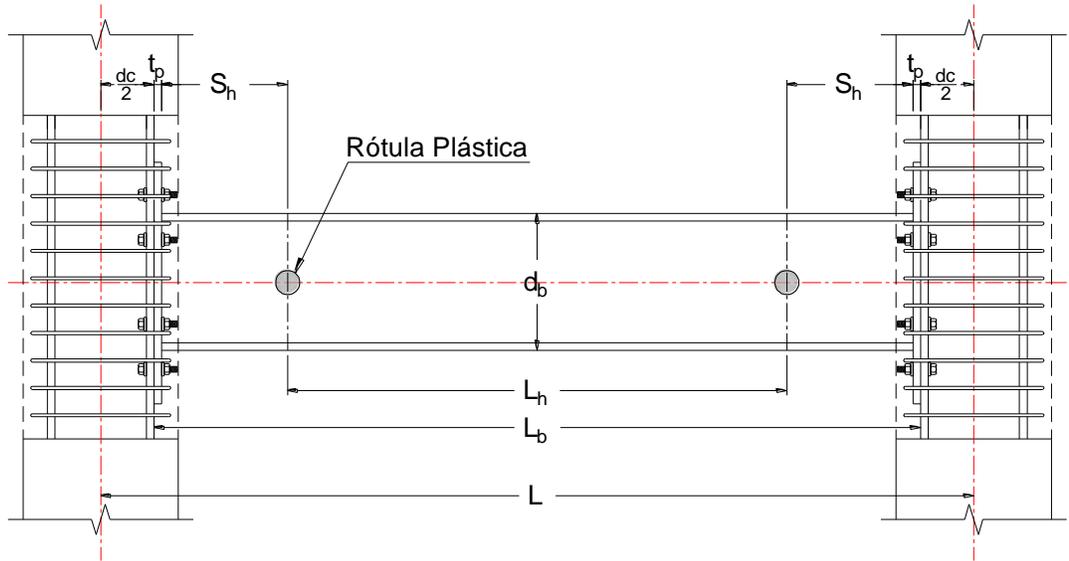
$$b_p = b_{fb} + 25mm$$

$$h_1 = d_b - 1.5t_{fb} - P_{fi}$$

$$h_0 = d_b - \frac{t_{fb}}{2} + P_{fo}$$

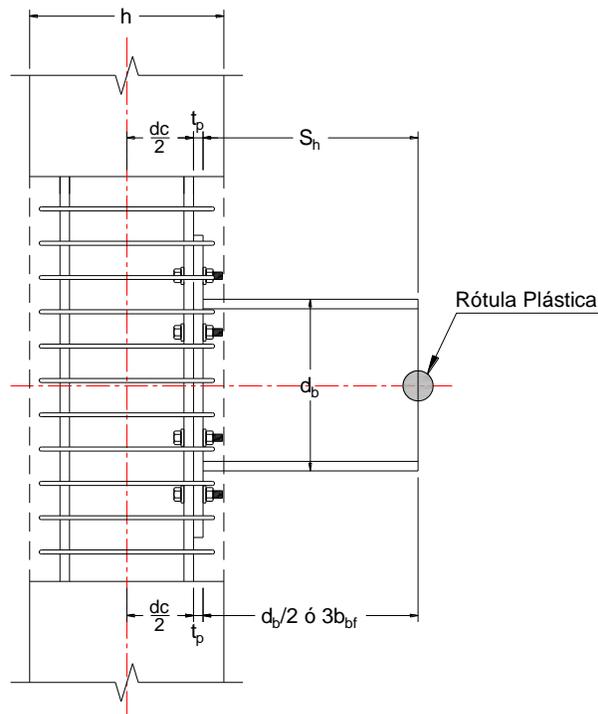
**PASO 3:** Determinar la ubicación de las rótulas plásticas generadas en la longitud libre de la viga, la cual es representada por el parámetro  $S_h$  distancia medida desde la cara de la columna de acero a la rótula plástica, tal como se muestra en la Figura 38 y Figura 39.

Figura 38. Ubicación de la formación de rótulas plásticas



$$S_h = \min\left(\frac{d_b}{2} \text{ o } 3b_{fb}\right) \quad (2-76)$$

Figura 39. Distancia a la rótula plástica desde el eje de la columna



Donde:

$d_c$  = Altura perfil columna que conforma la conexión, (mm)

$d_b$  = Altura perfil viga que conforma la conexión. (mm)

$t_p$  = Espesor de la placa extrema, (mm).

$b_{fb}$  = Ancho del ala perfil viga, (mm).

**PASO 4:** Calcular  $V_p$  en la ubicación de la rótula plástica,  $S_h$ , de acuerdo al procedimiento de la sección 1.5.3, (N).

**PASO 5:** Calcular  $M_{pb}^*$ , de acuerdo al procedimiento de la sección 1.5.4, (N-mm)

**PASO 6:** Realizar el planteamiento de la jerarquía de la plastificación como se describe en el capítulo F.3 sección F.3.7.3.4 de la NSR-10.

$$\frac{\sum M_{pcc}^*}{\sum M_{pb}^*} \geq 1 \quad (2-77)$$

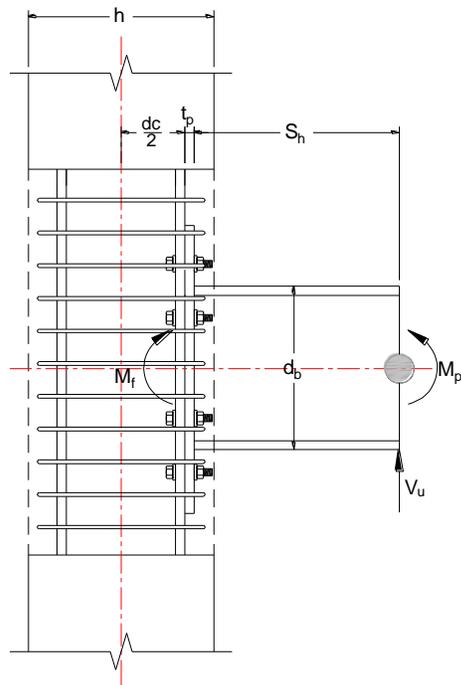
Dónde:

$\sum M_{pcc}^*$  Suma de las Proyecciones al eje de las vigas de acuerdo con el procedimiento de la sección 1.5.5, de la resistencia nominal a flexión de las columnas (incluidas las ménsulas si estas se utilizan) arriba y debajo de la unión con una reducción debida a la fuerza axial en la columna. Para columnas compuestas la resistencia nominal a flexión,  $M_{pcc}$ , debe satisfacer los requisitos de F.2.9 de la NSR-10 considerando la resistencia axial requerida  $P_{uc}$ . (N-mm).

$\sum M_{pb}^*$  se calcula como se describe en el **Paso 5**, (N-mm).

**PASO 7:** Calcular  $M_f$  de acuerdo al procedimiento de la sección 1.5.4 (Ver Figura 40) donde se muestra el diagrama de cuerpo libre de acuerdo a la conexión en estudio. (N-mm).

Figura 40. Diagrama de equilibrio para la conexión



**PASO 8:** Determine el diámetro del perno requerido  $d_{breqd}$ , utilizando la ecuación para conexiones de cuatro pernos (4E y 4ES).

$$d_{breqd} = \sqrt{\frac{2M_f}{\pi\phi_n F_{nt}(h_o + h_1)}} \quad (2-78)$$

Dónde:

$F_{nt}$  = Resistencia a la tensión nominal del perno de acuerdo a la especificación de la tabla F.2.10.3-2 NSR-10, (MPa).

$\phi_n$  = Factor de resistencia para el estado limite no dúctil igual a 0.90.

$h_1$  = Distancia desde la línea central del ala inferior de la viga a la línea central del primer perno, (mm); ver figura del Tabla 7.

$h_o$  = Distancia desde la línea central del ala inferior de la viga a la fila del perno exterior, (mm); ver figura del Tabla 7.

**PASO 9:** Seleccionar un diámetro del perno de prueba  $d_b$ , no menor al requerido en el paso 8.

**PASO 10:** Determinar el espesor de la placa extrema  $t_{p,req'd}$ , requerida.

$$t_{p,req'd} = \sqrt{\frac{1.11M_f}{\phi_d F_{yp} Y_p}} \quad (2-79)$$

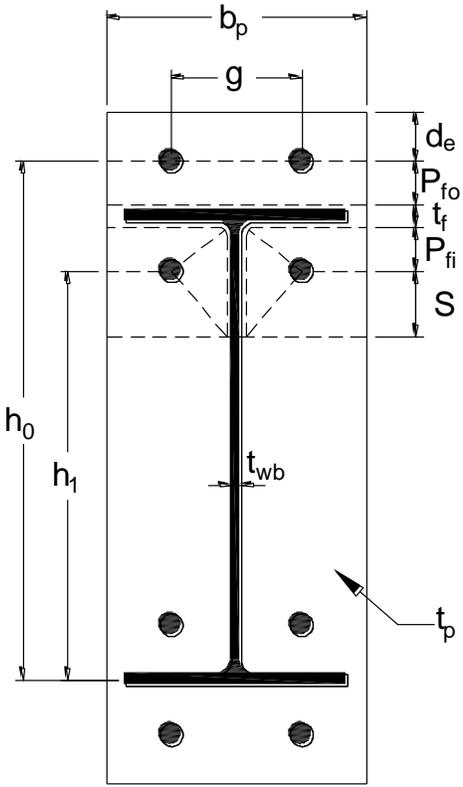
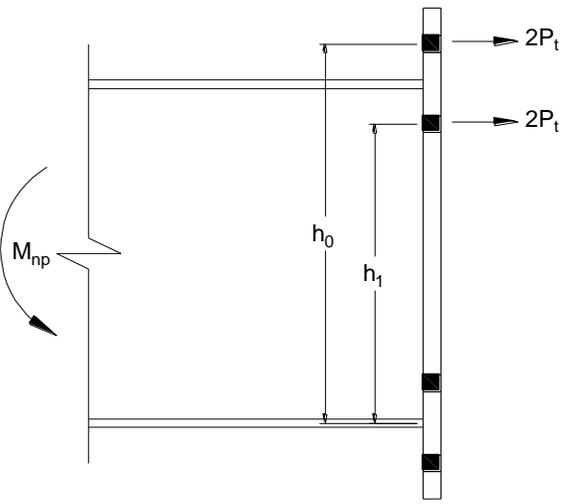
Dónde:

$F_{yp}$  = Tensión de fluencia mínima del material de la placa extrema, (MPa).

$Y_p$  = Parámetro de lineamiento para el rendimiento del mecanismo final de la placa extrema, especificado en la Tabla 7, (mm).

$\phi_d$  = Factor de resistencia para el estado limite dúctil igual a 1.0

Tabla 7. Parámetro  $Y_p$  de líneas de fluencia para la placa extrema de la conexión 4E

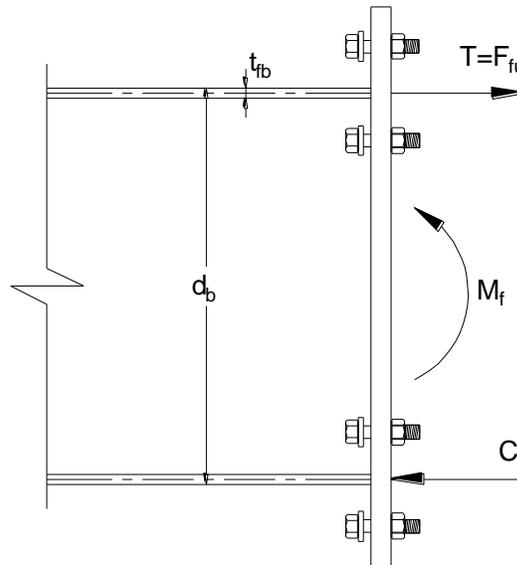
Geometría de la Placa Extremo y Modelo de la Línea de Fluencia	Modelo de Fuerzas en Pernos
	
Placa Extremo	$Y_p = \frac{b_p}{2} \left[ h_1 \left( \frac{1}{p_{fi}} + \frac{1}{s} \right) + h_0 \left( \frac{1}{p_{fo}} \right) - \frac{1}{2} \right] + \frac{2}{g} \left[ h_1 (p_{fi} + s) \right]$ $s = \frac{1}{2} \sqrt{b_p g} \quad \text{Nota: si } p_{fi} > s, \text{ usar } p_{fi} = s$
<p>Fuente AISC 358-2010. AMERICAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION. AISC. Prequalified Connections for Special and Intermediate Steel Moment Frames for Seismic Applications or Steel Buildings. Ed 2010. Chicago. Illinois: AISC. 2010.</p>	

**PASO 11:** Selección de un grosor de la placa de extremo,  $t_p$  no inferior al calculado.

**PASO 12:** Calcular  $F_{fu}$ , que es la fuerza del ala de la viga.

$$F_{fu} = \frac{M_f}{d_b - t_{fb}} \quad (2- 80)$$

Figura 41. Diagrama de equilibrio del ala de la viga



Fuente: CARDOSO M. L, QUIHPE S. E. Diseño de conexiones precalificadas bajo AISC para pórticos resistentes a momento. Tesis de grado, Ingeniero Mecánico. Riobamba-Ecuador: Escuela Superior Politécnica de Chimborazo, Facultad de mecánica, 2014. 127 p.

Dónde:

$d_b$  = Altura perfil viga, (mm).

$t_{fb}$  = Espesor del ala perfil viga, (mm).

**PASO 13:** Verificar que la placa extrema no falle por fluencia o por corte:

$$\frac{F_{fu}}{2} \leq \phi_d R_n = \phi_d (0.6) F_{yp} b_p t_p \quad (2- 81)$$

Dónde:

$\phi_d$  = Factor de resistencia para el estado limite dúctil igual a 1.0

$b_b$  = Ancho de la placa extrema (mm), esta debe ser asumida no mayor que el ancho del ala de la viga, más 25mm.

Si el resultado de la ecuación anterior no cumple, se debe aumentar el espesor de la placa extrema o aumentar el límite de fluencia del material de la placa extrema.

**PASO 14:** Comprobar la ruptura por corte de la conexión de cuatro pernos sin rigidizar (4E).

$$\frac{F_{fu}}{2} \leq \phi_n R_n = \phi_n (0.6) F_{up} A_n \quad (2- 82)$$

$$A_n = t_p (b_p - 2(d_b + 3mm)) \text{ mm}^2 \quad (2- 83)$$

Dónde:

$\phi_n$  = Factor de resistencia para el estado limite no dúctil igual a 0.90

$F_{up}$  = Tensión de ruptura del Acero de la placa extrema, (MPa).

$A_n$  = Área neta de la placa extrema, ( $\text{mm}^2$ ).

$d_b$  = Diámetro del perno, (mm).

Si la ecuación anterior no cumple, se debe aumentar el espesor de la placa extrema hasta que cumpla.

**Paso 15:** Revisar la ruptura por cortante de los pernos en la zona de compresión del ala de la viga.

$$V_u \leq \phi_n R_n = \phi_n (n_b) F_{nv} A_b \quad (2- 84)$$

$$A_b = \frac{\pi}{4} d_b^2 \quad (2- 85)$$

Dónde:

$\phi_n$  = Factor de resistencia para el estado limite no dúctil igual a 0.90

$n_b$  = Número de pernos en el ala comprimida.  
: 4 pernos para las conexiones 4E y 4ES.  
: 8 pernos para las conexiones 8ES.

$A_b$  = Área bruta del perno, (mm<sup>2</sup>).

$F_{nv}$  = Esfuerzo nominal a corte del perno Tabla F.2.10.3-2 NSR-10, (MPa).

$V_u$  = fuerza a corte en el extremo de la viga (N), dada por el paso 4.

Si la ecuación anterior no cumple, incrementar el diámetro o el número de pernos.

**PASO 16:** Verificar el aplastamiento del perno y la falla por desgarre de la placa extrema y el ala de la columna; en el ala de la columna se aplica solo aplastamiento del perno.

$$V_u \leq \phi_n R_n = \phi_n (n_i) r_{ni} + \phi_n (n_o) r_{no} \quad (2- 86)$$

Dónde:

$\phi_n$  = Factor de resistencia para el estado limite no dúctil igual a 0.90

$n_i$  = Número de los pernos interiores.  
: 2 pernos para las conexiones 4E y 4ES  
: 4 pernos para las conexiones 8ES

$n_o$  = Número de pernos exteriores  
: 2 pernos para las conexiones 4E y 4ES  
: 4 pernos para las conexiones 8ES

**Para la resistencia al desgarre de la placa extrema:**

i. Para los pernos interiores:

$$r_{ni} = 1.2L_{ci}t_pF_u < 2.4d_b t_p F_u, \text{ para cada perno interior.} \quad (2- 87)$$

$$L_{ci} = (P_{fo} + P_{fi} + t_{fb}) - (d_b + 3.2mm) \quad (2- 88)$$

ii. Para los pernos exteriores:

$$r_{no} = 1.2L_{co}t_pF_u < 2.4d_b t_p F_u, \text{ para cada perno exterior} \quad (2- 89)$$

$$L_{co} = d_e - 0.5(d_b + 3.2mm) \quad (2- 90)$$

Dónde:

$L_{co}$  = Distancia en la dirección de la fuerza, entre el borde de un agujero y el borde del agujero adyacente, (mm).

$F_u$  = Resistencia mínima a la tracción de la placa extrema o de la columna, (MPa).

$d_b$  = diámetro del perno, (mm).

$t_p$  = espesor de la placa extrema o espesor del ala de la columna, mm.

$F_{yb}$  = límite de fluencia de la viga, (MPa).

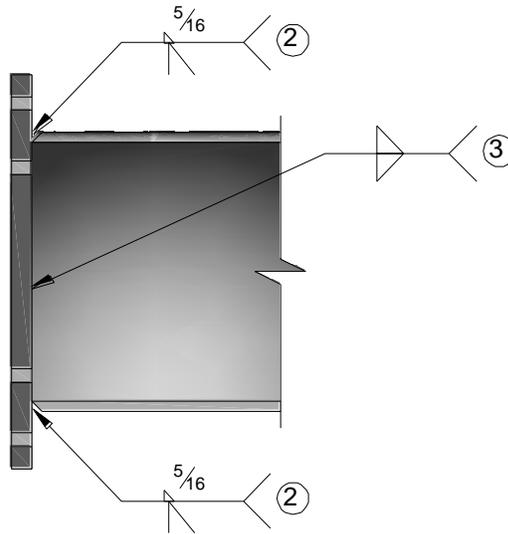
$F_{yc}$  = límite de fluencia de la columna, (MPa).

$t_{cf}$  = espesor del ala de la columna, (mm).

Si la ecuación anterior no cumple, incrementar el espesor de la placa extremo.

**Paso 17:** Diseño de la soldadura de la viga a la placa extremo según la Sección 6.9.7 del ANSI/AISC358-10.

Figura 42. Soldadura del ala y el alma a la Placa de extremo



Fuente: PERALTA H. M. Diseño de Conexiones de Estructuras de Acero Actualizado al Reglamento de Construcción Sismo Resistente NSR-10. Trabajo de grado, Magister en Ingeniería estructural. Bucaramanga: Universidad Industrial de Santander, 2015. 433 p.

1. No se usarán orificios de acceso para soldadura.
2. El ala de la viga se conectará con la placa extrema con soldadura de penetración completa sin respaldo. La ranura de la soldadura CJP se hará de tal manera que la raíz de la soldadura este en el lado del alma de la viga. La cara interna del ala será de (5/16") 8 mm de soldadura en ángulo recto. Estas soldaduras deben ser de demanda crítica.
3. Para unir el alma de la viga a la placa extremo se utilizarán, ya sea soldaduras de filete o soldaduras de ranura CJP. Cuando se usan las soldaduras de filete serán dimensionada para desarrollar la resistencia del alma de la viga en tensión desde la cara interior del ala a 6" (150 mm) hasta la fila de tornillos más alejado del ala de la viga.

4. La soldadura de penetración de la raíz no se requiere en el ala directamente por encima y por debajo del alma de la viga para una longitud igual a  $1.5 k_1$  ( $k_1$ : distancia desde el eje del alma hasta la punta de la transición curva del ala). Se permite soldadura de penetración parcial.
5. Cuando se usen rigidizadores (4ES, 8ES) se usarán soldadura de penetración completa.

Excepción: Cuando el espesor del rigidizador es de 3/8" (10mm) o menor, se permite usar soldaduras de filete.

### ***DISEÑO DE LA SECCIÓN DE LA COLUMNA***

**PASO 1:** Comprobar la resistencia a la fluencia del ala de la columna por flexión.

$$t_{cf} \geq \sqrt{\frac{1.11M_f}{\phi_d F_{yc} Y_c}} \quad (2- 91)$$

Dónde:

$\phi_d$  = Factor de resistencia para el estado limite dúctil igual a 1.0

$F_{yc}$  = Limite fluencia del material de la columna, (MPa).

$Y_c$  = parámetro de lineamiento para el rendimiento del mecanismo final de la placa extrema, especificado en la tabla 6, (mm).

$t_{cf}$  = espesor del ala de la columna, (mm).

Si el resultado de la ecuación anterior no cumple aumentar el tamaño de la columna o añadir placas de continuidad.

Si se añaden las placas de continuidad, compruebe Ecuación (2- 91) usando  $Y_c$  para el ala de la columna rigidizada de la Tabla 9.

Tabla 8. Parámetro  $Y_c$  de líneas de fluencia para el ala de la columna no rigidizada para la conexión 4E y 4ES

Geometría del ala de la columna no rigidizada	
$Y_c = \frac{b_{fc}}{2} \left[ h_1 \left( \frac{1}{s} \right) + h_0 \left( \frac{1}{s} \right) \right] + \frac{2}{g} \left[ h_1 \left( s + \frac{3c}{4} \right) + h_0 \left( s + \frac{c}{4} \right) + \frac{c^2}{2} \right] + \frac{g}{2}$ $s = \frac{1}{2} \sqrt{b_{fc} g}$	
<p>Fuente: AISC 358-2016. AMERICAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION. AISC. Prequalified Connections for Special and Intermediate Steel Moment Frames for Seismic Applications or Steel Buildings. Ed 2010. Chicago. Illinois: AISC. 2010.</p>	

Tabla 9. Parámetro  $Y_c$  de líneas de fluencia para el ala de la columna rigidizada para la conexión 4E y 4ES

Geometría del ala de la columna rigidizada	
$Y_c = \frac{b_{fc}}{2} \left[ h_1 \left( \frac{1}{s} + \frac{1}{p_{si}} \right) + h_0 \left( \frac{1}{s} + \frac{1}{p_{so}} \right) \right] + \frac{2}{g} [h_1(s + p_{si}) + h_0(s + p_{so})]$ $s = \frac{1}{2} \sqrt{b_{fc} g} \quad \text{Nota: Si } p_{si} > s, \text{ usar } p_{si} = s$	
<p>Fuente: AISC 358-2016. AMERICAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION. AISC. Prequalified Connections for Special and Intermediate Steel Moment Frames for Seismic Applications or Steel Buildings. Ed 2010. Chicago. Illinois: AISC. 2010.</p>	

**PASO 2:** en el caso que se requieran placas de continuidad para evitar la fluencia debido a la flexión en el ala de la columna, se debe determinar la fuerza en el rigidizador.

La resistencia del diseño a flexión del ala de la columna es:

$$\phi_d M_{cf} = \phi_d F_{yc} Y_c t_{fc}^2 \quad (2- 92)$$

Dónde:

$Y_c$  = Parámetro de lineamiento para el rendimiento del mecanismo final de la placa extrema, especificado en la Tabla 9, (mm). Por lo tanto, la fuerza de diseño equivalente del ala de la columna es:

$$\phi_d R_n = \frac{\phi_d M_{cf}}{(d_b - t_{fb})} \quad (2- 93)$$

Usando  $\phi_d R_n$  como la fuerza requerida para el diseño de la placa de continuidad determinada en el paso 3.

**PASO 3:** Si se requiere placas de continuidad, la fuerza requerida es:

$$F_{su} = F_{fu} - (\phi_d R_n) \quad (2- 94)$$

Dónde:

$$F_{fu} = \frac{M_f}{d_b - t_{fb}}$$

$\phi R_n$  = Valor de la resistencia de diseño del Paso 2 (Resistencia a la flexión del ala de la columna).

En las guías de diseño Steel Design Guide Series 13 del AISC, se indica un procedimiento para calcular las dimensiones de las platinas de continuidad para la unión viga columna:

- **Área mínima del rigidizador.** los rigidizadores transversales se deben dimensionar para proporcionar una sección transversal, a partir de las solicitaciones de carga, el área mínima requerida es:

$$A_{smin} = \frac{F_{su}}{\phi F_{yp}} \quad (2- 95)$$

Donde:

$$\phi = 0.90$$

$$A_{smin} = \text{Área mínima transversal del rigidizador, mm}^2$$

$$F_{su} = \text{Fuerza de diseño, calculada en el paso 3, N}$$

$$F_{yp} = \text{Esfuerzo de fluencia de la platina de continuidad, MPa}$$

- **Ancho mínimo del Rigidizador**

$$b_{pcmin} = \frac{b_{fc}}{3} - \frac{t_{wc}}{2} \quad (2- 96)$$

Donde:

$$b_{fc} = \text{Ancho del ala de la columna, mm}$$

$$t_{wc} = \text{Espesor del alma de la columna, mm}$$

$$b_{pcmin} = \text{Ancho mínimo del rigidizador, mm}$$

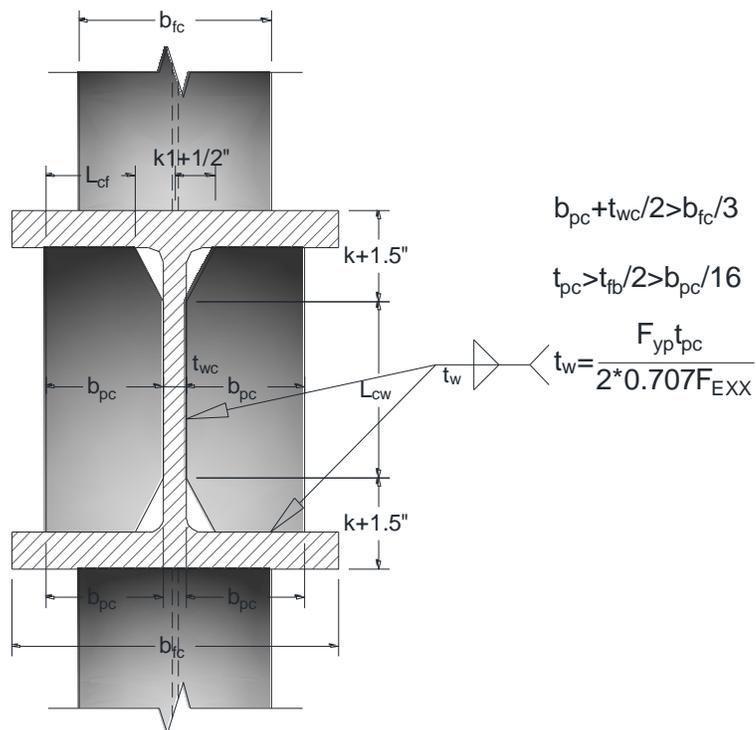
- **Espesor mínimo del rigidizador**

$$t_{pcmin} = \frac{b_{pcmin}}{16} \quad (2- 97)$$

- **Soldadura de Placas de Continuidad:** Las placas de continuidad deben soldarse a las aletas y alma de la columna utilizando soldaduras acanaladas de penetración completa.

En caso de no requerirse placas de continuidad por los conceptos anteriores, dado que la falla de los especímenes ensayados fue por flexión en las aletas de la columna, se considera importante colocar placas de continuidad, por los requisitos mínimos de F.2.10.10.8, que se resumen la siguiente figura.

Figura 43. Geometría de las Placas rigidizadoras o de Continuidad



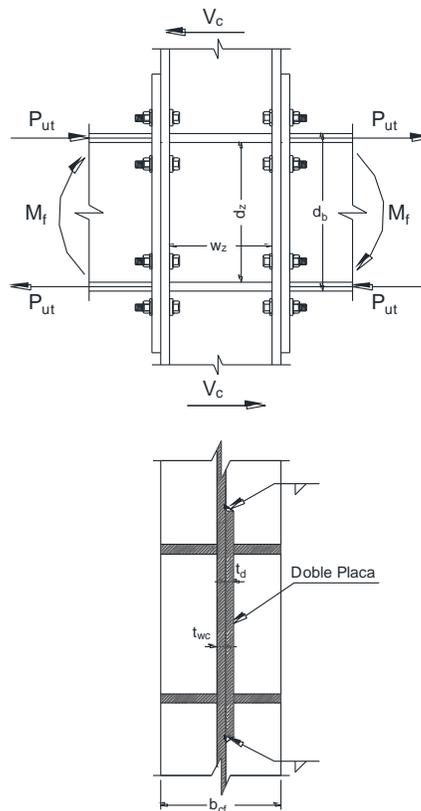
Fuente: PERALTA H. M. Diseño de Conexiones de Estructuras de Acero Actualizado al Reglamento de Construcción Sismo Resistente NSR-10. Trabajo de grado, Magister en Ingeniería estructural. Bucaramanga: Universidad Industrial de Santander, 2015. 433 p.

**PASO 4:** Compruebe la zona de panel de la columna de conformidad con las disposiciones sísmicas de la NSR-10, Título F.3.5.3.6.5.

El espesor requerido en la zona de panel se determina a partir de la suma de los momentos plásticos esperados en los puntos de rótula plástica proyectados a la cara de la columna. La resistencia de diseño a cortante debe ser  $\phi_v V_n$ , con  $\phi_v=1.0$  y la resistencia nominal a cortante  $V_n$  se debe calcular para el estado límite de fluencia por cortante según F.2.10.10.6.

El cortante de diseño requerido se calcula a partir de los esfuerzos internos en la zona de panel mediante el diagrama de cuerpo libre de la Figura 44, este se obtiene considerando que el momento flector resulta de un par de fuerzas axiales iguales y opuestas actuando en las alas del perfil.

Figura 44. Diagrama de cuerpo libre en la zona de panel



Fuente: CRISAFULLI F. J. Diseño sismorresistente de construcciones de acero. 4ta ed. Santiago de Chile: Asociación Latinoamericana del Acero, ALACERO, 2014. 173 p. ISBN 978-956-8181-16-1

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

$$R_u = \frac{\Sigma M_f}{d_b - t_{fb}} - V_c \quad (2- 98)$$

Donde  $V_c$  es la fuerza de corte (N) en la columna ubicada por encima del nudo.

$$V_c = \frac{\Sigma M_f}{H} \quad (2- 99)$$

$$R_u \leq \phi R_n \quad (2- 100)$$

La resistencia de diseño de la zona de panel del alma para el estado límite de fluencia por cortante se determinará con base en:

$$\phi = 0.90$$

Y  $R_n$ , la resistencia nominal, calculada como sigue:

- Para un  $P_u \leq 0.75P_y$ :

$$R_n = 0.6F_y d_c t_{wc} \left[ 1 + \frac{3b_{fc} t_{fc}^2}{d_b d_c t_{wc}} \right] \quad (2- 101)$$

- Para un  $P_u \geq 0.75P_y$ :

$$R_n = 0.6F_y d_c t_{wc} \left[ 1 + \frac{3b_{fc} t_{fc}^2}{d_b d_c t_{wc}} \right] \left[ 1.9 - \frac{1.2P_u}{P_y} \right] \quad (2- 102)$$

Dónde:

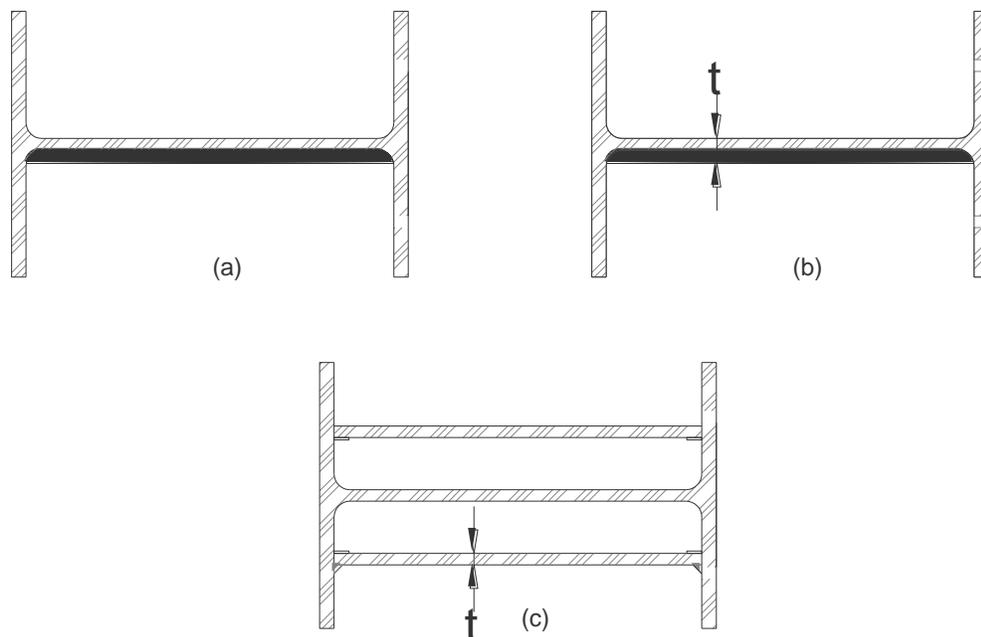
$A_c$  = Área de la sección transversal perfil columna, (mm<sup>2</sup>).

$b_{cf}$  = Ancho de ala perfil columna, (mm).

- $d_b$  = Altura perfil viga, (mm).  
 $d_c$  = Altura perfil columna, (mm).  
 $F_y$  = Resistencia especificada a fluencia del acero en la zona de panel, (MPa).  
 $P_u$  = Resistencia requerida para la combinación de cargas  $1.2D + 0.5L$ , (N).  
 $P_y = F_y A_c$ , resistencia de la columna a la fluencia bajo carga axial, (N).  
 $t_{fc}$  = Espesor del ala perfil columna, (mm).  
 $t_{wc}$  = Espesor del alma perfil columna, (mm). En caso de requerirse placas de enchape se deben reemplazar  $t_{wc}$  en la ecuación por  $t_{wc} + t_d$ , (mm)  
 $t_d$  = Espesor de la placa de enchape de la zona de panel, (mm).

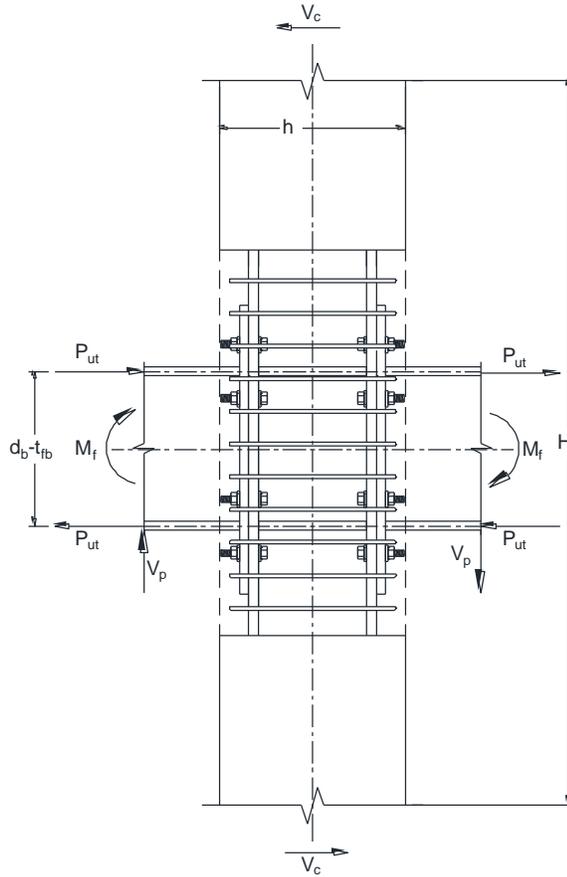
Para aumentar la resistencia a corte se puede añadir placas de refuerzo, con lo cual aumenta  $t_p$  y por tal la resistencia disponible. Ver Figura 45.

Figura 45. Placas de refuerzo en la zona de panel con soldadura de penetración completa o soldadura de filete



Fuente: CRISAFULLI F. J. Diseño sismorresistente de construcciones de acero. 4ta ed. Santiago de Chile: Asociación Latinoamericana del Acero, ALACERO, 2014. 173 p. ISBN 978-956-8181-16-1.

Figura 46. Diagrama de cuerpo libre en la cara de la Columna



- Los espesores individuales,  $t$ , de las almas de la columna y placas de enchape, en caso de utilizarse, deben cumplir con el siguiente requisito:

$$t \geq \frac{d_z + w_z}{90} \quad (2-103)$$

Dónde:

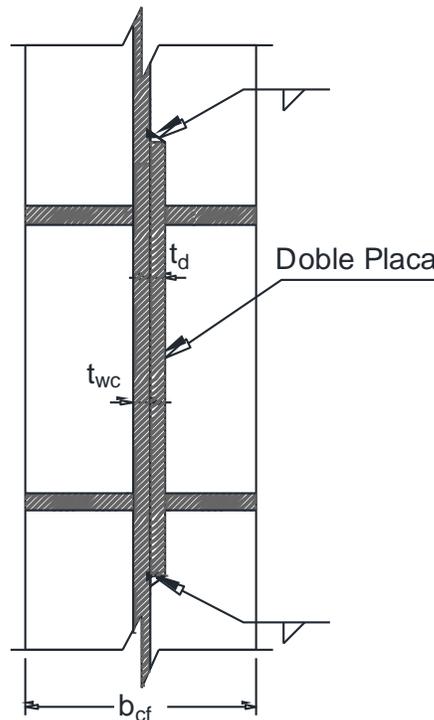
- $t$  = Espesor de la columna o de la placa de enchape, (mm).
- $d_z$  = Altura de la zona de panel entre placas de continuidad, (mm).
- $w_z$  = Ancho de la zona de panel entre aletas de la columna, (mm).

- Las placas de enchape se conectarán al alma de la columna mediante soldadura de filete a todo lo ancho y largo de la placa de enchape, en tal forma que desarrollen su resistencia de diseño al corte (Ver Figura 47)

*Soldadura de filete:*

Se determina el tamaño mínimo de soldadura de filete según especifica la tabla F.2.10.2-4 (NSR-10); según el espesor de la parte más delgada a unir. Con este tamaño de soldadura de filete se verifica si satisface la resistencia de diseño de soldadura para resistir como mínimo la resistencia al corte desarrollado en la placa de enchape.

Figura 47. Soldadura de filete en placa de enchape



$$\phi_w 0.6 F_{EXX} A_{efreq f} = \phi 0.60 F_y A_g \quad (2- 1)$$

$$A_{efreqf} = \frac{\phi F_y}{\phi_w F_{EXX}} A_g = 0.707 t_w d_c \quad (2- 2)$$

Dónde:

$A_{efreqf}$  = área efetiva requerida de soldadura de filete, (mm<sup>2</sup>).

$A_g$  = área bruta a cortante de la placa de enchape. Corresponde a  $d_c t_d$ , (mm<sup>2</sup>).

$\phi$  = Coeficiente de resistencia igual a 0.90.

$\phi_w$  = Coeficiente de resistencia igual a 0.75 (Tabla F.2.10.2-5)

$t_w$  = Tamaño de soldadura de filete, (mm).

$$t_w = \frac{1.7 F_{yd} t_d}{F_{EXX}} \quad (2- 3)$$

Hay que tener en cuenta el tamaño mínimo de la soldadura de filete, correspondiente al espesor más delgado a unir,  $t_{wc}$  o  $t_d$  de acuerdo a la tabla F.2.10.2-4. En el caso de los filetes horizontales, se debe cumplir con el tamaño máximo,  $t_w < t_d - 2\text{mm}$  para espesores de la placa de enchape mayores de 6mm, y  $t_w = t_d$  para espesores menores o iguales a 6mm. Si esto no se cumple se deben colocar soldaduras de tapón para completar la resistencia requerida:

*Soldadura de Tapón:*

$$\phi_w 0.6 F_{EXX} A_{tapon} = \text{Resistencia faltante} \quad (2- 4)$$

Dónde:

$$A_{tapon} = \frac{\text{Resistencia faltante}}{\phi_w 0.6 F_{EXX}} \quad (2- 5)$$

Según el F.2.10.2.3.2 de la NSR-10 El diámetro de las soldaduras de tapón tiene las siguientes limitantes:

$$D_{min} = t_d + 8mm \quad (2- 6)$$

$$D_{max} = D_{min} + 3mm \text{ o' } 2.25t_d \quad (2- 7)$$

La distancia mínima entre centros de soldaduras de tapón será de cuatro veces el diámetro del agujero.

Dónde:

$A_{tapón}$  = Área efectiva de soldadura de tapón, (mm<sup>2</sup>).

$D$  = Diámetro del agujero para soldadura de tapón, (mm).

$t_d$  = Espesor de la placa de enchape de la zona de panel, (mm).

$\phi_w$  = Coeficiente de resistencia igual a 0.75 (Tabla F.2.10.2-5)

### **2.2.1 Diagrama de flujo conexión precalificada viga I – columna compuesta embebida**

**DATOS:**

Datos de Viga (DV)

$b_{fb}$  = Ancho del Ala Perfil Viga Perfil Viga, (mm).

$t_{fb}$  = Espesor del Ala Perfil Viga, (mm).

$t_{wb}$  = Espesor del Ala Perfil Viga, (mm).

$d_b$  = Altura Perfil Viga, (mm).

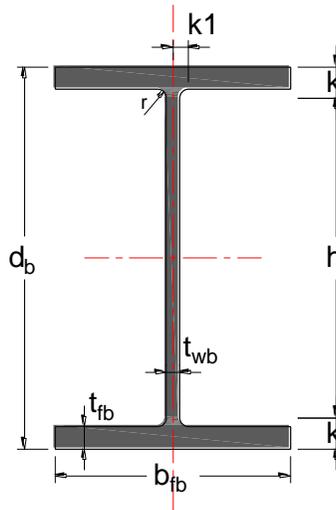
$Z_{xb}$  = Módulo Plástico Perfil Viga (eje fuerte), (mm<sup>3</sup>).

$Z_{yb}$  = Módulo Plástico Perfil Viga (eje débil), (mm<sup>3</sup>).

$A_b$  = Área del Perfil Viga. (mm<sup>2</sup>).

- $I_{xb}$  = Momento de inercia Perfil Viga (eje fuerte), ( $\text{mm}^4$ ).
- $I_{yb}$  = Momento de inercia Perfil Viga (eje débil), ( $\text{mm}^4$ ).
- $L$  = Longitud de la Viga entre Ejes de Columnas. (mm).
- $L_b$  = Longitud Libre de la Viga, entre Caras de las Columnas, (mm).
- $w$  = Carga para Combinación Gravitacional ( $1.2D+0.5L$ ).

Figura 48. Geometría de la Viga



Datos de Columna (DC)

- $d_c$  = Altura Perfil Columna, (mm).
- $b_{fc}$  = Ancho del Ala Perfil Columna, (mm).
- $t_{fc}$  = Espesor del Ala Perfil Columna, (mm).
- $t_{wc}$  = Espesor del Alma Perfil Columna, (mm).
- $A_c$  = Área Perfil Columna, ( $\text{mm}^2$ ).
- $I_{xc}$  = Momento de inercia Perfil Columna (eje fuerte), ( $\text{mm}^4$ ).
- $I_{yc}$  = Momento de inercia Perfil Columna (eje débil), ( $\text{mm}^4$ ).
- $Z_{xc}$  = Modulo Plástico Perfil Columna (eje fuerte), ( $\text{mm}^3$ ).
- $Z_{yc}$  = Modulo Plástico Perfil Columna (eje débil), ( $\text{mm}^3$ ).
- $H$  = Distancia de Columna entre puntos de Inflexión, (mm).
- $L_c$  = Longitud Libre de Columna entre Caras Internas de Vigas, (mm).

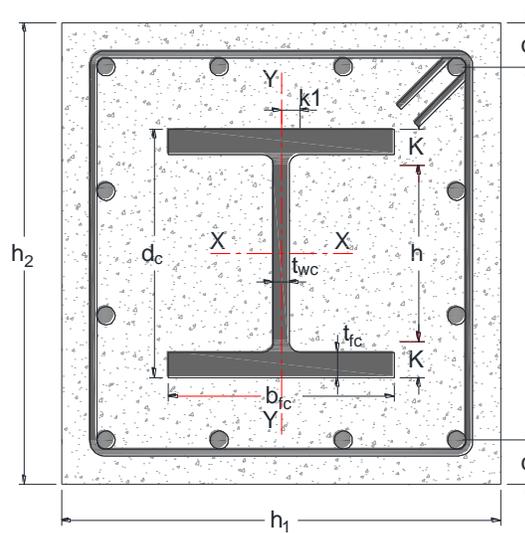
Datos de Pernos (DP)

$d_b$  = Diámetro del Perno, (mm).

$n_b$  = Número de pernos.

$A_b$  = Área bruta del perno, (mm<sup>2</sup>).

Figura 49. Geometría de la Columna Compuesta



Datos de Materiales:

### Acero de la Viga (AV)

$F_{yb}$  = Tensión de Fluencia del Acero de la Viga, (MPa).

$F_{ub}$  = Tensión de Ruptura del Acero de la Viga, (MPa).

$R_{yb}$  = Relación entre la Resistencia a la Fluencia esperada  $F_{ye}$  y la resistencia mínima esperada a la fluencia del acero de la viga que va utilizar  $F_y$ .

### Acero de la Columna (AC)

$F_{yc}$  = Tensión de Fluencia del Acero de la Columna, (MPa).

$F_{uc}$  = Tensión de Ruptura del Acero de la Columna, (MPa).

### **Acero de la Placas (AP)**

$F_{yp}$  = Tensión de Fluencia del Acero de la Placas, (MPa).

$F_{up}$  = Tensión de Ruptura del Acero de la Placas, (MPa).

### **Datos de Soldadura (DW)**

$F_{EXX}$  = Número de clasificación del electrodo, correspondiente a la resistencia mínima especificada, (MPa).

### **Calidad de Pernos (CP)**

$F_{nv}$  = Esfuerzo nominal a corte del perno Tabla F.2.10.3-2 NSR-10, (MPa).

$F_{nt}$  = Resistencia a la tensión nominal del perno de acuerdo a la especificación de la tabla F.2.10.3-2 NSR-10, (MPa).

### Datos 1

$b_p$  = Ancho de la placa extrema en la conexión, (mm).

$g$  = Distancia Horizontal entre Pernos, (mm).

$d_e$  = Distancia Vertical Libre, de la perforación y el borde del material de la placa extrema, (mm).

$P_{fo}$  = Distancia Vertical desde el exterior del Ala en Tensión de la Viga y la fila de Pernos más cercana, (mm).

$P_{fi}$  = Distancia Vertical desde el interior del ala en Tensión de la Viga y la fila de Pernos más Cercana, (mm).

$t_p$  = Espesor de la Placa Extrema, (mm).

### Datos 2

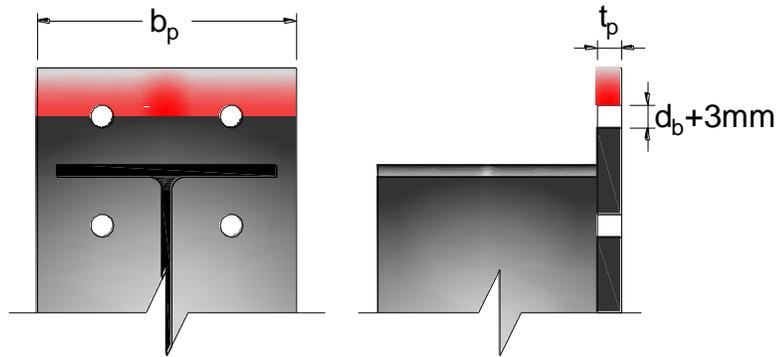
$h_1$  = Distancia desde la línea central del ala Inferior de la viga a la línea central del primer perno, (mm).

$h_o$  = Distancia desde la línea central del ala inferior de la viga a la fila del perno exterior, (mm).

$F_{nt}$  = Resistencia a la tensión nominal del perno de acuerdo a la especificación de la tabla F.2.10.3-2 NSR-10, (MPa).

Datos 3 
$$A_n = t_p [b_p - 2(d_b + 3mm)], (mm^2)$$

Figura 50. Ruptura por Corte



Datos 4

$n_b$  = Numero de pernos en el Ala Comprimida.

$F_{nv}$  = Esfuerzo nominal a Corte del Perno Tabla F.2.10.3-2 NSR-10, (MPa).

$$A_b = \frac{\pi}{4} d_b^2, (mm^2)$$

Datos 5

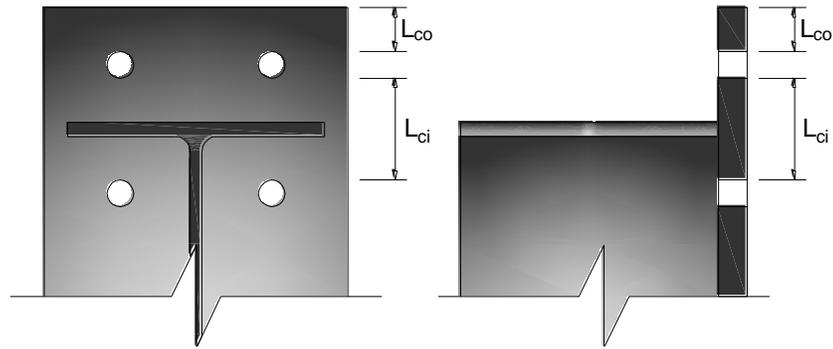
$n_i$  = Numero de los Pernos Interiores. 2 Pernos para las conexiones 4E.

$n_o$  = Numero de Pernos Exteriores. 2 Pernos para las conexiones 4E.

$$L_{ci} = (P_{fo} + P_{fi} + t_{fb}) - (d_b + 3.2mm), (mm)$$

$$L_{co} = d_e - 0.5(d_b + 3.2mm), (mm)$$

Figura 51. Esquema de datos placa extrema



#### Datos 6

- $C$  = Distancia entre las filas de pernos superior y la fila de pernos inferior de la columna sin rigidizar, (mm).
- $P_{si}$  = Distancia desde la cara interior de la placa de continuidad a la más cercana fila de los pernos interiores, (mm).
- $P_{so}$  = Distancia desde la cara exterior de la placa de continuidad a la más cercana fila de los pernos exteriores, (mm).
- $t_{pc}$  = Espesor de la platina de continuidad, (mm).

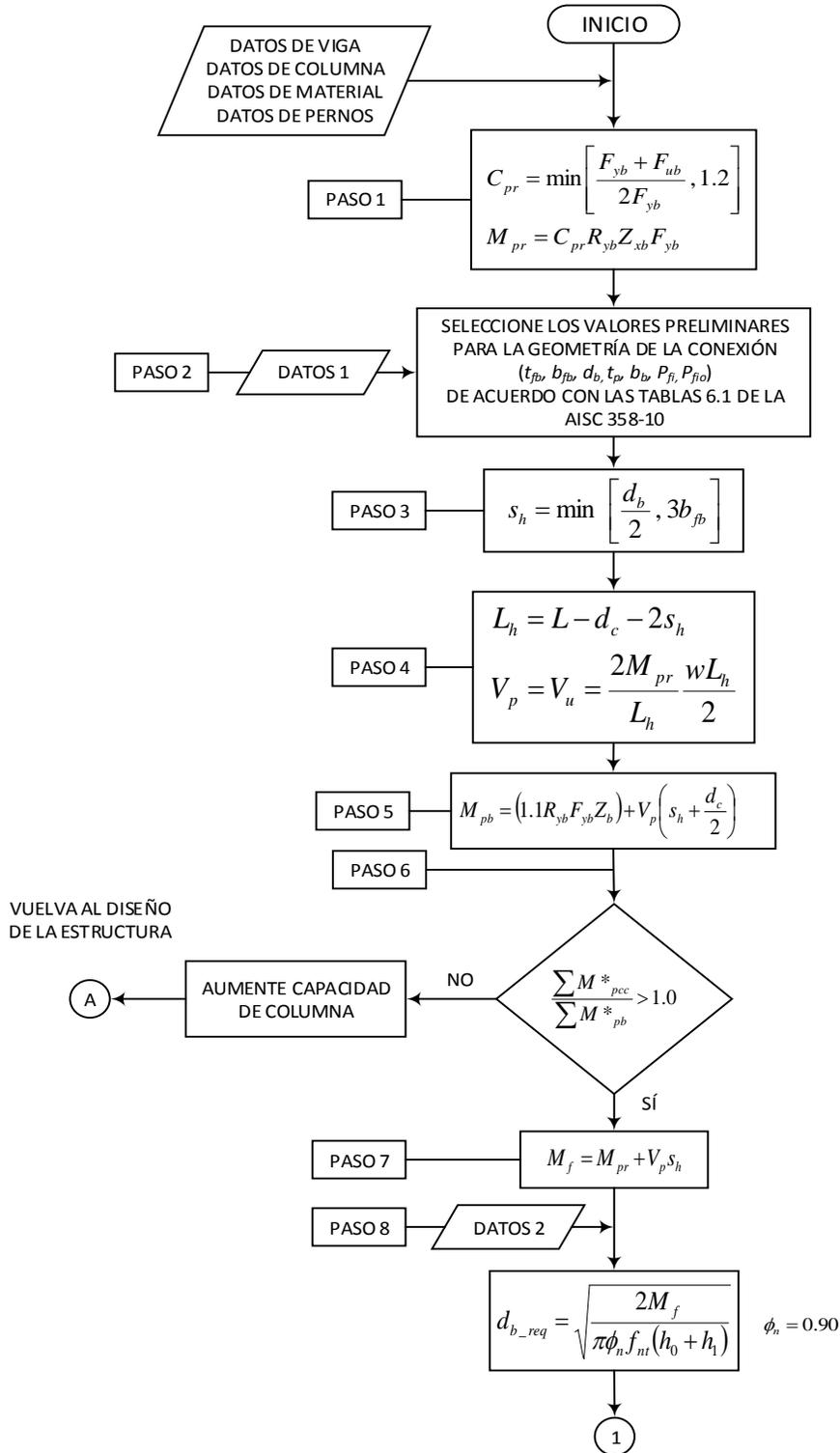
#### Datos 7

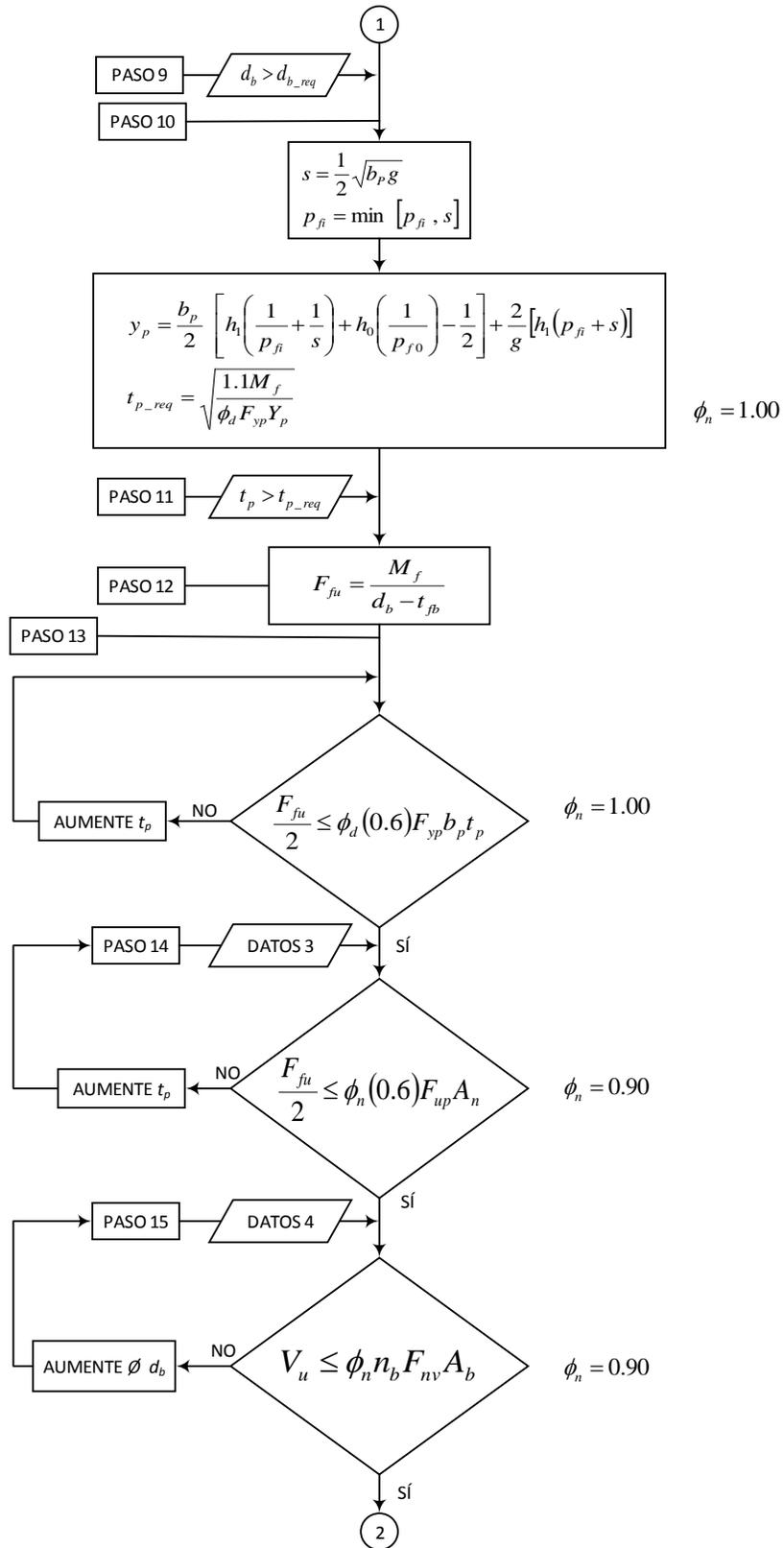
- $b_{pc}$  = Ancho del rigidizador, mm.
- $k_1$  = Distancia desde el eje del alma del perfil al pie de la soldadura del alma (valor de diseño) o soldadura de filete. (mm).
- $K$  = Distancia desde la cara exterior del ala del perfil al pie de la soldadura del alma (valor de diseño) o Soldadura de filete. (mm).

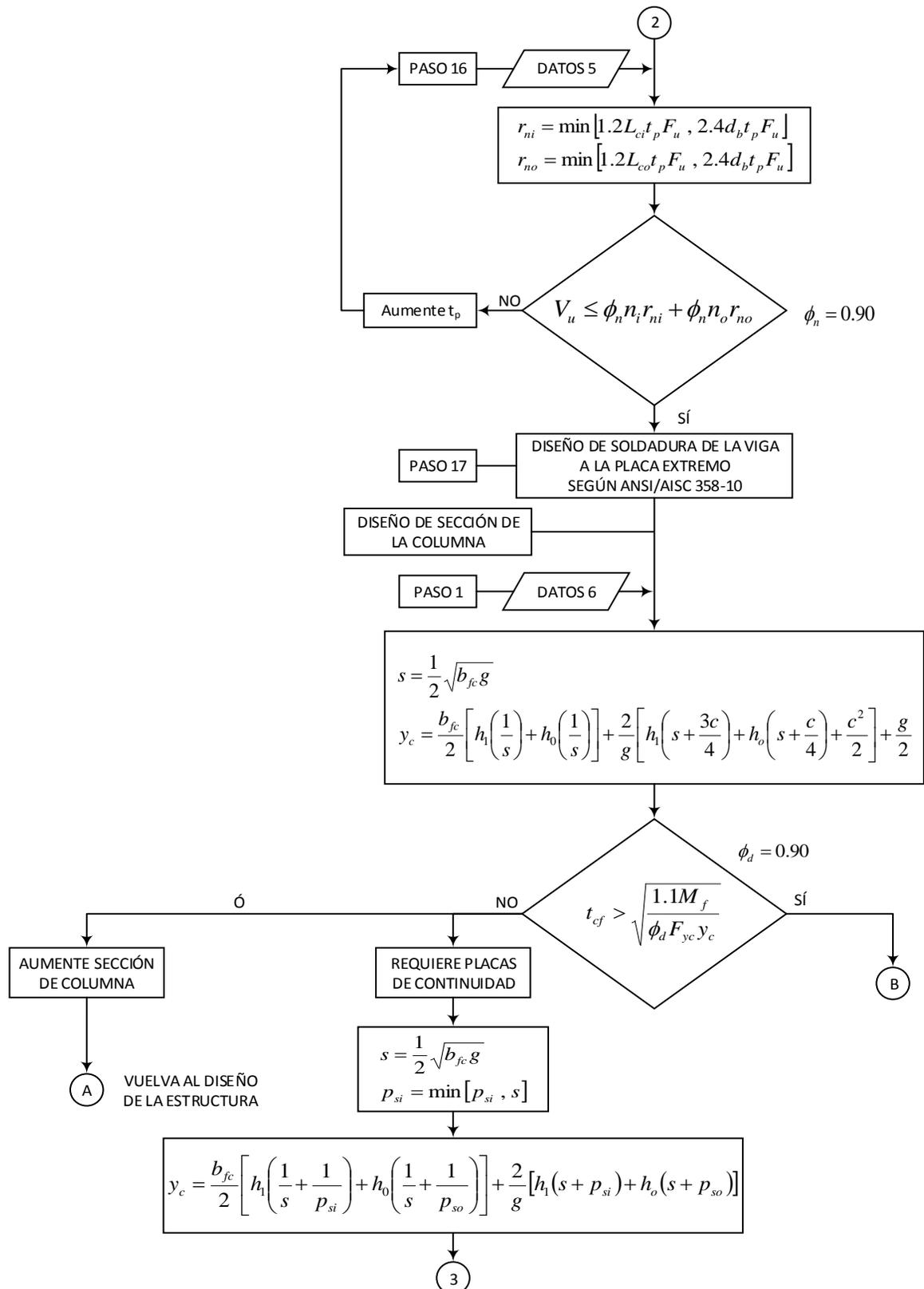
#### Datos 8

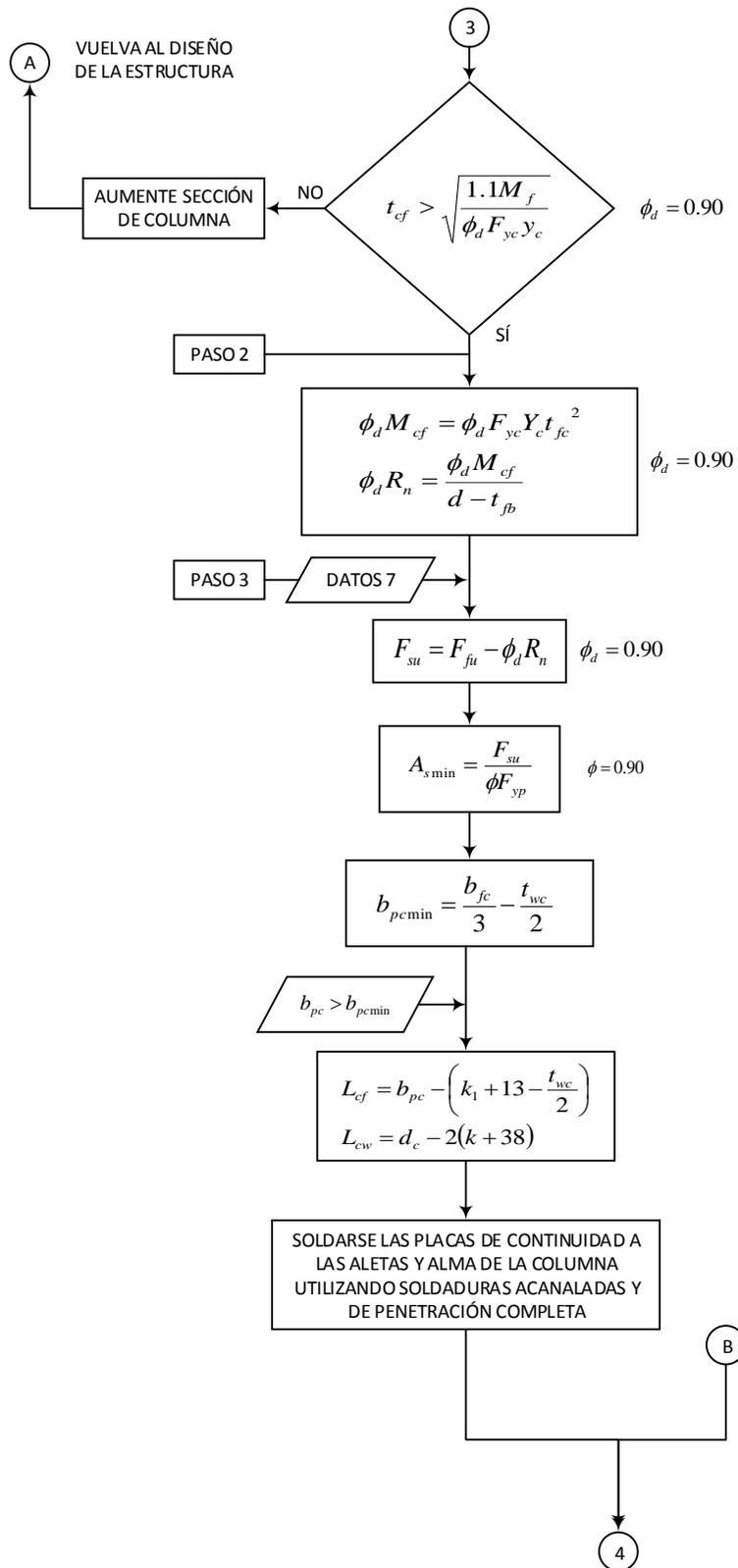
- $d_z$  = Altura de la zona de panel entre placas de continuidad, (mm).
- $w_z$  = Ancho de la zona de panel entre aletas de la columna, (mm).
- $P_u$  = Resistencia requerida para la combinación 1.2D+0.5L, (N).
- $P_y$  =  $F_y A_c$ , resistencia de la columna metálica a la fluencia bajo carga axial, (N).

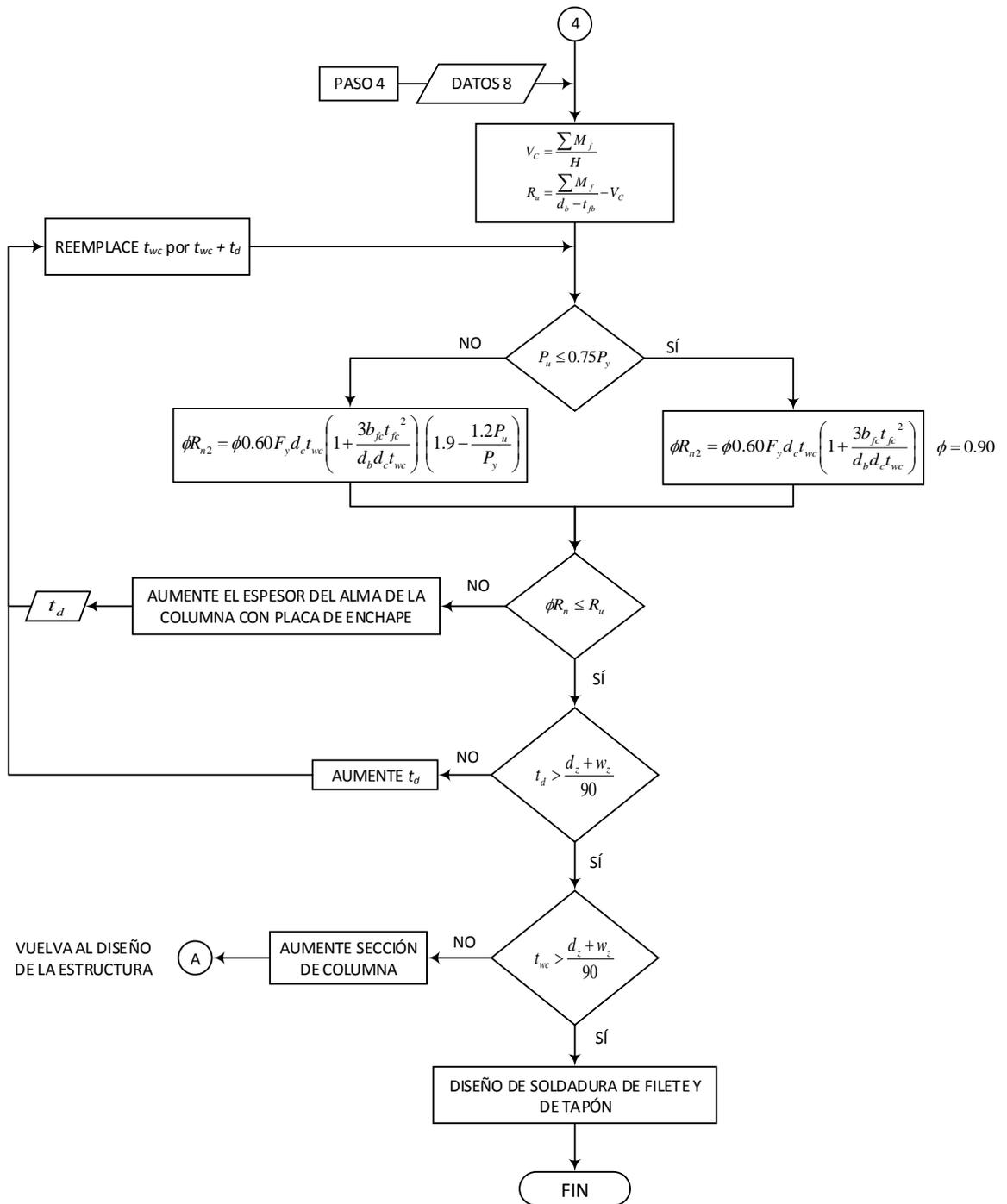
Figura 52. Diagrama de flujo diseño conexión precalificada viga I – columna compuesta embebida











## 2.3 PROCEDIMIENTO DE DISEÑO DE UNA CONEXIÓN PRECALIFICADA RÍGIDA VIGA I Y UNA COLUMNA TUBULAR RELLENA DE CONCRETO

Autor: Maritza Uribe, Director: Ing. Gabriel Valencia.

En esta investigación se realizó la precalificación de una conexión pernada a momento viga-columna usado perfiles tubulares armados rellenos de concreto de 300x300mm en espesores de 5mm y 6mm para las columnas y perfiles IPE360 las vigas, obteniendo una conexión precalificada para sistemas estructurales con capacidad especial de disipación de energía en el rango inelástico (DES).

Figura 53. Detalle 3D conexión.



## DISEÑO DE PLACA DE EXTREMO Y PERNOS

**PASO 1:** Calcular  $M_{pr}$ , en la ubicación de las rótulas plásticas,  $S_h$ , de acuerdo al procedimiento de la sección 1.5.1. (N-mm).

**PASO 2:** Seleccione los valores preliminares para la geometría de la conexión ( $g$ ,  $P_{fi}$ ,  $P_{fo}$ ,  $P_b$ ,  $h_i$ , etc. Véase Tabla 10).

En la Tabla 10, se muestran las limitaciones de cada uno de los parámetros geométricos de la conexión precalificada.

Tabla 10. Limitaciones de los Parámetros en la Conexión Precalificada

Limitaciones Paramétricas de Precalificación				
Cuatro Pernos Sin Rigidizador (4E)				
Parámetro	Máximo		Mínimo	
	In	mm	In	mm
$t_{fb}$	3/4	19	3/8	10
$b_{fb}$	91/4	235	6	152
$d_b$	55	1400	133/4	349
$t_p$	21/4	57	1/2	13
$b_p$	103/4	273	7	178
$g$	6	152	4	102
$P_{fi}, P_{fo}$	41/2	114	11/2	38
$b_{fb}$ = Ancho del Ala Perfil Viga, in. (mm) $b_p$ = Ancho de la placa extrema en la conexión, in. (mm) $d_b$ = Altura Perfil Viga, in, (mm) $g$ = Distancia Horizontal entre Pernos, in. (mm) $P_{fi}$ = Distancia Vertical desde el interior del ala en Tensión de la viga y la fila de pernos más Cercano, in. (mm)				

$P_{fo}$ = Distancia Vertical desde el exterior del ala en Tensión de la Viga y la fila de Pernos más cercana, in. (mm) $t_{fb}$ = Espesor del Ala Perfil Viga, in. (mm)
---

Tabla 10. (Continuación)

$t_p$ = Espesor de la Placa Extrema, in. (mm)
Fuente Manual AISC 358-10. AMERICAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION. AISC. Prequalified Connections for Special and Intermediate Steel Moment Frames for Seismic Applications or Steel Buildings. Ed 2010. Chicago. Illinois: AISC. 2010.

Donde

$b_p$  = Ancho del ala perfil Viga más 25mm.

$g$  = Distancia horizontal entre pernos, mínimo 3 veces el diámetro del perno, y con una separación mínima al borde de la placa de 1.5 veces el diámetro.

La distancia libre mínima entre los pernos y las placas es el diámetro del perno más 13mm para pernos hasta de 25mm de diámetro y el diámetro del perno más 19mm para pernos de mayor diámetro.

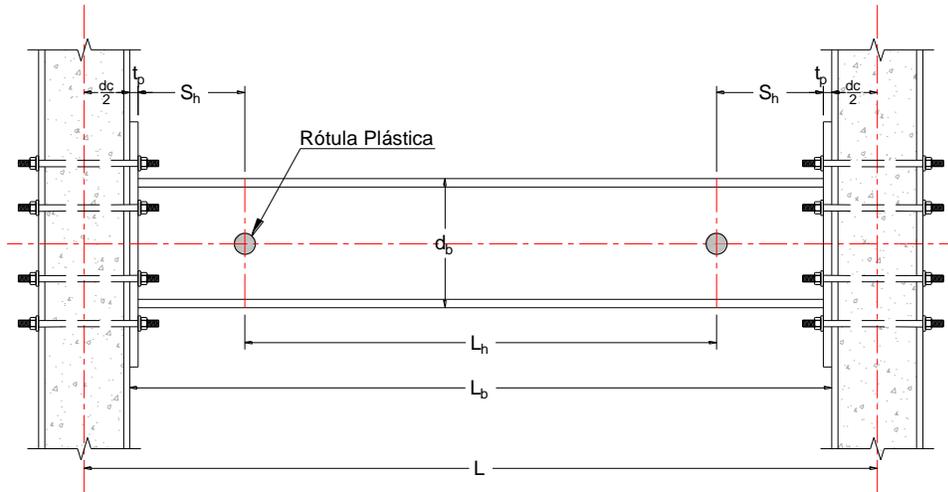
$$b_p = b_{fb} + 25mm$$

$$h_1 = d_b - 1.5t_{fb} - P_{fi}$$

$$h_0 = d_b - \frac{t_{fb}}{2} + P_{fo}$$

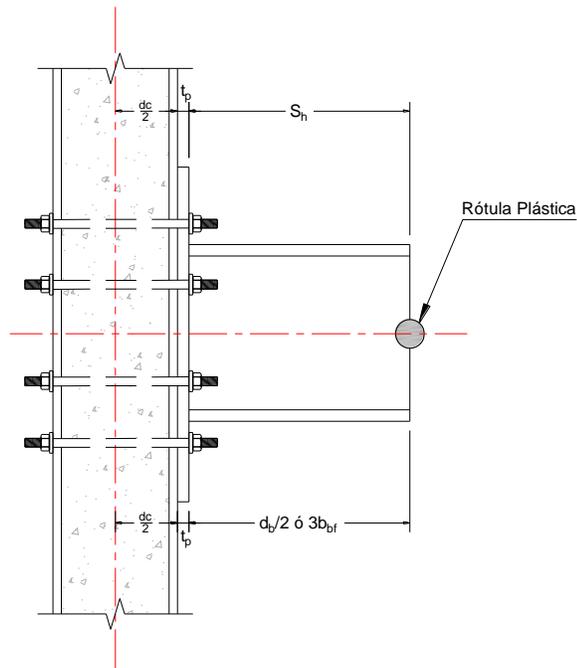
**PASO 3:** Determinar la ubicación de las rótulas plásticas generadas en la longitud libre de la viga, la cual es representada por el parámetro  $S_h$  distancia medida desde la cara de la columna tal como se muestra en la Figura 54 y Figura 55.

Figura 54. Ubicación de la formación de rótulas plásticas



Fuente: URIBE VALLEJO, M. Calificación de una conexión rígida de una viga I y una columna tubular rellena de concreto bajo la acción de cargas dinámicas. Tesis de grado. Bogotá D.C.: Universidad Nacional de Colombia. 2008.

Figura 55. Distancia a la rótula plástica desde el eje de la columna



Fuente: URIBE VALLEJO, M. Calificación de una conexión rígida de una viga I y una columna tubular rellena de concreto bajo la acción de cargas dinámicas. Tesis de grado. Bogotá D.C.: Universidad Nacional de Colombia. 2008.

$$S_h = \min\left(\frac{d_b}{2} \text{ o } 3b_{bf}\right) \quad (2- 104)$$

Donde

$d_c$  = Ancho de la columna en el sentido paralelo de la conexión, (mm).

$d_b$  = Peralte total de la viga que conforma la conexión, (mm).

$t_p$  = Espesor de la placa terminal, (mm).

$b_{bf}$  = Ancho del ala de la viga, (mm).

**PASO 4:** Calcular  $V_p$  en la ubicación de la rótula plástica,  $S_h$ , de acuerdo al procedimiento de la sección 1.5.3, (N).

**PASO 5:** Calcular  $M_{pb}^*$ , de acuerdo al procedimiento de la sección 1.5.4, (N-mm).

**PASO 6:** Realizar el planteamiento de la jerarquía de la plastificación como se describe en el capítulo F.3 sección F.3.7.3.4. de la NSR-10.

$$\frac{\sum M_{pcc}^*}{\sum M_{pb}^*} \geq 1 \quad (2- 105)$$

Dónde:

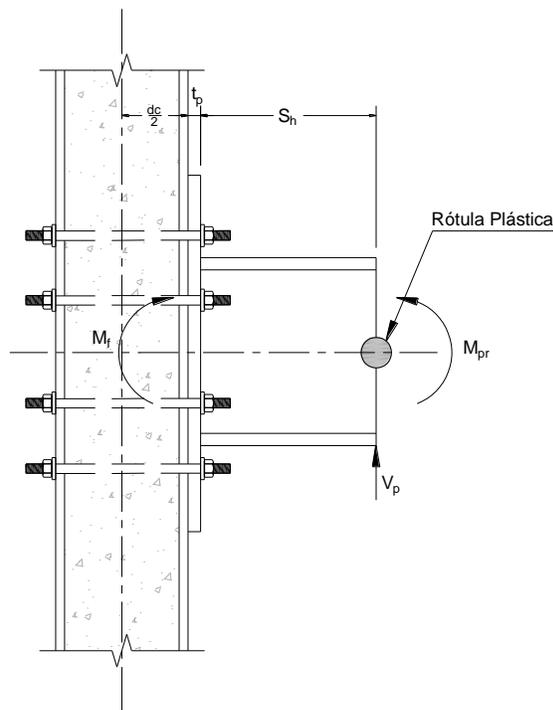
$\sum M_{pcc}^*$  = Suma de las Proyecciones al eje de las vigas de acuerdo con el procedimiento de la sección 1.5.5, de la resistencia nominal a flexión de las columnas (incluidas las ménsulas si estas se utilizan) arriba y debajo de la unión con una reducción debida a la fuerza axial en la columna. Para columnas compuestas la resistencia nominal a flexión,  $M_{pcc}$ , debe satisfacer los requisitos de F.2.9 de la NSR-10 considerando la resistencia axial requerida  $P_{uc}$ . (N-mm).

$\Sigma M^*_{pb}$  se calcula como se describe en el **Paso 5**, (N-mm).

A partir del paso 7 se continúa con el diseño de la conexión tomando como referencia la conexión (*BOLTED UNSTIFFENED END –PLATE MOMENT CONNECTIONS FOUR-BOLT*), siguiendo los pasos propuestos en el capítulo 6 de las conexiones precalificadas AISC 358-10, para los elementos los cuales son: la Placa Extendida, los Pernos Pasantes y las Soldaduras.

**PASO 7:** Calcular  $M_f$  de acuerdo al procedimiento de la sección 1.5.4. Ver Figura 56, donde se muestra el diagrama de cuerpo libre de acuerdo a la conexión en estudio. (N-mm).

Figura 56. Diagrama de equilibrio para la conexión



Fuente: URIBE VALLEJO, M. Calificación de una conexión rígida de una viga I y una columna tubular rellena de concreto bajo la acción de cargas dinámicas. Tesis de grado. Bogotá D.C.: Universidad Nacional de Colombia. 2008.

**PASO 8:** Determine el diámetro del perno requerido  $d_{breq}$ , utilizando la ecuación para *four-bolt connections* (4E y 4ES).

$$d_{breq} = \sqrt{\frac{2M_f}{\pi\phi_n F_{nt}(h_o + h_1)}} \quad (2-106)$$

Dónde:

$F_{nt}$  = Resistencia a la tensión nominal del perno de acuerdo a la especificación de la Tabla 12 de este documento, (MPa).

$\phi_n$  = Factor de resistencia para el estado limite no dúctil igual a 0.90.

$h_1$  = Distancia desde la línea central del ala inferior de la viga a la línea central del primer perno, (mm); ver figura de la Tabla 13.

$h_o$  = Distancia desde la línea central del ala inferior de la viga a la fila del perno exterior, (mm); ver figura de la Tabla 13.

Tabla 11. Propiedades mecánicas del Acero (ASTM A-193) Grado B7

**Tabla Requerimientos Mecánicos.**

(Esta tabla aplica para los espárragos y tornillos fabricados con el código ASTM A 193/ A 193M)

Grado	Díametro mm (pulg.)	Temperatura mínima de Revenido, °C (°F)	Resistencia Mínima a la Tensión MPa (ksi)	Resistencia Mínima a la Fluencia 0.2 % de balance MPa (ksi)	% mínimo de Elongación en 4 D	% mínimo de Reducción de área	Dureza Máxima	
<b>Aceros Ferríticos</b>								
B5	M100 (4") y mayores	593 (1100)	690 (100)	550 (80)	16	50	.....	
4 a 6 % cromo	B6	M100 (4") y mayores	593 (1100)	760 (100)	585 (85)	15	50	.....
13 % cromo	B6X	M100 (4") y mayores	593 (1100)	620 (90)	485 (70)	16	50	26 HRC
13 % cromo	B7	M64 (2.5") y menores	593 (1100)	860 (125)	720 (105)	16	50	321 HB o 35 HRC
cromo molibdeno		arriba de M64 (2.5") y hasta M100 (4")	593 (1100)	795 (115)	655 (95)	16	50	302 HB o 33 HRC
		arriba de M100 (4") y hasta M180 (7")	593 (1100)	690 (100)	515 (75)	18	50	277 HB o 29 HRC
B7M <sup>†</sup>	M64 (2.5") y menores	620 (1150)	690 (100)	550 (80)	18	50	235 HB o 99 HRB	
cromo molibdeno		M100 (4") y menores	620 (1150)	690 (100)	550 (80)	18	50	235 BHN o 99 R/B
		arriba de M100 (4") y hasta M180 (7")	620 (1150)	690 (100)	515 (75)	18	50	235 BHN o 99 R/B
B16	M64 (2.5") y menores	650 (1200)	860 (125)	725 (105)	18	50	321 HB o 35 HRC	
cromo molibdeno vanadio		arriba de M64 (2.5") y hasta M100 (4")	650 (1200)	760 (110)	655 (95)	17	45	302 HB o 33 HRC
		arriba de M100 (4") y hasta M180 (7")	650 (1200)	690 (100)	586 (85)	16	45	277 HB o 29 HRC

Fuente: Citado por URIBE VALLEJO, M. Calificación de una conexión rígida de una viga I y una columna tubular rellena de concreto bajo la acción de cargas dinámicas. Tesis de grado. Bogotá D.C.: Universidad Nacional de Colombia. 2008.

Nota: Como en la investigación para la *Calificación de una Conexión Rígida de una Viga I y una Columna Rellena de Concreto Bajo la Acción de Cargas Dinámicas* (Uribe, 2008), se emplearon espárragos pasantes de 460 mm de longitud, se propone trabajar con varillas roscadas de acero **ASTM A-193 Grado B, equivalentes a A1554 Gr 105**, para la fabricación de dichos espárragos, (Varillas Roscadas) se anexan la Tabla 11 y Tabla 12.

Tabla 12. Resistencias nominales a la tensión y al corte de pernos ASTM A-193 Grado B7. Sistema internacional

Descripción de los pernos	Resistencia a la tensión		Corte en conexiones tipo aplastamiento	
	Coficiente resistencia $\phi$	Resistencia Nominal a tensión, $F_{nt}$ MPa	Coficiente resistencia $\phi$	Resistencia Nominal al corte, $F_{nv}$ , MPa
Pernos ASTM A-193 Grado B7 cuando hay roscas en los planos de corte	0.75	860	0.75	455
Pernos ASTM A-193 Grado B7 cuando <b>NO</b> hay roscas en los planos de corte	0.75	860	0.75	575

Fuente: URIBE VALLEJO, M. Calificación de una conexión rígida de una viga I y una columna tubular rellena de concreto bajo la acción de cargas dinámicas. Tesis de grado. Bogotá D.C.: Universidad Nacional de Colombia. 2008.

**PASO 9:** seleccionar un diámetro del perno de prueba  $d_b$ , no menor al requerido en el paso 8.

**PASO 10:** Determinar el espesor de la placa extrema  $t_{p,req'd}$ , requerida.

$$t_{p,req'd} = \sqrt{\frac{1.11M_f}{\phi_d F_{yp} Y_p}} \quad (2-107)$$

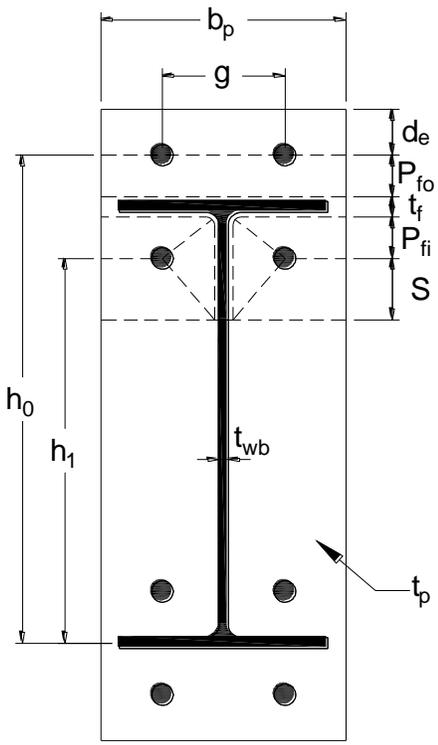
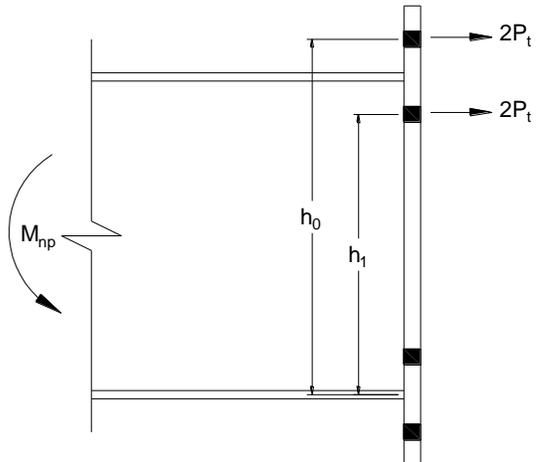
Dónde:

$F_{yp}$  = Tensión de Fluencia del Acero de la placa extrema, (MPa).

$Y_p$  = Parámetro de lineamiento para el rendimiento del mecanismo final de la placa extrema, especificado en la Tabla 13, (mm).

$\phi_d$  = Factor de resistencia para el estado limite dúctil igual a 1.0

Tabla 13. Parámetro  $Y_p$  de líneas de fluencia para la placa extrema de la conexión 4E

Geometría de la Placa Extremo y Modelo de la Línea de Fluencia	Modelo de Fuerzas en Pernos
	
Placa Extremo	$Y_p = \frac{b_p}{2} \left[ h_1 \left( \frac{1}{p_{fi}} + \frac{1}{s} \right) + h_0 \left( \frac{1}{p_{fo}} \right) - \frac{1}{2} \right] + \frac{2}{g} \left[ h_1 (p_{fi} + s) \right]$
	$s = \frac{1}{2} \sqrt{b_p g} \quad \text{Nota: si } p_{fi} > s, \text{ usar } p_{fi} = s$

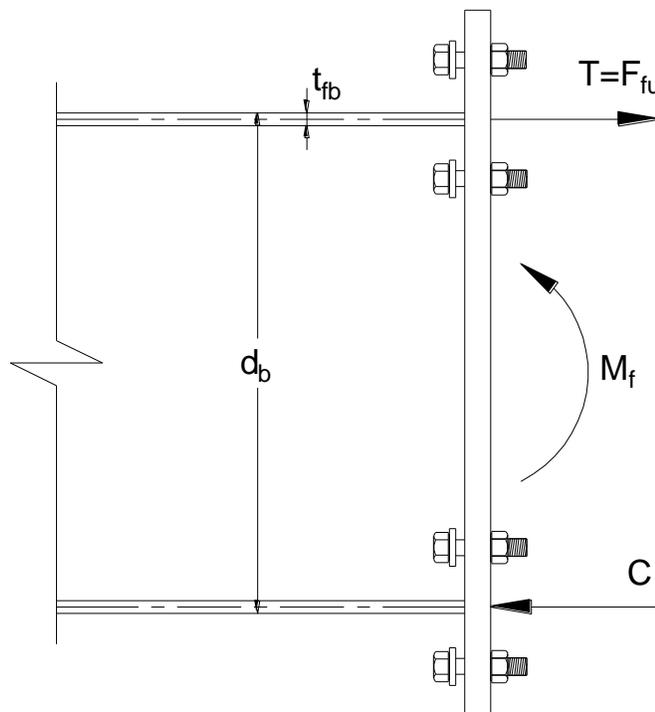
Fuente: AISC 358-2010. AMERICAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION. AISC. Prequalified Connections for Special and Intermediate Steel Moment Frames for Seismic Applications or Steel Buildings. Ed 2010. Chicago. Illinois: AISC. 2010.

**PASO 11:** Selección de un grosor de la placa terminal,  $t_p$  no inferior al calculado.

**PASO 12:** Calcular  $F_{fu}$ , que es la fuerza del ala de la viga.

$$F_{fu} = \frac{M_f}{d_b - t_{fb}} \quad (2- 108)$$

Figura 57. Diagrama de equilibrio del ala de la viga



Fuente: CARDOSO M. L, QUISHPE S. E. Diseño de conexiones precalificadas bajo AISC para pórticos resistentes a momento. Tesis de grado, Ingeniero Mecánico. Riobamba-Ecuador: Escuela Superior Politécnica de Chimborazo, Facultad de mecánica, 2014. 127 p.

Dónde:

$d_b$  = Altura perfil viga, (mm).

$t_{bf}$  = Espesor del ala perfil viga, (mm).

**PASO 13:** Verificar que la placa extrema no falle por fluencia o por corte:

$$\frac{F_{fu}}{2} \leq \phi_d R_n = \phi_d (0.6) F_{yp} b_p t_p \quad (2- 109)$$

Dónde:

$\phi_d$  = Factor de resistencia para el estado limite dúctil igual a 1.0

$b_b$  = Es el espesor de la placa extrema (mm), esta debe ser asumida no mayor que el ancho del ala de la viga, más 25mm.

Si el resultado de la ecuación anterior no cumple, se debe aumentar el espesor de la placa extrema o aumentar el límite de fluencia del material de la placa extrema.

**PASO 14:** Comprobar la ruptura por corte de la conexión de cuatro pernos sin rigidizar (4E).

$$\frac{F_{fu}}{2} \leq \phi_n R_n = \phi_n (0.6) F_{up} A_n \quad (2- 110)$$

$$A_n = t_p (b_p - 2(d_b + 3mm)) mm^2 \quad (2- 111)$$

Dónde:

$\phi_n$  = Factor de resistencia para el estado limite no dúctil igual a 0.90

$F_{up}$  = Tensión de ruptura del acero de la placa extrema, (MPa).

$A_n$  = Área neta de la placa extrema, (mm<sup>2</sup>).

$d_b$  = Diámetro del perno, (mm).

Si la ecuación anterior no cumple, se debe aumentar el espesor de la placa extrema o aumentar la tensión de fluencia del material de la placa extrema.

**Paso 15:** Revisar la ruptura por cortante del perno en la zona de compresión del ala de la viga.

$$V_u \leq \phi_n R_n = \phi_n (n_b) F_{nv} A_b \quad (2- 112)$$

$$A_b = \frac{\pi}{4} d_b^2 \quad (2- 113)$$

Dónde:

$\phi_n$  = Factor de resistencia para el estado limite no dúctil igual a 0.90

$n_b$  = Número de pernos en el ala comprimida.

: 4 pernos para las conexiones 4E y 4ES.

: 8 pernos para las conexiones 8ES.

$A_b$  = Área bruta del perno, (mm<sup>2</sup>).

$F_{nv}$  = Esfuerzo nominal a corte del perno, (MPa). Ver Tabla 12.

$V_u$  = fuerza a corte en el extremo de la viga, (N) dada por el paso 3.

**PASO 16:** Verificar el aplastamiento del perno y la falla por desgarre de la placa extrema y el ala de la columna; en el ala de la columna se aplica solo aplastamiento del perno.

$$V_u \leq \phi_n R_n = \phi_n (n_i) r_{ni} + \phi_n (n_o) r_{no} \quad (2- 114)$$

Dónde:

$\phi_n$  = Factor de resistencia para el estado limite no dúctil igual a 0.90

$n_i$  = Número de los pernos interiores.

: 2 pernos para las conexiones 4E y 4ES

: 4 pernos para las conexiones 8ES

$n_o$  = Número de pernos exteriores

: 2 pernos para las conexiones 4E y 4ES

: 4 pernos para las conexiones 8ES

**Para la resistencia al desgarre de la placa extrema:**

i. Para los pernos interiores:

$$r_{ni} = 1.2L_{ci}t_pF_{up} < 2.4d_b t_p F_{up}, \text{ para cada perno interior.} \quad (2- 115)$$

$$L_{ci} = (P_{fo} + P_{fi} + t_{fb}) - (d_b + 3.2mm) \quad (2- 116)$$

ii. Para los pernos exteriores:

$$r_{no} = 1.2L_{co}t_pF_{up} < 2.4d_b t_p F_{up}, \text{ para cada perno exterior} \quad (2- 117)$$

$$L_{co} = d_e - 0.5(d_b + 3.2mm) \quad (2- 118)$$

Dónde:

$L_c$  = Distancia en la dirección de la fuerza, entre el borde de un agujero y el borde del agujero adyacente, (mm).

$F_{up}$  = Tensión de ruptura del acero de la placa extrema o de la columna, (MPa).

$d_b$  = diámetro del perno, (mm).

$t_p$  = espesor de la placa extrema o espesor del ala de la columna, mm.

$F_{yb}$  = Tensión de fluencia del acero de la viga, (MPa).

$F_{yc}$  = Tensión de fluencia del acero de la columna, (MPa).

$t_{fc}$  = espesor del ala de la columna, (mm).

Si la ecuación anterior no cumple, incrementar el espesor de la placa extremo.

**PASO 17:** Verificación de la acción de esfuerzos combinados de tensión y corte en los pernos pasantes. Según la NSR-10 **F.2.10.3.7** la resistencia de diseño a tensión de un perno sometido a una combinación de esfuerzos de tensión y cortante será determinada de acuerdo a los estados límites de rotura por tensión y por cortante, con base en:

$$\phi = 0.75.$$

$$R_n = F'_{nt} A_b \quad (2- 119)$$

Dónde:

$F'_{nt}$  = Resistencia nominal a tensión por unidad de área, modificada para incluir los efectos del esfuerzo cortante, (MPa).

$$F'_{nt} = 1.3F_{nt} - \frac{F_{nt}}{\phi F_{nv}} f_v \leq F_{nt} \quad (2- 120)$$

$F_{nt}$  = Resistencia a la tensión nominal del perno de acuerdo a la especificación de la Tabla F.2.10.3-2 de la NSR-10 o ver en la Tabla 12 (MPa).

$F_{nv}$  = Esfuerzo nominal a corte del perno de la Tabla F.2.10.3-2 de la NSR-10 o ver en la Tabla 12, (MPa).

$f_v$  = Resistencia requerida a cortante por unidad de área, (MPa).

$$R_u = V_p = \frac{V_u}{n} \quad (2- 121)$$

$n$  = Número de pernos.

Por lo tanto, el esfuerzo cortante requerido  $f_v$  en el perno es igual a:

$$f_v = \frac{V_p}{A_b} \quad (2- 122)$$

Entonces:

$$R_u \leq \phi R_n \quad (2- 123)$$

**Paso 18:** Diseño de la soldadura de la viga a la placa extremo según la Sección 6.9.7 del ANSI/AISC358-10.

6. No se usarán orificios de acceso para soldadura.

7. El ala de la viga se conectará con la placa extrema con soldadura de penetración completa sin respaldo. La ranura de la soldadura CJP se hará de tal manera que la raíz de la soldadura este en el lado del alma de la viga. La cara interna del ala será de (5/16") 8 mm de soldadura en ángulo recto. Estas soldaduras deben ser de demanda crítica.

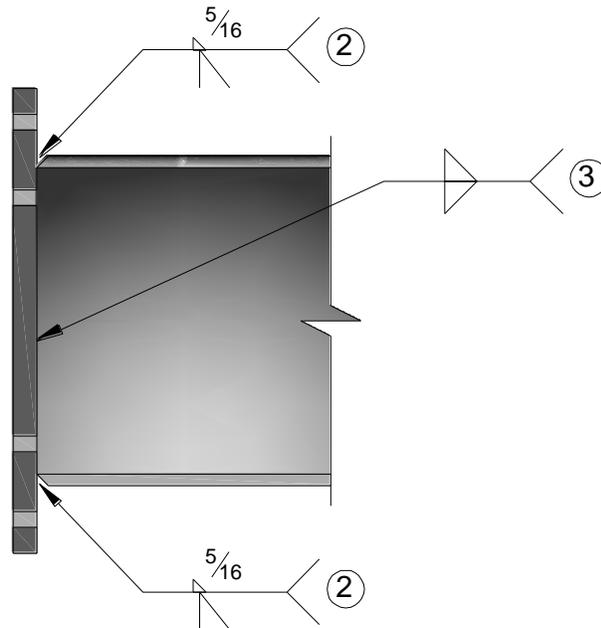
8. Para unir el alma de la viga a la placa extremo se utilizarán, ya sea soldaduras de filete o soldaduras de ranura CJP. Cuando se usan las soldaduras de filete serán dimensionada para desarrollar la resistencia del alma de la viga en tensión desde la cara interior del ala a 6" (150 mm) hasta la fila de tornillos más alejado del ala de la viga.

9. La soldadura de penetración de la raíz no se requiere en el ala directamente por encima y por debajo del alma de la viga para una longitud igual a  $1.5 k_1$  ( $k_1$ : distancia desde el eje del alma hasta la punta de la transición curva del ala). Se permite soldadura de penetración parcial.

10. Cuando se usen rigidizadores (4ES, 8ES) se usarán soldadura de penetración completa.

Excepción: Cuando el espesor del rigidizador es de 3/8" (10mm) o menor, se permite usar soldaduras de filete.

Figura 58. Soldadura del ala y el alma a la Placa de extremo



Fuente: PERALTA H. M. Diseño de Conexiones de Estructuras de Acero Actualizado al Reglamento de Construcción Sismo Resistente NSR-10. Trabajo de grado, Magister en Ingeniería estructural. Bucaramanga: Universidad Industrial de Santander, 2015. 433 p.

## DISEÑO DE LA SECCIÓN DE LA COLUMNA

**PASO 1:** Se verifica el espesor por cortante en la zona de panel de la columna para el estado límite de fluencia por cortante según F.2.10.10.6 capítulo F de la NSR-10:

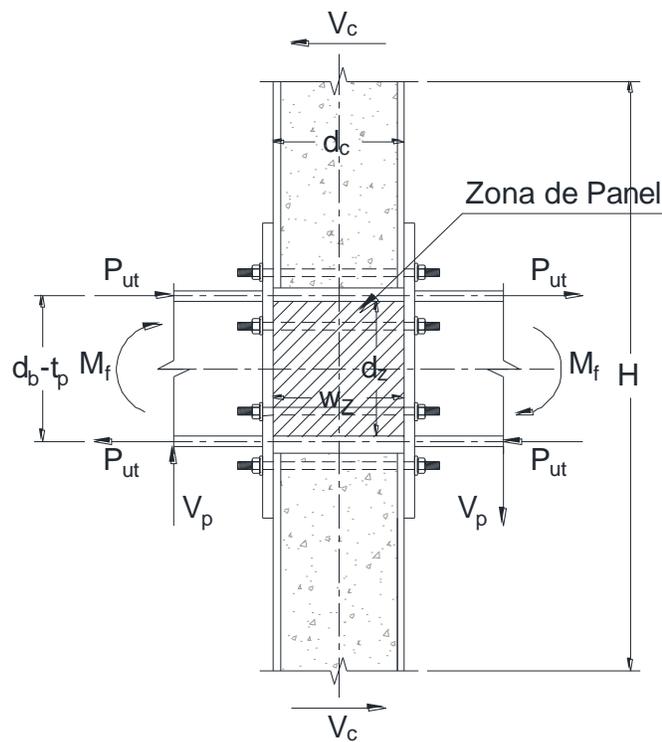
Entonces el cortante requerido en la zona de panel a partir del diagrama de cuerpo libre es:

$$R_u = \frac{\Sigma M_f}{d_b - t_{fb}} - V_c \quad (2- 124)$$

Donde  $V_c$  es la fuerza de corte (N) en la columna ubicada por encima del nudo:

$$V_c = \frac{\Sigma M_f}{H} \quad (2- 125)$$

Figura 59. Diagrama de Cuerpo Libre Zona de Panel



Se debe cumplir lo siguiente:

$$R_u \leq \phi R_n \quad (2- 126)$$

Donde  $R_n$  se calcula como se muestra a continuación, 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.

- Para un  $P_u \leq 0.75P_y$

$$R_n = 2 \left( 0.6F_y d_c t_{pz} \left[ 1 + \frac{3b_c t_c^2}{d_b d_c t_{pz}} \right] \right) \quad (2- 127)$$

- Para un  $P_u > 0.75P_y$

$$R_n = 2 \left( 0.6F_y d_c t_{pz} \left[ 1 + \frac{3b_c t_c^2}{d_b d_c t_{pz}} \right] \left[ 1.9 - \frac{1.2P_u}{P_y} \right] \right) \quad (2- 128)$$

Dónde:

$A$  = Área de la sección transversal de la columna, (mm<sup>2</sup>).

$\phi$  = Coeficiente de resistencia igual a 0.90.

$t_c$  = Espesor del perfil columna, (mm).

$t_d$  = Espesor de la placa de enchape de la zona de panel, (mm).

$t_{pz}$  = Espesor total de la zona de panel Incluye las placas de enchape. Si se requieren ( $t_{pz} = t_c + t_d$ ). Si no se requieren  $t_{pz} = t_c$ , (mm).

$d_c$  = Ancho de la columna en el sentido paralelo de la conexión, (mm).

$b_c$  = Ancho de la columna en el sentido perpendicular de la conexión, (mm).

$d_b$  = Altura perfil viga, (mm).

$F_y$  = Resistencia especificada a la fluencia del acero en la zona de panel, (MPa).

$P_u$  = Resistencia requerida para la combinación 1.2D+0.5L, (N).

$P_y$  =  $F_y A$ , resistencia de la columna metálica a la fluencia bajo carga axial, (N).

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

$$t_c \geq \frac{d_z + w_z}{90} = \frac{d_b + d_c}{90} \quad (2- 129)$$

Dónde:

$t_c$  = Espesor de la columna, (mm).

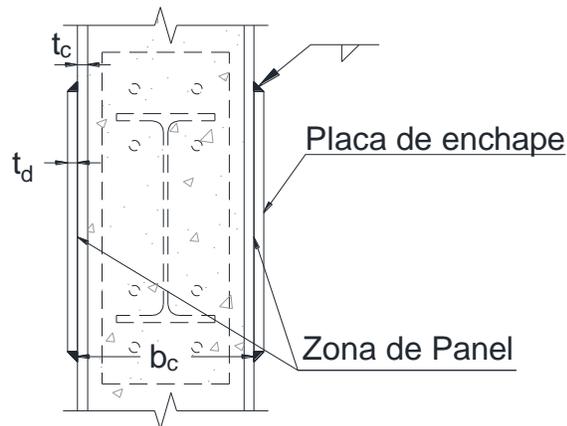
- $t_d$  = Espesor de la placa de enchape, (mm).  
 $d_z$  = Altura de la zona de panel. Corresponde a  $d_b$ , (mm).  
 $w_z$  = Ancho de la zona de panel. Corresponde a  $d_c$ , (mm).

- **Conexión de las placas de enchape en la zona de panel:** Las placas de enchape se conectarán a la cara de la columna mediante soldadura de filete en los cuatro lados de la placa de enchape, en tal forma que desarrollen su resistencia de diseño al corte (Ver Figura 60).

**Soldadura de filete:**

Se determina el tamaño mínimo de soldadura de filete según especifica la tabla F.2.10.2-4 (NSR-10); según el espesor de la parte más delgada a unir. Con este tamaño de soldadura de filete se verifica si satisface la resistencia de diseño de soldadura para resistir como mínimo la resistencia al corte desarrollado en la placa de enchape.

Figura 60. Soldadura de filete en la placa de enchape



$$\phi_w 0.6 F_{EXX} A_{efreq f} = \phi 0.60 F_y A_g \quad (2- 130)$$

$$A_{efreq f} = \frac{\phi F_y}{\phi_w F_{EXX}} A_g = 0.707 t_w d_c \quad (2- 131)$$

Dónde:

$A_{efreqf}$  = Área efectiva requerida de soldadura de filete, (mm<sup>2</sup>).

$A_g$  = Área bruta de la doble placa. Corresponde a  $d_c t_d$ , (mm<sup>2</sup>).

$\phi$  = Coeficiente de resistencia igual a 0.90.

$\phi_w$  = Coeficiente de resistencia igual a 0.75 (Tabla F.2.10.2-5, NSR-10)

$t_w$  = Tamaño de soldadura de filete, (mm).

$$t_w = \frac{1.7F_y t_d}{F_{EXX}} \quad (2- 132)$$

Hay que tener en cuenta el tamaño máximo de la soldadura de filete el cual debe ser:

$$t_w = t_d \quad \text{para } t_d \leq 6mm \quad (2- 133)$$

$$t_w = t_d - 2mm \quad \text{para } t_d \geq 6mm \quad (2- 134)$$

Dónde:

$t_d$  = Espesor de la placa de enchape (mm).

En el caso de que el tamaño de filete sea mayor que los dos máximos en las ecuaciones (2- 135) o (2- 136), se deberá complementar con soldaduras de tapón. El filete calculado anteriormente se aplicaría en los cuatro lados de la placa de enchape.

*Soldadura de Tapón:*

$$\phi_w 0.6 F_{EXX} A_{tapon} = \text{Resistencia faltante} \quad (2- 135)$$

Dónde:

$$A_{\text{tapon}} = \frac{\text{Resistencia faltante}}{0.6\phi_w F_{EXX}} \quad (2- 136)$$

Según el F.2.10.2.3.2 de la NSR-10 El diámetro de las soldaduras de tapón tiene las siguientes limitantes:

$$D_{\text{min}} = t_d + 8\text{mm} \quad (2- 137)$$

$$D_{\text{max}} = D_{\text{min}} + 3\text{mm} \text{ o' } 2.25t_d \quad (2- 138)$$

La distancia mínima entre centros de soldaduras de tapón será de cuatro veces el diámetro del agujero.

Dónde:

$A_{\text{tapon}}$  = Área efectiva de soldadura de tapón, (mm<sup>2</sup>).

$A_g$  = Área bruta de la doble placa. Corresponde a  $d_b t_d$ , (mm<sup>2</sup>).

$D$  = Diámetro del agujero para soldadura de tapón, (mm).

$t_d$  = Espesor de la placa de enchape de la zona de panel, (mm).

$\phi_w$  = Coeficiente de resistencia igual a 0.75 (Tabla F.2.10.2-5)

### 2.3.1 Diagrama de flujo conexión metálica rígida viga I y una columna tubular rellena de concreto

#### DATOS:

Datos de Viga (DV)

$b_{fb}$  = Ancho del Ala Perfil Viga, (mm).

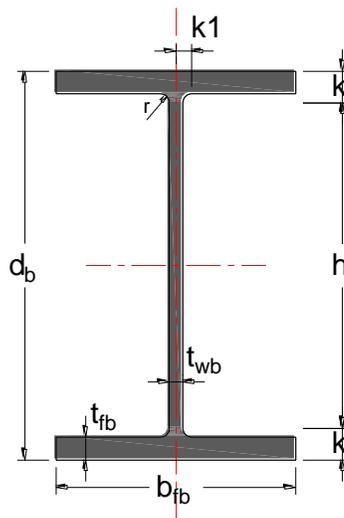
$t_{fb}$  = Espesor del Ala Perfil Viga, (mm).

$t_{wb}$  = Espesor del Ala Perfil Viga, (mm).

$d_b$  = Altura Perfil Viga, (mm).

- $Z_{xb}$  = Modulo Plástico Perfil Viga (eje fuerte), ( $\text{mm}^3$ ).  
 $Z_{yb}$  = Modulo Plástico Perfil Viga (eje débil), ( $\text{mm}^3$ ).  
 $A_b$  = Área del Perfil Viga. ( $\text{mm}^2$ ).  
 $I_{xb}$  = Momento de inercia Perfil Viga (eje fuerte), ( $\text{mm}^4$ ).  
 $I_{yb}$  = Momento de inercia Perfil Viga (eje débil), ( $\text{mm}^4$ ).  
 $L$  = Longitud de la Viga entre Ejes de Columnas. (mm).  
 $L_b$  = Longitud de Libre de la Viga, entre Caras de las Columnas, (mm).  
 $w$  = Carga para Combinación Gravitacional (1.2D+0.5L).

Figura 61. Geometría de la Viga. (Repetida)

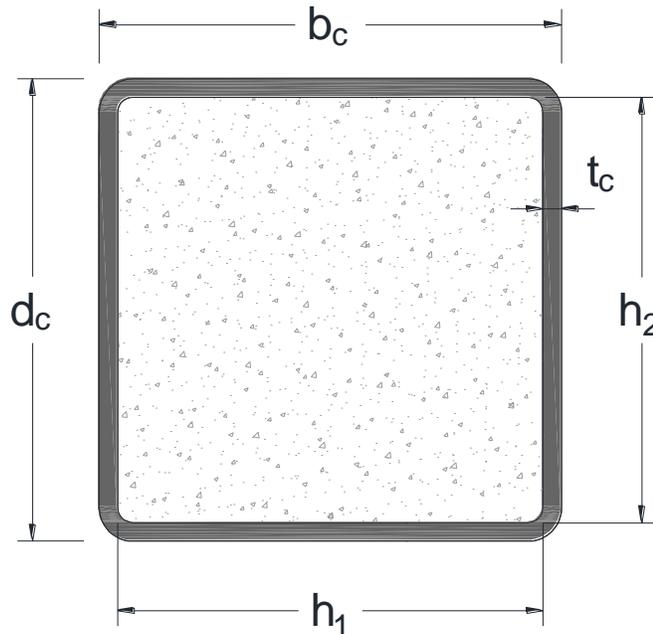


#### Datos de Columna (PC)

- $d_c$  = Ancho de la columna en el sentido paralelo de la conexión, (mm).  
 $b_c$  = Ancho de la columna en el sentido perpendicular de la conexión, (mm).  
 $t_c$  = Espesor del Perfil Columna, (mm).  
 $h_1 = b_c - 2t_c$ , (mm).  
 $h_2 = d_c - 2t_c$ , (mm).  
 $A_c$  = Área de la Sección de Concreto, ( $\text{mm}^2$ ).  
 $A_s$  = Área de Acero Perfil Columna, ( $\text{mm}^2$ ).

- $Z_{xc}$  = Modulo Plástico Perfil Columna (eje fuerte), ( $\text{mm}^3$ ).
- $Z_{yc}$  = Modulo Plástico Perfil Columna (eje débil), ( $\text{mm}^3$ ).
- $H$  = Distancia de Columna entre puntos de Inflexión, (mm).

Figura 62. Geometría de la Columna



Datos de Pernos (DP):

- $d_b$  = Diámetro del Perno, (mm).
- $n$  = número de pernos.
- $A_b$  = área bruta del perno, ( $\text{mm}^2$ ).

**Datos de Materiales.**

Acero de la Viga (AV):

- $F_{yb}$  = Tensión de Fluencia del Acero de la Viga, (MPa).
- $F_{ub}$  = Tensión de Ruptura del Acero de la Viga, (MPa).
- $R_{yb}$  = Relación entre la Resistencia a la Fluencia esperada  $F_{ye}$  y la resistencia mínima esperada a la fluencia del acero de la viga que va utilizar  $F_y$ .

Acero de la Columna (AC):

$F_{yc}$  = Tensión de Fluencia del Acero de la Columna, (MPa).

$F_{uc}$  = Tensión de Ruptura del Acero de la Columna, (MPa).

Acero de la Placas (AP):

$F_{yp}$  = Tensión de Fluencia del Acero de la Placas, (MPa).

$F_{up}$  = Tensión de Ruptura del Acero de la Placas, (MPa).

Datos de Soldadura (DW):

$F_{EXX}$  = número de clasificación del electrodo, correspondiente a la resistencia mínima especificada, (MPa).

Calidad de Pernos (CP):

$F_{nv}$  = Esfuerzo nominal a corte del perno e la tabla F.2.10.3-2 de la NSR-10 o ver en la Tabla 12 , (MPa).

$F_{nt}$  = Resistencia a la tensión nominal del perno de acuerdo a la especificación de la Tabla F.2.10.3-2 de la NSR-10 o ver en la Tabla 12, (MPa).

Datos 1:

$b_p$  = Ancho de la placa extrema en la conexión, (mm).

$g$  = Distancia Horizontal entre Pernos, (mm).

$d_e$  = Distancia Vertical Libre, de la perforación y el borde del material de la placa extrema, (mm).

$P_{fo}$  = Distancia Vertical desde el exterior del Ala en Tensión de la Viga y la fila de Pernos más cercana, (mm).

$P_{fi}$  = Distancia Vertical desde el interior del ala en Tensión de la Viga y la fila de Pernos más Cercana, (mm).

$t_p$  = Espesor de la Placa Extrema, (mm).

Datos 2:

$h_1$  = Distancia desde la línea central del ala Inferior de la viga a la línea central del primer perno, (mm).

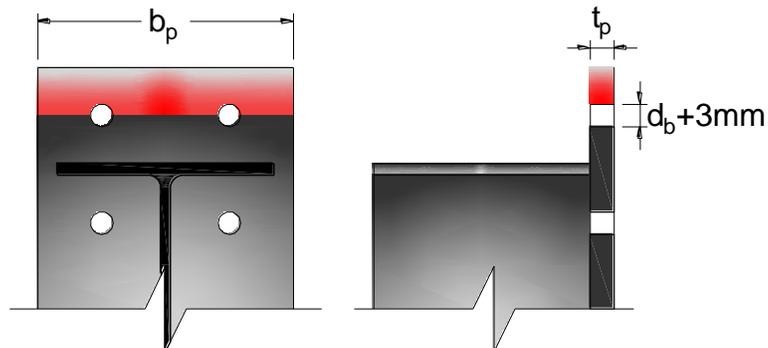
$h_o$  = Distancia desde la línea central del ala inferior de la viga a la fila del perno exterior, (mm).

$F_{nt}$  = Resistencia a la tensión nominal del perno de acuerdo a la especificación de la Tabla 12, (MPa).

Datos 3:

$$A_n = t_p [b_p - 2(d_b + 3mm)], (\text{mm}^2)$$

Figura 63. Ruptura por Corte



Datos 4:

$n_b$  = Numero de pernos en el Ala Comprimida.

$F_{nv}$  = Esfuerzo nominal a Corte del Perno Tabla F.2.10.3-2 NSR-10, (MPa).

$$A_b = \frac{\pi}{4} d_b^2, (\text{mm}^2)$$

Datos 5:

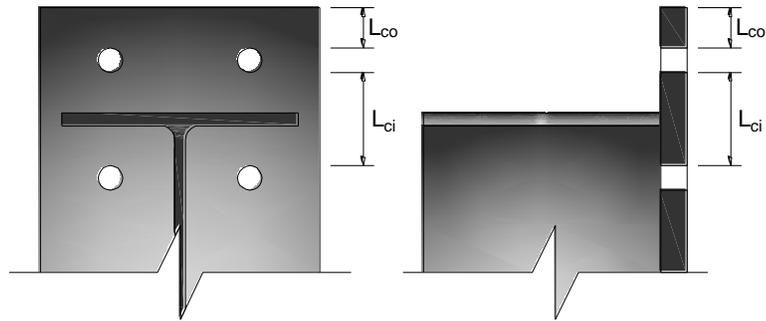
$n_i$  = Numero de los Pernos Interiores. 2 Pernos para las conexiones 4E.

$n_o$  = Numero de Pernos Exteriores. 2 Pernos para las conexiones 4E.

$$L_{ci} = (P_{fo} + P_{fi} + t_{fb}) - (d_b + 3.2mm), (mm)$$

$$L_{co} = d_e - 0.5(d_b + 3.2mm), (mm)$$

Figura 64. Esquema de datos placa extrema



Datos 6:

$n$  = Número de Pernos.

Datos 7:

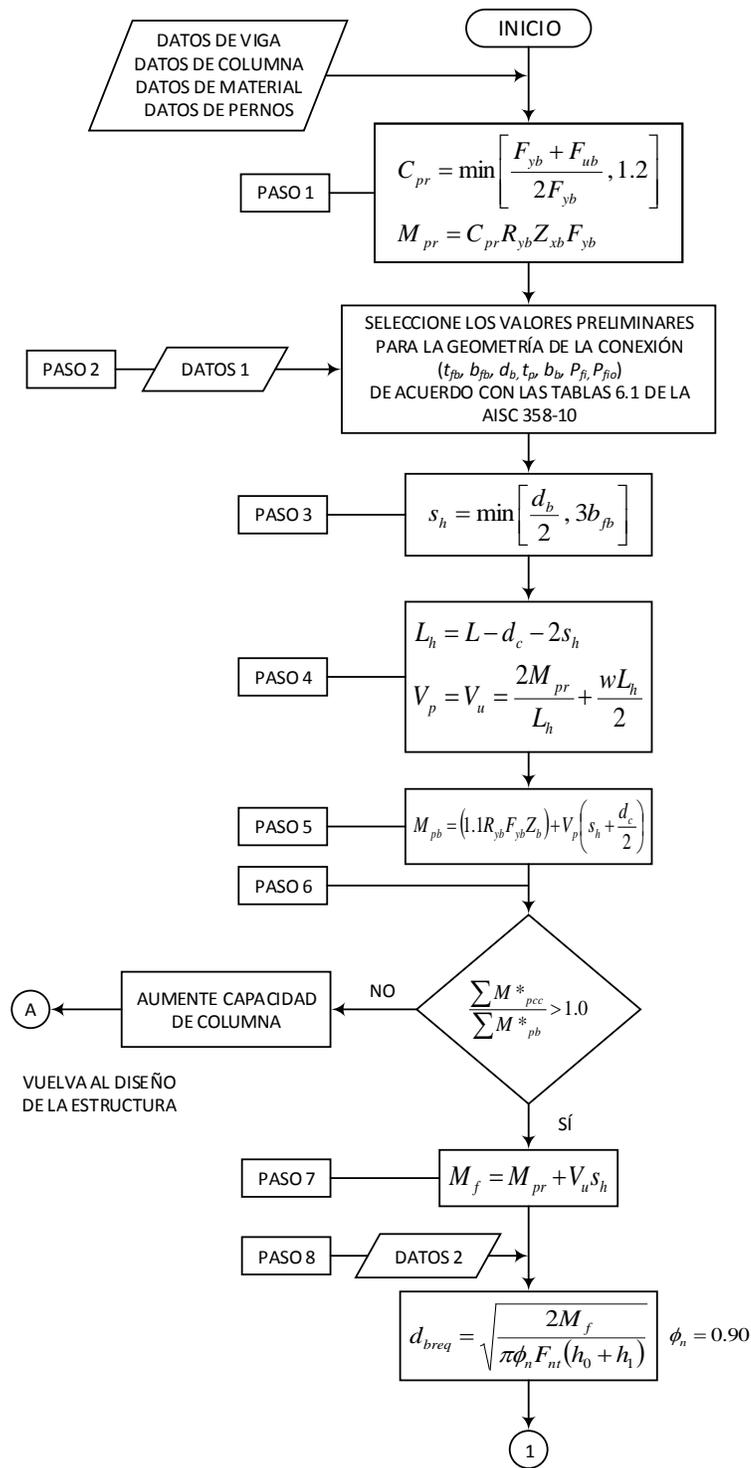
$d_z$  = Altura de la Zona de panel. Correspondiente a  $d_b$ , (mm).

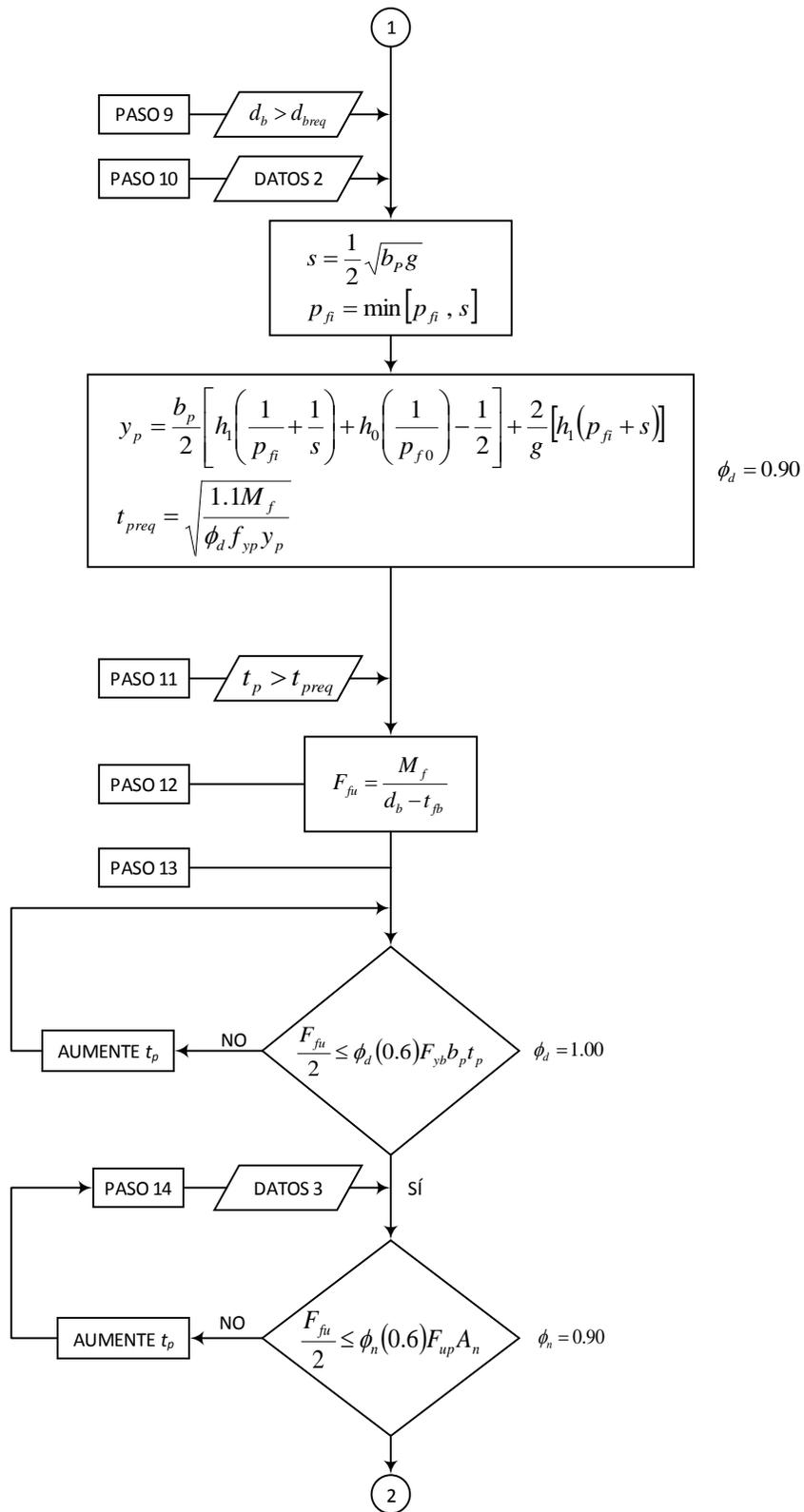
$W_z$  = Ancho de la Zona de Panel, Correspondiente a  $d_c$ , (mm).

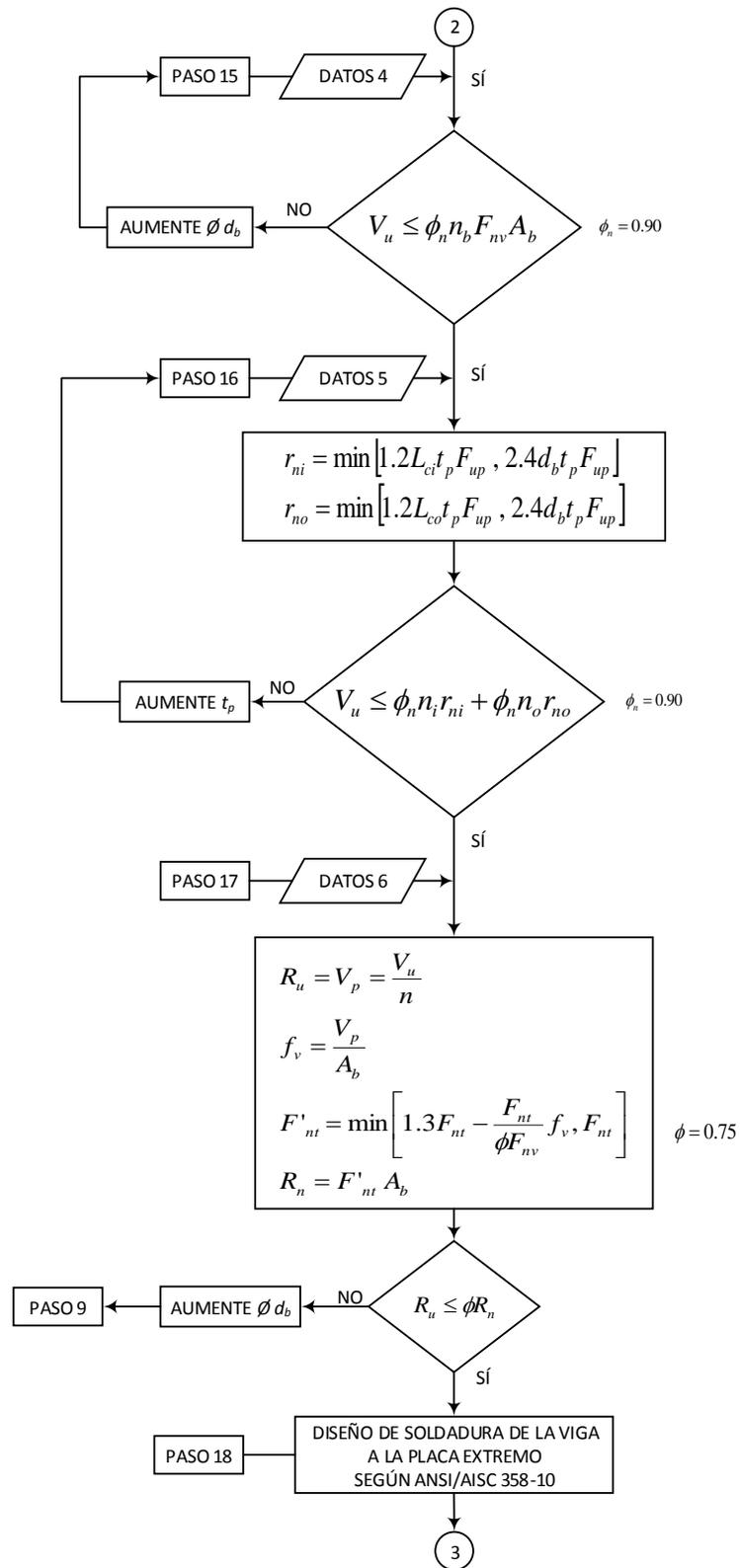
$P_u$  = Resistencia requerida para la combinación 1.2D+0.5L, (N).

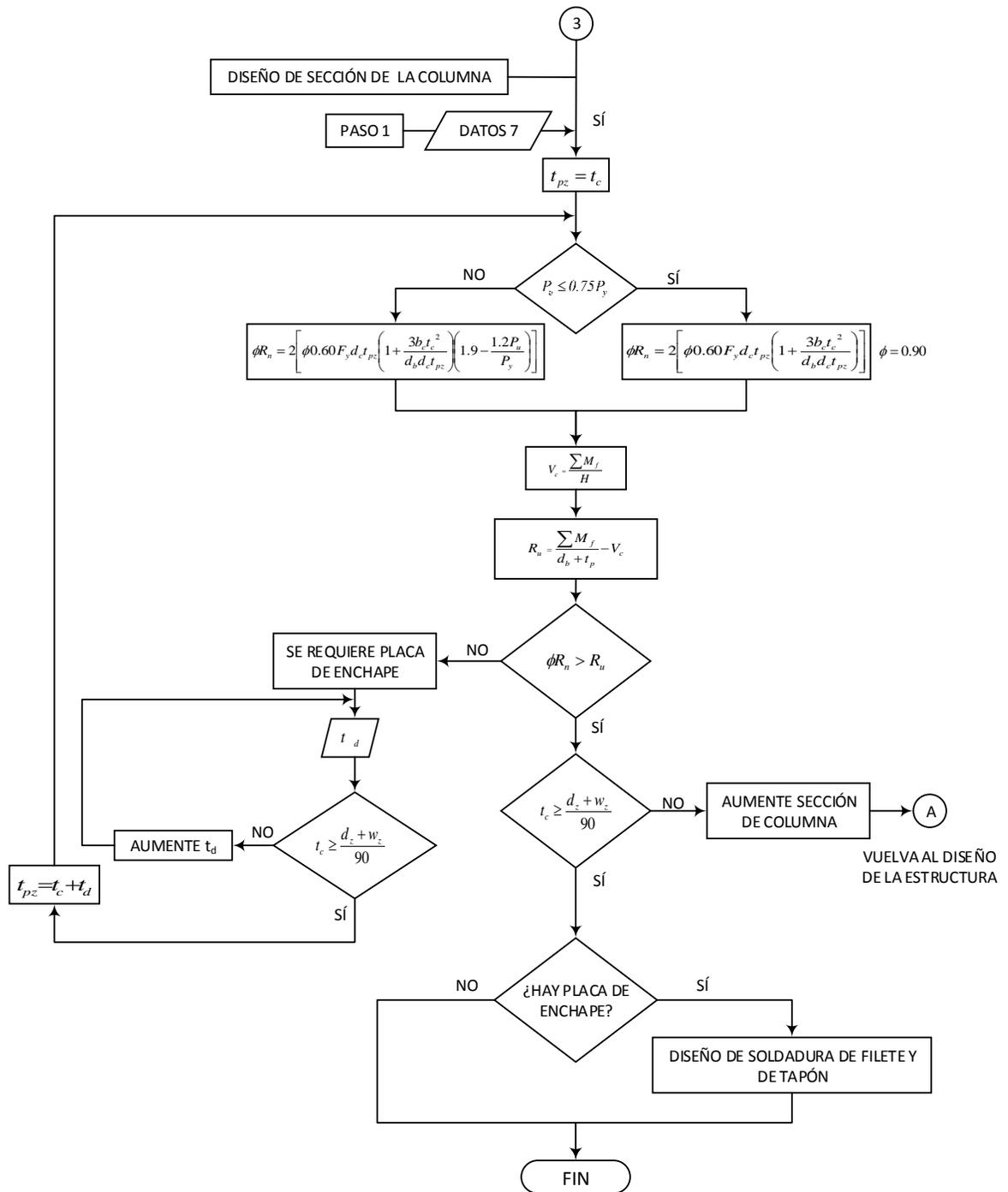
$P_y$  =  $F_y A_c$ , resistencia de la columna metálica a la fluencia bajo carga axial, (N).

Figura 65. Diagrama de flujo diseño conexión Precalificada Rígida Viga I y una Columna Tubular Rellena De Concreto







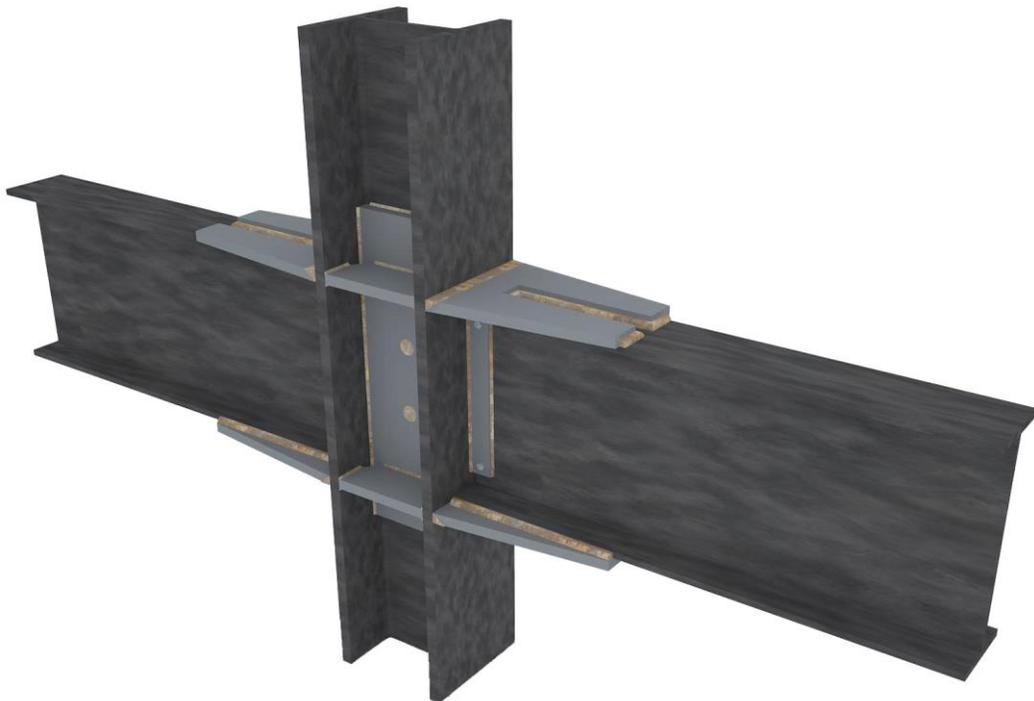


## 2.4 PROCEDIMIENTO DE DISEÑO DE UNA CONEXIÓN PRECALIFICADA SOLDADA A MOMENTO VIGA-COLUMNA

Autor: Hernán Acero, Director: Ing. Patricia Guerrero. Codirector: Ing. Luis Garza.

En esta investigación se realizó la precalificación de una conexión soldada en campo a momento viga-columna usado un perfil HEA300 para la columna y un perfil IPE400 para la viga usando cubreplacas soldadas a los patines de la viga, atiesadores y platinas de continuidad, obteniendo una conexión precalificada para sistemas estructurales con capacidad especial de disipación de energía en el rango inelástico (DES).

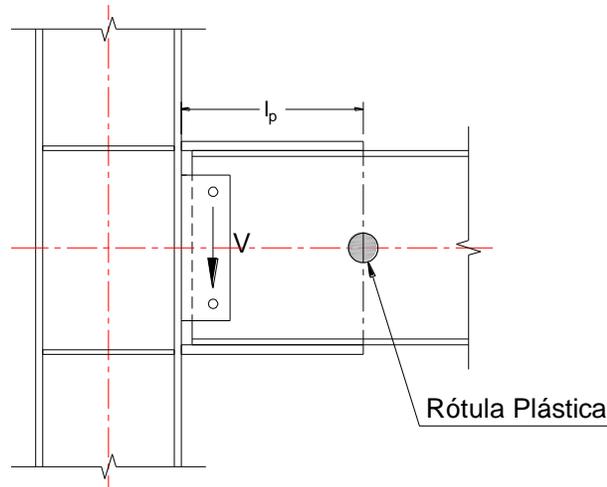
Figura 66. Detalle 3D conexión.



**PASO 1:** Calcular  $M_{pr}$ , en la ubicación de las rótulas plásticas,  $l_p$ , de acuerdo al procedimiento de la sección 1.5.1, (N-mm).

**PASO 2:** Suponga una longitud de placa  $l_p$

Figura 67. Localización Probable de la Rótula Plástica



Fuente: ACERO P. H. Precalificación de una conexión soldada a momento viga – columna para aplicaciones en edificios metálicos. En: Ingeniería y Competitividad, vol. 8, núm. 2, 2006, pp. 64-79.

Revisar que se cumpla el criterio viga débil-columna fuerte:

$$\frac{2Z_c(F_{yc} - P_{uc}/A_c)}{\Sigma \left\{ \left[ 1 + \frac{2}{L_b - 2l_p} \left( l_p + \frac{d_c}{2} \right) \right] \frac{M_{pr}(H - d_b)}{H} \right\}} > 1.0 \quad (2- 139)$$

$L_b$  = Longitud total de la viga, medida entre columnas (mm).

$M_{pr}$  = Momento plástico esperado, (N-mm).

$d_c$  = Altura perfil columna, (mm).

$H$  = Longitud total de la columna, (mm).

$d_b$  = Altura perfil viga, (mm).

$Z_c$  = Modulo plástico de la sección de la columna, (mm<sup>3</sup>).

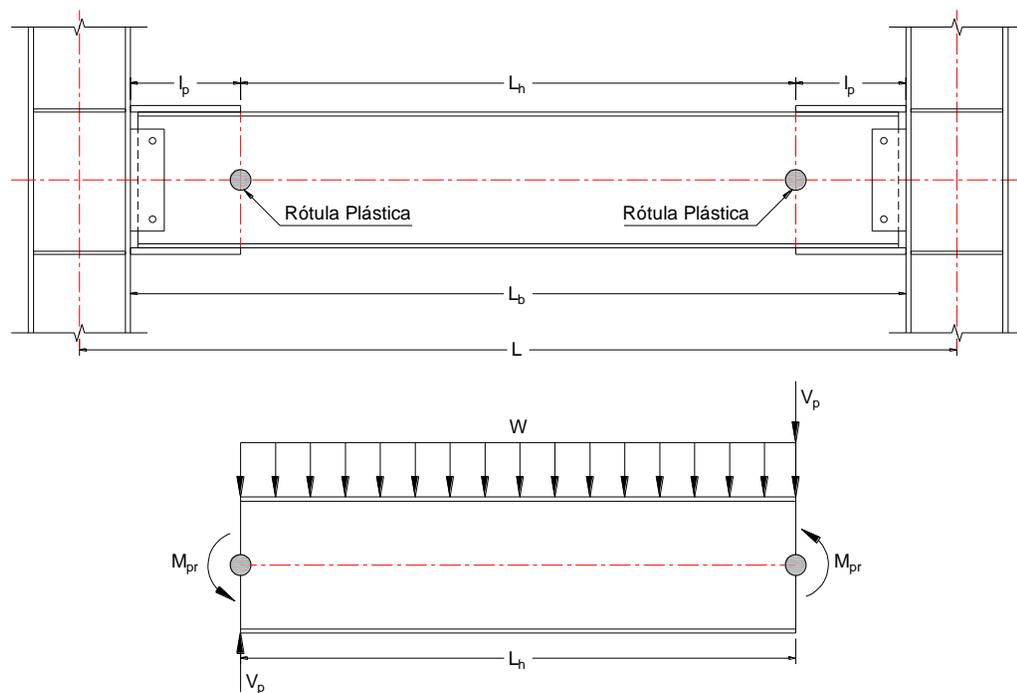
$F_{yc}$  = Tensión de fluencia del acero de la columna, (MPa).

$P_{uc}$  = Carga axial en la columna para la combinación de carga 1.2D+0.5L (N)

$A_c$  = Área Perfil de la columna ( $\text{mm}^2$ )

**PASO 3:** Calcular  $V_p$  en la ubicación de la rótula plástica,  $I_p$ , de acuerdo al procedimiento de la sección 1.5.3, (N).

Figura 68. Diagrama de cuerpo libre para el cálculo de la cortante en la rótula plástica



Fuente: ACERO P. H. Precalificación de una conexión soldada a momento viga – columna para aplicaciones en edificios metálicos. En: Ingeniería y Competitividad, vol. 8, núm. 2, 2006, pp. 64-79.

Dónde:

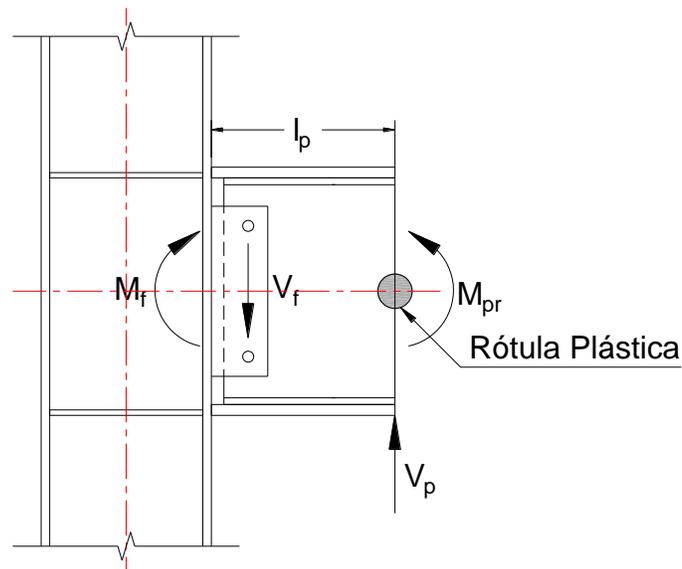
$L_h$  = Longitud del segmento de la viga entre las dos rótulas plásticas, calculada entre la longitud total de la viga  $L_{btotal}$  menos dos veces la longitud desde la cara de la columna a la que se desarrolla la rótula plástica  $l_p$ , (mm).

$$L_h = L_b - 2l_p \quad (2- 140)$$

**PASO 4:** Calcular  $M_f$ , de acuerdo al procedimiento de la sección 1.5.4. para ello se reemplaza la variable “ $S_h$ ” por “ $I_p$ ”, (N).

$$M_f = M_{pr} + V_p l_p \quad (2- 141)$$

Figura 69. Diagrama de cuerpo libre para el cálculo de la cortante y el momento en la cara de la columna



Fuente: ACERO P. H. Precalificación de una conexión soldada a momento viga – columna para aplicaciones en edificios metálicos. Trabajo de grado. Santiago de Cali: Universidad del Valle. 2005

**PASO 5:** Se supone un espesor del cubreplaca  $t_p$ , superior e inferior y se calcula  $F_{pr}$ , la fuerza en el cubreplaca debido a  $M_f$ .

$$F_{pr} = \frac{M_f}{(d_b + t_p)} \quad (2- 142)$$

Dónde:

$t_p$  = Espesor de cubreplacas, (mm).

$d_b$  = Peralte de la Viga, (mm).

**PASO 6:** Verificar que este espesor del cubreplaca sea el adecuado.

$$t_p \geq \frac{F_{pr}}{\phi_d F_{yp} b_p} \quad (2- 143)$$

Dónde:

$F_{yp}$  = Tensión de fluencia del acero del cubreplaca, (MPa).

$b_p$  = Ancho promedio del cubreplaca, (mm).

$b_{p, mayor}$  =  $b_{fc}$ , Lado Mayor, (mm).

$b_{p, menor}$  =  $b_{fb} + 40mm$ , Lado Menor, (mm).

$\phi_d$  = 1.0. Factor de resistencia para el estado límite dúctil.

Lo anterior es una primera aproximación, que será posteriormente verificada.

**PASO 7:** Calculo del espesor  $t_w$  de la soldadura de filete entre el cubreplaca inferior y la aleta de la viga, esta unión se realiza con soldadura de filete empleando un electrodo E7018 cuya resistencia del metal de soldadura  $F_{EXX}$  es de 480Mpa. La verificación de este estado límite se debe realizar para el metal de soldadura según F.2.10.2.4 (NSR-10):

$$\phi R_n = \phi F_{nw} A_{we} \geq \frac{M_{pr}}{d_b - t_f} \quad (2- 144)$$

El valor de  $\phi$ ,  $F_w$  y sus limitaciones se obtienen de la tabla F.2.10.2-5 (NSR-10).

Dónde:

$\phi$  = Coeficiente de resistencia igual a 0.75

$F_{nw}$  = Resistencia nominal por unidad de área para el metal de soldadura corresponde a  $0.6F_{EXX}$ . Tabla F.2.10.2-5 NSR-10, (MPa).

$A_{we}$  = Área efectiva de la soldadura. Corresponde a  $0.707t_w2W_l$ , ( $\text{mm}^2$ ).

$t_w$  = Tamaño de soldadura, (mm).

$W_l$  = Longitud de la soldadura cargada en dirección paralela en su eje, (mm).

$$W_l = l_p - 10 \text{ mm} \quad (2- 145)$$

Entonces:

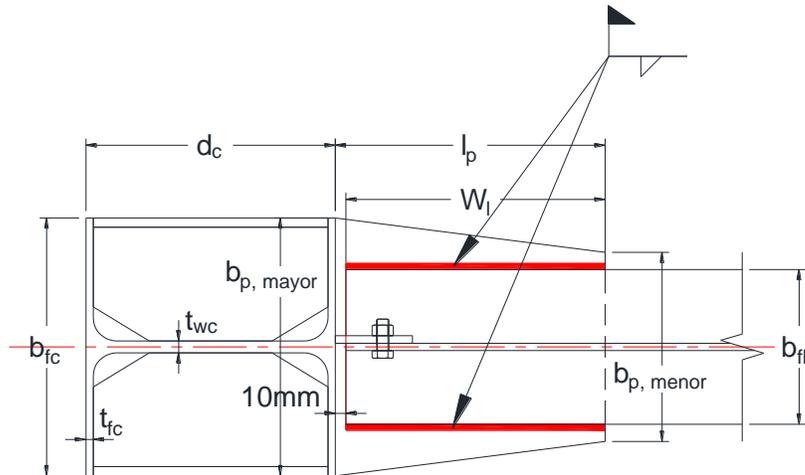
$$\phi R_n = \phi F_{nw} A_{we} = \phi 0.60 F_{EXX} 0.707 t_w 2 W_l \geq \frac{M_{pr}}{d_b - t_f} \quad (2- 146)$$

De la ecuación (2- 146) se obtiene el tamaño de soldadura de filete que se requiere para unir la placa inferior con la aleta de la viga. Este valor se debe comparar con los tamaños mínimos y máximo de soldaduras de filete que se especifica en el numeral F.2.10.2.2 de la (NSR-10), en función del espesor del material más grueso a unir.

$$t_w \geq \frac{M_{pr}}{\phi 0.60 F_{EXX} 0.707 2 W_l (d_b - t_{fb})} \quad (2- 147)$$

Si  $t_w$  es mayor que  $t_{fb}-2\text{mm}$ , entonces regresar al **Paso 2** y aumentar  $l_p$ .

Figura 70. Estado límite: resistencia de la soldadura de filete entre el cubreplaca inferior y la aleta de la viga



Fuente: ACERO P. H. Precalificación de una conexión soldada a momento viga – columna para aplicaciones en edificios metálicos. Trabajo de grado. Santiago de Cali: Universidad del Valle. 2005

**PASO 8:** Calculo de la longitud de soldadura de filete longitudinal  $W_l$  entre el cubreplaca superior y la aleta de la viga.

La resistencia de diseño del grupo de soldaduras cargado concéntricamente y consistentes en elementos con el mismo tamaño de soldadura orientada tanto longitudinal como transversalmente en relación con la dirección de aplicación de la carga como lo indica F.2.10.2.4 literal “C” de la NSR-10:

$$R_n = \max(R_{Wl} + R_{Wt}; 0.85R_{Wl} + 1.5R_{Wt}) \quad (2- 148)$$

Dónde:

$R_{Wl}$  = Resistencia nominal total de las soldaduras de filete cargadas longitudinalmente.

$R_{Wt}$  = Resistencia nominal total de las soldaduras de filete cargadas

transversalmente.

La ecuación (2-148) permite definir la longitud de soldadura cargada en dirección paralela a su eje la cual se tomará como la mínima entre la ecuación (2- 150) y (2- 152).

$$\phi R_n = \phi F_{nw} A_{we} = \phi 0.60 F_{EXX} 0.707 t_w (2W_l + W_t) \geq \frac{M_{pr}}{d_b - t_{fb}} \quad (2- 149)$$

$$W_{l1} \geq \frac{M_{pr}}{2\phi 0.60 F_{EXX} 0.707 t_w (d_b - t_{fb})} - \frac{W_t}{2} \quad (2- 150)$$

$$\phi R_n = \phi F_{nw} A_{we} = \phi 0.60 F_{EXX} 0.707 t_w [2(0.85W_l) + 1.5W_t] \geq \frac{M_{pr}}{d_b - t_{fb}} \quad (2- 151)$$

$$W_{l2} \geq \frac{M_{pr}}{1.7\phi 0.60 F_{EXX} 0.707 t_w (d_b - t_{fb})} - \frac{1.5W_t}{1.7} \quad (2- 152)$$

Dónde:

$\phi$  = Coeficiente de resistencia igual a 0.75

$F_{nw}$  = Resistencia nominal por unidad de área para el metal de soldadura corresponde a  $0.6F_{EXX}$ . Tabla F.2.10.2-5 NSR-10, (MPa).

$A_{we}$  = Área efectiva de la soldadura, (mm<sup>2</sup>).

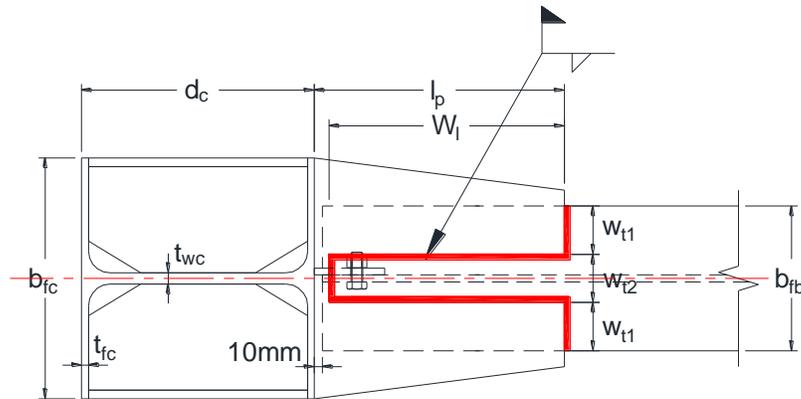
$t_w$  = Tamaño de soldadura, determinado en el paso 7, (mm).

$W_l$  = Longitud de la soldadura cargada paralela a su eje, (mm).

$W_t$  = longitud de la soldadura cargada perpendicular a su eje. Corresponde al ancho de la aleta, que a su vez es igual a la suma de  $2W_{t1}$  y  $W_{t2}$ , mm, donde:

$$W_{t1} = W_{t2} = \frac{b_{fb}}{3} \quad (2- 153)$$

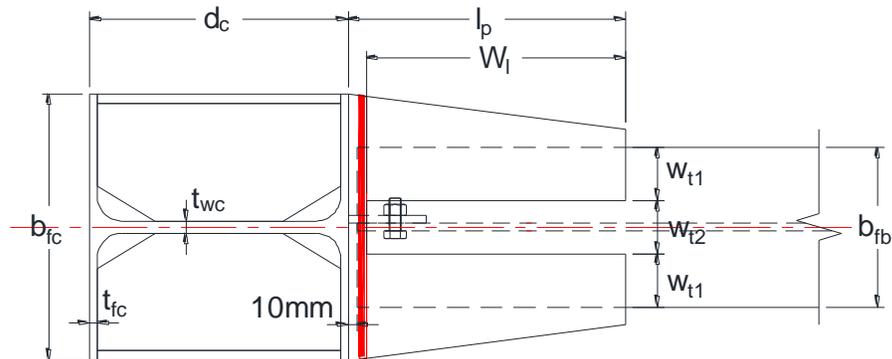
Figura 71. Estado límite: resistencia de la soldadura de filete entre el cubreplaca superior y la aleta de la viga



Fuente: ACERO P. H. Precalificación de una conexión soldada a momento viga – columna para aplicaciones en edificios metálicos. Trabajo de grado. Santiago de Cali: Universidad del Valle. 2005

**PASO 9:** Verificar la resistencia de diseño a tensión del cubreplaca superior según F.2.10.4.1 (NSR-10), para ello se tiene en cuenta los siguientes estados límites de fluencia por tensión y rotura por tensión. Es de notar que por ser el cubreplaca superior más desfavorable para estos estados límite, bastará con revisar este último.

Figura 72. Estado límite: resistencia de la soldadura de filete entre el cubreplaca superior y la aleta de la viga



Fuente: ACERO P. H. Precalificación de una conexión soldada a momento viga – columna para aplicaciones en edificios metálicos. Trabajo de grado. Santiago de Cali: Universidad del Valle. 2005

**Fluencia por tensión:**

$$\phi R_n = \phi A_g F_{yp} \geq \frac{M_f}{d_b + t_p} \quad (2- 154)$$

Dónde:

$\phi$  = Coeficiente de resistencia igual a 0.90.

$A_g$  = Área Bruta. Corresponde a  $b_p t_p$ , ( $\text{mm}^2$ ), donde  $b_p$  es el ancho menor del cubreplaca en la sección crítica de la Figura 72 y la sección *Whitmore*:

$$L_w = 2w_l \tan 30^\circ + w_{t2}$$

Luego:

$$\phi R_n = \phi b_p t_p F_{yp} \geq \frac{M_f}{d_b + t_p} \quad (2- 155)$$

Si no se verifica esta desigualdad, debe aumentarse  $t_p$

- *Rotura por tensión:*

$$\phi R_n = \phi A_e F_{up} \geq \frac{M_f}{d_b + t_p} \quad (2- 156)$$

Dónde:

$\phi$  = Coeficiente de resistencia igual a 0.75

$A_e = A_n U$

$A_n$  = Área Neta de la platina =  $(b_p - W_{t2})t_p$ , ( $\text{mm}^2$ ).  $b_p$  es el ancho menor del cubreplaca en la sección crítica de la Figura 72, y la sección *Whitmore*  $L_w$  del paso anterior.

$U$  = Factor de reducción por rezago de cortante, calculado como se muestra en la tabla F.2.4.3-1 de la NSR-10, para el caso 4.

$$W_l \geq 2b_{fb}/3 \dots U = 1.0$$

$$2b_{fb}/3 > W_l \geq 1.5b_{fb}/3 \dots U = 0.87$$

$$1.5b_{fb}/3 > W_l \geq b_{fb}/3 \dots U = 0.75$$

Luego:

$$\phi R_n = \phi U (b_p - W_{t2}) t_p F_{up} \geq \frac{M_f}{d_b + t_p} \quad (2- 157)$$

Si no se verifica esta desigualdad, debe aumentarse  $t_p$

- *Desgarramiento en bloque:*

$$\phi R_n \geq \frac{M_{pr}}{d_b - t_p} \quad (2- 158)$$

Luego:

$$\phi R_n = \phi [0.60 F_{up} A_{nv} + U_{bs} F_{up} A_{nt}] \leq \phi [0.6 F_{yp} A_{gv} + U_{bs} F_{up} A_{nt}] \quad (2- 159)$$

$\phi$  = Coeficiente de resistencia igual a 0.75

$A_{gv}$  = Área bruta sometida a cortante, (mm<sup>2</sup>).

$A_{nt}$  = Área neta sometida a tensión, (mm<sup>2</sup>).

$A_{nv}$  = Área neta sometida a cortante, (mm<sup>2</sup>).

$U_{bs}$  = 1.0 ya que el esfuerzo de tensión es uniforme.

Ya que la conexión es soldada, las áreas brutas y netas sometidas a cortante son iguales.

$$A_{gv} = A_{nv} = 2W_l t_p \quad (2- 160)$$

$$A_{nt} = b_{fb} t_p \quad (2- 161)$$

Si no se verifica esta desigualdad, debe aumentarse  $t_p$ .

**PASO 10:** Comprobar los requisitos de las placas de continuidad de acuerdo con las disposiciones de la Norma de Sismo Resistencia Colombiana NSR-10, en F.3.5.3.6.6, donde se define lo siguiente:

- **Requisitos de placa de continuidad** – Se deben suministrar placas de continuidad, ya que así fue calificada la conexión.

- **Espesor de las placas de continuidad ( $t_{pc}$ )** – cuando se requiere placas de continuidad, el espesor se determinará como sigue:

**a)** Para conexiones exteriores (por un lado, de la columna) el espesor de la placa de continuidad debe ser la mitad del espesor de la aleta de la viga como mínimo.

$$t_{pc} \geq \frac{t_p}{2} \quad (2- 162)$$

**b)** Para conexiones interiores (por los dos lados de la columna) el espesor de la placa de continuidad debe ser igual al espesor más grueso de las aletas a ambos lados de la columna.

$$t_{pc} = t_p \quad (2- 163)$$

- **Ancho de las Placas de Continuidad ( $b_{pc}$ )**

De acuerdo a F.2.10.10-8:

$$b_{pc} > \frac{b_{fc}}{3} - \frac{t_{wc}}{2} \quad (2- 164)$$

Como el ancho del rigidizador puede ser pequeño para el despunte que se debe realizar para evitar la zona k, se recomienda colocar el ancho de la placa de continuidad hasta el borde de la aleta de la columna, ver ecuación (2- 165).

$$b_{pc} = \frac{b_{cf}}{2} - \frac{t_{wc}}{2} \quad (2- 165)$$

En la NSR-10 en la sección F.3.4.2.4 se especifica que en el diseño de las placas de continuidad y atiesadores localizados en el alma de perfiles laminados se deben considerar las longitudes de contacto reducidas de las aletas y el alma del miembro basadas en las dimensiones del filete de esquina de la Sección F.3.9.2.4 donde especifica que las esquinas de placas de continuidad y los atiesadores colocados en el alma de perfiles laminados deben detallarse de acuerdo con AWS D.1.8 numeral 4.1.

En la AWS D.1.8 se especifica que el corte en la esquina no debe ser mayor al valor de “k+0.5”, esta longitud corresponde al contacto de la placa de continuidad y la aleta de la columna expresada en la ecuación (2- 166) como:

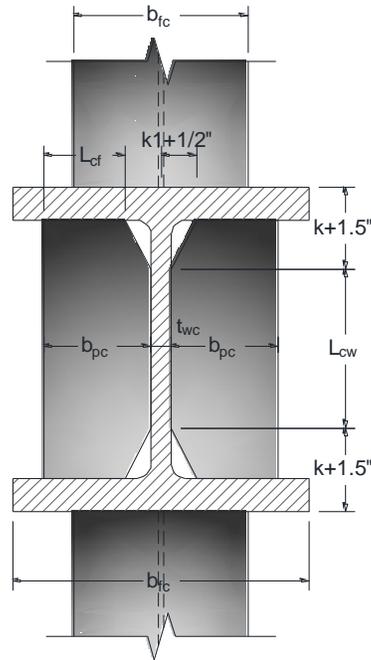
$$L_{cf} = b_{pc} - \left[ (k + 13) - \frac{t_{wc}}{2} \right] (mm) \quad (2- 166)$$

En AWS D.1.8 se especifica que el corte en la esquina por el lado del alma de la columna no debe ser mayor a “k<sub>1</sub>+1.5”, esta longitud corresponde al contacto de la placa de continuidad y el alma de la columna expresada en la ecuación (2- 167) como:

$$L_{cw} = d_c - 2(k + 38) (mm) \quad (2- 167)$$

- **Soldadura de Placas de Continuidad** - Las placas de continuidad deben soldarse a las aletas y las almas de la columna utilizando soldadura acanalada de penetración completa.

Figura 73. Geometría de las Placas rigidizadoras o de Continuidad. (Repetida)



**PASO 11:** Se verifica la zona de panel de la columna de acuerdo con las disposiciones sísmicas de la NSR-10, Título F.3.5.3.6.5.

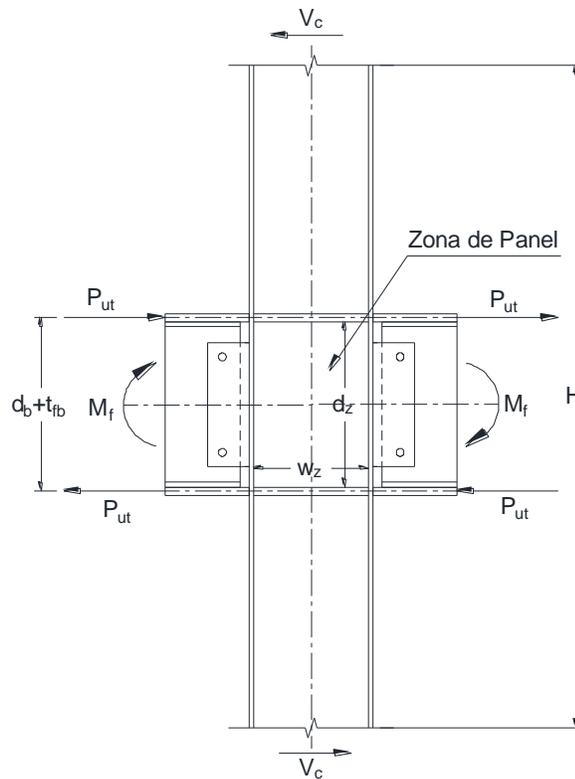
- **Resistencia a Cortante**

El espesor requerido de la zona de panel debe determinarse a partir de la suma de los momentos en las caras de la columna, calculada proyectando los momentos esperados en los puntos de la rótula plástica hasta la cara de la columna. La resistencia de diseño a cortante debe ser  $\phi_v V_n$ , con  $\phi_v=1.0$  y la resistencia nominal

a cortante  $V_n$  se debe calcular para el estado límite de fluencia por cortante según F.2.10.10.6.

El cortante de diseño requerido se calcula a partir de los esfuerzos internos en la zona de panel mediante el diagrama de cuerpo libre de la Figura 74, este se obtiene considerando que el momento flector resulta de un par de fuerzas axiales iguales y opuestas actuando en las alas del perfil.

Figura 74. Diagrama de cuerpo libre en la zona de panel



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

$$R_u = \frac{\Sigma M_f}{d_b + t_p} - V_c \quad (2- 168)$$

Donde  $V_c$  es la fuerza de corte ( $N$ ) en la columna ubicada por encima del nudo.

$$V_c = \frac{\Sigma M_f}{H} \quad (2- 169)$$

$$R_u \leq \phi R_n \quad (2- 170)$$

La resistencia de diseño de la zona de panel del alma para el estado límite de fluencia por cortante se determinará con base en:

$$\phi = 0.90$$

Y  $R_n$ , la resistencia nominal, calculada como sigue:

- Para un  $P_u \leq 0.75P_y$

$$\phi_v R_v = \phi_v 0.6 F_y d_c t_{wc} \left[ 1 + \frac{3 b_{fc} t_{fc}^2}{d_b d_c t_{wc}} \right] \quad (2- 171)$$

- Para un  $P_u \geq 0.75P_y$

$$\phi_v R_v = \phi_v 0.6 F_y d_c t_{wc} \left[ 1 + \frac{3 b_{fc} t_{fc}^2}{d_b d_c t_{wc}} \right] \left[ 1.9 - \frac{1.2 P_u}{P_y} \right] \quad (2- 172)$$

Dónde:

$A$  = Área de la sección transversal de la columna, ( $\text{mm}^2$ ).

$b_{fc}$  = Ancho de la aleta de la columna, (mm).

$d_b$  = Peralte de la viga, (mm).

$d_c$  = Peralte de la columna, (mm).

$F_y$  = Resistencia especificada a la fluencia del acero en la zona de panel, (MPa).

$P_u$  = Resistencia requerida, (N).

$P_y = F_y A$ , resistencia de la columna a la fluencia bajo carga axial, (N).

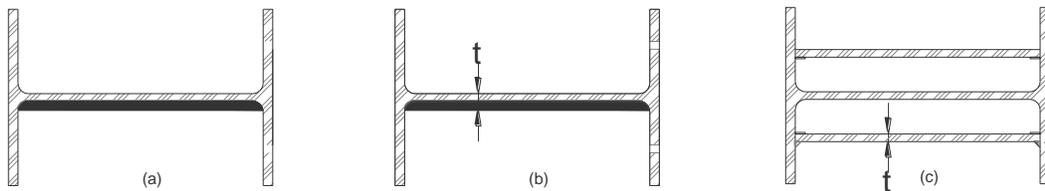
$t_{fc}$  = Espesor de la aleta de la columna, (mm).

$t_{wc}$  = Espesor del alma de la columna, (mm). En caso de requerirse placas de enchape se deben reemplazar  $t_w$  en la ecuación por  $t_w + t_d$ , (mm).

$t_d$  = Espesor de la placa de enchape de la zona de panel, (mm).

Para aumentar la resistencia a corte se puede añadir placas de refuerzo, con lo cual aumenta  $t_p$  y por tal la resistencia disponible. Ver Figura 75.

Figura 75. Placas de refuerzo en la zona de panel con soldadura de penetración completa o soldadura de filete



Fuente: CRISAFULLI F. J. Diseño sismorresistente de construcciones de acero. 4ta ed. Santiago de Chile: Asociación Latinoamericana del Acero, ALACERO, 2014. 173 p. ISBN 978-956-8181-16-1

• **Espesor de la Zona de Panel:** Los espesores individuales,  $t$ , del alma de la columna y placas de enchape, en caso de utilizarse, deben cumplir con el siguiente requisito:

$$t \geq \frac{d_z + w_z}{90} \quad (2- 173)$$

Dónde:

$t$  = Espesor de la columna o de la doble placa, (mm).

$d_z$  = Altura de la zona de panel entre placas de continuidad, (mm).

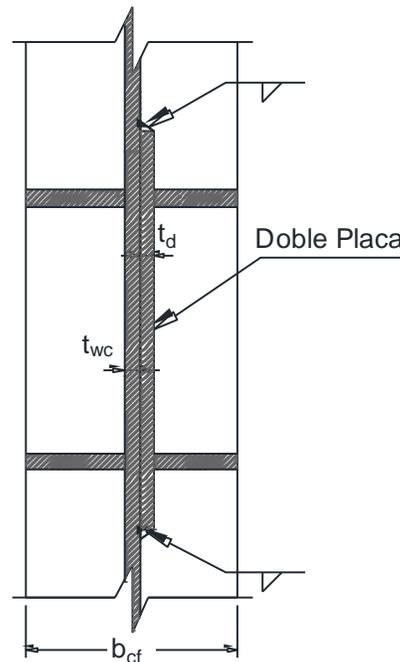
$w_z$  = Ancho de la zona de panel entre aletas de la columna, (mm).

- **Conexión de las placas de enchape en la zona de panel:** Las placas de enchape se conectarán al alma de la columna mediante soldadura de filete a todo lo ancho y largo de la placa de enchape, en tal forma que desarrollen su resistencia de diseño al corte. Ver Figura 76.

*Soldadura de filete:*

Se determina el tamaño mínimo de soldadura de filete según especifica la tabla F.2.10.2-4 (NSR-10); según el espesor de la parte más delgada a unir. Con este tamaño de soldadura de filete se verifica si satisface la resistencia de diseño de soldadura para resistir como mínimo la resistencia al corte desarrollado en la placa de enchape.

Figura 76. Soldadura de filete en placa de enchape



Fuente: PABÓN GONZÁLEZ, C., POSADA GIRALDO, J. C. Precalificación de Conexión Tubo-Viga Reforzada. Tesis de Grado. Medellín: Universidad Nacional de Colombia, 2004.

$$\phi_w 0.6 F_{EXX} A_{efreqf} = \phi 0.60 F_y A_g \quad (2-174)$$

$$A_{efreqf} = \frac{\phi F_y}{\phi_w F_{EXX}} A_g = 0.707 t_w d_c \quad (2-175)$$

Dónde:

$A_{efreqf}$  = Área efectiva requerida de soldadura de filete, (mm<sup>2</sup>).

$A_g$  = Área bruta a cortante de la placa de enchape. Corresponde a  $d_c t_d$ , (mm<sup>2</sup>).

$\phi$  = Coeficiente de resistencia igual a 0.90.

$\phi_w$  = Coeficiente de resistencia igual a 0.75 (Tabla F.2.10.2-5)

$t_w$  = Tamaño de soldadura de filete, (mm).

$$t_w = \frac{1.7 F_y d t_d}{F_{EXX}} \quad (2-176)$$

Hay que tener en cuenta el tamaño mínimo de la soldadura de filete, correspondiente al espesor más delgado a unir,  $t_{wc}$  o  $t_d$  de acuerdo a la tabla F.2.10.2-4. En el caso de los filetes horizontales, se debe cumplir con el tamaño máximo,  $t_w < t_d - 2mm$  para espesores de la placa de enchape mayores de 6mm, y  $t_w = t_d$  para espesores menores o iguales a 6mm. Si esto no se cumple se deben colocar soldaduras de tapón para completar la resistencia requerida:

*Soldadura de Tapón:*

$$\phi_w 0.6 F_{EXX} A_{tapon} = \text{Resistencia faltante} \quad (2-177)$$

Dónde:

$$A_{tapon} = \frac{\text{Resistencia faltante}}{\phi_w 0.6 F_{EXX}} \quad (2-178)$$

Según el F.2.10.2.3.2 de la NSR-10 El diámetro de las soldaduras de tapón tiene las siguientes limitantes:

$$D_{min} = t_d + 8mm \quad (2- 179)$$

$$D_{max} = D_{min} + 3mm \text{ o' } 2.25t_d \quad (2- 180)$$

La distancia mínima entre centros de soldaduras de tapón será de cuatro veces el diámetro del agujero.

Dónde:

$A_{tapon}$  = Área efectiva de soldadura de tapón, (mm<sup>2</sup>).

$D$  = Diámetro del agujero para soldadura de tapón, (mm).

$t_d$  = Espesor de la placa de enchape de la zona de panel, (mm).

$\phi_w$  = Coeficiente de resistencia igual a 0.75 (Tabla F.2.10.2-5)

**Paso 12:** Se diseña y detalla la placa de cortante la cual une a la cara de la columna mediante soldadura de filete. Se une además al alma de la viga, por medio de un cordón de soldadura de filete a todo su alrededor. Para facilitar el montaje de la conexión y la aplicación de la soldadura se utilizan pernos que unen la placa de cortante y el alma de la viga.

La placa de cortante y las soldaduras se diseñan para resistir el cortante plástico en la cara de la columna y los pernos únicamente se diseñan para cargas de montaje.

**Altura** - Según la FEMA-350 para conexiones con placas soldadas a las aletas de la viga, la longitud de la placa de cortante viene dada por:

$$h_{st} = d_b - 2k - 50mm \quad (2- 181)$$

Dónde:

$k$  = Distancia desde la cara exterior de la aleta hasta el pie de la transición alma aleta, (mm).

**Espesor** - Igualmente para el espesor de la placa de cortante la FEMA-350 especifica:

$$t_{st} = t_{wb} \quad (2- 182)$$

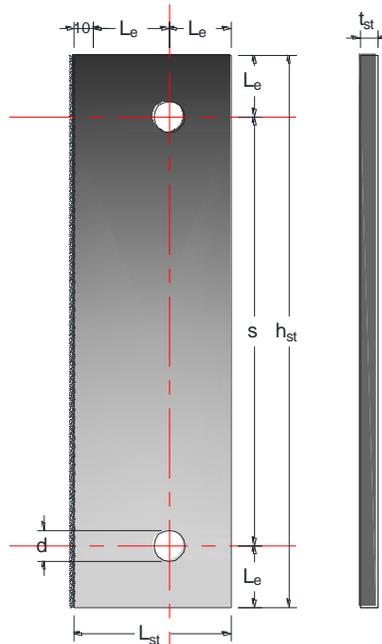
**Longitud mínima al borde** - La distancia mínima al borde del centro de una perforación estándar no debe ser inferior al valor especificado en la tabla F.2.10.3-4 o F.2.10.3-4M (NSR-10); comúnmente se recomienda una distancia de:

$$L_e \geq 1.5d \quad (2- 183)$$

**Ancho mínimo de la placa de cortante**

$$L_{st} = 2L_e + 10mm \quad (2- 184)$$

Figura 77. Dimensiones de la Placa de Cortante



- **Estados límites en la viga**

La resistencia de diseño en el alma de la viga será obtenida para los estados límites de fluencia por cortante y rotura por cortante según F.2.10.4.2 (NSR-10).

*Fluencia a cortante:*

$$\phi R_n = \phi 0.60 F_{yb} A_{gv} \geq V_p \quad (2- 185)$$

Dónde:

$\phi$  = Coeficiente de resistencia igual a 0.9

$A_{gv}$  = Área Bruta sometida a cortante. Corresponde  $d_b t_{wb}$ , (mm<sup>2</sup>).

*Rotura por cortante:*

$$\phi R_n = \phi 0.6 F_u A_{nv} \geq V_p \quad (2- 186)$$

Dónde:

$\phi$  = Coeficiente de resistencia igual a 0.75.

$A_{nv}$  = Área neta sometida a corte. Se obtiene descontándole el área neta del alma las dos perforaciones para los pernos, (mm<sup>2</sup>).

$$A_{nv} = [d_b - 2(d + 3.2mm)] t_{wb} \quad (2- 187)$$

- **Estados Límites en la placa de cortante**

*Resistencia a la fluencia por Flexión:*

$$\phi M_n = \phi F_{yp} Z_x \geq M_u = V_p e_x \quad (2- 188)$$

Dónde:

$$Z_x = \frac{t_{st} h_{st}^2}{4}$$

$Z_x$  = Modulo plástico de la sección, (mm<sup>3</sup>).  
 $e_x$  = Ancho de la placa de cortante =  $L_{st}$ , (mm)  
 $\phi$  = 0.90

*La resistencia de diseño en la placa será obtenida para los estados límites de fluencia por cortante y rotura por cortante según F.2.10.4.2 (NSR-10).*

*Fluencia a cortante:*

$$\phi R_n = \phi 0.60 F_{yp} A_{gv} \geq V_p \quad (2- 189)$$

Dónde:

$\phi$  = Coeficiente de resistencia igual a 0.90.  
 $A_{gv}$  = Área Bruta sometida a cortante. Corresponde  $h_{st}t_{st}$ , (mm<sup>2</sup>).

*Rotura por cortante:*

$$\phi R_n = \phi 0.6 F_{up} A_{nv} \geq V_p \quad (2- 190)$$

Dónde:

$\phi$  = Coeficiente de resistencia igual a 0.75.  
 $A_{nv}$  = Área neta sometida a corte. Se obtiene descontándole el área neta del alma las dos perforaciones para los pernos, (mm<sup>2</sup>).

$$A_{nv} = [h_{st} - 2(d + 3.2mm)]t_{st} \quad (2- 191)$$

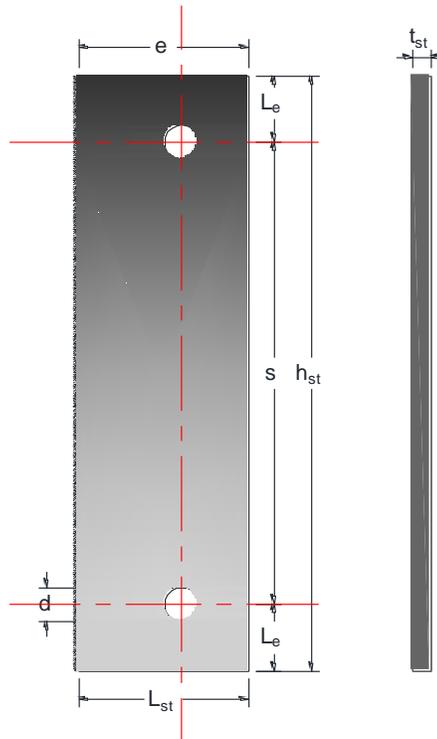
- **Soldadura de Unión de la Platina a la Columna**

*Criterios para escoger el tamaño de la soldadura:*

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.  
Figura 78. Dimensiones de la Placa de Cortante



$$a = \frac{e_x}{L}$$

$k = 0$ , La fuerza no está en el plano de la Soldadura.

En la Tabla 14 (tabla 8-38 del manual AISC), con  $\theta=0$ , y con los valores de  $a$  y  $k$ , se halla el coeficiente  $C$ .

La formulación en unidades de *Kilonewton* (KN) es:

$$\phi R_{nw} = C_1 C q w L \geq V_p \quad (2- 192)$$

Donde,

$C_1$  = Coeficiente del electrodo (1.0 para E70XX).

$C$  = Coeficiente tabulado, incluye  $\phi$  determinado según la Tabla 3 (tabla 8-38 del manual AISC)

$q$  = Constante de transformación de unidades

$$q = \frac{4.44 * 16}{25.4^2} = 0.1091$$

$W$  = Tamaño de soldadura en (mm).

$L$  = Longitud de soldadura en (mm).

Tabla 14. Coeficiente C para excentricidad de grupo de soldaduras

<b>Table 8-38.</b> <b>Coefficients C for Eccentrically Loaded Weld Groups</b> <b>Angle = 0°</b>			
$\phi R_n = CC_1 q w l$	$C_{min} = \frac{P_u}{C_1 q w l}$	$w_{min} = \frac{P_u}{CC_1 q l}$	$l_{min} = \frac{P_u}{CC_1 q w}$
<p>where</p> <p><math>P_u</math> = factored force, kN</p> <p><math>w</math> = fillet weld size, mm</p> <p><math>l</math> = characteristic length of weld group, mm</p> <p><math>a = e_x / l</math></p> <p><math>e_x</math> = horizontal component of eccentricity of <math>P_u</math> with respect to centroid of weld group, mm</p> <p><math>C</math> = coefficient tabulated below which includes <math>\phi = 0.75</math></p> <p><math>C_1</math> = electrode strength coefficient from Table 8-37 (1.0 for E48XX electrodes)</p> <p><math>q = 0.1097</math>, metric conversion constant</p>			
			<p><i>Special Case</i> (Load not in plane of weld group) Use C-values for <math>k = 0</math></p>
<p style="text-align: center;">Any equal distances</p>			

a	k															
	0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0	1.2	1.4	1.6	1.8	2.0
0.00	2.78	2.78	2.78	2.78	2.78	2.78	2.78	2.78	2.78	2.78	2.78	2.78	2.78	2.78	2.78	2.78
0.10	2.78	2.78	2.78	2.78	2.78	2.77	2.75	2.74	2.73	2.71	2.70	2.67	2.64	2.61	2.59	2.78
0.15	2.75	2.75	2.74	2.73	2.71	2.70	2.69	2.67	2.66	2.64	2.63	2.60	2.58	2.55	2.53	2.50
0.20	2.64	2.63	2.63	2.62	2.60	2.59	2.58	2.57	2.56	2.55	2.54	2.52	2.50	2.48	2.46	2.44
0.25	2.48	2.48	2.48	2.47	2.47	2.46	2.46	2.45	2.45	2.44	2.44	2.43	2.41	2.40	2.39	2.38
0.30	2.32	2.32	2.32	2.32	2.33	2.33	2.33	2.33	2.33	2.33	2.33	2.33	2.33	2.32	2.32	2.31
0.40	2.00	2.00	2.01	2.03	2.05	2.07	2.08	2.10	2.11	2.12	2.14	2.15	2.16	2.17	2.18	2.18
0.50	1.72	1.72	1.74	1.77	1.80	1.83	1.86	1.89	1.91	1.93	1.95	1.99	2.01	2.03	2.05	2.06
0.60	1.50	1.50	1.52	1.55	1.59	1.63	1.67	1.71	1.74	1.77	1.79	1.84	1.87	1.90	1.92	1.94
0.70	1.32	1.32	1.34	1.38	1.42	1.47	1.51	1.55	1.59	1.62	1.65	1.71	1.75	1.79	1.81	1.84
0.80	1.17	1.18	1.20	1.24	1.28	1.33	1.38	1.42	1.46	1.50	1.53	1.59	1.64	1.68	1.71	1.74
0.90	1.05	1.06	1.08	1.12	1.17	1.22	1.27	1.31	1.35	1.39	1.43	1.49	1.54	1.59	1.62	1.66
1.00	0.957	0.963	0.986	1.02	1.07	1.12	1.17	1.21	1.26	1.29	1.33	1.40	1.45	1.50	1.54	1.58
1.20	0.806	0.812	0.835	0.872	0.916	0.963	1.01	1.06	1.10	1.14	1.17	1.24	1.30	1.35	1.40	1.44
1.40	0.695	0.701	0.724	0.758	0.799	0.844	0.889	0.932	0.973	1.01	1.05	1.12	1.18	1.23	1.28	1.32
1.60	0.611	0.616	0.638	0.670	0.708	0.750	0.792	0.833	0.873	0.911	0.947	1.01	1.07	1.13	1.17	1.22
1.80	0.544	0.550	0.570	0.600	0.635	0.674	0.714	0.753	0.791	0.828	0.863	0.928	0.987	1.04	1.09	1.13
2.00	0.491	0.496	0.515	0.542	0.576	0.612	0.650	0.687	0.723	0.758	0.792	0.855	0.912	0.964	1.01	1.05
2.20	0.447	0.452	0.470	0.495	0.526	0.560	0.596	0.631	0.665	0.699	0.731	0.792	0.848	0.899	0.945	0.988
2.40	0.410	0.415	0.431	0.455	0.484	0.516	0.550	0.583	0.616	0.648	0.679	0.738	0.792	0.842	0.887	0.929
2.60	0.379	0.384	0.399	0.421	0.448	0.478	0.510	0.542	0.573	0.604	0.634	0.691	0.743	0.791	0.836	0.877
2.80	0.352	0.357	0.371	0.392	0.417	0.446	0.476	0.506	0.536	0.565	0.594	0.649	0.699	0.746	0.790	0.830
3.00	0.329	0.333	0.347	0.366	0.390	0.417	0.446	0.474	0.503	0.531	0.559	0.611	0.661	0.706	0.748	0.788

AMERICAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION

Fuente Tabla 3-38. Manual AISC. AMERICAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION. AISC. Prequalified Connections for Special and Intermediate Steel Moment Frames for Seismic Applications or Steel Buildings. Ed 2010. Chicago. Illinois: AISC. 2010.

### 2.4.1 Diagrama de flujo conexión soldada a momento viga-columna para aplicaciones en edificios metálicos.

#### DATOS:

Datos de Viga (DV)

$b_{fb}$  = Ancho del Ala Perfil Viga Perfil Viga, (mm).

$t_{fb}$  = Espesor del Ala Perfil Viga, (mm).

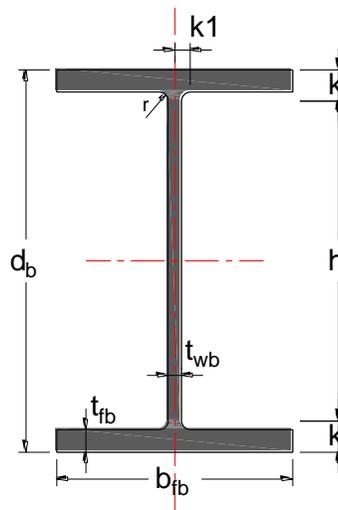
$t_{wb}$  = Espesor del Ala Perfil Viga, (mm).

$d_b$  = Altura Perfil Viga, (mm).

$Z_{xb}$  = Modulo Plástico Perfil Viga (eje fuerte), (mm<sup>3</sup>).

- $Z_{yb}$  = Modulo Plástico Perfil Viga (eje débil), ( $\text{mm}^3$ ).  
 $A_b$  = Área del Perfil Viga. ( $\text{mm}^2$ ).  
 $I_{xb}$  = Momento de inercia Perfil Viga (eje fuerte), ( $\text{mm}^4$ ).  
 $I_{yb}$  = Momento de inercia Perfil Viga (eje débil), ( $\text{mm}^4$ ).  
 $L$  = Longitud de la Viga entre Ejes de Columnas. (mm).  
 $L_b$  = Longitud de Libre de la Viga, entre Caras de las Columnas, (mm).  
 $w$  = Carga para Combinación Gravitacional ( $1.2D+1.6L$ ).

Figura 79. Geometría de la Viga

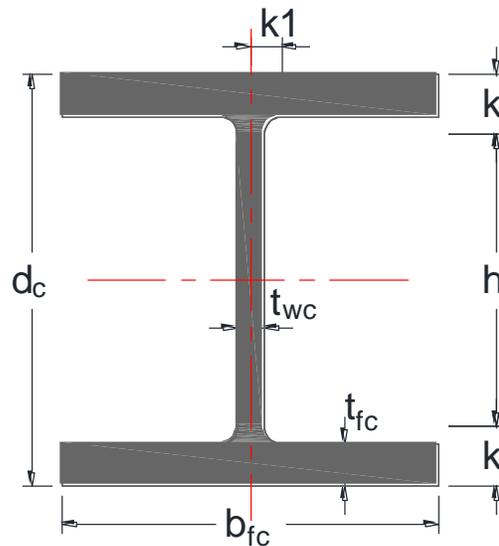


#### Datos de Columna (DC)

- $d_c$  = Altura Perfil Columna, (mm).  
 $b_{fc}$  = Ancho del Ala Perfil Columna, (mm).  
 $t_{fc}$  = Espesor del Ala Perfil Columna, (mm).  
 $t_{wc}$  = Espesor del Alma Perfil Columna, (mm).  
 $A_c$  = Área Perfil Columna, ( $\text{mm}^2$ ).  
 $I_{xc}$  = Momento de inercia Perfil Columna (eje fuerte), ( $\text{mm}^4$ ).  
 $I_{yc}$  = Momento de inercia Perfil Columna (eje débil), ( $\text{mm}^4$ ).  
 $Z_{xc}$  = Modulo Plástico Perfil Columna (eje fuerte), ( $\text{mm}^3$ ).  
 $Z_{yc}$  = Modulo Plástico Perfil Columna (eje débil), ( $\text{mm}^3$ ).

$H$  = Distancia de Columna entre puntos de Inflexión, (mm).

Figura 80. Geometría de la Columna



Datos de Materiales:

Acero de la Viga (AV)

$F_{yb}$  = Tensión de Fluencia del Acero de la Viga, (MPa).

$F_{ub}$  = Tensión de Ruptura del Acero de la Viga, (MPa).

$R_{yb}$  = Relación entre la Resistencia a la Fluencia esperada  $F_{ye}$  y la resistencia mínima esperada a la fluencia del acero de la viga que va utilizar  $F_y$ .

Acero de la Columna (AC)

$F_{yc}$  = Tensión de Fluencia del Acero de la Columna, (MPa).

$F_{uc}$  = Tensión de Ruptura del Acero de la Columna, (MPa).

Acero de la Placas (AP)

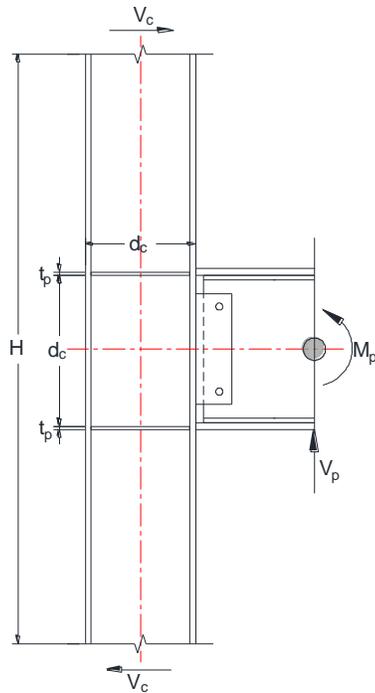
$F_{yp}$  = Tensión de Fluencia del Acero de la Placas, (MPa).

$F_{up}$  = Tensión de Ruptura del Acero de la Placas, (MPa).

Datos de Soldadura (W)

$F_{EXX}$  = Número de clasificación del electrodo, correspondiente a la resistencia mínima especificada, (MPa).

Figura 81. Diagrama de Cuerpo Libre



Datos 1

$b_p$  = Ancho promedio de la cubreplaca, (mm).

$b_{p, mayor}$  =  $b_f$ , lado mayor de la cubreplaca, (mm).

$b_{p, menor}$  =  $b_f + 40$ mm, lado menor de la cubreplaca, (mm).

Datos 2

$U$  = Factor de reducción por rezago de cortante, calculado como se muestra en la tabla F.2.4.3-1 de la NSR-10, para el caso 4.

$$W_l \geq 2b_{fb}/3 \dots U = 1.0$$

$$2b_{fb}/3 > W_l \geq 1.5b_{fb}/3 \dots U = 0.87$$

$$1.5b_{fb}/3 > W_l \geq b_{fb}/3 \dots U = 0.75$$

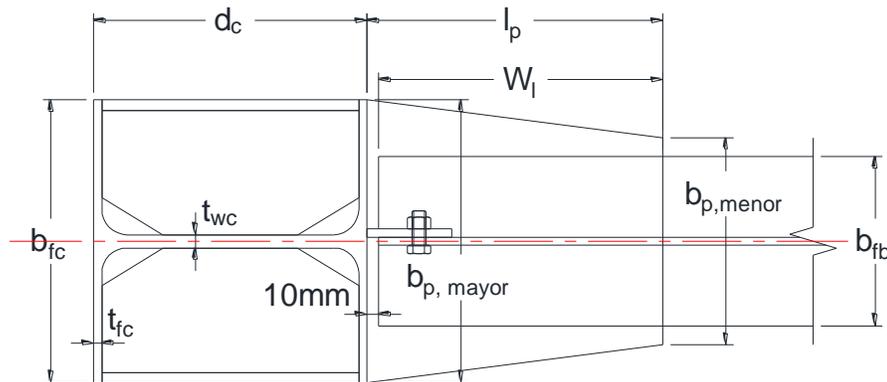
### Datos 3

$U_{bs}$  = Coeficiente de Reducción usado en el cálculo de la Resistencia a la Rotura por Desgarramiento en Bloque.

$$A_{gv} = A_{nv} = 2W_l t_p, (\text{mm}^2)$$

$$A_{nt} = b_{fb} t_p, (\text{mm}^2)$$

Figura 82. Geometría cubreplaca



### Datos 4

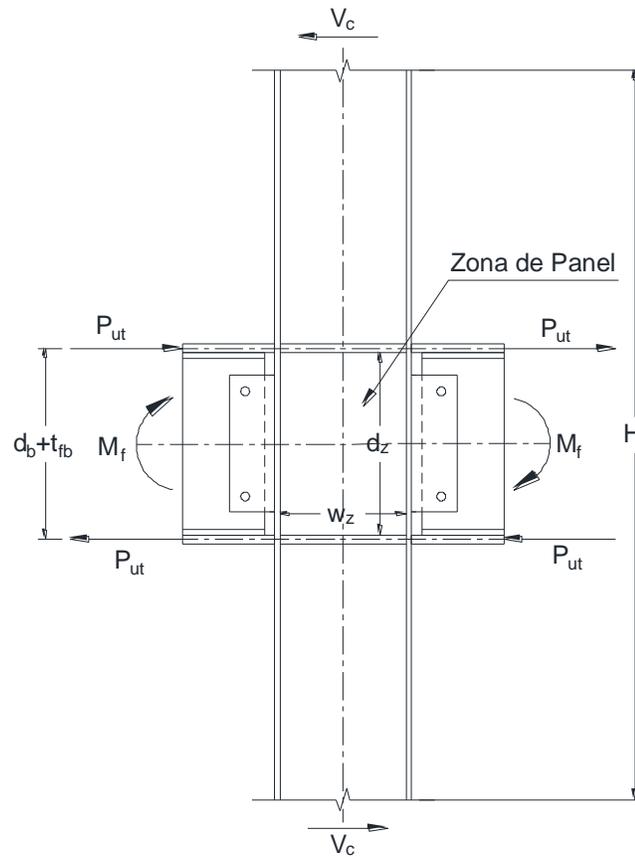
$k_1$  = Distancia desde el eje del alma del perfil al pie de la soldadura del alma (valor de diseño) o soldadura de filete. (mm).

$K$  = Distancia desde la cara exterior del ala del perfil al pie de la soldadura del alma (valor de diseño) o Soldadura de filete. (mm).

### Datos 5

- $d_z$  = Altura de la zona de panel entre placas de continuidad, (mm).  
 $w_z$  = Ancho de la zona de panel entre aletas de la columna, (mm).  
 $P_u$  = Resistencia requerida para la combinación de cargas 1.2D +0.5L, (N).  
 $P_y = F_y A_c$ , resistencia de la columna a la fluencia bajo carga axial, (N).

Figura 83. Diagrama de Cuerpo Libre en la zona de panel



Datos 6

- $A_b$  = Área Pernos Placa de Corte, ( $\text{mm}^2$ ).  
 $t_{st}$  = Espesor de la Placa de Corte, (mm).  
 $d$  = Diámetro Pernos Placa de Corte, (mm).  
 $A_{nv} = [d_b - 2(d + 3.2\text{mm})]t_{wb}$ , ( $\text{mm}^2$ )  
 $A_{gv} = d_b t_{wb}$

Figura 84. Dimensiones de Placa de Corte

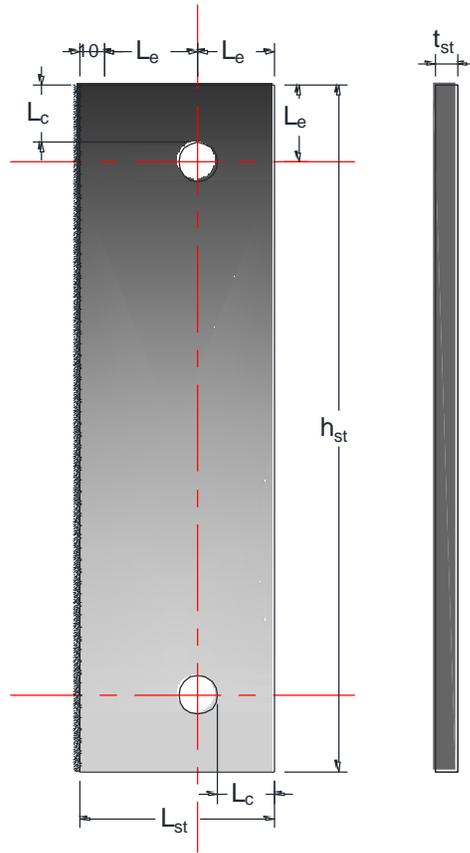
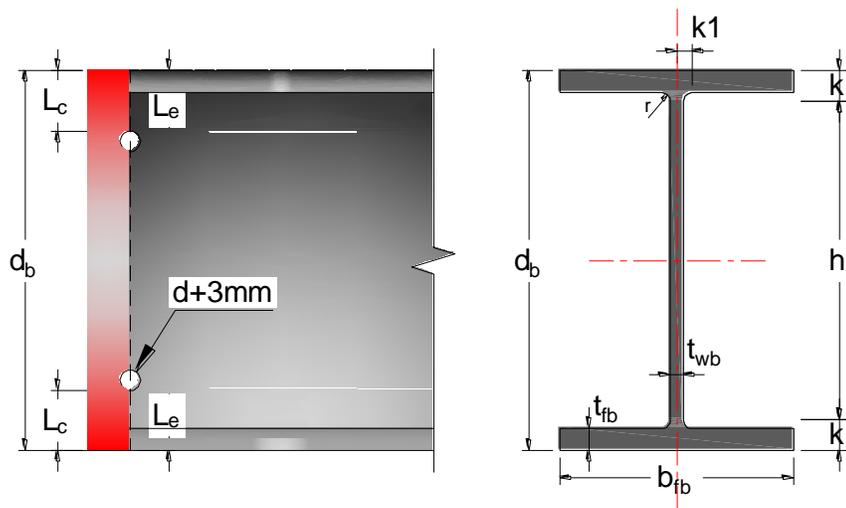


Figura 85. Fluencia y Rotura a Cortante en la Viga



### Datos 7

$$Z_x = \frac{t_{st} h_{st}^2}{4}, (\text{mm}^3)$$

$$e_x = L_{st}, (\text{mm})$$

### Datos 8

$L_e$  = Distancia Libre, en la dirección de la fuerza, entre el centro de la perforación considerada y el borde de la perforación adyacente o el borde del material, (mm).

$$L_{st} = 2L_e + 10\text{mm}$$

$t_{st}$  = Espesor de la Placa de Cortante, (mm).

$k$  = Distancia desde la cara exterior de la aleta hasta el pie de la transición alma aleta, (mm).

$$h_{st} = d_b - 2k - 50$$

$$A_{gv} = h_{st} t_{st}, (\text{mm}^2)$$

$$A_n = [h_{st} - 2(d + 3.2\text{mm})] t_{st}, (\text{mm}^2)$$

Figura 86. Fluencia y Rotura a Cortante en la Placa de Corte

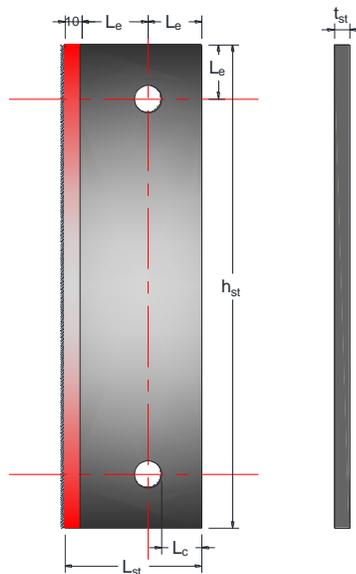
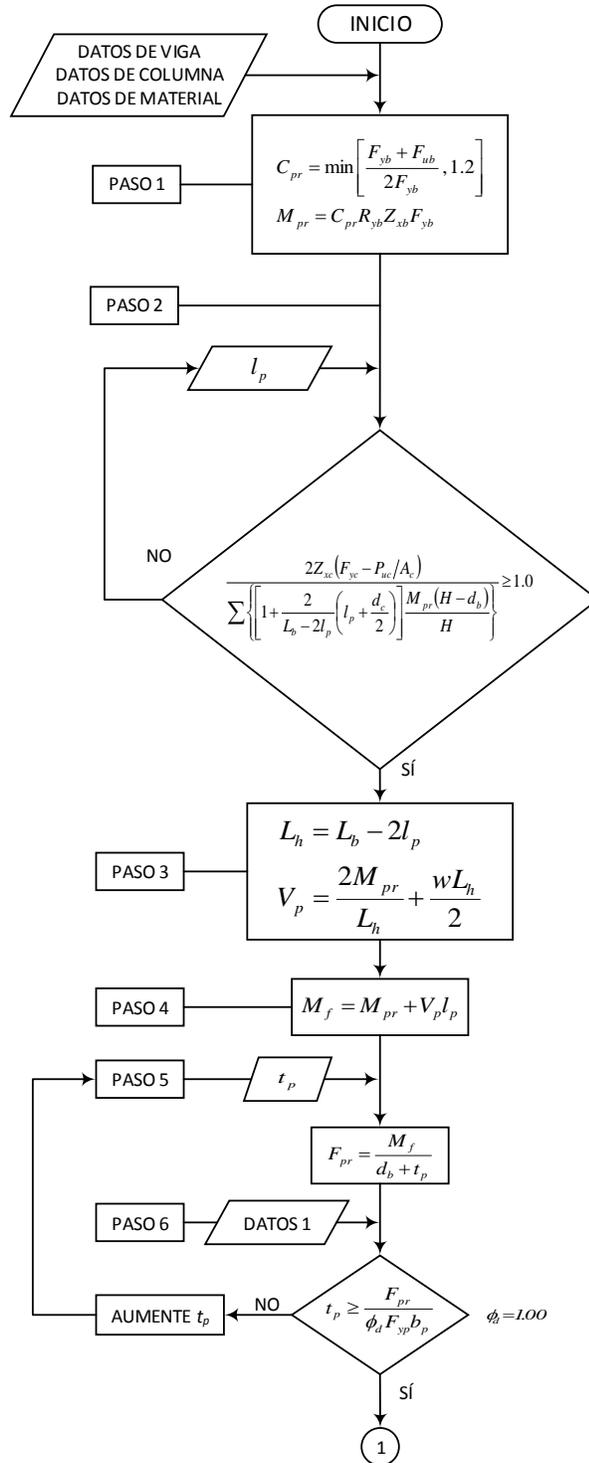
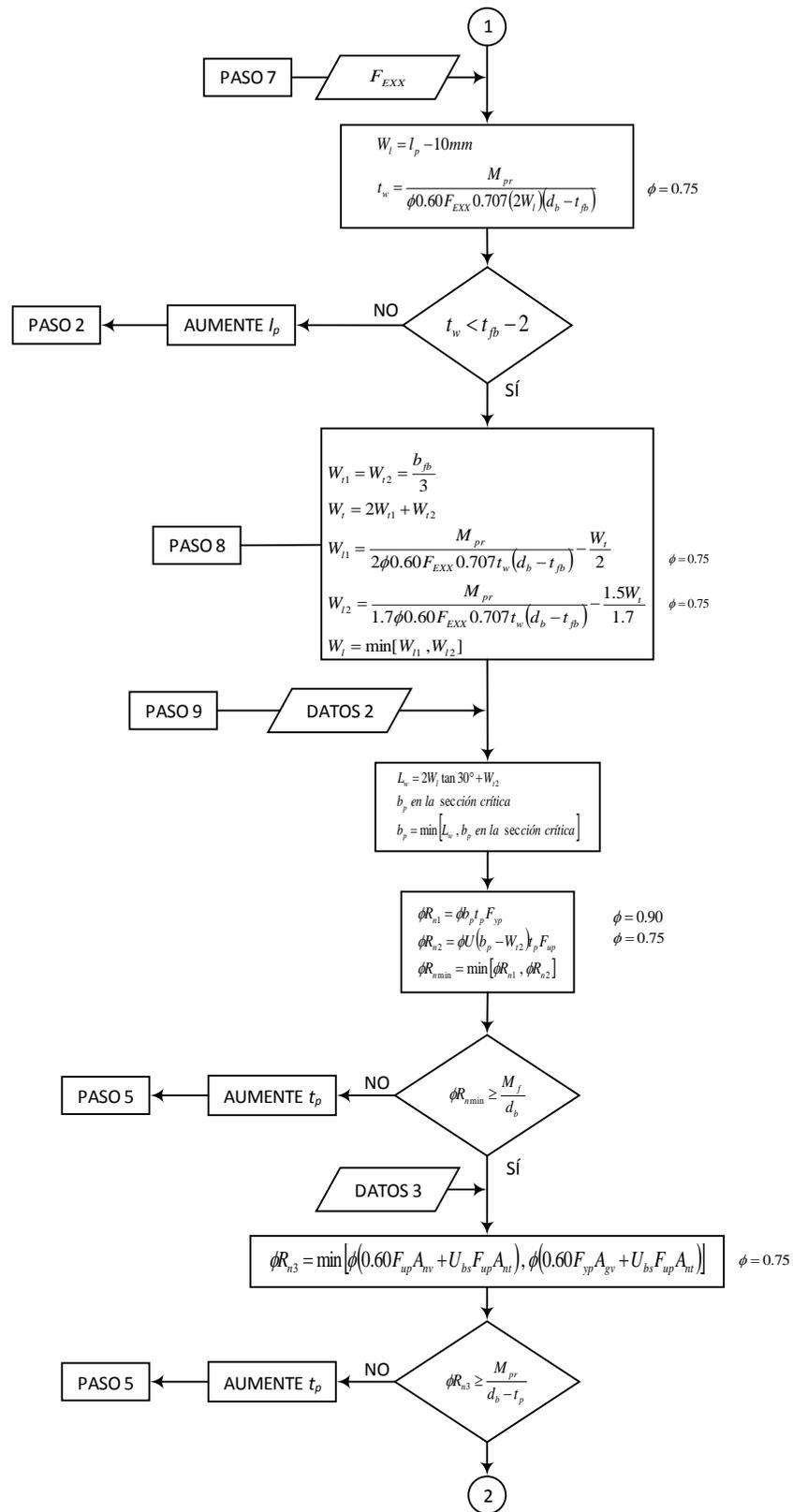
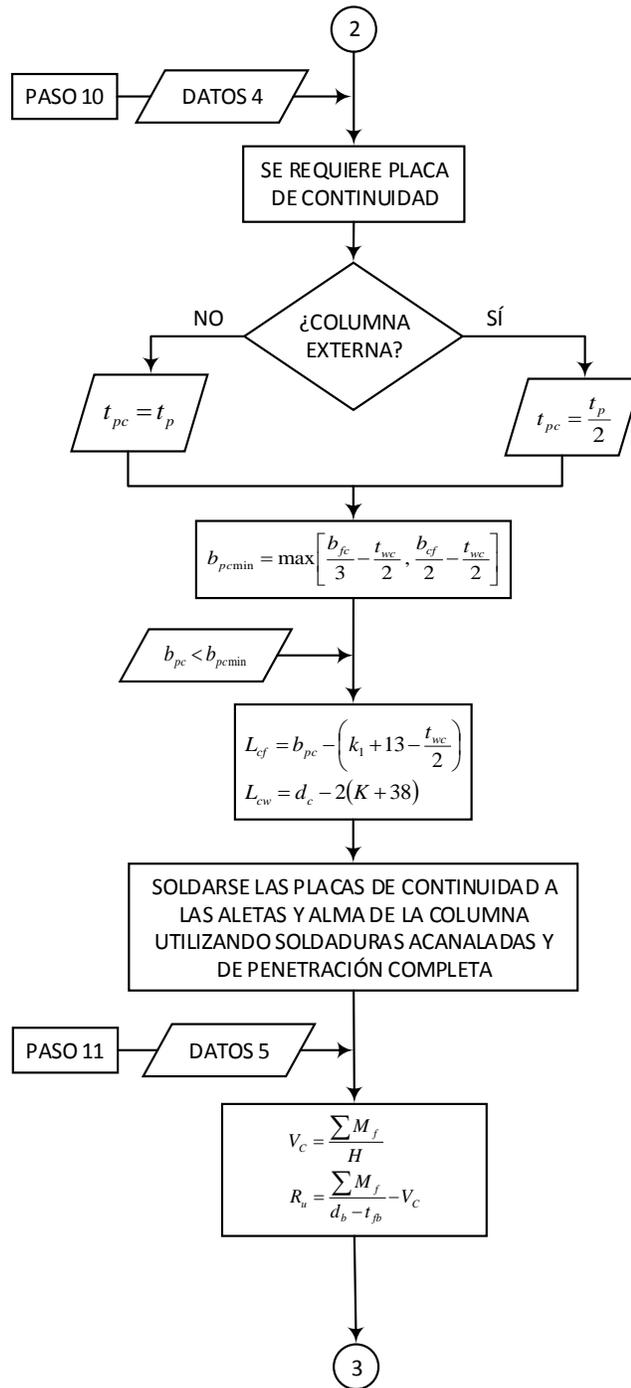
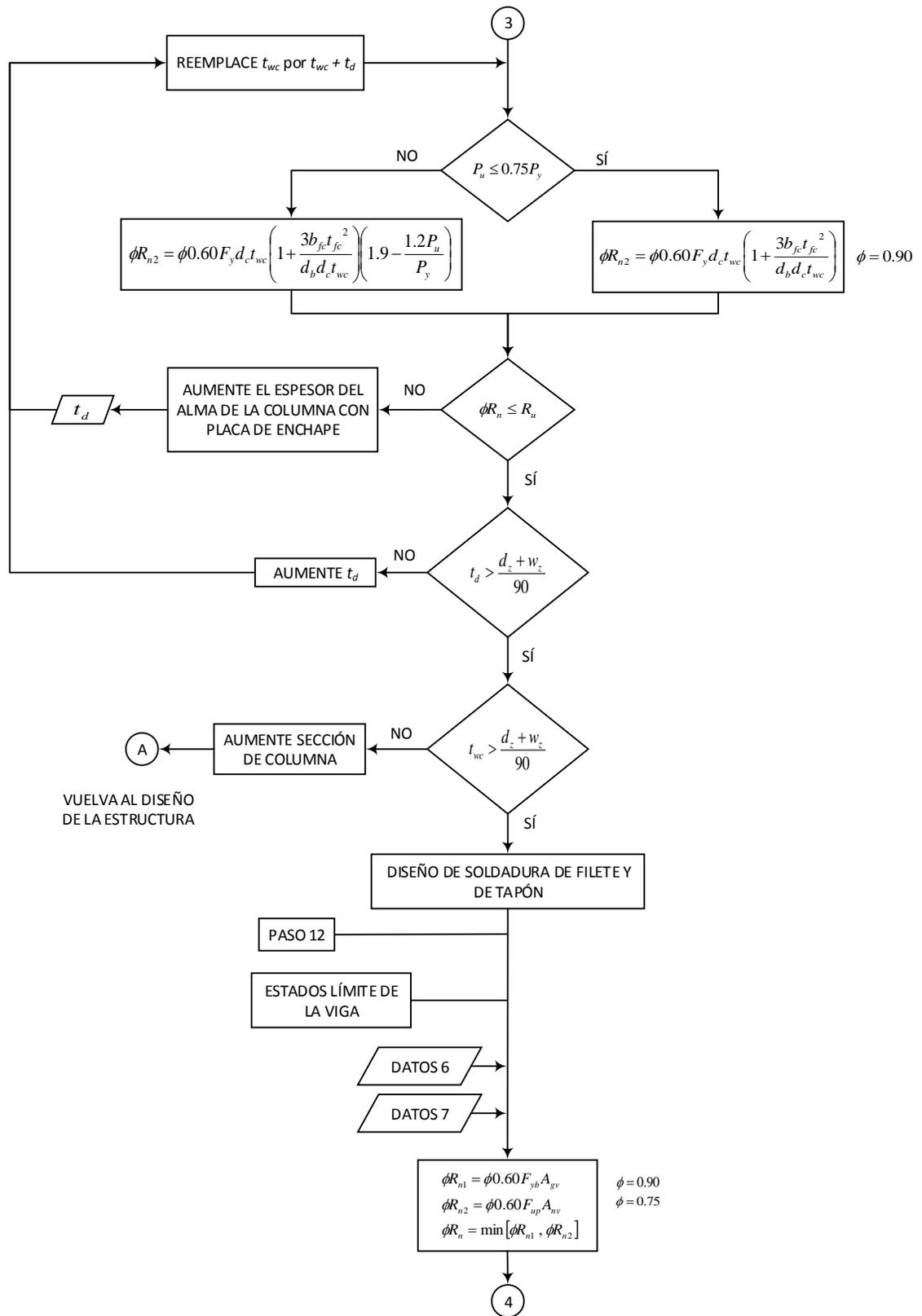


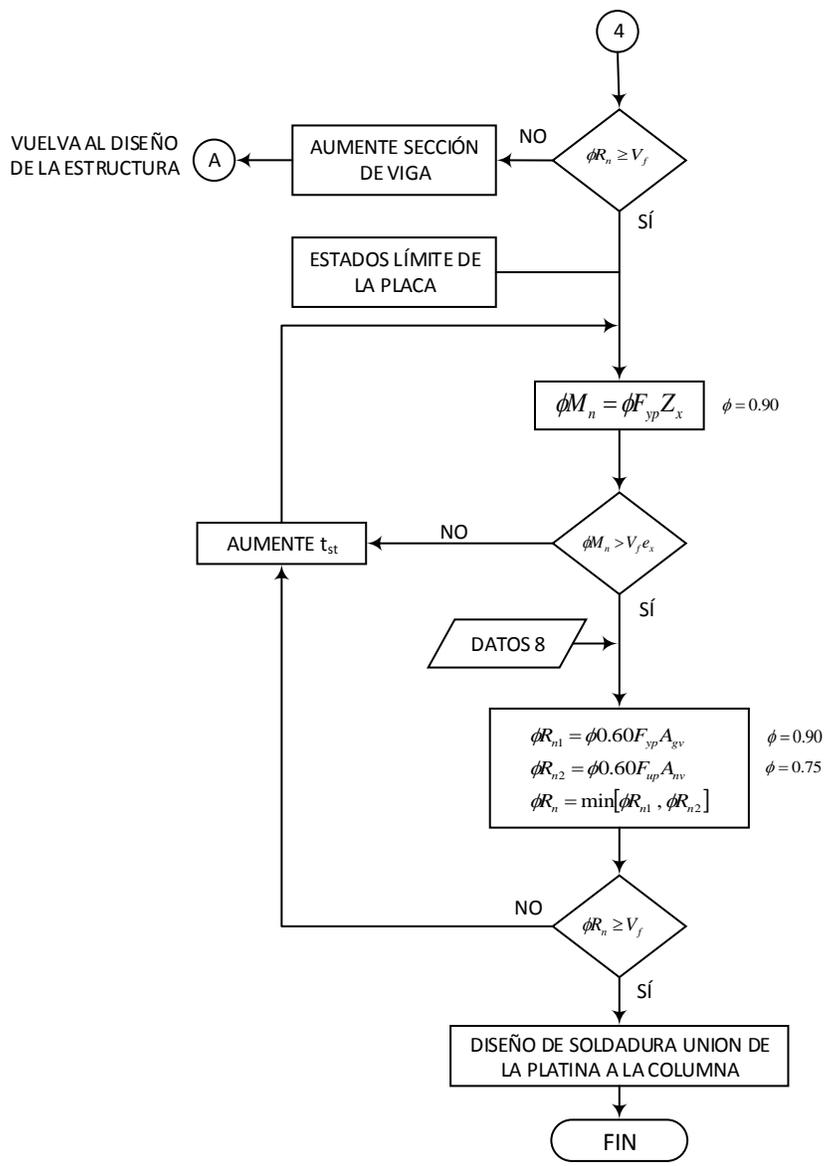
Figura 87. Diagrama de flujo diseño conexión Precalificada Rígida Viga I y una Columna Tubular Rellena De Concreto











### 3 APLICACIÓN DE LA METODOLOGÍA DE DISEÑO DE CONEXIONES METÁLICAS

Se realizará el análisis y diseño de dos modelos de edificios en estructura metálica correspondientes al modelo 1 y 2, de los cuales se obtendrán las secciones transversales de los elementos (viga – columna) necesarios para la aplicación del diseño de las conexiones precalificadas en Colombia descritas en este documento.

La geometría del prototipo del edificio que se toma en este trabajo y sus cargas fue igualmente evaluado por Peralta<sup>4</sup>.

Estas edificaciones corresponden a una estructura de acero de cuatro niveles, con una altura de entrepiso de 3.75 metros y con una altura total de 15.0 metros. Las dimensiones en planta son: en la dirección (X) una longitud de 30.0 metros y en la dirección (Y) una longitud de 22.5 metros. Se toma una distribución estructural simétrica, la cual es regular tanto en planta como en altura.

Como análisis inicial se utilizó el método de análisis dinámico elástico espectral para el predimensionamiento de los elementos estructurales, dando cumplimiento del límite de deriva por rigidez, realizando previamente un ajuste obtenido entre la proporción del cortante dinámico y del cortante estático de la fuerza horizontal equivalente (FHE). En el **Anexo A** se encuentra el procedimiento y chequeo de derivas.

---

<sup>4</sup> PERALTA H. M. Diseño de Conexiones de Estructuras de Acero Actualizado al Reglamento de Construcción Sismo Resistente NSR-10. Trabajo de grado, Magister en Ingeniería estructural. Bucaramanga: Universidad Industrial de Santander, 2015. 433 p.

Para el cálculo de las resistencias requeridas y el diseño de los elementos estructurales vigas-columnas se empleó el método de Análisis Directo, utilizando el software de diseño ETABS. En el **Anexo B** se encuentra el procedimiento.

### 3.1 PARÁMETROS PARA EL ANÁLISIS Y DISEÑO DEL EDIFICIO

A continuación, se describen los parámetros para el análisis y diseño de la edificación de acero en estudio, ubicado en la ciudad de Bucaramanga y destinado para el uso de oficinas.

Tabla 15. Carga Muerta Sobreimpuesta (SD)

DESCRIPCION	VALOR	UND
TABLERO METÁLICO 2" – CAL.22, $h_{\text{concreto}}=130\text{mm}$	226.6	Kgf/m <sup>2</sup>
ACABADOS DE PISO	160.0	Kgf/m <sup>2</sup>
MUROS DIVISORIOS PARTICIONES LIVIANAS	200.0	Kgf/m <sup>2</sup>
<b>CARGA MUERTA SOBREPUESTA (SD)</b>	<b>586.6</b>	<b>Kgf/m<sup>2</sup></b>

Tabla 16. Carga Viva (L)

DESCRIPCION	VALOR	UND
CARGA VIVA USO DE OFICINA (L)	200	Kgf/m <sup>2</sup>

Tabla 17. Definición de Parámetros Sísmicos

DESCRIPCION	VALOR
LOCALIZACIÓN	BUCARAMANGA
ZONA DE AMENAZA SÍSMICA	ALTA
$A_a$	0.25

Tabla 17. (Continuación)

DESCRIPCION	VALOR
$A_v$	0.25
TIPO DE PERFIL DE SUELO	C
$F_a$	1.15
$F_v$	1.55
GRUPO DE USO	I
COEFICIENTE DE IMPORTANCIA	1.0
$R_0$ SRS EN X	7.0
$R_0$ SRS EN Y	7.0
$\phi_p$	1.0
$\phi_a$	1.0
$\phi_r$	1.0
R	7.0
$\Omega_0$	3.0

Figura 88. Espectro de Diseño

Espectro Elástico de Aceleraciones  
Amortiguamiento 5%

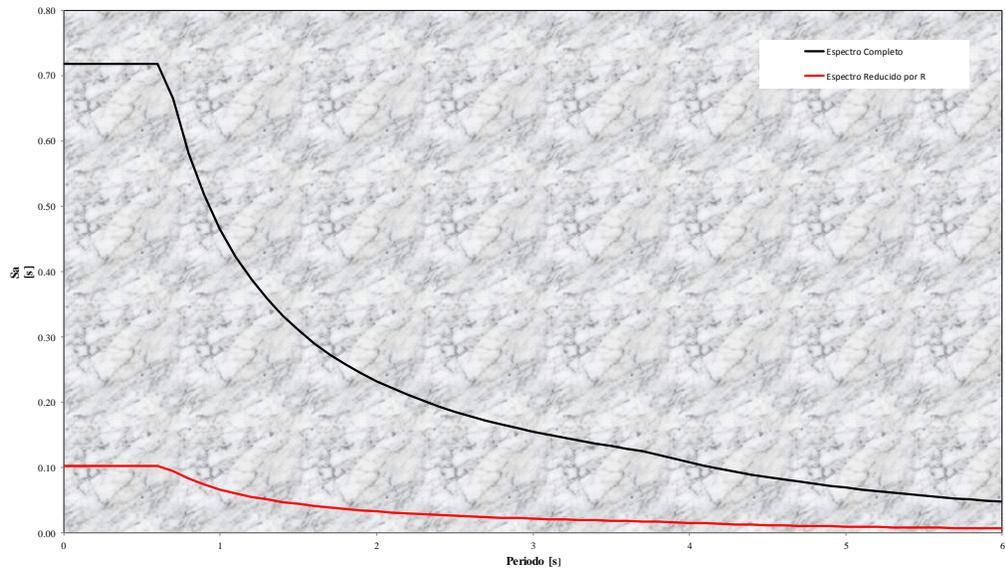


Tabla 18. Geometría Modelo 1 y 2

Nro. Pórticos		Nro. de Vanos		Longitud de Vanos		Nro. de pisos	h Entrepiso	h Total
X	Y	X	Y	X (m)	Y (m)		(m)	(m)
5	4	4	3	7.5	7.5	4	3.75	15

En el Modelo 1 de pórticos resistentes a momento (PRM) para el sistema de resistencia sísmica (SRS), se utilizarán las conexiones precalificadas: Tubo-Viga Reforzada y conexión Viga I – Columna Compuesta Embebida.

En el Modelo 2 de pórticos resistentes a momento (PRM) para el sistema de resistencia sísmica (SRS), se utilizará las conexiones precalificadas: Viga I y una Columna Tubular Rellena de Concreto y conexión Soldada a Momento Viga-Columna.

Figura 89. Geometría de la Estructura planta Modelo 1

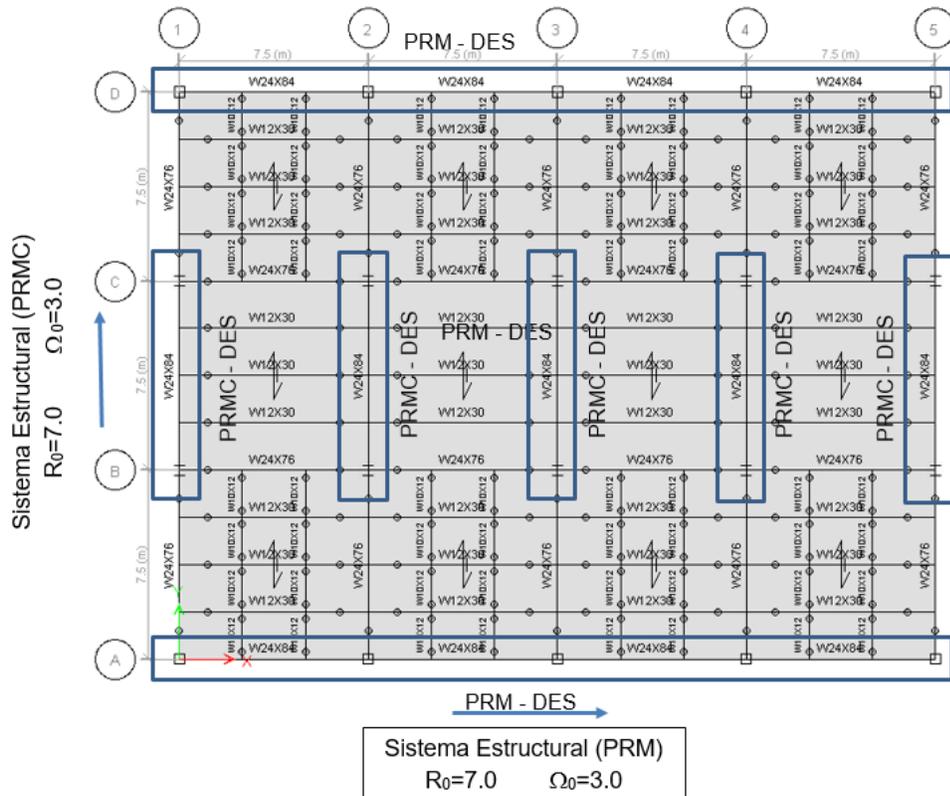
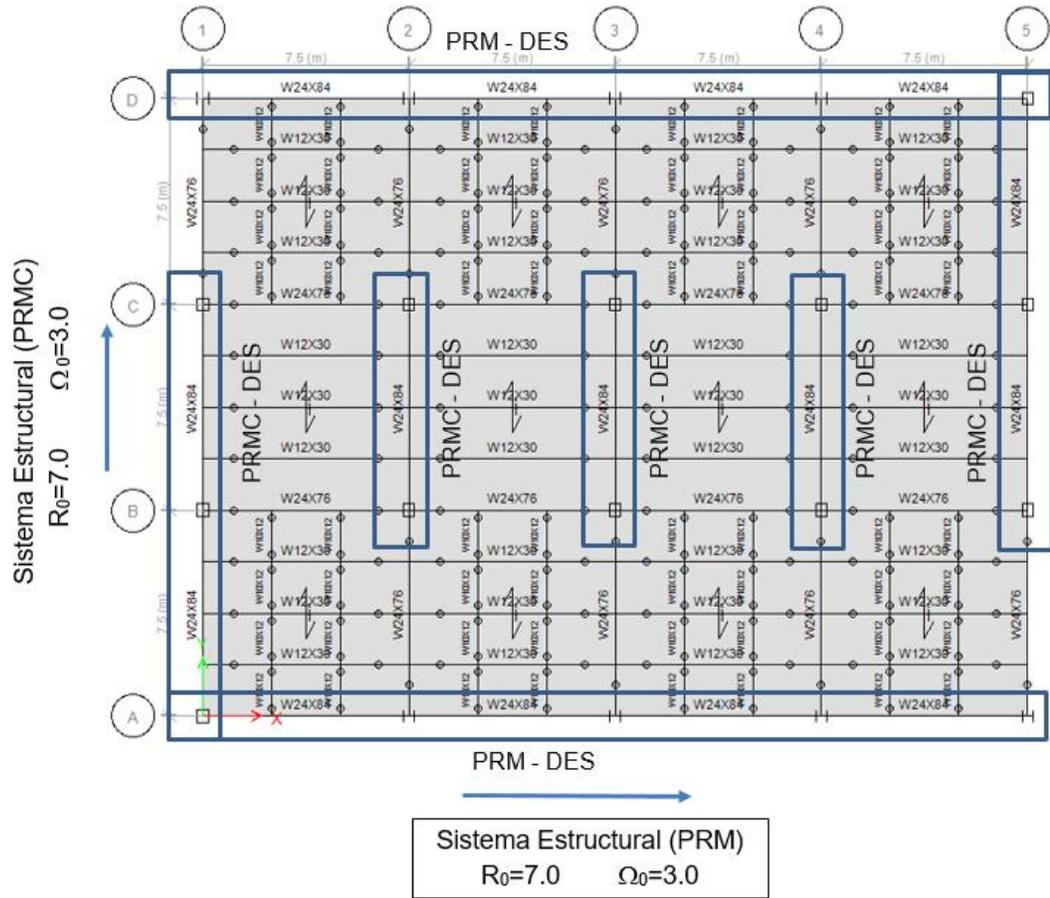


Figura 90. Geometría de la Estructura planta Modelo 2



**3.1.1 Descripción de los Materiales Empleados.** A continuación, en la Tabla 19 se describen las propiedades de los materiales a emplear para el análisis y diseño de la estructura:

Tabla 19. Propiedades Mecánicas de los Materiales

Tipo	Norma	Mod. Elast	Resistencia a Fluencia y a Rotura, Especificada y Esperada					
	ASTM	E (MPa)	$F_y / f'_c$ (MPa)	$F_u$ (MPa)	$R_y$	$R_t$	$F_{ye}$ (MPa)	$F_{ue}$ (MPa)
Acero de Refuerzo	A 706 M	200000	420	540	1.1	1.1	462	594

Tabla 19 (Continuación)

Tipo	Norma	Mod. Elast	Resistencia a Fluencia y a Rotura, Especificada y Esperada					
	ASTM	E (MPa)	F <sub>y</sub> (MPa)	F <sub>u</sub> (MPa)	R <sub>y</sub>	R <sub>t</sub>	F <sub>ye</sub> (MPa)	F <sub>ue</sub> (MPa)
Acero Estructural	A572	200000	352	455	1.1	1.1	387.2	500.5
PTE Rectangular	A500 Gr C	200000	345	425	1.4	1.3	483	552.5
PTE Redondo	A500 Gr C	200000	315	425	1.4	1.3	441	552.5
Tablero Metálico	A653 SS Gr 40	200000	272	380	-	-	-	-
Concreto	-	17872	21	-	-	-	-	-
Concreto	-	20637	28	-	-	-	-	-

### 3.2 ANÁLISIS ESTRUCTURAL MEDIANTE UN MODELO MATEMÁTICO

Se realizará un modelo matemático de la edificación utilizando el software de diseño ETABS, para obtener fuerzas internas debidas a cargas gravitacionales y sismo.

Figura 91. Modelo 1 tridimensional con diafragma rígido

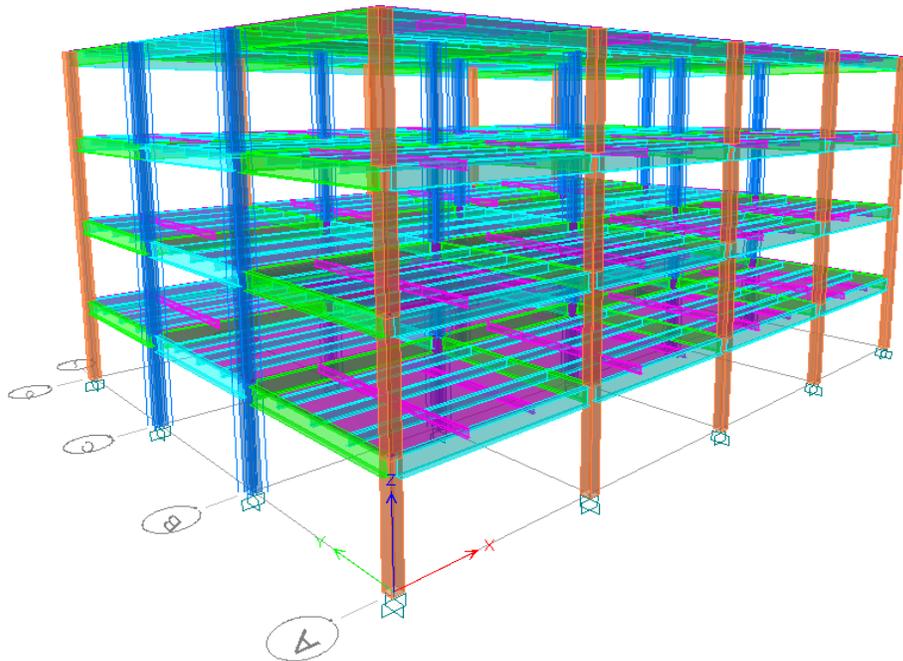
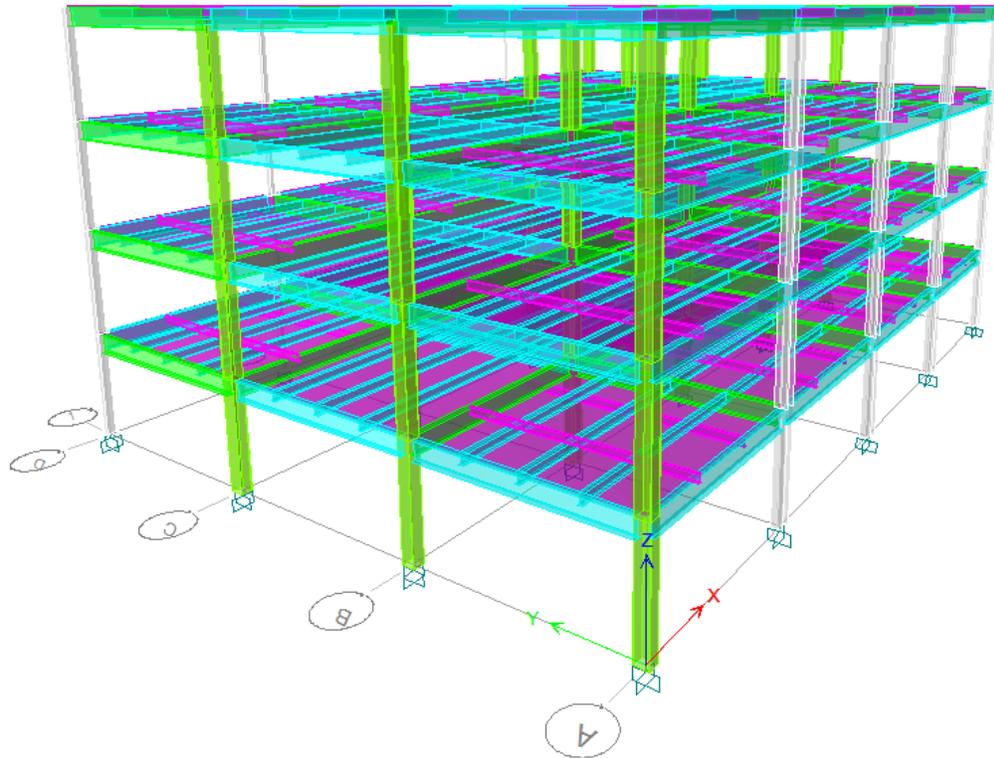


Figura 92. . Modelo 2 tridimensional con diafragma rígido



Se realiza ajuste por fuerza horizontal equivalente, para el Modelo 1 y 2.

Figura 93. Factores de Ajuste. Modelo 1

<i>V. Factores de Ajuste</i>		
Factor de Ajuste Sismo en X	$F_{ax}$	1.22984759
Factor de Ajuste Sismo en y	$F_{ay}$	1.30025012

Figura 94. Factores de Ajuste. Modelo 2

<i>V. Factores de Ajuste</i>		
Factor de Ajuste Sismo en X	$F_{ax}$	1.26524178
Factor de Ajuste Sismo en y	$F_{ay}$	1.25429204

A continuación, se muestran las derivas máximas obtenidas por el análisis de primer y segundo orden con el fin de definir a cuáles combinaciones de carga se aplicarán las cargas ficticias cumpliendo lo establecido en la sección F.3.2.2.2 del numeral 4 de la NSR-10:

### **Resultados de Derivas Máximas para el Modelo 1:**

$\Delta_1 = 0.019998\text{m}$ , Deriva Máxima en X del Análisis de Primer Orden

$\Delta_1 = 0.021674\text{m}$ , Deriva Máxima en Y del Análisis de Primer Orden

$\Delta_2 = 0.023547\text{m}$ , Deriva Máxima en X del Análisis de Segundo Orden

$\Delta_2 = 0.025081\text{m}$ , Deriva Máxima en Y del Análisis de Segundo Orden

Relación Deriva en X:

$$\frac{\Delta_2}{\Delta_1} = \frac{0.023547}{0.019998} = 1.18 < 1.71$$

Relación Deriva en Y:

$$\frac{\Delta_2}{\Delta_1} = \frac{0.025081}{0.021674} = 1.16 < 1.71$$

Como las relaciones entre las derivas máximas del análisis de segundo orden y las máximas derivas de primer orden en cada sentido son menores de 1.71, las cargas ficticias serán aplicadas solo a las combinaciones de cargas gravitacionales para el Modelo 1.

### **Resultados de Derivas Máximas para el Modelo 2:**

$\Delta_1 = 0.021903\text{m}$ , Deriva Máxima en X del Análisis de Primer Orden

- $\Delta_1 = 0.021579\text{m}$ , Deriva Máxima en Y del Análisis de Primer Orden  
 $\Delta_2 = 0.025754\text{m}$ , Deriva Máxima en X del Análisis de Segundo Orden  
 $\Delta_2 = 0.024663\text{m}$ , Deriva Máxima en Y del Análisis de Segundo Orden

Relación Deriva en X:

$$\frac{\Delta_2}{\Delta_1} = \frac{0.025754}{0.021903} = 1.18 < 1.71$$

Relación Deriva en Y:

$$\frac{\Delta_2}{\Delta_1} = \frac{0.024663}{0.021579} = 1.14 < 1.71$$

Como las relaciones entre las derivas máximas del análisis de segundo orden y las máximas derivas de primer orden en cada sentido son menores de 1.71, las cargas ficticias serán aplicadas solo a las combinaciones de cargas gravitacionales para el Modelo 2.

Ver en el **Anexo A** el cuadro correspondiente al chequeo de derivas.

### **3.3 DISEÑO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES**

Los perfiles estructurales utilizados en el diseño de la edificación, fueron seleccionados mediante un proceso de iteración donde se incluyen todos los factores y requisitos de diseño de acuerdo al Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente NSR-10.

La estructura resistente de la edificación y cada uno de sus elementos (vigas-columnas) tanto de alma llena como sección compuesta se modelaron y diseñaron

con el software de cálculo y diseño estructural ETABS para soportar las solicitaciones estáticas y dinámicas.

Los elementos estructurales pertenecientes al sistema de resistencia sísmica (SRS) además de cumplir con los requerimientos por resistencia deben cumplir con las provisiones sísmicas establecidas por el AISC 341, 2010, las cuales se encuentran cargadas previamente en el programa y correspondientes al título F.3 de la norma NSR-10, algunas de estas provisiones son: Requerimiento de Sección Compacta, Arrostramiento Lateral de Vigas, Requerimientos de Columnas, Relación de Momentos Resistencias de Vigas y Columnas. En el **Anexo C** se encuentra los resultados del diseño de los elementos que conforman las conexiones a diseñar.

A continuación, se muestran las propiedades geométricas de las secciones seleccionadas según el diseño estructural del edificio en estudio para las vigas y columnas de los pórticos PRM-DES y PRMC-DES:

Tabla 20. Secciones Seleccionadas en el Diseño Estructural Modelo 1

PROTICO	ELEMENTO	TIPO DE SECCIÓN	PERFIL
PRM-DES (X)	VIGA	METÁLICA	W 24X84
	COLUMNA	METÁLICA	Cajón 400mmx400xmmx30mm
PRMC-DES (Y)	VIGA	METÁLICA	W 24X84
	COLUMNA	COMPUESTA EMBEBIDA	W 14X176

Tabla 21. Secciones Seleccionadas en el Diseño Estructural Modelo 2

PROTICO	ELEMENTO	TIPO DE SECCIÓN	PERFIL
PRM-DES (X)	VIGA	METÁLICA	W 24X84
	COLUMNA	METÁLICA	W 14X193
PRMC-DES (Y)	VIGA	METÁLICA	W 24X84
	COLUMNA	COMPUESTA RELLENA	Cajón 450mmx400xmmx22mm

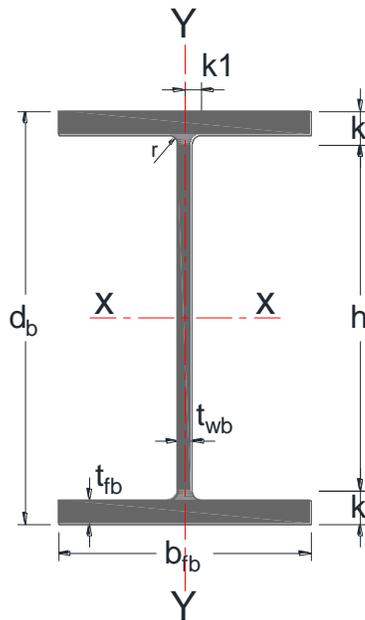


Tabla 22. Propiedades geométricas de Vigas Secundarias Perfil W

PERFIL	DIMENSIONES						AREA	EJE X - X				EJES Y - Y			
	ALTURA		ALA		DISTANCIAS			$I_x$	$S_x$	$r_x$	$Z_x$	$I_y$	$S_y$	$r_y$	$Z_y$
	$d_b$	$t_{wb}$	$b_{fb}$	$t_{fb}$	$r$	$h$		$\times 10^2$	$\times 10^6$	$\times 10^3$	$\times 10^3$	$\times 10^6$	$\times 10^3$	$\times 10^3$	$\times 10^3$
	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm <sup>2</sup>	mm <sup>4</sup>	mm <sup>3</sup>	mm	mm <sup>3</sup>	mm <sup>4</sup>	mm <sup>3</sup>	mm	mm <sup>3</sup>
W 12X30	330.00	6.60	166.00	8.00	8.00	290.60	56.90	99.34	635.00	132.00	708.00	8.55	103.00	38.80	158.00
W 24X76	608.00	11.20	228.00	17.30	13.00	573.00	145.00	876.00	2882.00	246.00	3292.00	34.25	300.00	48.70	469.00

Fuente: STECKERL, Catálogo de Productos Hierros y Aceros. [Base de datos en línea]. 2da edición 2012. Disponible en <http://steckerlaceros.com/catalogo/index.html>.

Tabla 23. Propiedades geométricas de Vigas Principales Perfil W

PERFIL	DIMENSIONES						AREA	EJE X - X				EJES Y - Y			
	ALTURA		ALA		DISTANCIAS			$I_x$	$S_x$	$r_x$	$Z_x$	$I_y$	$S_y$	$r_y$	$Z_y$
	$d_b$	$t_{wb}$	$b_{fb}$	$t_{fb}$	$r$	$h$		$\times 10^2$	$\times 10^6$	$\times 10^3$	$\times 10^3$	$\times 10^6$	$\times 10^3$	$\times 10^3$	$\times 10^3$
	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm <sup>2</sup>	mm <sup>4</sup>	mm <sup>3</sup>	mm	mm <sup>3</sup>	mm <sup>4</sup>	mm <sup>3</sup>	mm	mm <sup>3</sup>
W 24X84	612.00	11.90	229.00	19.60	13.00	572.80	159.00	985.90	3222.00	249.00	3676.00	39.32	343.00	49.70	535.00

Fuente: STECKERL, Catálogo de Productos Hierros y Aceros. [Base de datos en línea]. 2da edición 2012. Disponible en <http://steckerlaceros.com/catalogo/index.html>.

### Chequeo de la esbeltez:

La NSR-10 Título F.3.5.3.5.1 especifica que las columnas deben ser miembros de alta ductilidad  $\lambda_{da}$ , se debe cumplir con los requisitos de relación ancho-espesor definidos en la tabla F.3.4-1

Para alma:

$$\lambda_{da} = 2.45 \sqrt{E/F_y}$$

$$\lambda_{da} = 2.45 \sqrt{200000/352} = 58.40$$

$$\frac{h}{t} = \frac{572.80}{11.90} = 48.13$$

$$\frac{h}{t} = 48.13 < \lambda_{da} = 58.40 \text{ (OK)}$$

Para aletas:

$$\lambda_{da} = 0.30 \sqrt{E/F_y}$$

$$\lambda_{da} = 0.30 * \sqrt{200000/352} = 7.15$$

$$\frac{h}{t} = \frac{229}{2 * 19.60} = 5.84$$

$$\frac{h}{t} = 5.84 < \lambda_{da} = 7.15 \text{ (OK)}$$

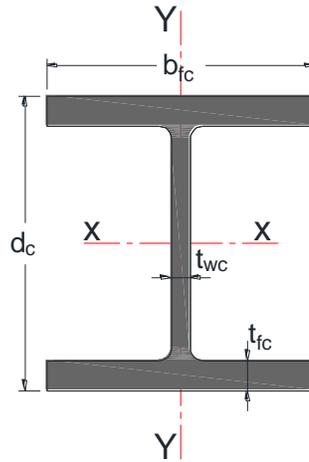


Tabla 24. Propiedades geométricas de la Columna Perfil W

PERFIL	DIMENSIONES						AREA	EJE X - X				EJES Y - Y			
	ALTURA		ALA		DISTANCIAS			$I_x$	$S_x$	$r_x$	$Z_x$	$I_y$	$S_y$	$r_y$	$Z_y$
	d	$t_{wc}$	$b_{fc}$	$t_{fc}$	r	h		$\times 10^2$	$\times 10^6$	$\times 10^3$		$\times 10^3$	$\times 10^6$	$\times 10^3$	
mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm <sup>2</sup>	mm <sup>4</sup>	mm <sup>3</sup>	mm	mm <sup>3</sup>	mm <sup>4</sup>	mm <sup>3</sup>	mm	mm <sup>3</sup>	
W 14X193	393.00	22.60	399.00	36.60	15.00	319.00	366.00	997.10	5074.00	165.00	5813.00	387.80	1944.00	103.00	2957.00

Fuente: STECKERL, Catálogo de Productos Hierros y Aceros. [Base de datos en línea]. 2da edición 2012. Disponible en <http://steckerlaceros.com/catalogo/index.html>.

### Chequeo de la esbeltez:

La NSR-10 Título F.3.5.3.5.1 especifica que las columnas deben ser miembros de alta ductilidad  $\lambda_{da}$ , se debe cumplir con los requisitos de relación ancho-espesor definidos en la tabla F.3.4-1

Para alma:

$$C_a = \frac{P_u}{\phi_c F_{yc} A_g}$$

$$C_a = \frac{1329060}{0.9 * 352 * 444 * 10^2} = 0.095$$

Se presenta el caso en que  $C_a < 0.125$  entonces se debe cumplir:

$$\lambda_{da} = 2.45 \sqrt{E/F_y} (1 - 0.93C_a)$$

$$\lambda_{da} = 2.45 \sqrt{200000/352} (1 - 0.93 * 0.095) = 53.77$$

$$\frac{h}{t} = \frac{319}{22.60} = 18.34$$

$$\frac{h}{t} = 18.34 < \lambda_{da} = 53.77 \text{ (OK)}$$

Para aletas:

$$\lambda_{da} = 0.30 \sqrt{E/F_y}$$

$$\lambda_{da} = 0.30 * \sqrt{200000/352} = 7.15$$

$$\frac{h}{t} = \frac{399}{2 * 36.60} = 5.45$$

$$\frac{h}{t} = 5.45 < \lambda_{da} = 7.15 \text{ (OK)}$$

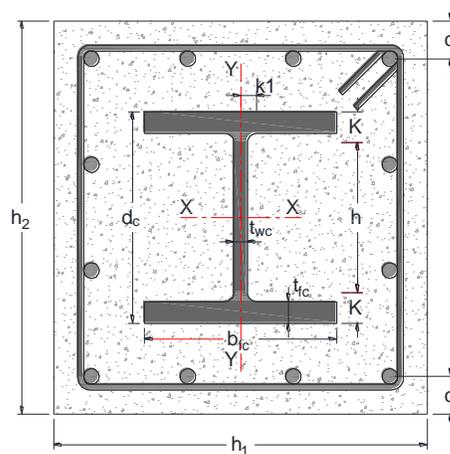


Tabla 25. Propiedades geométricas de la Columna Perfil W para sección compuesta embebida

PERFIL	DIMENSIONES						AREA	EJE X - X				EJE Y - Y			
	ALTURA		ALA		DISTANCIAS			$I_x$	$S_x$	$r_x$	$Z_x$	$I_y$	$S_y$	$r_y$	$Z_y$
	d	$t_{wc}$	$b_{fc}$	$t_{fc}$	r	h		$\times 10^2$	$\times 10^6$	$\times 10^3$		$\times 10^3$	$\times 10^6$	$\times 10^3$	
mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm <sup>2</sup>	mm <sup>4</sup>	mm <sup>3</sup>	mm	mm <sup>3</sup>	mm <sup>4</sup>	mm <sup>3</sup>	mm	mm <sup>3</sup>	
W 14X176	387.00	21.10	396.00	33.30	15.00	320.40	335.00	894.10	4620.00	163.00	5260.00	350.20	1760.00	102.00	2676.00

Fuente: STECKERL, Catálogo de Productos Hierros y Aceros. [Base de datos en línea]. 2da edición 2012. Disponible en <http://steckerlaceros.com/catalogo/index.html>.

### Chequeo de la esbeltez:

La NSR-10 Título F.3.7.3.5.1 especifica que las columnas deben ser miembros de alta ductilidad  $\lambda_{da}$ , se debe cumplir con los requisitos de relación ancho-espesor definidos en la tabla F.3.4-1

Para alma:

$$C_a = \frac{P_u}{\phi_c F_{yc} A_g}$$

$$C_a = \frac{2959250}{0.9 * 352 * 335 * 10^2} = 0.26$$

Se presenta el caso en que  $C_a > 0.125$  entonces se debe cumplir:

$$\lambda_{da} = 0.77 \sqrt{E/F_y} (2.93 - C_a)$$

$$\lambda_{da} = 0.77 * \sqrt{200000/352} * (2.93 - 0.26) = 49.00$$

$$\frac{h}{t} = \frac{320.40}{21.10} = 15.18$$

$$\frac{h}{t} = 15.18 < \lambda_{da} = 49.00 \text{ (OK)}$$

Para aletas:

$$\lambda_{da} = 0.30 \sqrt{E/F_y}$$

$$\lambda_{da} = 0.30 * \sqrt{200000/352} = 7.15$$

$$\frac{h}{t} = \frac{396}{2 * 33.30} = 5.94$$

$$\frac{h}{t} = 5.94 < \lambda_{da} = 7.15 \text{ (OK)}$$

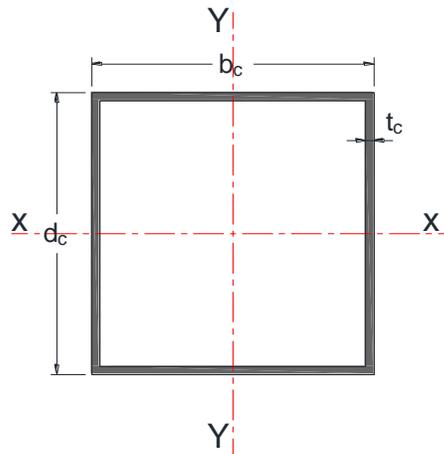


Tabla 26. Propiedades geométricas de la Columna Perfil Cajón

PERFIL	DIMENSIONES			AREA	EJE X - X				EJES Y - Y			
	ALTURA	BASE	Espesor		$I_x$	$S_x$	$r_x$	$Z_x$	$I_y$	$S_y$	$r_y$	$Z_y$
	$d_c$	$b_c$	$t_c$	$\times 10^2$	$\times 10^6$	$\times 10^3$		$\times 10^3$	$\times 10^6$	$\times 10^3$		$\times 10^3$
	mm	mm	mm	mm <sup>2</sup>	mm <sup>4</sup>	mm <sup>3</sup>	mm	mm <sup>3</sup>	mm <sup>4</sup>	mm <sup>3</sup>	mm	mm <sup>3</sup>
Tubular	400.00	400.00	30.00	444.00	1019.72	5098.60	151.50	6174.00	1019.72	5098.60	151.50	6174.00

**Chequeo de la esbeltez:**

La NSR-10 Título F.3.5.3.5.1 especifica que las columnas deben ser miembros de alta ductilidad  $\lambda_{da}$ , se debe cumplir con los requisitos de relación ancho-espesor definidos en la tabla F.3.4-1

Para el alma:

$$C_a = \frac{P_u}{\phi_c F_{yc} A_g}$$

$$C_a = \frac{1329060}{0.9 * 352 * 444 * 10^2} = 0.095$$

Se presenta el caso en que  $C_a < 0.125$  entonces se debe cumplir:

$$\lambda_{da} = 2.45 \sqrt{E/F_y} (1 - 0.93C_a)$$

$$\lambda_{da} = 2.45 \sqrt{200000/352} (1 - 0.93 * 0.095) = 53.77$$

$$\frac{h}{t} = \frac{340}{30} = 11.33$$

$$\frac{h}{t} = 11.33 < \lambda_{da} = 53.77 \text{ (OK)}$$

Para paredes:

$$\lambda_{da} = 0.55 \sqrt{E/F_y}$$

$$\lambda_{da} = 0.55 \sqrt{200000/352} = 13.11$$

$$\frac{h}{t} = \frac{340}{30} = 11.33$$

$$\frac{h}{t} = 11.33 < \lambda_{da} = 13.11 \text{ (OK)}$$

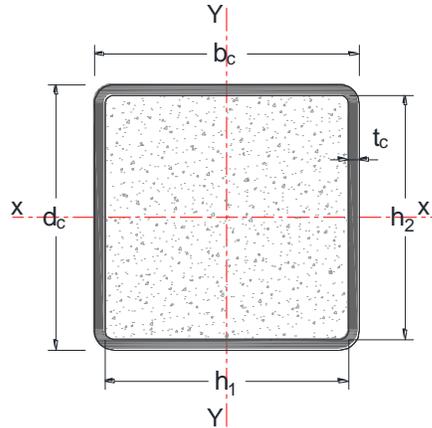


Tabla 27. Características geométricas de la Columna Perfil Cajón Sección compuesta rellena

PERFIL	DIMENSIONES			AREA	EJE X - X				EJES Y - Y			
	ALTURA	BASE	Espesor		$I_x$	$S_x$	$r_x$	$Z_x$	$I_y$	$S_y$	$r_y$	$Z_y$
	$d_c$	$b_c$	$t_c$	$\times 10^2$	$\times 10^6$	$\times 10^3$		$\times 10^3$	$\times 10^6$	$\times 10^3$		$\times 10^3$
	mm	mm	mm	mm <sup>2</sup>	mm <sup>4</sup>	mm <sup>3</sup>	mm	mm <sup>3</sup>	mm <sup>4</sup>	mm <sup>3</sup>	mm	mm <sup>3</sup>
Tubular	450.00	400.00	22.00	354.64	1052.11	4676.02	172.20	5579.59	873.51	4367.54	156.90	5136.29

Tabla 28. Propiedades geométricas adicionales para el diseño sección compuesta rellena

PERFIL	DIMENSIONES		AREA		EJE X - X	EJES Y - Y
	ALTURA	BASE	$A_c$	$A_g$	$I_{cx}$	$I_{cy}$
	$h_2$	$h_1$	$\times 10^2$	$\times 10^2$	$\times 10^6$	$\times 10^6$
	mm	mm	mm <sup>2</sup>	mm <sup>2</sup>	mm <sup>4</sup>	mm <sup>4</sup>
Concreto	406.00	356.00	1445.36	1800.00	1526.49	1985.39

### Chequeo de la esbeltez:

La NSR-10 Título F.3.7.3.5.1 especifica que las columnas compuestas deben ser miembros de alta ductilidad  $\lambda_{da}$ , se debe cumplir con los requisitos de relación ancho-espesor definidos en la tabla F.3.4-1

Para paredes de miembros rectangulares:

$$\lambda_{da} = 1.40 \sqrt{E/F_y}$$

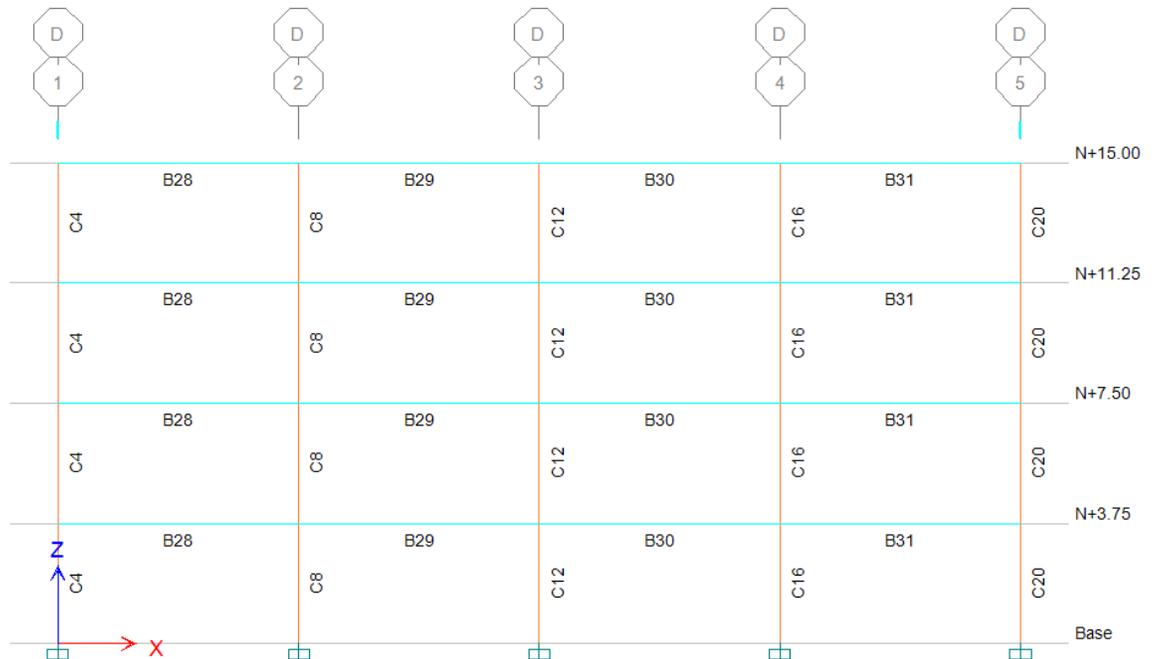
$$\lambda_{da} = 1.40 * \sqrt{200000/352} = 33.37$$

$$\frac{h}{t} = \frac{406}{22} = 18.45$$

$$\frac{h}{t} = 18.45 < \lambda_{da} = 33.37 \text{ (OK)}$$

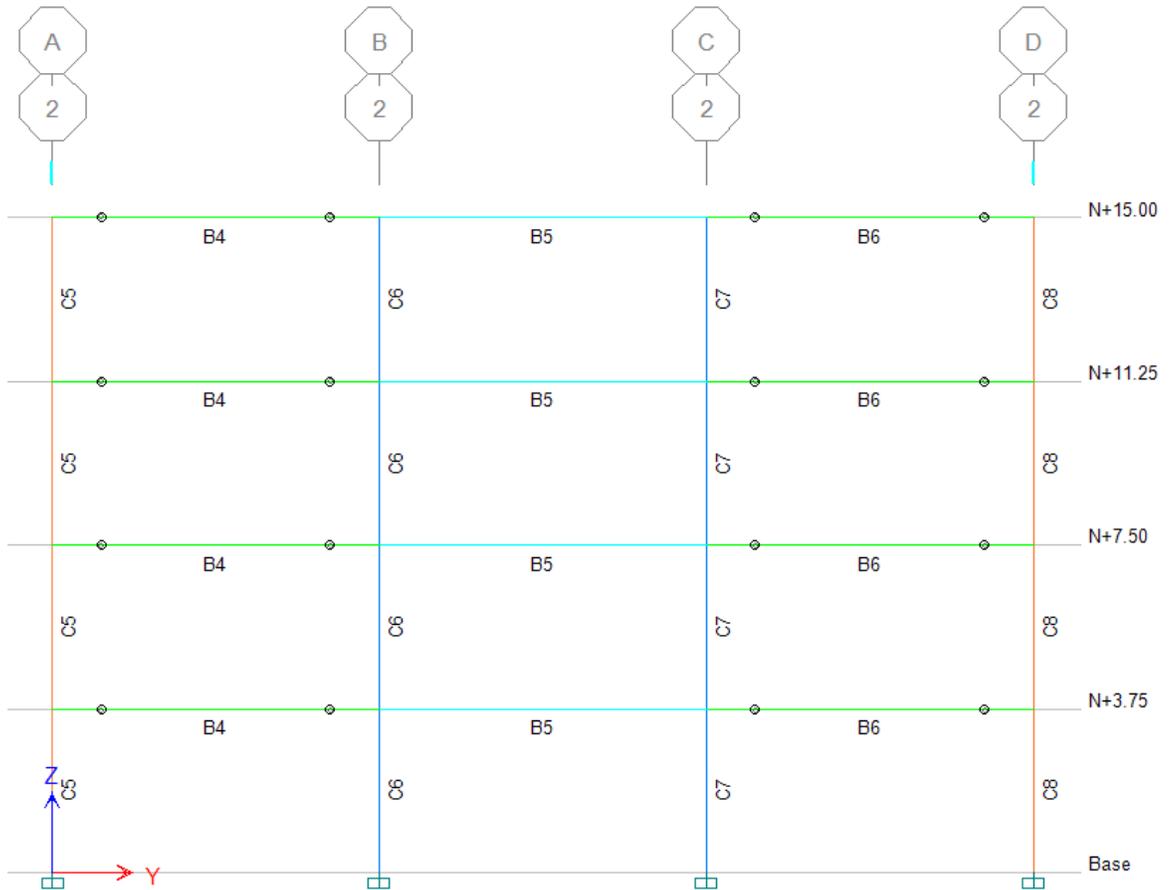
A continuación, se muestran los elementos que conforman las uniones a diseñar.

Figura 95. Sistema de Pórtico Resistentes a Momentos Dirección X Modelo 1



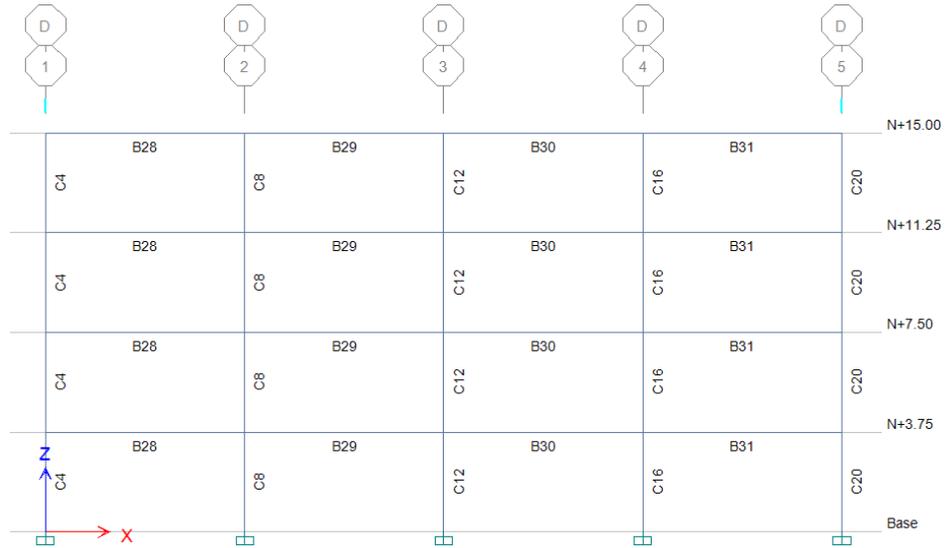
Del pórtico de la Figura 95 del modelo 1 se diseñará la conexión Viga-Columna (B29-C8), con la conexión precalificada Tubo-Viga Reforzada.

Figura 96. Sistema de Pórtico Resistentes a Momentos Dirección Y Modelo 1



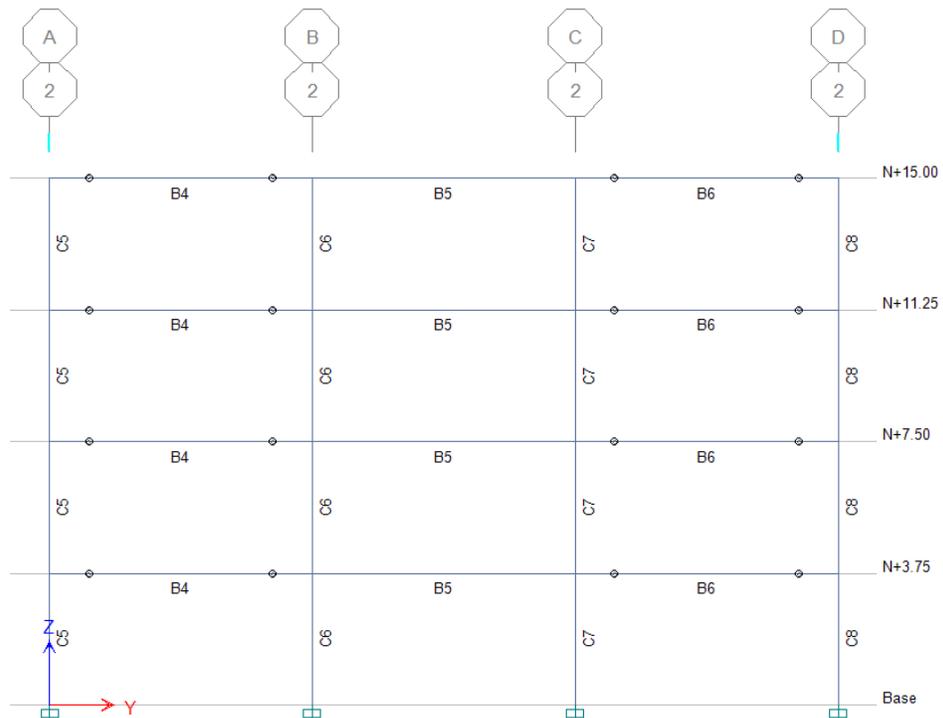
Del pórtico de la Figura 96 del modelo 1 se diseñará la conexión Viga-Columna (B5-C7), con la conexión precalificada Viga I-Columna Compuesta embebida.

Figura 97. Sistema de Pórtico Resistentes a Momentos Dirección X Modelo 2



Del pórtico de la Figura 97 del modelo 2 se diseñará la conexión Viga-Columna (B29-C8), con la conexión precalificada Soldada a Momento Viga-Columna.

Figura 98. Sistema de Pórtico Resistentes a Momentos Dirección Y Modelo 2



Del pórtico de la Figura 98 del modelo 2 se diseñará la conexión Viga-Columna (B5-C6), con la conexión precalificada Viga I-Columna Compuesta rellena.

### 3.4 DISEÑO DE CONEXIONES RÍGIDAS (VIGA-COLUMNA)

Para la edificación de acero diseñado y caracterizado anteriormente, se diseñarán detalladamente las conexiones rígidas viga-columna para los pórticos que hacen parte del sistema de resistencia sísmica, de acuerdo a la precalificación realizadas en varias tesis de grado, usando esa base teórica y resumiéndolo en pasos para el diseño de la conexión, actualizado el contenido con los criterios expuestos en la NSR-10.

**3.4.1 Diseño de Conexión Tubo-Viga Reforzada para el caso de Aplicación.** A continuación, se detalla el procedimiento de cálculo y diseño para esta conexión, siguiendo los pasos de la sección 2.1.

Las propiedades de los Materiales son:

Tabla 29. Propiedades de los Materiales

VIGA	COLUMNA	PLATINAS
ASTM A572 Gr50	ASTM A572 Gr50	ASTM A572 Gr50
$F_{yb}=352$ MPa	$F_{yc}=352$ MPa	$F_{yp}=352$ MPa
$F_{ub}=455$ MPa	$F_{uc}=455$ MPa	$F_{up}=455$ MPa
$R_{yb}=1.1$	$R_{yc}=1.1$	$R_{yp}=1.1$
$R_{yb}=1.1$	$R_{yc}=1.1$	$R_{yp}=1.1$

Las propiedades geométricas de los perfiles son:

Tabla 30. Propiedades geométricas de la Columna Perfil Cajón

PERFIL	DIMENSIONES			AREA	EJE X - X				EJES Y - Y				
	ALTURA	BASE	Espesor		$I_x$	$S_x$	$r_x$	$Z_x$	$I_y$	$S_y$	$r_y$	$Z_y$	
	$d_c$	$b_c$	$t_c$		$\times 10^2$	$\times 10^6$	$\times 10^3$		$\times 10^3$	$\times 10^6$	$\times 10^3$		$\times 10^3$
	mm	mm	mm		$\text{mm}^2$	$\text{mm}^4$	$\text{mm}^3$	mm	$\text{mm}^3$	$\text{mm}^4$	$\text{mm}^3$	mm	$\text{mm}^3$
Tubular	400.00	400.00	30.00	444.00	1019.72	5098.60	151.50	6174.00	1019.72	5098.60	151.50	6174.00	

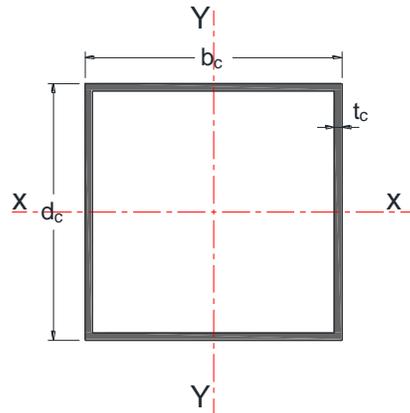
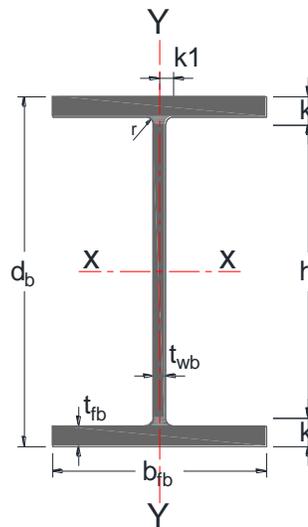


Tabla 31. Propiedades geométricas de Viga Perfil W

PERFIL	DIMENSIONES						AREA	EJE X - X				EJE Y - Y			
	ALTURA		ALA		DISTANCIAS			$I_x$	$S_x$	$r_x$	$Z_x$	$I_y$	$S_y$	$r_y$	$Z_y$
	$d_b$	$t_{wb}$	$b_{fb}$	$t_{fb}$	$r$	$h$		$\times 10^2$	$\times 10^6$	$\times 10^3$		$\times 10^3$	$\times 10^6$	$\times 10^3$	
mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm <sup>2</sup>	mm <sup>4</sup>	mm <sup>3</sup>	mm	mm <sup>3</sup>	mm <sup>4</sup>	mm <sup>3</sup>	mm	mm <sup>3</sup>	
W 24X84	612.00	11.90	229.00	19.60	13.00	572.80	159.00	985.90	3222.00	249.00	3676.00	39.32	343.00	49.70	535.00

Fuente: STECKERL, Catálogo de Productos Hierros y Aceros. [Base de datos en línea]. 2da edición 2012. Disponible en <http://steckerlaceros.com/catalogo/index.html>.



Datos de Diseño:

$$L = 7500 \text{ mm}$$

$$L_b = 7100 \text{ mm}$$

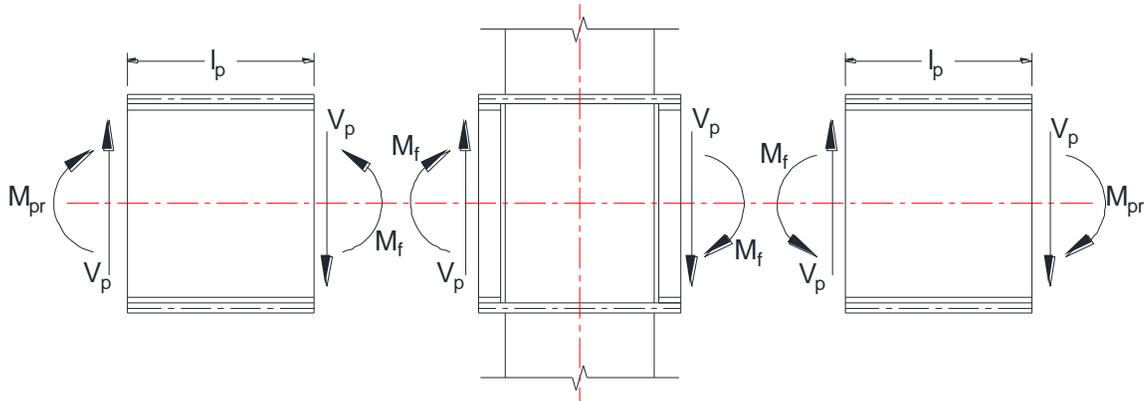
$$H = 3750 \text{ mm}$$

Pernos = A325

Soldadura Electrodo = E70XX

**PASO 1:** Calcular  $M_{pr}$

Figura 99. Diagrama de Cuerpo Libre



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

$$C_{pr} = \frac{F_y + F_u}{2F_y} \leq 1.2$$

$$C_{pr} = \frac{F_y + F_u}{2F_y} = \frac{352 + 455}{2 * 352} = 1.15$$

$$M_{pr} = \frac{1.15 * 1.1 * 3676 * 10^3 * 352}{1 * 10^6} = 1631.59 \text{ KN.m}$$

**PASO 2:** Suponga una longitud de placa  $l_p$ .

$$l_p = 550\text{mm.}$$

Revisar que se cumpla el criterio viga débil-columna fuerte:

$$\frac{2Z_c(F_{yc} - P_{uc}/A_c)}{\Sigma \left\{ \left[ 1 + \frac{2}{L_b - 2l_p} \left( l_p + \frac{d_c}{2} \right) \right] \frac{M_{pr}(H - d_b)}{H} \right\}} > 1.0$$

Como la conexión es interior, es decir continua como se muestra en el diagrama de cuerpo libre de la

Figura 99 y las vigas son iguales en los dos lados, el denominador se multiplica por 2.

$$\frac{2 * 6174 * 10^3 * (352 - 1025930/444 * 10^2)}{2 * \left\{ \left[ 1 + \frac{2}{7100 - 2 * 550} * \left( 550 + \frac{400}{2} \right) \right] \frac{1631.59 * 10^6 * (3750 - 612)}{3750} \right\}} > 1.0$$

$$1.19 > 1.0 \text{ OK. cumple}$$

**PASO 3:** Calcular  $V_p$  en la ubicación de la rótula plástica,  $l_p$ .

$$V_p = V_u = \frac{2M_{pr}}{L_h} + \frac{W_u L_h}{2}$$

$$L_h = L_b - 2l_p$$

$$L_h = 7100 - 2 * 550 = 6000mm$$

$$w_u = 1.2(D + SD) + 0.5L$$

$$w_u = 1.2(3.33 + 3.31) + 0.5(1.84) = 8.89KN/m$$

$$V_p = \frac{2 * 1631.59}{6.0} + \frac{8.89 * 6.0}{2} = 570.53 \text{ KN}$$

**PASO 4:** Calcular  $M_f$ .

$$M_f = M_{pr} + V_p l_p$$

$$M_f = 1631.59 + 570.53 * 0.55 = 1945.39 \text{ KN.m}$$

**PASO 5:** Determinar el ancho  $b_p$  de las cubre placas. Para ello se utiliza el criterio de la sección de *Whitmore* el cual es un estado límite que implica la fluencia o pandeo del material de la placa cerca de los extremos de los miembros unidos

$$b_p = 2W_l \tan 30^\circ + b_f$$

$$W_l = l_p - 10 \text{ mm}$$

$$W_l = 550 - 10 = 540 \text{ m}$$

$$b_p = 2 * 540 * \tan 30^\circ + 229 = 852.54 \text{ mm}$$

Entonces se asume un valor de  $b_p = 850 \text{ mm}$ .

**PASO 6:** Calculo del espesor  $t_p$  del cubreplaca inferior. Con el fin de facilitar el proceso de fabricación y ensamble se supone que el espesor del cubreplaca superior es igual al de la cubreplaca inferior. Para ello se tienen en cuenta los siguientes estados límites:

- Resistencia de diseño de soldadura del material base según F.2.10.2.4 (NSR-10)

$$t_p \geq \frac{M_{pr}}{\phi F_{yp} 2W_l (d_b - t_f)}$$

$$t_p \geq \frac{1631.59 * 10^6}{0.9 * 352 * 2 * 540 * (612 - 19.60)} = 8.05 \text{ mm}$$

- Resistencia a tensión del cubreplaca inferior según F.2.10.4.1 (NSR-10). El valor  $t_p$  será el obtenido para los estados límites de fluencia por tensión y rotura por tensión.

*Fluencia por tensión:*

$$t_p \geq \frac{M_f}{\phi b_p F_{yp} d_b}$$

$$t_p \geq \frac{1945.39 * 10^6}{0.9 * 850 * 352 * 612} = 11.80 \text{ mm}$$

*Rotura por tensión:*

$$t_p \geq \frac{M_f}{\phi b_p U F_{up} d_b}$$

$$W_l \geq 2b_{fb} \dots U = 1.0$$

$$540 \text{ mm} > 458 \text{ mm} \dots U = 1.0$$

$$t_p \geq \frac{1945.39 * 10^6}{0.75 * 850 * 1.0 * 455 * 612} = 10.96 \text{ mm}$$

- Resistencia del cubreplaca a desgarramiento en bloque de cortante según el F.2.10.4.3 (NSR-10), se determina como sigue:

$$\phi R_n \geq \frac{M_{pr}}{d_b - t_{fb}}$$

La revisión se hace con el mayor de los  $t_p$  obtenidos en los cálculos anteriores el cual es  $t_p = 11.80\text{mm}$

$$\phi R_n = \phi [0.60 F_{up} A_{nv} + U_{bs} F_{up} A_{nt}] \leq \phi [0.6 F_{yp} A_{gv} + U_{bs} F_{up} A_{nt}]$$

$$A_{gv} = A_{nv} = 2 W_l t_p$$

$$A_{gv} = A_{nv} = 2 * 540 * 11.80 = 12744 \text{ mm}^2$$

$$A_{nt} = b_f t_p$$

$$A_{nt} = 229 * 11.80 = 2702.2 \text{ mm}^2$$

$$\begin{aligned} \phi R_n &= 0.75 * [0.60 * 455 * 12744 + 1.0 * 455 * 2702.2] \\ &\leq 0.75 [0.6 * 352 * 12744 + 1.0 * 455 * 2702.2] \end{aligned}$$

$$\phi R_n = 3531.46 \text{ KN} > 2940.77 \text{ KN}$$

Entonces se toma un valor de  $\phi R_n = 2940.77 \text{ KN}$ .

$$\phi R_n \geq \frac{M_{pr}}{d_b - t_{fb}}$$

$$\phi R_n = 2940.77 \geq \frac{1631.59 * 10^6}{612 - 19.60}$$

$$\phi R_n = 2940.77 \text{ KN} \geq 2754.20 \text{ KN (OK)}$$

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

$$t_p \geq \frac{M_f}{\phi F_{up} d_b (b_p - b_c)}$$

$$t_p \geq \frac{1945.39 * 10^6}{0.75 * 455 * 612 * (850 - 400)} = 20.70 \text{ mm}$$

- Resistencia del cubre placa a cortante según F.2.10.4.2 (NSR-10), en la unión del cubreplaca con la columna. El valor  $t_p$  será el obtenido para los estados límites de fluencia por cortante y rotura por cortante.

*Fluencia a cortante:*

$$t_p \geq \frac{M_f}{\phi 0.6 F_{yp} d_b 2 d_c}$$

$$t_p \geq \frac{1945.39 * 10^6}{0.90 * 0.60 * 352 * 612 * 2 * 400} = 20.90 \text{ mm}$$

*Rotura por cortante:*

$$t_p \geq \frac{M_f}{\phi 0.6 F_{up} d_b 2 d_c}$$

$$t_p \geq \frac{1945.39 * 10^6}{0.75 * 0.60 * 455 * 612 * 2 * 400} = 19.41 \text{ mm}$$

A continuación, se definirá el espesor de la cubre placa inferior y superior a partir de los resultados obtenidos de la verificación de los estados límites definidos anteriormente. En el Tabla 32 se resumen los resultados:

Tabla 32. Resumen de los estados límites para los cubreplacas.

ESTADOS LIMITES	$t_p$ (mm) $\geq$
Resistencia de diseño de soldadura del material base	8.05
Resistencia del cubre placa a tensión	11.80; 10.96
Resistencia de la cubre placa al desgarramiento en bloque	11.80
Resistencia a la rotura por tensión en el área neta entre la cubre placa y la cara de la columna	20.70
Resistencia al cortante en la unión del cubre placa con la columna	20.90; 19.41

Se asume un espesor de cubre placa correspondiente a los valores estándar del mercado el cual corresponde a un valor de  $t_p = 25.4\text{mm}$  correspondiendo a un valor de 1" pulgada.

**PASO 7:** Calculo del espesor  $t_w$  de la soldadura de filete entre el cubreplaca inferior y la aleta de la viga, esta unión se realiza con soldadura de filete empleando un electrodo E7018 cuya resistencia del metal de soldadura  $F_{EXX}$  es de 480Mpa. La verificación de este estado límite se debe realizar para el metal de soldadura según F.2.10.2.4 (NSR-10):

$$t_w \geq \frac{M_{pr}}{\phi 0.60 F_{EXX} 0.707 (2W_l) (d_b - t_{fb})}$$

$$t_w \geq \frac{1631.59 * 10^6}{0.75 * 0.60 * 480 * 0.707 * 2 * 540 * (612 - 19.60)} = 16.70\text{mm}$$

El espesor de la soldadura asumido es de  $t_w = 17.0\text{mm}$ , el cual es menor al valor del espesor de  $t_{fb} = 19.60\text{mm} - 2\text{mm} = 17.6\text{mm}$ .

**PASO 8:** Calculo de la longitud de soldadura de filete longitudinal  $W_l$  entre el cubreplaca superior y la aleta de la viga. Esta unión se realiza con soldadura de filete empleando un electrodo E7018 cuya resistencia del metal de soldadura  $F_{EXX}$  es de 480Mpa. La verificación de este estado límite se debe realizar para el metal de soldadura según F.2.10.2.4 (NSR-10):

$$W_{l1} \geq \frac{M_{pr}}{2\phi 0.60 F_{EXX} 0.707 t_w (d_b - t_{fb})} - \frac{W_t}{2}$$

$$W_{t1} = W_{t2} = \frac{229}{3} = 76.33mm$$

$$W_t = 2 * 76.33 + 76.33 = 229mm$$

$$W_{l1} \geq \frac{1631.59 * 10^6}{2 * 0.75 * 0.60 * 480 * 0.707 * 17 * (612 - 19.60)} - \frac{229}{2} = 415.95mm$$

$$W_{l2} \geq \frac{M_{pr}}{1.7\phi 0.60 F_{EXX} 0.707 t_w (d_b - t_{fb})} - \frac{1.5W_t}{1.7}$$

$$W_{l2} \geq \frac{1631.59 * 10^6}{1.7 * 0.75 * 0.60 * 480 * 0.707 * 17 * (612 - 19.6)} - \frac{1.5 * 229}{1.7} = 422mm$$

Se asume un valor aproximado al mínimo entre el  $W_{l1}$  y  $W_{l2}$ , correspondiente a  **$W_l=416mm$** .

**PASO 9:** Calculo de la resistencia de diseño  $\phi R_n$  del cubreplaca superior, correspondiente al menor valor entre los valores obtenidos para los estados límites de fluencia por tensión y rotura por tensión según lo especifica el F.2.10.4.1 (NSR-10) o al desgarramiento en bloque según lo especifica el F.2.10.4.3 (NSR-10). Estos

estados límites sirven como condición de verificación que el espesor  $t_p$  de la cubre placa superior supuesto como el mismo espesor calculado anteriormente para el cubre placa inferior, sea el adecuado:

- *Fluencia por tensión:*

$$\phi R_n = \phi L_w t_p F_{yp} \geq \frac{M_f}{d_b}$$

$$L_w = 2W_l \tan 30^\circ + W_{t2}$$

$$L_w = 2 * 416 * \tan 30^\circ + 76.33 = 556.68 \text{ mm}$$

$$\phi R_n = 0.90 * 556.68 * 25.4 * 352 \geq \frac{1945.39 * 10^6}{612}$$

$$4479.45 \text{ KN} > 3178.74 \text{ KN} \quad (\text{OK})$$

- *Rotura por tensión:*

$$\phi R_n = \phi U (L_w - W_{t2}) t_p F_{up} \geq \frac{M_f}{d_b}$$

$$W_l \geq 2b_{fb}/3 \dots U = 1.0$$

$$416 \geq 2 * 229/3$$

$$416 \geq 152.66 \dots \dots U = 1.0$$

$$\phi R_n = 0.75 * 1.0 * (556.68 - 76.33) * 25.4 * 455 \geq \frac{1945.39 * 10^6}{612}$$

$$4163.55KN > 3178.74KN \text{ (OK)}$$

- *Desgarramiento en bloque:*

$$\phi R_n \geq \frac{M_{pr}}{d_b - t_p}$$

$$\phi R_n = \phi [0.60 F_{up} A_{nv} + U_{bs} F_{up} A_{nt}] \leq \phi [0.6 F_{yp} A_{gv} + U_{bs} F_{up} A_{nt}]$$

$$A_{gv} = A_{nv} = 2W_l t_p$$

$$A_{gv} = A_{nv} = 2 * 416 * 25.4 = 21132.8mm$$

$$A_{nt} = b_{fb} t_p$$

$$A_{nt} = 229 * 25.4 = 5816.6mm$$

$$\begin{aligned} \phi R_n &= 0.75 * [0.60 * 455 * 21132.8 + 1.0 * 455 * 5816.6] \\ &\leq \phi [0.6 * 352 * 21132.8 + 1.0 * 455 * 5816.6] \end{aligned}$$

$$\phi R_n = 6311.85KN > 5332.35KN$$

$$\phi R_n = 5332.35KN$$

$$\phi R_n = 5332.35KN \geq \frac{1631.59 * 10^6}{612 - 19.6}$$

$$5332.35KN > 2754.20KN \text{ (OK)}$$

**PASO 10:** Se verifica el espesor por cortante en la zona de panel de la columna para el estado límite de fluencia por cortante según F.2.10.10.6 capítulo F de la NSR-10:

Como la conexión es interior, es decir continua las vigas son iguales en los dos lados, el numerador se multiplica por 2.

$$R_u = \frac{\sum M_f}{d_b + t_p} - V_c$$

$$V_c = \frac{\sum M_f}{H}$$

$$V_c = \frac{2 * 1945.39}{3.75} = 1037.54 \text{ KN}$$

$$R_u = \frac{2 * 1945.39}{(612 + 25.4) * 10^{-3}} - 1037.54 = 5066.60 \text{ KN}$$

$P_u = 1025.93 \text{ KN}$  Si la comparamos con  $P_y = F_y A$ , resistencia de la columna a fluencia bajo carga axial:

$$P_y = 352 * 444 * 10^2 = 15628800 \text{ N}$$

Entonces, al comparar  $P_u \leq 0.75P_y$

$$1025.93 \text{ KN} \leq 0.75(15628.80\text{KN})$$

$$1025.93 \text{ KN} \leq 11721.60\text{KN} \text{ (OK)}$$

Este caso corresponde a:

Se cumple que  $P_u \leq 0.75P_y$ , se calcula con la siguiente ecuación; 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. Luego:

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

$$\phi R_n = 2 * \left( 0.90 * 0.6 * 352 * 400 * 30 * \left[ 1 + \frac{3 * 400 * 30^2}{612 * 400 * 30} \right] \right)$$

$$\phi R_n = 5232.79KN$$

Comparando los resultados:

$$R_u \leq \phi R_n$$

$$R_u = 5066.60 KN < \phi R_n = 5232.79KN \text{ (OK) No requiere placa de enchape.}$$

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

$$t_c \geq \frac{d_z + w_z}{90} = \frac{d_b + d_c}{90}$$

$$30 \geq \frac{612 + 400}{90}$$

$$30mm > 11.24mm \text{ (OK)}$$

**PASO 11:** Verificar el espesor de la columna para el estado límite de resistencia para fluencia por cortante tal como lo especifica el F.2.10.4.2 numeral **(a)** NSR-10:

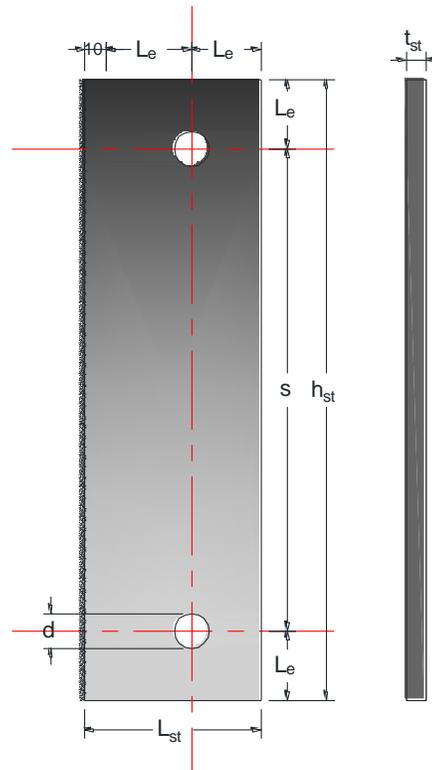
$$\phi R_n = \phi 0.60 F_{yc} 4 t_c d_c \geq \frac{M_f}{d_b + t_p}$$

$$\phi R_n = 0.9 * 0.60 * 352 * 4 * 30 * 400 > \frac{1945.39 * 10^2}{612 + 25.4}$$

$$\phi R_n = 9123.84 \text{ KN} > 3052.07 \text{ KN (OK)}$$

**Paso 12:** Se diseña y detalla la placa de cortante la cual une a la cara de la columna mediante soldaduras de filete. Se une además al alma de la viga, por medio de un cordón de soldadura de filete a todo su alrededor. Para facilitar el montaje de la conexión y la aplicación de la soldadura se utilizan pernos que unen la placa de cortante y el alma de la viga.

Figura 100. Geometría de la Placa de Cortante

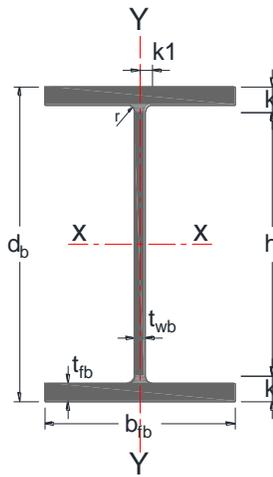


- **Diseño de los Pernos**

Para la carga de montaje se emplea dos pernos A325 de 1/2" de diámetro

**Dimensionamiento de la placa de cortante**

**Altura** - Según la FEMA-350 para conexiones con placas soldadas a las aletas de la viga, la longitud de la placa de cortante viene dada por:



$$h_{st} = d_b - 2k - 50mm$$

$$k = \frac{d_b - h}{2} = \frac{612 - 546.8}{2} = 32.6mm$$

$$h_{st} = 612 - 2 * 32.6 - 50mm = 496.8mm \approx 500mm$$

**Espesor** - Igualmente para el espesor de la placa de cortante la FEMA-350 especifica:

$$t_{st} = t_{wb}$$

$$t_{st} = t_{wb} = 11.90mm \approx 12.0mm$$

**Longitud mínima al borde** - La distancia mínima al borde del centro de una perforación estándar no debe ser inferior al valor especificado en la tabla F.2.10.3-4 o F.2.10.3-4M (NSR-10); comúnmente se recomienda una distancia de:

$$L_e \geq 1.5d$$

$$L_e \geq 1.5 * 12.7$$

$$L_e = 19.05mm \approx 30mm$$

### **Espaciamiento entre ejes de perforaciones**

$$s = L_{st} - 2L_e$$

$$s = 500 - 2 * 30 = 440mm$$

### **Ancho de la placa de cortante**

$$L_{st} = 2L_e + 10mm$$

$$L_{st} = 2 * 30 + 10 = 70mm$$

### **Estados límites en la viga**

La resistencia de diseño en el alma de la viga será obtenida para los estados límites de fluencia por cortante y rotura por cortante según F.2.10.4.2 (NSR-10).

*Fluencia a cortante:*

$$\phi R_n = \phi 0.60 F_{yb} A_{gv} \geq V_p$$

$$A_{gv} = d_b t_{wb}$$

$$A_{gv} = 612 * 11.9 = 7282.8 \text{mm}^2$$

$$\phi R_n = 0.9 * 0.60 * 352 * 7282.8 \geq 570.53 \text{KN}$$

$$\phi R_n = 1384.31 \text{KN} > 570.53 \text{KN} \text{ (OK)}$$

*Rotura por cortante:*

$$\phi R_n = \phi 0.6 F_{up} A_{nv} \geq V_p$$

$$A_{nv} = [d_b - 2(d + 3.2 \text{mm})] t_{wb}$$

$$A_{nv} = [612 - 2 * (12.7 + 3.2 \text{mm})] * 11.90 = 6904.38 \text{mm}^2$$

$$\phi R_n = 0.75 * 0.6 * 455 * 6904.38 \geq 570.53 \text{KN}$$

$$\phi R_n = 1413.67 \text{KN} > 570.53 \text{KN} \text{ (OK)}$$

- **Estados Límites en la placa**

*Resistencia a la fluencia por Flexión*

$$\phi M_n = \phi F_{yp} Z_x \geq M_u = V_p e_x$$

$$Z_x = \frac{t_{st} h_{st}^2}{4}$$

$$Z_x = \frac{12 * 500^2}{4} = 750000 \text{mm}^3$$

$$e_x = e = 70$$

$$\phi_b M_n = 0.90 * 352 * 750000 \geq M_u = 570.53 \text{KN} * 70 \text{mm}$$

$$\phi_b M_n = 237600 \text{KN} \cdot \text{mm} > M_u = 39937.1 \text{KN} \cdot \text{mm} \text{ (OK)}$$

*La resistencia de diseño en la placa será obtenida para los estados límites de fluencia por cortante y rotura por cortante según F.2.10.4.2 (NSR-10).*

*Fluencia a cortante:*  $\phi R_n = \phi 0.60 F_{yp} A_{gv} \geq V_p$

$$A_{gv} = h_{st} t_{st}$$

$$A_{gv} = 500 * 12 = 6000 \text{mm}^2$$

$$\phi R_n = 0.9 * 0.60 * 352 * 6000 \geq 570.53 \text{KN}$$

$$\phi R_n = 1140.48 \text{KN} > 570.53 \text{KN} \text{ (OK)}$$

*Rotura por cortante:*  $\phi R_n = \phi 0.6 F_{up} A_{nv} \geq V_p$

$$A_{nv} = [h_{st} - 2(d + 3.2 \text{mm})] t_{st}$$

$$A_{nv} = [500 - 2 * (12.7 + 3.2 \text{mm})] * 12 = 5618.4 \text{mm}^2$$

$$\phi R_n = 0.75 * 0.6 * 455 * 5618.4 \geq 570.53 \text{KN}$$

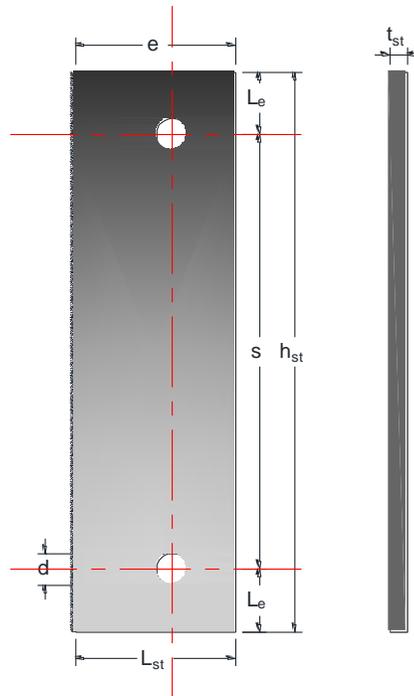
$$\phi R_n = 1150.37KN > 570.53KN (OK)$$

- **Soldadura de Unión de la Platina a la Columna**

*Criterios para escoger el tamaño de la soldadura*

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.

Figura 101. Dimensiones de la Placa de Cortante



*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

$$a = \frac{e_x}{L}$$

$$a = \frac{70}{500} = 0.14$$

$k = 0$ , La fuerza no está en el plano de la Soldadura.

En la tabla 8-38 del manual AISC, ver Tabla 11, con  $\theta=0$ , y con los valores de  $a$  y  $k$ , se halla el coeficiente  $C$ .

**Table 8-38.**  
**Coefficients  $C$  for Eccentrically Loaded Weld Groups**  
**Angle =  $0^\circ$**

$\phi R_n = CC_1 D l$        $C_{min} = \frac{R_u}{C_1 D l}$        $D_{min} = \frac{R_u}{CC_1 l}$        $l_{min} = \frac{R_u}{CC_1 D}$   
 $e_x = a l$

where

- $R_u$  = factored force, kips
- $D$  = number of sixteenths-of-an-inch in the fillet weld size
- $l$  = characteristic length of weld group, in.
- $a$  =  $e_x / l$ , in.
- $e_x$  = horizontal component of eccentricity of  $R_u$  with respect to centroid of weld group, in.
- $C$  = coefficient tabulated below which includes  $\phi = 0.75$
- $C_1$  = electrode strength coefficient from Table 8-37 (1.0 for E70XX electrodes)

$a$	$k$															
	0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0	1.2	1.4	1.6	1.8	2.0
0.00	2.78	2.78	2.78	2.78	2.78	2.78	2.78	2.78	2.78	2.78	2.78	2.78	2.78	2.78	2.78	2.78
0.10	2.78	2.78	2.78	2.78	2.78	2.77	2.75	2.74	2.73	2.71	2.70	2.67	2.64	2.61	2.59	2.78
0.15	2.75	2.75	2.74	2.73	2.71	2.70	2.69	2.67	2.66	2.64	2.63	2.60	2.58	2.55	2.53	2.50
0.20	2.64	2.63	2.63	2.62	2.60	2.59	2.58	2.57	2.56	2.55	2.54	2.52	2.50	2.48	2.46	2.44

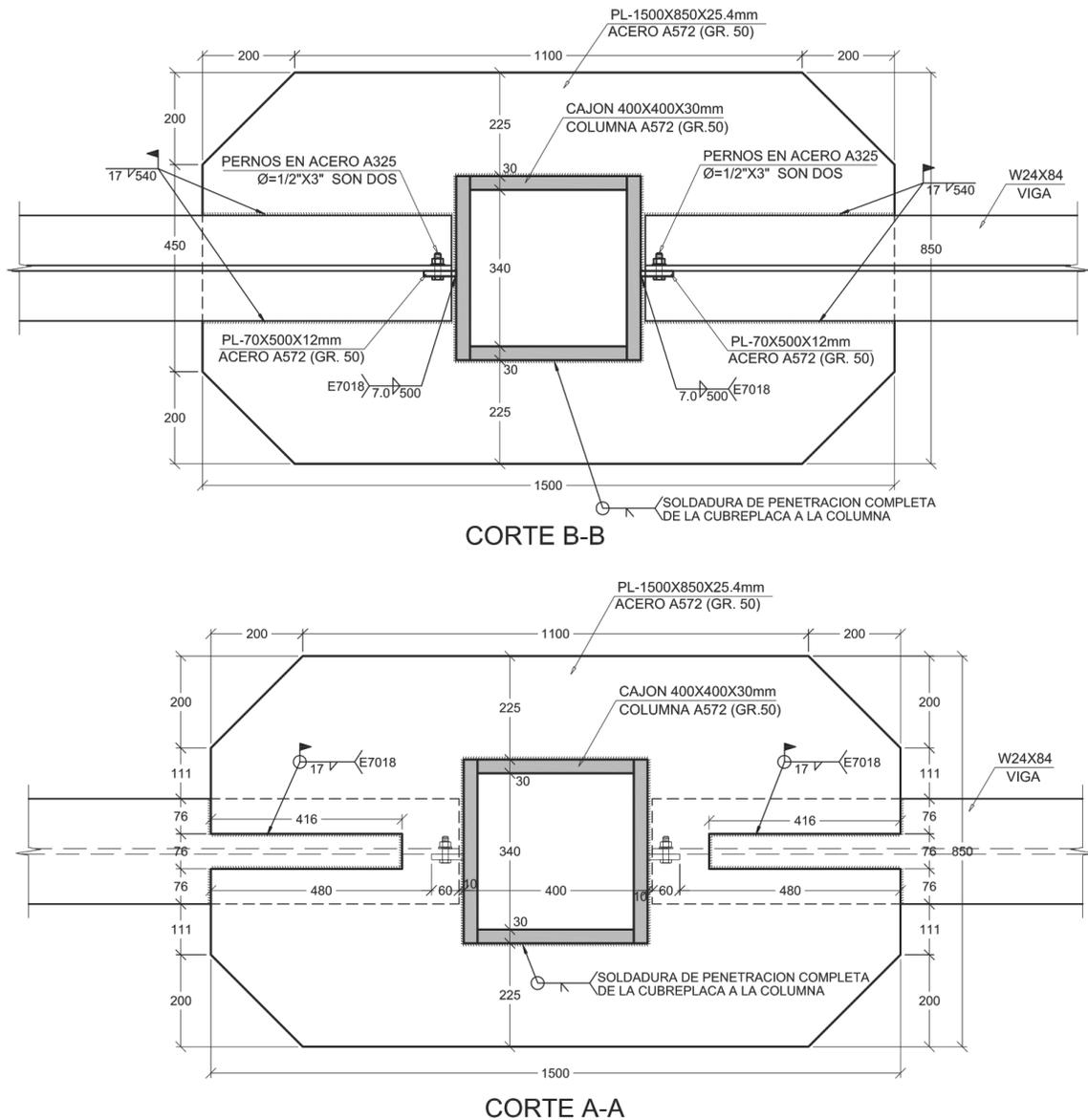
$C = 2.76$

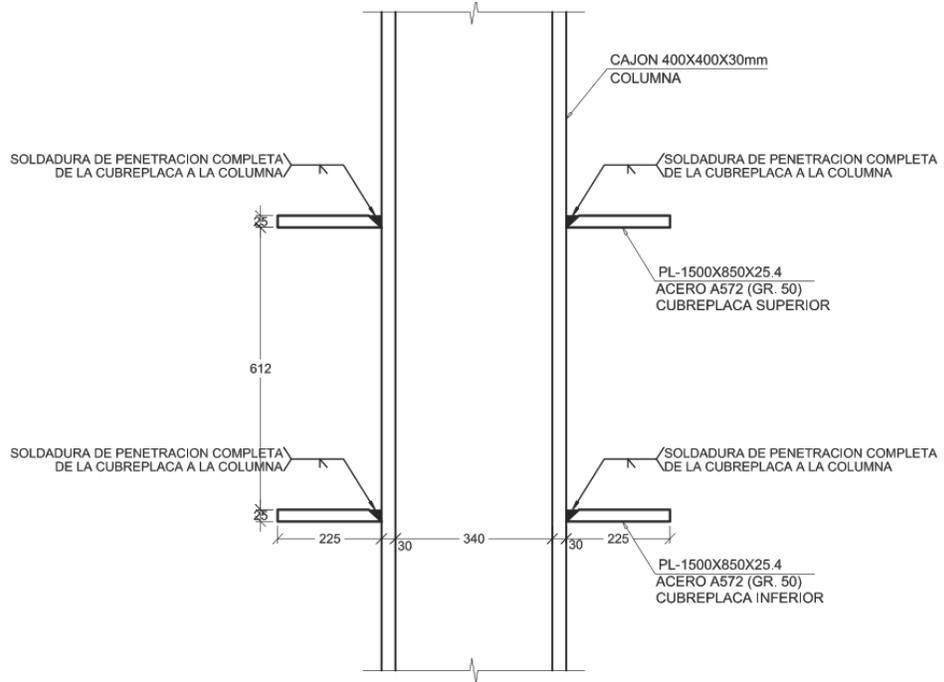
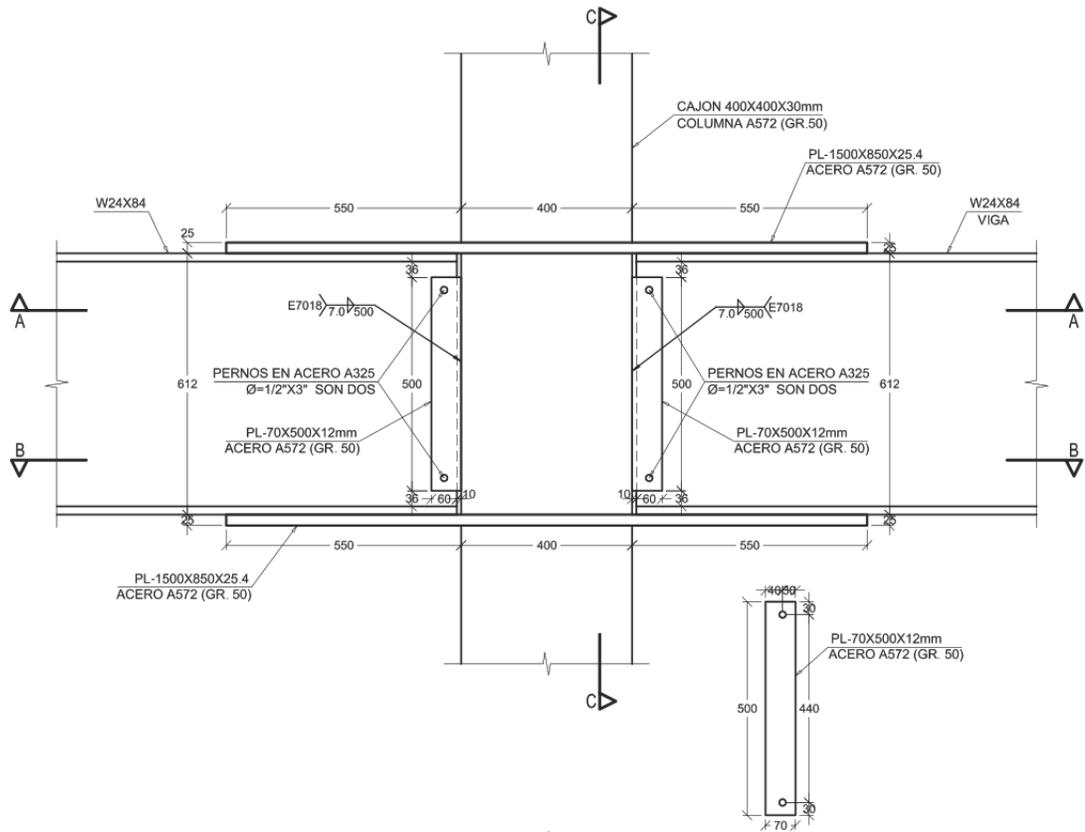
$$\phi R_{nw} = C_1 C_q w L \geq V_p$$

$$\phi R_{nw} = 1.0 * 2.76 * 0.1091 * 7 * 500 \geq 570.53KN$$

$$\phi R_{nw} = 1053.91KN > 570.53KN \text{ (OK)}$$

Figura 102. Detalle de Conexión Precalificada Tubo-Viga Reforzada





CORTE C-C

**3.4.2 Diseño de Conexión Viga I – Columna Compuesta Embebida para el caso de Aplicación.** A continuación, se detalla el procedimiento de cálculo y diseño para esta conexión, siguiendo los pasos de la sección 2.2.

Las propiedades de los Materiales son:

Tabla 33. Propiedades de los Materiales

VIGA	COLUMNA	PLATINAS
ASTM A572 Gr50	ASTM A572 Gr50	ASTM A572 Gr50
$F_{yb}=352$ MPa	$F_{yc}=352$ MPa	$F_{yp}=352$ MPa
$F_{ub}=455$ MPa	$F_{uc}=455$ MPa	$F_{up}=455$ MPa
$R_{yb}=1.1$	$R_{yc}=1.1$	$R_{yp}=1.1$
$R_{yb}=1.1$	$R_{yc}=1.1$	$R_{yp}=1.1$

Las propiedades geométricas de los perfiles son:

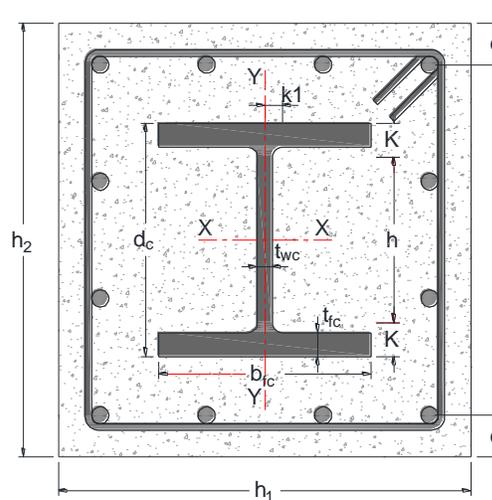


Tabla 34. Propiedades geométricas sección de la columna de concreto

SECCION	DIMENSIONES			AREAS				EJE X - X		EJES Y - Y	
				$A_g$	$A_{sr}$	$A_{srs}$	$A_c$	$I_c$	$I_{sr}$	$I_c$	$I_{sr}$
	$h_2$	$h_1$	$c$	$\times 10^2$	$\times 10^2$	$\times 10^2$	$\times 10^2$	$\times 10^6$	$\times 10^6$	$\times 10^6$	$\times 10^6$
mm	mm	mm	mm <sup>2</sup>	mm <sup>2</sup>	mm <sup>2</sup>	mm <sup>2</sup>	mm <sup>4</sup>	mm <sup>4</sup>	mm <sup>4</sup>	mm <sup>4</sup>	
Columna	650.00	650.00	62.23	4225	50.67	10.13	3839.33	14595.41	280.11	14649.84	225.69

Tabla 35. Propiedades geométricas de la Columna Perfil W para sección compuesta embebida

PERFIL	DIMENSIONES						AREA	EJE X - X				EJES Y - Y			
	ALTURA		ALA		DISTANCIAS			$I_x$	$S_x$	$r_x$	$Z_x$	$I_y$	$S_y$	$r_y$	$Z_y$
	d	$t_{wc}$	$b_{fc}$	$t_{fc}$	r	h		$\times 10^2$	$\times 10^6$	$\times 10^3$		$\times 10^3$	$\times 10^6$	$\times 10^3$	
	mm	mm	mm	mm	mm	mm		mm <sup>2</sup>	mm <sup>4</sup>	mm <sup>3</sup>	mm	mm <sup>3</sup>	mm <sup>4</sup>	mm <sup>3</sup>	mm
W 14X176	387.00	21.10	396.00	33.30	15.00	320.40	335.00	894.10	4620.00	163.00	5260.00	350.20	1760.00	102.00	2676.00

Fuente: STECKERL, Catálogo de Productos Hierros y Aceros. [Base de datos en línea]. 2da edición 2012. Disponible en <http://steckerlaceros.com/catalogo/index.html>.

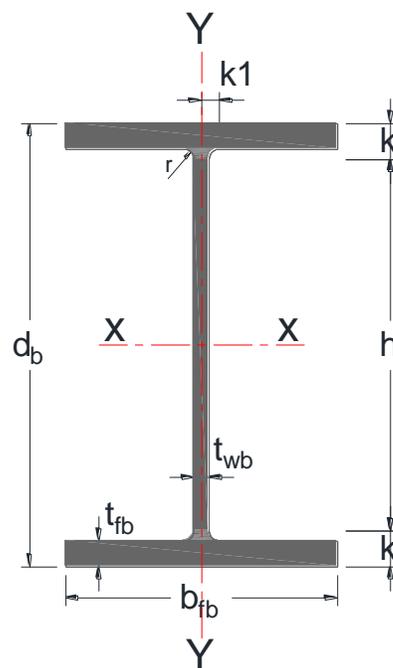


Tabla 36. Propiedades geométricas de Vigas Principales Perfil W

PERFIL	DIMENSIONES						AREA	EJE X - X				EJES Y - Y			
	ALTURA		ALA		DISTANCIAS			$I_x$	$S_x$	$r_x$	$Z_x$	$I_y$	$S_y$	$r_y$	$Z_y$
	$d_b$	$t_{wb}$	$b_{fb}$	$t_{fb}$	r	h		$\times 10^2$	$\times 10^6$	$\times 10^3$		$\times 10^3$	$\times 10^6$	$\times 10^3$	
	mm	mm	mm	mm	mm	mm		mm <sup>2</sup>	mm <sup>4</sup>	mm <sup>3</sup>	mm	mm <sup>3</sup>	mm <sup>4</sup>	mm <sup>3</sup>	mm
W 24X84	612.00	11.90	229.00	19.60	13.00	572.80	159.00	985.90	3222.00	249.00	3676.00	39.32	343.00	49.70	535.00

Fuente: STECKERL, Catálogo de Productos Hierros y Aceros. [Base de datos en línea]. 2da edición 2012. Disponible en <http://steckerlaceros.com/catalogo/index.html>.

Datos de Diseño:

<i>Resistencia Concreto <math>f'_c</math></i>	=	28 MPa
<i>Módulo de Elasticidad <math>E_c</math></i>	=	24870.06 MPa
<i>L</i>	=	7500 mm
<i>L<sub>b</sub></i>	=	7113 mm
<i>H</i>	=	3750 mm
<i>Pernos</i>	=	A490
<i>Soldadura Electrodo</i>	=	E70XX

**PASO 1:** Calcular  $M_{pr}$

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

$$C_{pr} = \frac{F_y + F_u}{2F_y} \leq 1.2$$

$$C_{pr} = \frac{352 + 455}{2 * 352} = 1.15 \leq 1.2$$

$$M_{pr} = \frac{1.15 * 1.1 * 3676 * 10^3 * 352}{1 * 10^6} = 1631.59KN$$

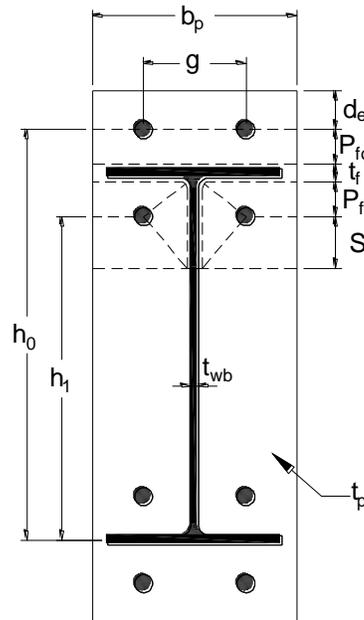
**PASO 2:** Seleccione los valores preliminares para la geometría de la conexión (g, P<sub>fi</sub>, P<sub>fo</sub>, P<sub>b</sub>, h<sub>i</sub>, etc.).

En la Tabla 37, se muestran las limitaciones y los parámetros geométricos escogidos de la conexión precalificada correspondiente a la conexión, Cuatro Pernos sin Rigidizador (4E).

Tabla 37. Limitaciones y Parámetros geométricos escogidos conexión (4E)

Limitaciones Paramétricas de Precalificación			
Parámetro	Cuatro Pernos Sin Rigidizador (4E)		
	Máximo	Mínimo	Parámetro Escogido
	mm	mm	mm
$t_{fb}$	19	10	19.6
$b_{fb}$	235	152	229
$d_b$	1400	349	612
$t_p$	57	13	38.10
$b_p$	273	178	260
$g$	152	102	120
$P_{fi}, P_{fo}$	114	38	60

Figura 103. Geometría placa de la conexión



Usando las dimensiones asignadas, se calcula a continuación:

$$h_1 = d_b - 1.5t_{fb} - P_{fi}$$

$$h_1 = 612 - 1.5 * 19.6 - 60 = 522.6mm$$

$$h_0 = d_b - \frac{t_{fb}}{2} + P_{fo}$$

$$h_0 = 612 - \frac{19.6}{2} + 60 = 662.2mm$$

**PASO 3:** Determinar la ubicación de las rótulas plásticas generadas en la longitud libre de la viga, la cual es representada por el parámetro  $S_h$  distancia medida desde la cara de la columna de acero a la rótula plástica.

$$S_h = \min\left(\frac{d_b}{2} \text{ o } 3b_{fb}\right)$$

$$S_h = \left(\frac{d_b}{2}\right) = \frac{612}{2} = 306mm$$

$$S_h = 3b_{fb} = 3 * 229 = 687mm$$

Como se toma el menor, se tiene que  $S_h = 306mm$

**PASO 4:** Calcular  $V_p$  en la ubicación de la rótula plástica,  $S_h$ , de acuerdo al procedimiento de la sección 1.5.3, (N).

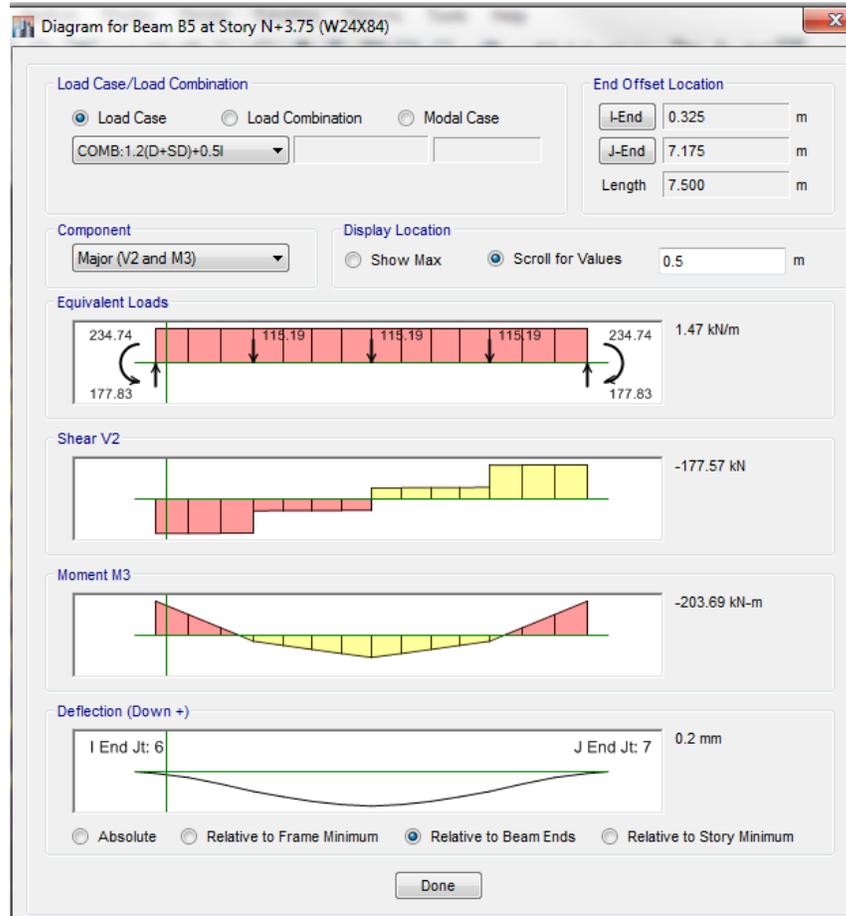
$$V_p = V_u = \frac{2M_{pr}}{L_h} + \frac{W_u L_h}{2}$$

También corresponde a:  $V_p = \frac{2M_{pr}}{L_h} + V_g$

Donde:

$V_g$  = Fuerza de corte en la rótula plástica, debido a las cargas de gravedad mayoradas por la combinación 1.2(D+SD)+0.5L.

Figura 104. Diagrama de Cortante y Momento de la combinación 1.2(D+SD)+0.5L



$$V_g = 177.57 \text{ KN}$$

$$L_h = L - 2 \left( \frac{d_c}{2} \right) - 2S_h$$

$$L_h = 7500 - 2 * \left( \frac{387}{2} \right) - 2 * 306 = 6501 \text{ mm}$$

$$V_p = V_u = \frac{2 * 1631.59}{6.501} + 177.57 = 679.52KN$$

**PASO 5:** Calcular  $M_{pb}^*$ , de acuerdo al procedimiento de la sección 1.5.4, (N-mm)

$$M_{pb}^* = (1.1R_y F_{yb} Z_b) + M_v$$

$$M_{uv} = V_u * \left( S_h + \frac{d_c}{2} \right)$$

$$M_{uv} = 679.52 * \left( 0.306 + \frac{0.387}{2} \right) = KN.m$$

$$M_{pb}^* = \frac{(1.1 * 1.1 * 352 * 3676 * 10^3)}{1 * 10^6} + 339.42 = 1905.10KN.m$$

**PASO 6:** Realizar el planteamiento de la jerarquía de la plastificación como se describe en el capítulo F.3 sección F.3.7.3.4 de la NSR-10.

$$\frac{\sum M_{pcc}^*}{\sum M_{pb}^*} \geq 1$$

Resistencia nominal a flexión de la columna compuesta  $M_{pcc} = 2751.16KN.m$ . El procedimiento para el cálculo del  $M_{pcc}$  se encuentra en el Anexo D.

$$M_{pc}^* = \sum \left[ M_{pcc} + V_c \left( \frac{d_b}{2} \right) \right]$$

$$V_c = \frac{\sum \left[ M_{pr} + V_p \left( S_h + \frac{d_c}{2} \right) \right]}{H}$$

$$V_c = \frac{1631.59 + 679.52 * \left(0.306 + \frac{0.387}{2}\right)}{3.75} = 525.60KN$$

$$M_{pc}^* = 2 * \left[2751.16 + 525.60 * \left(\frac{0.612}{2}\right)\right] = 5823.99KN.m$$

Entonces la relación de momentos sería:

$$\frac{\sum M_{pcc}^*}{\sum M_{pb}^*} = \frac{5823.99KN.m}{1905.10KN.m} = 3.06 \geq 1$$

Es decir, se cumple el requisito de columna fuerte viga débil.

**PASO 7:** Calcular  $M_f$  de acuerdo al procedimiento de la sección **1.5.4**.

$$M_f = M_{pr} + V_u S_h$$

$$M_f = 1631.59 + 679.52 * 0.306 = 1839.53KN.m$$

**PASO 8:** Determine el diámetro del perno requerido  $d_{breq}$ , utilizando la ecuación para conexiones de cuatro pernos (4E y 4ES).

$$d_{breqid} = \sqrt{\frac{2M_f}{\pi\phi_n F_{nt}(h_o + h_1)}}$$

La resistencia a tensión nominal para pernos A490 según tabla F.2.10.3-2 NSR-10,

$$F_{nt} = 780MPa$$

$$d_{b\text{ req'd}} = \sqrt{\frac{2 * 1839.53 * 10^6}{\pi * 0.9 * 780 * (662.20 + 522.6)}} = 37.52\text{mm}$$

**PASO 9:** seleccionar un diámetro del perno de prueba  $d_b$ , no menor al requerido en el paso 8.

Se puede usar pernos de 1-1/2",  $d_b = 38.1\text{mm}$

**PASO 10:** Determinar el espesor de la placa extrema  $t_{p,req'd}$ , requerida.

$$t_{p,req'd} = \sqrt{\frac{1.11M_f}{\phi_d F_{yp} Y_p}}$$

$$s = \frac{1}{2} \sqrt{b_p g} = \frac{1}{2} \sqrt{260 * 120} = 88.32\text{mm}$$

$$Y_p = \frac{b_p}{2} \left[ h_1 \left( \frac{1}{p_{fi}} + \frac{1}{s} \right) + h_0 \left( \frac{1}{p_{fo}} \right) - \frac{1}{2} \right] + \frac{2}{g} [h_1 (p_{fi} + s)]$$

$$Y_p = \frac{260}{2} * \left[ 522.6 * \left( \frac{1}{60} + \frac{1}{88.32} \right) + 662.2 * \left( \frac{1}{60} \right) - \frac{1}{2} \right] + \frac{2}{120} * [522.6 * (60 + 88.32)]$$

$$Y_p = 4563.97\text{mm}$$

$$t_{p,req'd} = \sqrt{\frac{1.11 * 1839.53 * 10^6}{1.0 * 352 * 4563.97}} = 35.65\text{mm}$$

**PASO 11:** Selección de un grosor de la placa terminal,  $t_p$  no inferior al calculado.

Usar una placa de 1-1/2",  $t_p = 38.10\text{mm} > 35.65\text{mm}$

**PASO 12:** Calcular  $F_{fu}$ , que es la fuerza del ala de la viga.

$$F_{fu} = \frac{M_f}{d_b - t_{fb}}$$

$$F_{fu} = \frac{1839.53 * 10^3}{612 - 19.60} = 3105.21KN$$

**PASO 13:** Verificar que la placa extrema no falle por fluencia o por corte:

$$\frac{F_{fu}}{2} \leq \phi_d R_n = \phi_d (0.6) F_{yp} b_p t_p$$

$$\phi_d R_n = 1.0 * (0.6) * 352 * 260 * 38.10 = 2092147.2N$$

Realizando el chequeo, quedaría:

$$1552.60KN < 2092.15KN \quad (OK)$$

**PASO 14:** Comprobar la ruptura por corte de la conexión de cuatro pernos sin rigidizar (4E).

$$\frac{F_{fu}}{2} \leq \phi_n R_n = \phi_n (0.6) F_{up} A_n$$

$$A_n = t_p (b_p - 2(d_b + 3mm)) mm^2$$

$$A_n = 38.10 * (260 - 2 * (38.10 + 3)) = 6774.18mm^2$$

$$\phi_n R_n = 0.9 * (0.6) * 455 * 6774.18 = 1664416.03N$$

Realizando el respectivo chequeo, se tiene:

$$1552.60KN < 1664.42KN \text{ (OK)}$$

**Paso 15:** Revisar la ruptura por cortante de los pernos en la zona de compresión del ala de la viga.

$$V_u \leq \phi_n R_n = \phi_n (n_b) F_{nv} A_b$$

$$A_b = \frac{\pi}{4} * 38.10^2 = 1140.09mm^2$$

$$\phi_n R_n = 0.9 * 4 * 457 * 1140.09 = 1875676.07N$$

$$V_u = 725.24 KN$$

$$679.52KN < 1875.68KN \text{ (OK)}$$

**PASO 16:** Verificar el aplastamiento del perno y la falla por desgarre de la placa extrema y el ala de la columna; en el ala de la columna se aplica solo aplastamiento del perno.

*Calculo para la placa extremo:*

$$V_u \leq \phi_n R_n = \phi_n (n_i) r_{ni} + \phi_n (n_o) r_{no}$$

$$r_{ni} = 1.2L_{ci} t_p F_u < 2.4d_b t_p F_u \text{ Para cada perno interior.}$$

$$r_{no} = 1.2L_{co} t_p F_u < 2.4d_b t_p F_u \text{ Para cada perno exterior}$$

$$n_i = 2, \quad \text{Numero de pernos interiores}$$

$n_o = 2$ , *Numero de pernos exteriores*

$$L_{ci} = (P_{fo} + P_{fi} + t_{fb}) - (d_b + 3.2mm)$$

$$L_{ci} = (60 + 60 + 19.6) - (38.10 + 3.2) = 98.3mm$$

$$r_{ni} = 1.2 * 98.3 * 38.1 * 455 < 2.4 * 38.1 * 38.1 * 455$$

$$r_{ni} = 2044895.58N > 1585158.12N$$

$$L_{co} = d_e - 0.5(d_b + 3.2mm)$$

$$d_e = 60mm$$

$$L_{co} = 60 - 0.5 * (38.1 + 3.2) = 39.35mm$$

$$r_{no} = 1.2L_{co}t_pF_u < 2.4d_b t_p F_u$$

$$r_{no} = 1.2 * 39.35 * 38.1 * 455 < 2.4 * 38.1 * 38.1 * 455$$

$$r_{no} = 818582.31N < 1585158.12N$$

$$V_u \leq \phi_n R_n = \phi_n(n_i)r_{ni} + \phi_n(n_o)r_{no}$$

$$\phi_n R_n = 0.9 * 2 * 1585158.12 + 0.9 * 2 * 818582.31$$

$$\phi_n R_n = 4326.73KN$$

Realizando el chequeo:  $679.52KN \leq \phi_n R_n = 4326.73KN$  (OK)

Calculo para el ala de la columna:

$$V_u \leq \phi_n R_n = \phi_n(n_i)r_{ni} + \phi_n(n_o)r_{no}$$

$$r_{ni} = 2.4d_b t_{fc} F_{uc} \text{ Para cada perno interior.}$$

$$r_{no} = 2.4d_b t_{fc} F_{uc} \text{ Para cada perno exterior}$$

$$n_i = 2, \quad \text{Numero de pernos interiores}$$

$$n_o = 2, \quad \text{Numero de pernos exteriores}$$

$$r_{ni} = 2.4d_b t_{fc} F_{uc}$$

$$r_{ni} = 2.4 * 38.1 * 33.3 * 455 = 1385453.16N$$

$$r_{no} = 2.4d_b t_{fc} F_{uc}$$

$$r_{no} = 2.4 * 38.1 * 33.3 * 455 = 1385453.16N$$

$$\phi_n R_n = 0.9 * 2 * 1385453.16 + 0.9 * 2 * 1385453.16$$

$$\phi_n R_n = 4987.63KN$$

Realizando el chequeo:  $679.52KN \leq \phi_n R_n = 4987.63KN$  (OK)

**Paso 17:** Diseño de la soldadura de la viga a la placa extremo según la Sección 6.9.7 del ANSI/AISC358-10.

### **DISEÑO DE LA SECCIÓN DE LA COLUMNA**

**PASO 1:** Comprobar la resistencia a la fluencia del ala de la columna por flexión.

$$s = \frac{1}{2} \sqrt{b_{cf} g} = \frac{1}{2} \sqrt{396 * 120} = 109.0mm$$

$$c = P_{fi} + t_{fb} + P_{fo} = 60 + 19.6 + 60 = 139.6mm$$

$$Y_C = \frac{b_{cf}}{2} \left[ h_1 \left( \frac{1}{s} \right) + h_0 \left( \frac{1}{s} \right) \right] + \frac{2}{g} \left[ h_1 \left( s + \frac{3c}{4} \right) + h_0 \left( s + \frac{c}{4} \right) + \frac{c^2}{2} \right] + \frac{g}{2}$$

$$Y_C = \frac{396}{2} * \left[ 522.6 * \left( \frac{1}{109} \right) + 662.2 * \left( \frac{1}{109} \right) \right] + \frac{2}{120} * \left[ 522.6 * \left( 109 + \frac{3 * 139.6}{4} \right) + 662.2 * \left( 109 + \frac{139.6}{4} \right) + \frac{139.6^2}{2} \right] + \frac{120}{2}$$

$$Y_C = 5824.11mm$$

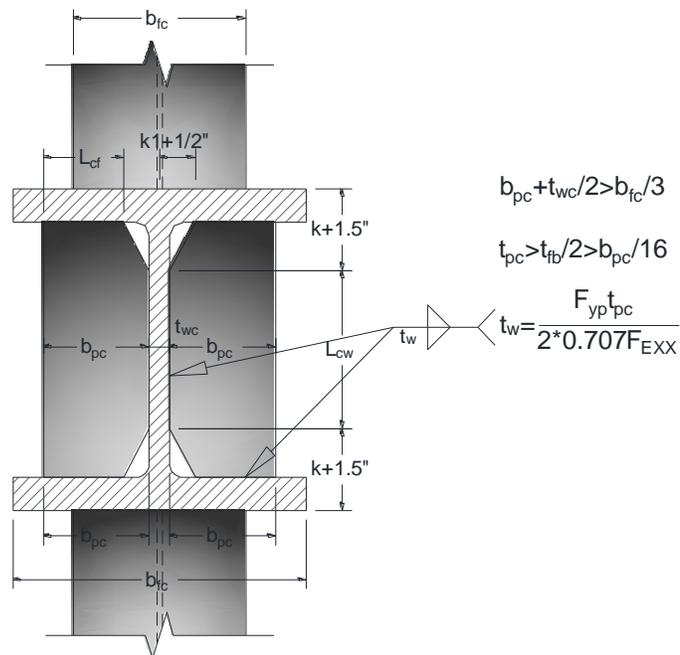
$$t_{cf} \geq \sqrt{\frac{1.11 M_f}{\phi_d F_{yc} Y_C}} \leq t_{fc}$$

$$t_{cf} \geq \sqrt{\frac{1.11 * 1839.53 * 10^6}{0.9 * 352 * 5824.11}} = 33.27mm < 33.30mm$$

Como se observa se cumple la desigualdad, no se requiere colocar rigidizadores; por lo tanto, no se requieren desarrollar los pasos 2 y 3.

En caso de no requerirse placas de continuidad por los conceptos anteriores, dado que la falla de los especímenes ensayados fue por flexión en las aletas de la columna, se considera importante colocar placas de continuidad, por los requisitos mínimos de F.2.10.10.8, que se resumen la siguiente figura.

Figura 105. Geometría de las Placas rigidizadoras o de Continuidad



Fuente: PERALTA H. M. Diseño de Conexiones de Estructuras de Acero Actualizado al Reglamento de Construcción Sismo Resistente NSR-10. Trabajo de grado, Magister en Ingenieria estructural. Bucaramanga: Universidad Industrial de Santander, 2015. 433 p.

- **Ancho mínimo del Rigidizador**

$$b_{pc} = \frac{b_{fc}}{2} - \frac{t_{wc}}{2}$$

$$b_{pc} = \frac{396}{3} - \frac{21.1}{2} = 121.45mm$$

Este es el ancho mínimo permitido.

Si se desea colocar el ancho de la placa de continuidad hasta el borde de la aleta de la columna:

$$b_{pc} = \frac{b_{fc}}{2} - \frac{t_{wc}}{2}$$

$$b_{pc} = \frac{396}{2} - \frac{21.1}{2} = 187.45mm$$

Se puede tomar un valor intermedio, lo cual es más práctico para la construcción, es decir:

$$b = 150mm$$

La NSR-10 en la sección F.3.4.2.4, determina que para el diseño de las placas de continuidad y atezadores localizados en el alma de los perfiles laminados se deben considerar las longitudes de contacto reducidas en las aletas y el alma del miembro basadas en las dimensiones del filete de esquina.

Las esquinas de las placas de continuidad y los atezadores colocados en el alma de los perfiles laminados deben detallarse de acuerdo con AWS D1.8 numeral 4.1.

La AWS D.1.8 especifica que el corte en la esquina no debe ser mayor al valor de  $k_1 + 1/2"$ . Es decir, la longitud de contacto de la placa de continuidad y la aleta de la columna es:

$$L_{cf} = b_{cp} - (k_1 + 13)$$

$$L_{cf} = 150 - (48.3 + 13) = 89mm$$

La AWS D.1.8 especifica que el corte en la esquina por el lado del alma de la columna no debe ser mayor al valor de  $k + 1.5"$ . Es decir que la longitud de contacto de la placa de continuidad y el alma de la columna es:

$$L_{cw} = d_c - 2(k + 38)$$

$$L_{cw} = 387 - 2 * (48.3 + 38) = 214.0 \approx 210mm$$

- **Espesor de las placas de Continuidad:**

$$t_{pc} \geq \frac{t_{fb}}{2}$$

$$t_{pc} \geq \frac{19.6}{2} = 9.80mm$$

$$t_{pc} \geq \frac{b_{pc}}{16}$$

$$t_{pc} \geq \frac{150}{16} = 9.37mm$$

Entonces se puede usar una placa de  $t_{pc} = 1/2"$  (12.7mm) ASTM A572 Gr.50

- **Soldadura de Placas de Continuidad:**

Ahora se calcula el tamaño de la soldadura de filete recordando que son dos cordones y que se usara electrodos E70XX

$$t_w = \frac{F_{yp} t_{pc}}{2 * 0.707 F_{EXX}}$$

$$t_w = \frac{352 * 12.7}{2 * 0.707 * 480} = 6.59mm \approx 7.00mm$$

El tamaño de la soldadura debe ser de 7.0mm

**PASO 4:** Compruebe la zona de panel de la columna de conformidad con las disposiciones sísmicas de la NSR-10, Título F.3.5.3.6.5.

Para el desarrollo de este paso ver la Figura 46. Como la conexión es exterior (por un lado, de la columna).

$$R_u = \frac{M_f}{d_b - t_{fb}} - V_c$$

$$V_c = \frac{M_f}{H}$$

$$V_c = \frac{1839.53}{3.75} = 490.54KN$$

$$R_u = \frac{1839.53}{(612 - 19.6) * 10^{-3}} - 490.54KN$$

$$R_u = 2614.67KN$$

$P_u=2132.90KN$ , Si lo comparamos con  $P_y = F_y A$ , resistencia de la columna a fluencia bajo carga axial:

$$P_y = 352 * 355 * 10^2 = 11792000N$$

Entonces, al comparar  $P_u \leq 0.75P_y$

$$2132.90KN \leq 0.75(11792KN)$$

$$2915.59KN \leq 8844KN \text{ (OK)}$$

$$R_n = 0.6F_y d_c t_{wc} \left[ 1 + \frac{3b_{fc} t_{fc}^2}{d_b d_c t_{wc}} \right]$$

$$\phi R_n = 0.9 * 0.6 * 352 * 387 * 21.1 * \left[ 1 + \frac{3 * 396 * 33.3^2}{612 * 387 * 21.1} \right]$$

$$\phi R_n = 1961.29KN$$

Comparando los resultados:

$$R_u > \phi R_n$$

$$R_u = 2614.67KN > \phi R_n = 1961.29KN$$

Se Requieren placas de Enchape. Se realiza nuevamente la comparación anterior colocando una placa de enchape de  $t_d = 12.70mm$

$$\phi R_n = \phi 0.6F_y d_c t_{wc} \left[ 1 + \frac{3b_{cf} t_{fc}^2}{d_b d_c t_{wc}} \right]$$

Ahora, donde aparece  $t_{wc}$  se reemplaza por  $t_{wc} + t_d$ .

$$\phi R_n = 0.9 * 0.6 * 352 * 387 * 33.8 * \left[ 1 + \frac{3 * 396 * 33.3^2}{612 * 387 * 33.8} \right]$$

$$\phi R_n = 2895.52KN$$

Comparando nuevamente los resultados:

$$R_u \leq \phi R_n$$

$$R_u = 2614.67KN < \phi R_n = 2895.52KN \text{ (OK)}$$

- Los espesores individuales,  $t$ , de las almas de la columna y placas de enchape, en caso de utilizarse, deben cumplir con el siguiente requisito:

*Chequeo del alma de la columna:*

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

$$d_z = d_b - 2t_p = 612 - 2 * 12.7 = 586.6mm$$

$$w_z = d_c - 2t_{fc} = 387 - 2 * 33.3 = 320.4mm$$

$$t \geq \frac{586.6 + 320.4}{90} = 10.08mm < t_{fc} = 33.3mm \text{ (OK)}$$

*Chequeo del alma de la Placa de Enchape:*

$$t \geq \frac{586.6 + 320.4}{90} = 10.08mm < t_d = 12.7mm \text{ (OK)}$$

**Conexión de las placas de enchape en la zona de panel:** Las placas de enchape se conectarán al alma de la columna mediante soldadura de filete a todo lo ancho y largo de la placa de enchape, en tal forma que desarrollen su resistencia de diseño al corte.

*Soldadura de filete Horizontal:* 
$$t_w = \frac{1.7F_y d t_d}{F_{EXX}}$$

$$t_w = \frac{1.7 * 352 * 12.7}{480} = 15.83mm$$

Como el espesor de la de enchape tiene un espesor  $t_d = 12.7mm$  mayor a 6mm entonces:

$$t_w < t_d - 2mm$$

$$15.83 < 12.7 - 2 = 10.7 \text{ No cumple}$$

Se debe colocar soldadura de tapón para complementar la resistencia requerida

*Soldadura de Tapón:*

$$A_{tapon} = \frac{\text{Resistencia faltante}}{\phi_w 0.6 F_{EXX}}$$

$$A_{wed} = 0.707 * t_{wmax} * (d_c - 2K)$$

Donde:

$A_{wed}$  = Área de soldadura disponible

$t_{wmax}$  = Espesor de soldadura máxima.

$$A_{wed} = 0.707 * 10.7 * 387 - (2 * 48.3) = 2196.85mm^2$$

$$A_{wer} = 0.707 * t_w * (d_c - 2K)$$

Donde:

$A_{wer}$  = Área de soldadura requerida

$t_w$  = Espesor de soldadura calculada.

$$A_{wre} = 0.707 * 15.83 * 387 - (2 * 48.3) = 3250.10mm^2$$

$$\phi R_{nreq} = \phi_w 0.6 F_{EXX} A_{wer}$$

$$\phi R_{nreq} = 0.75 * 0.6 * 480 * 3250.10 = 702.02KN$$

$$\phi R_{nreq} = \phi_w 0.6 F_{EXX} A_{wed}$$

$$\phi R_{ndisp} = 0.75 * 0.6 * 480 * 2196.85 = 474.52KN$$

$$\phi R_{nfalt} = \phi R_{nreq} - \phi R_{ndisp}$$

$$\phi R_{nfalt} = 702.02 - 474.52 = 227.5KN$$

$$A_{tapon} = \frac{227500}{0.75 * 0.6 * 480} = 1053.24mm^2$$

$$D_{min} = t_d + 8mm$$

$$D_{min} = 12.7 + 8 = 20.7mm$$

$$D_{max} = D_{min} + 3mm \text{ o' } 2.25t_d$$

$$D_{max} = 20.7 + 3mm = 23.7mm < 2.25 * 12.7 = 28.57mm$$

Se toma un diámetro de soldadura de tapón D=25.4mm = 1", por lo tanto, el número de agujeros para soldadura de tapón es:

$$n = \frac{A_{\text{tapon}}}{A_D}$$

$$n = \frac{1053.24}{\frac{\pi}{4} * 25.4^2} = 2.07 \cong 2$$

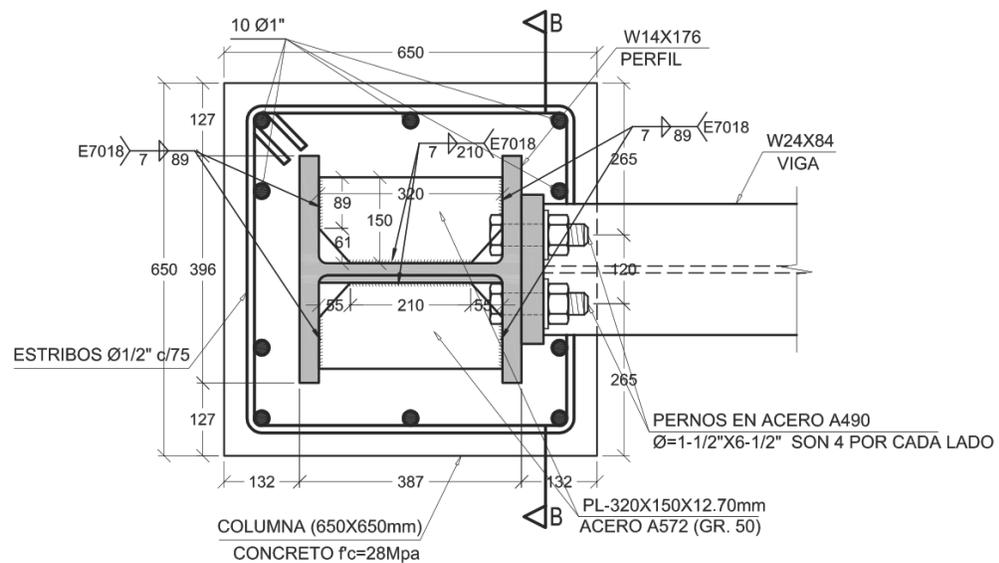
La distancia mínima entre centros de soldaduras de tapón será de cuatro veces el diámetro del agujero.

$$d = 4 * 25.4 = 101.6\text{mm} \cong 100\text{mm}$$

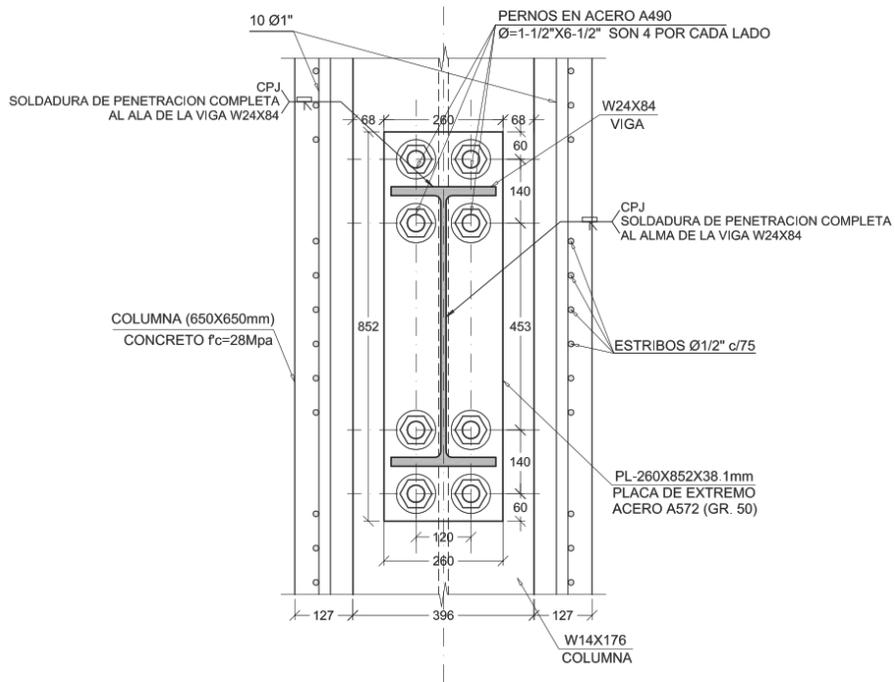
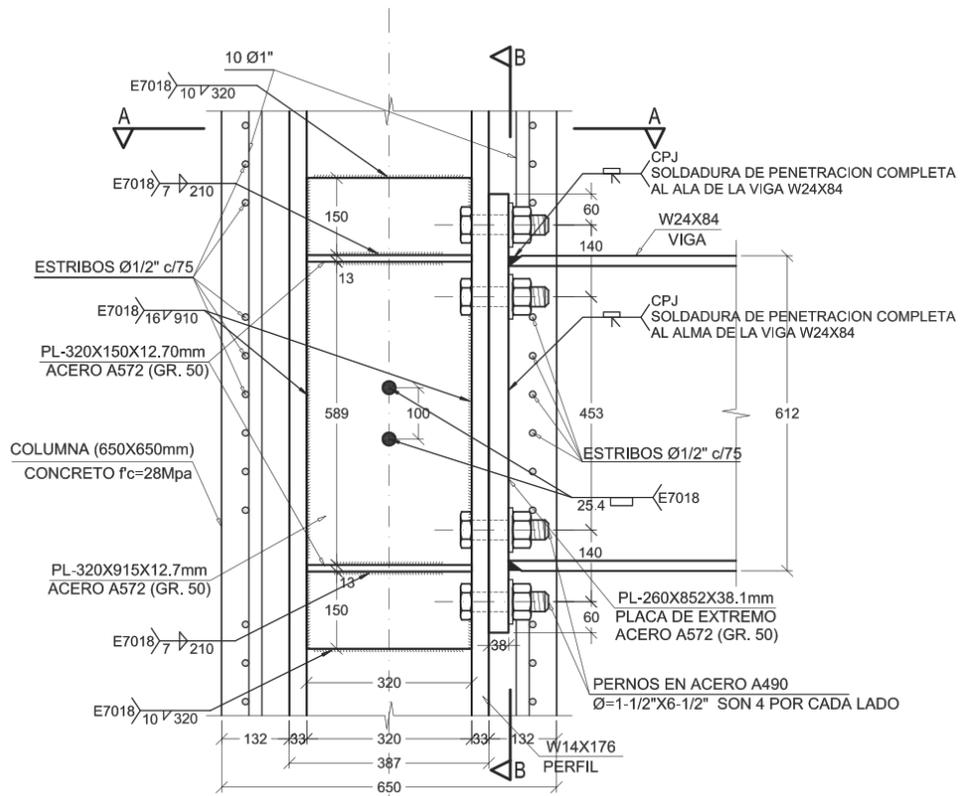
Soldadura de filete Vertical:  $t_w = \frac{1.7F_y d t_d}{F_{EXX}}$

$$t_w = \frac{1.7 * 352 * 12.7}{480} = 15.83\text{mm} \cong 16\text{mm}$$

Figura 106. Detalle Conexión Precalificada Viga I – Columna Compuesta Embebida



CORTE A-A  
259



CORTE B-B

**3.4.3 Diseño de Conexión Metálica Rígida Viga I y una Columna Tubular Rellena de Concreto para el caso de Aplicación.** A continuación, se detalla el procedimiento de cálculo y diseño para esta conexión, siguiendo los pasos de la sección 2.3

Las propiedades de los Materiales son:

Tabla 38. Propiedades de los Materiales

VIGA	COLUMNA	PLATINAS
ASTM A572 Gr50	ASTM A572 Gr50	ASTM A572 Gr50
$F_{yb}=352$ MPa	$F_{yc}=352$ MPa	$F_{yp}=352$ MPa
$F_{ub}=455$ MPa	$F_{uc}=455$ MPa	$F_{up}=455$ MPa
$R_{yb}=1.1$	$R_{yc}=1.1$	$R_{yp}=1.1$
$R_{yb}=1.1$	$R_{yc}=1.1$	$R_{yp}=1.1$

Las propiedades geométricas de los perfiles son:

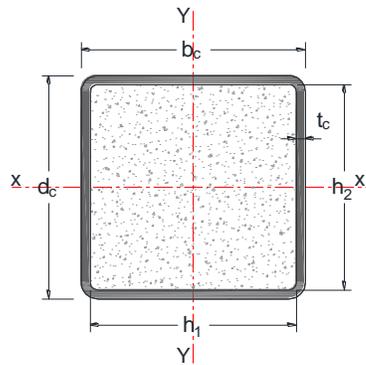


Tabla 39. Propiedades geométricas de la Columna Perfil Cajón Sección compuesta rellena

PERFIL	DIMENSIONES			AREA	EJE X - X				EJES Y - Y			
	ALTURA	BASE	Espesor		$I_x$	$S_x$	$r_x$	$Z_x$	$I_y$	$S_y$	$r_y$	$Z_y$
	$d_c$	$b_c$	$t_c$		$\times 10^2$	$\times 10^6$	$\times 10^3$		$\times 10^3$	$\times 10^6$	$\times 10^3$	
mm	mm	mm	mm <sup>2</sup>	mm <sup>4</sup>	mm <sup>3</sup>	mm	mm <sup>3</sup>	mm <sup>4</sup>	mm <sup>3</sup>	mm	mm <sup>3</sup>	
Tubular	450.00	400.00	22.00	354.64	1052.11	4676.02	172.20	5579.59	873.51	4367.54	156.90	5136.29

Tabla 40. Propiedades geométricas adicionales para el diseño sección compuesta rellena

PERFIL	DIMENSIONES		AREA		EJE X - X	EJES Y - Y
	ALTURA	BASE	$A_c$	$A_g$	$I_{cx}$	$I_{cy}$
	$h_2$	$h_1$	$\times 10^2$	$\times 10^2$	$\times 10^6$	$\times 10^6$
	mm	mm	mm <sup>2</sup>	mm <sup>2</sup>	mm <sup>4</sup>	mm <sup>4</sup>
Concreto	406.00	356.00	1445.36	1800.00	1526.49	1985.39

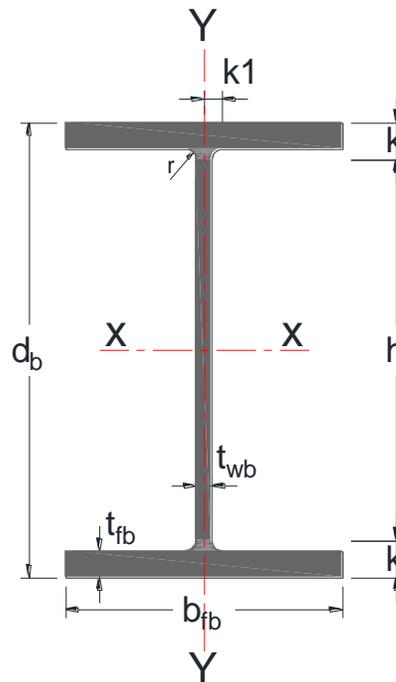


Tabla 41. Propiedades geométricas de Vigas Principales Perfil W

PERFIL	DIMENSIONES						AREA	EJE X - X				EJES Y - Y			
	ALTURA		ALA		DISTANCIAS			$I_x$	$S_x$	$r_x$	$Z_x$	$I_y$	$S_y$	$r_y$	$Z_y$
	$d_b$	$t_{wb}$	$b_{fb}$	$t_{fb}$	$r$	$h$	$\times 10^2$	$\times 10^6$	$\times 10^3$	$\times 10^3$	$\times 10^6$	$\times 10^3$	$\times 10^3$	$\times 10^3$	
	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm <sup>2</sup>	mm <sup>4</sup>	mm <sup>3</sup>	mm	mm <sup>3</sup>	mm <sup>3</sup>	mm	mm <sup>3</sup>	
W 24X84	612.00	11.90	229.00	19.60	13.00	572.80	159.00	985.90	3222.00	249.00	3676.00	39.32	343.00	49.70	535.00

STECKERL, Catálogo de Productos Hierros y Aceros. [Base de datos en línea]. 2da edición 2012. Disponible en <http://steckerlaceros.com/catalogo/index.html>.

Datos de Diseño:

<i>Resistencia Concreto <math>f'_c</math></i>	=	28 MPa
<i>Módulo de Elasticidad <math>E_c</math></i>	=	24870.06 MPa
<i>L</i>	=	7500 mm
<i>L<sub>b</sub></i>	=	7113 mm
<i>H</i>	=	3750 mm
<i>Pernos</i>	=	ASTM A-193 Grado B
<i>Soldadura Electrodo</i>	=	E70XX

**PASO 1:** Calcular  $M_{pr}$

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

$$C_{pr} = \frac{F_y + F_u}{2F_y} \leq 1.2$$

$$C_{pr} = \frac{352 + 455}{2 * 352} = 1.15 \leq 1.2$$

$$M_{pr} = \frac{1.15 * 1.1 * 3676 * 10^3 * 352}{1 * 10^6} = 1631.59KN$$

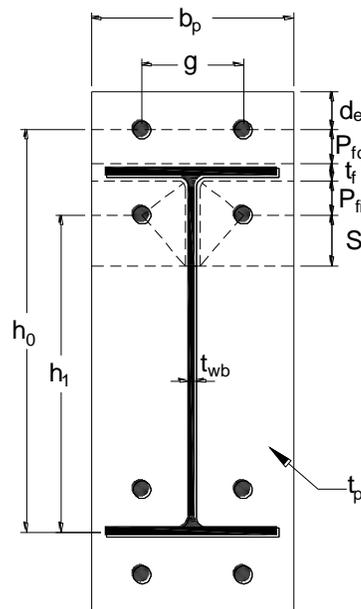
**PASO 2:** Seleccione los valores preliminares para la geometría de la conexión (g, P<sub>fi</sub>, P<sub>fo</sub>, P<sub>b</sub>, h<sub>i</sub>, etc.).

En la Tabla 42, se muestran las limitaciones y los parámetros geométricos escogidos de la conexión precalificada correspondiente a la conexión, Cuatro Pernos sin Rigidizador (4E).

Tabla 42. Limitaciones y Parámetros geométricos escogidos conexión (4E)

Limitaciones Paramétricas de Precalificación			
Parámetro	Cuatro Pernos Sin Rigidizador (4E)		
	Máximo	Mínimo	Parámetro Escogido
	mm	mm	mm
$t_{fb}$	19	10	19.6
$b_{fb}$	235	152	229
$d_b$	1400	349	612
$t_p$	57	13	38.10
$b_p$	273	178	260
$g$	152	102	120
$P_{fi}, P_{fo}$	114	38	60

Figura 107. Geometría placa de la conexión



Usando las dimensiones asignadas, se calcula a continuación:

$$h_1 = d_b - 1.5t_{fb} - P_{fi}$$

$$h_1 = 612 - 1.5 * 19.6 - 60 = 522.6mm$$

$$h_0 = d_b - \frac{t_{fb}}{2} + P_{fo}$$

$$h_0 = 612 - \frac{19.6}{2} + 60 = 662.2mm$$

**PASO 3:** Determinar la ubicación de las rótulas plásticas generadas en la longitud libre de la viga, la cual es representada por el parámetro  $S_h$  distancia medida desde la cara de la columna a la rótula plástica.

$$S_h = \min\left(\frac{d_b}{2} \text{ o } 3b_{bf}\right)$$

$$S_h = \left(\frac{d_b}{2}\right) = \frac{612}{2} = 306mm$$

$$S_h = 3b_{fb} = 3 * 229 = 687mm$$

Como se toma el menor, se tiene que  **$S_h = 306mm$**

**PASO 4:** Calcular  $V_p$  en la ubicación de la rótula plástica,  $S_h$ , de acuerdo al procedimiento de la sección 1.5.3, (N).

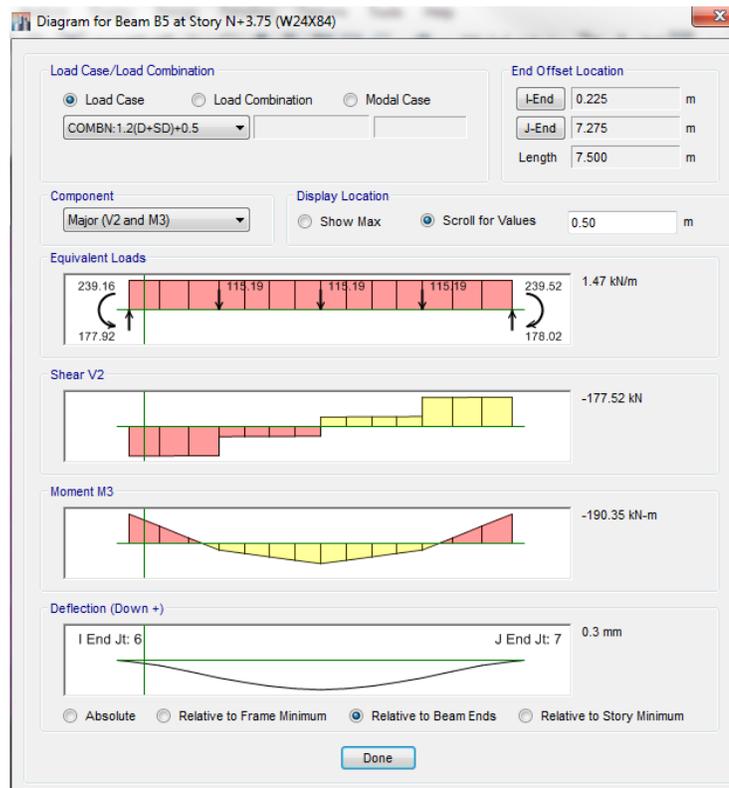
$$V_p = V_u = \frac{2M_{pr}}{L_h} + \frac{W_u L_h}{2}$$

También corresponde a:  $V_p = V_u = \frac{2M_{pr}}{L_h} + V_g$

Donde:

$V_g$  = Fuerza de corte en la rótula plástica, debido a las cargas de gravedad mayoradas por la combinación 1.2(D+SD)+0.5L.

Figura 108. Diagrama de Cortante y Momento de la combinación 1.2(D+SD)+0.5L



$$V_g = 177.52 \text{ KN}$$

$$L_h = L - 2 \left( \frac{d_c}{2} \right) - 2S_h$$

$$L_h = 7500 - 2 * \left( \frac{450}{2} \right) - 2 * 306 = 6438 \text{ mm}$$

$$V_p = V_u = \frac{2 * 1631.59}{6.438} + 177.52 = 684.38KN$$

**PASO 5:** Calcular  $M_{pb}^*$ , de acuerdo al procedimiento de la sección **1.5.4**, (N-mm)

$$M_{pb}^* = (1.1R_y F_{yb} Z_b) + M_v$$

$$M_{uv} = V_u * \left( S_h + \frac{d_c}{2} \right)$$

$$M_{uv} = 684.38 * \left( 0.306 + \frac{0.45}{2} \right) = 363.40KN.m$$

$$M_{pb}^* = \frac{(1.1 * 1.1 * 352 * 3676 * 10^3)}{1 * 10^6} + 363.40 = 1929.08KN.m$$

**PASO 6:** Realizar el planteamiento de la jerarquía de la plastificación como se describe en el capítulo F.3 sección F.3.7.3.4. de la NSR-10.

$$\frac{\sum M_{pcc}^*}{\sum M_{pb}^*} \geq 1$$

Resistencia nominal a flexión de la columna compuesta  $M_{pcc} = 2101.10KN.m$ . El procedimiento para el cálculo del  $M_{pcc}$  se encuentra en el Anexo E.

$$M_{pc}^* = \sum \left[ M_{pcc} + V_c \left( \frac{d_b}{2} \right) \right]$$

$$V_c = \frac{\sum \left[ M_{pr} + V_p \left( S_h + \frac{d_c}{2} \right) \right]}{H}$$

$$V_c = \frac{1631.59 + 684.38 * \left(0.306 + \frac{0.45}{2}\right)}{3.75} = 532.0KN$$

$$M_{pc}^* = 2 * \left[2101.10 + 532 * \left(\frac{0.612}{2}\right)\right] = 4527.78KN.m$$

Entonces la relación de momentos sería:

$$\frac{\sum M_{pcc}^*}{\sum M_{pcb}^*} = \frac{4527.78KN.m}{1929.08KN.m} = 2.35 \geq 1 \text{ (OK)}$$

Es decir, se cumple el requisito de columna fuerte viga débil.

**PASO 7:** Calcular  $M_f$  de acuerdo al procedimiento de la sección **1.5.4**.

$$M_f = M_{pr} + V_u S_h$$

$$M_f = 1631.59 + 684.38 * 0.306 = 1841.01KN.m$$

**PASO 8:** Determine el diámetro del perno requerido  $d_{breq}$ , utilizando la ecuación para four-bolt connections (4E y 4ES).

$$d_{breqid} = \sqrt{\frac{2M_f}{\pi \phi_n F_{nt} (h_o + h_1)}}$$

La resistencia a tensión nominal para pernos A-193 Grado B7 según la Tabla 12 de este documento,  $F_{nt} = 860MPa$

$$d_{breqid} = \sqrt{\frac{2 * 1841.01 * 10^6}{\pi * 0.9 * 860 * (662.2 + 522.6)}} = 35.75mm$$

**PASO 9:** seleccionar un diámetro del perno de prueba  $d_b$ , no menor al requerido en el paso 8.

Se puede usar pernos de 1-1/2",  $d_b=38.1mm$

**PASO 10:** Determinar el espesor de la placa extrema  $t_{p,req'd}$ , requerida.

$$t_{p,req'd} = \sqrt{\frac{1.11M_f}{\phi_d F_{yp} Y_p}}$$

$$s = \frac{1}{2} \sqrt{b_p g} = \frac{1}{2} \sqrt{260 * 120} = 88.32mm$$

$$Y_p = \frac{b_p}{2} \left[ h_1 \left( \frac{1}{p_{fi}} + \frac{1}{s} \right) + h_0 \left( \frac{1}{p_{fo}} \right) - \frac{1}{2} \right] + \frac{2}{g} [h_1 (p_{fi} + s)]$$

$$Y_p = \frac{260}{2} * \left[ 522.6 * \left( \frac{1}{60} + \frac{1}{88.32} \right) + 662.2 * \left( \frac{1}{60} \right) - \frac{1}{2} \right] + \frac{2}{120} * [522.6 * (60 + 88.32)]$$

$$Y_p = 4563.16mm$$

$$t_{p,req'd} = \sqrt{\frac{1.11 * 1841.01 * 10^6}{1.0 * 352 * 4563.16}} = 35.67mm$$

**PASO 11:** Selección de un grosor de la placa terminal,  $t_p$  no inferior al calculado.

Usar una placa de 1-1/2",  $t_p = 38.10mm > 35.67mm$

**PASO 12:** Calcular  $F_{fu}$ , que es la fuerza del ala de la viga.

$$F_{fu} = \frac{M_f}{d_b - t_{fb}}$$

$$F_{fu} = \frac{1841.01 * 10^3}{612 - 19.60} = 3107.71KN$$

**PASO 13:** Verificar que la placa extrema no falle por fluencia o por corte:

$$\frac{F_{fu}}{2} \leq \phi_d R_n = \phi_d (0.6) F_{yp} b_p t_p$$

$$\phi_d R_n = 1.0 * (0.6) * 352 * 260 * 38.10 = 2092147.2N$$

Realizando el chequeo, quedaría

$$1553.86KN < 2092.15KN \quad (OK)$$

**PASO 14:** Comprobar la ruptura por corte de la conexión de cuatro pernos sin rigidizar (4E).

$$\frac{F_{fu}}{2} \leq \phi_n R_n = \phi_n (0.6) F_{up} A_n$$

$$A_n = t_p (b_p - 2(d_b + 3mm)) mm^2$$

$$A_n = 38.10 * (260 - 2 * (38.10 + 3)) = 6774.18mm^2$$

$$\phi_n R_n = 0.9 * (0.6) * 455 * 6774.18 = 1664416.03N$$

Realizando el respectivo chequeo, se tiene:

$$1553.86KN < 1664.42KN \text{ (OK)}$$

**Paso 15:** Revisar la ruptura por cortante del perno en la zona de compresión del ala de la viga.

$$V_u \leq \phi_n R_n = \phi_n (n_b) F_{nv} A_b$$

$$A_b = \frac{\pi}{4} d_b^2$$

$$A_b = \frac{\pi}{4} * 38.10^2 = 1140.09mm^2$$

$$\phi_n R_n = 0.9 * 4 * 455 * 1140.09 = 1867467.42N$$

$$V_u = 684.38 KN$$

$$684.38KN < 1867.47KN \text{ (OK)}$$

**PASO 16:** Verificar el aplastamiento del perno y la falla por desgarre de la placa extrema y el ala de la columna; en el ala de la columna se aplica solo aplastamiento del perno.

*Calculo para la placa extremo:*

$$V_u \leq \phi_n R_n = \phi_n (n_i) r_{ni} + \phi_n (n_o) r_{no}$$

$$r_{ni} = 1.2L_{ci} t_p F_{up} < 2.4d_b t_p F_{up} \text{ Para cada perno interior.}$$

$$r_{no} = 1.2L_{co}t_pF_{up} < 2.4d_b t_p F_{up} \quad \text{Para cada perno exterior}$$

$$n_i = 2, \quad \text{Numero de pernos interiores}$$

$$n_o = 2, \quad \text{Numero de pernos exteriores}$$

$$L_{ci} = (P_{fo} + P_{fi} + t_{fb}) - (d_b + 3.2mm)$$

$$L_{ci} = (60 + 60 + 19.6) - (38.10 + 3.2) = 98.30mm$$

$$r_{ni} = 1.2 * 98.3 * 38.1 * 455 < 2.4 * 38.1 * 38.1 * 455$$

$$r_{ni} = 2044895.58N > 1585158.12N$$

$$L_{co} = d_e - 0.5(d_b + 3.2mm)$$

$$d_e = 60mm$$

$$L_{co} = 60 - 0.5 * (38.1 + 3.2) = 39.35mm$$

$$r_{no} = 1.2L_{co}t_pF_u < 2.4d_b t_p F_u$$

$$r_{no} = 1.2 * 39.35 * 38.1 * 455 < 2.4 * 38.1 * 38.1 * 455$$

$$r_{no} = 818582.31N < 1585158.12N$$

$$\phi_n R_n = 0.9 * 2 * 1585158.12 + 0.9 * 2 * 818582.31$$

$$\phi_n R_n = 4326.73KN$$

Realizando el chequeo:

$$684.38KN \leq \phi_n R_n = 4326.73KN \text{ (OK)}$$

Calculo para el ala de la columna:

$$V_u \leq \phi_n R_n = \phi_n (n_i) r_{ni} + \phi_n (n_o) r_{no}$$

$$r_{ni} = 2.4 d_b t_{fc} F_{uc} \text{ Para cada perno interior.}$$

$$r_{no} = 2.4 d_b t_{fc} F_{uc} \text{ Para cada perno exterior}$$

$$n_i = 2, \quad \text{Numero de pernos interiores}$$

$$n_o = 2, \quad \text{Numero de pernos exteriores}$$

$$r_{ni} = 2.4 d_b t_{fc} F_{uc}$$

$$r_{ni} = 2.4 * 38.1 * 22 * 455 = 915314.4N$$

$$r_{no} = 2.4 d_b t_{fc} F_{up}$$

$$r_{no} = 2.4 * 38.1 * 22 * 455 = 915314.4N$$

$$\phi_n R_n = 0.9 * 2 * 915314.4 + 0.9 * 2 * 915314.4$$

$$\phi_n R_n = 3295.13KN$$

Realizando el chequeo:

$$684.38KN \leq \phi_n R_n = 3295.13KN \text{ (OK)}$$

**PASO 17:** Verificación de la acción de esfuerzos combinados de tensión y corte en los pernos pasantes. Según la NSR-10 **F.2.10.3.7** la resistencia de diseño a tensión de un perno sometido a una combinación de esfuerzos de tensión y cortante será determinada de acuerdo a los estados límites de rotura por tensión y por cortante, con base en:

$$R_n = F'_{nt} A_b$$

$$F'_{nt} = 1.3F_{nt} - \frac{F_{nt}}{\phi F_{nv}} f_v \leq F_{nt}$$

$$R_u = V_p = \frac{V_u}{n}$$

$$R_u = V_p = \frac{684.38}{8} = 85547.5N$$

$$A_b = \frac{\pi}{4} * 38.10^2 = 1140.09mm^2$$

$$f_v = \frac{V_p}{A_b}$$

$$f_v = \frac{85547.5}{1140.09} = 75.04MPa$$

$$F'_{nt} = 1.3 * 860 - \frac{860}{0.75 * 455} * 75.04 \leq 860$$

$$F'_{nt} = 928.89MPa > 860MPa$$

$$F'_{nt} = 860MPa$$

$$R_n = 860.00 * 1140.09 = 980477.4N$$

$$\phi R_n = 0.75 * 980477.4 = 735358.05N$$

Realizando el chequeo

$$R_u \leq \phi R_n$$

$$85.55KN \leq 735.35KN \text{ (OK)}$$

**Paso 18:** Diseño de la soldadura de la viga a la placa extremo según la Sección 6.9.7 del ANSI/AISC358-10.

## DISEÑO DE LA SECCIÓN DE LA COLUMNA

**PASO 1:** Se verifica el espesor por cortante en la zona de panel de la columna para el estado límite de fluencia por cortante según F.2.10.10.6 capítulo F de la NSR-10:

Como la conexión es exterior (por un lado, de la columna).

$$R_u = \frac{\Sigma M_f}{d_b - t_{fb}} - V_c$$

$$V_c = \frac{\Sigma M_f}{H}$$

$$V_c = \frac{1841.01}{3.75} = 490.94 \text{KN}$$

$$R_u = \frac{1841.01}{(612 - 19.6) * 10^{-3}} - 490.94 = 2616.77 \text{KN}$$

Donde  $R_n$  se calcula como se muestra a continuación, 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.

$P_u = 2024.62 \text{KN}$ , Si lo comparamos con  $P_y = F_y A$ , resistencia de la columna a fluencia bajo carga axial:

$$P_y = 352 * 354.64 * 10^2 = 12483328 \text{N}$$

Entonces, al comparar  $P_u \leq 0.75 P_y$

$$2024.62 \text{ kN} \leq 0.75(12483.33 \text{ kN})$$

$$2024.62 \text{ kN} \leq 9362.50 \text{ kN (OK)}$$

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

$$\phi R_n = 2 * \left( 0.9 * 0.6 * 352 * 450 * 22 * \left[ 1 + \frac{3 * 400 * 22^2}{612 * 450 * 22} \right] \right)$$

$$\phi R_n = 4124.36 \text{ kN}$$

Comparando los resultados:

$$R_u \leq \phi R_n$$

$$R_u = 2616.77 \text{ kN} < \phi R_n = 4124.36 \text{ kN} \text{ (OK)}$$

No Requieren placas de Enchape.

- Los espesores individuales,  $t$ , de las almas de la columna y placas de enchape, en caso de utilizarse, deben cumplir con el siguiente requisito:

*Chequeo del espesor de la columna:*

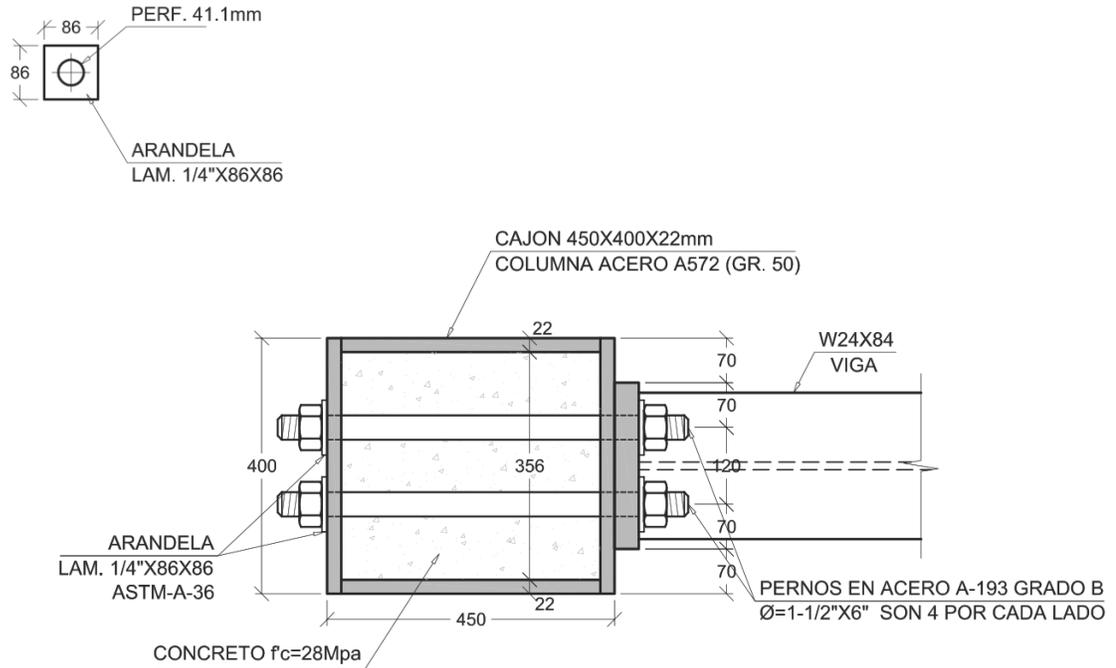
$$t \geq \frac{d_z + w_z}{90}$$

$$d_z = d_b = 612 = 612 \text{ mm}$$

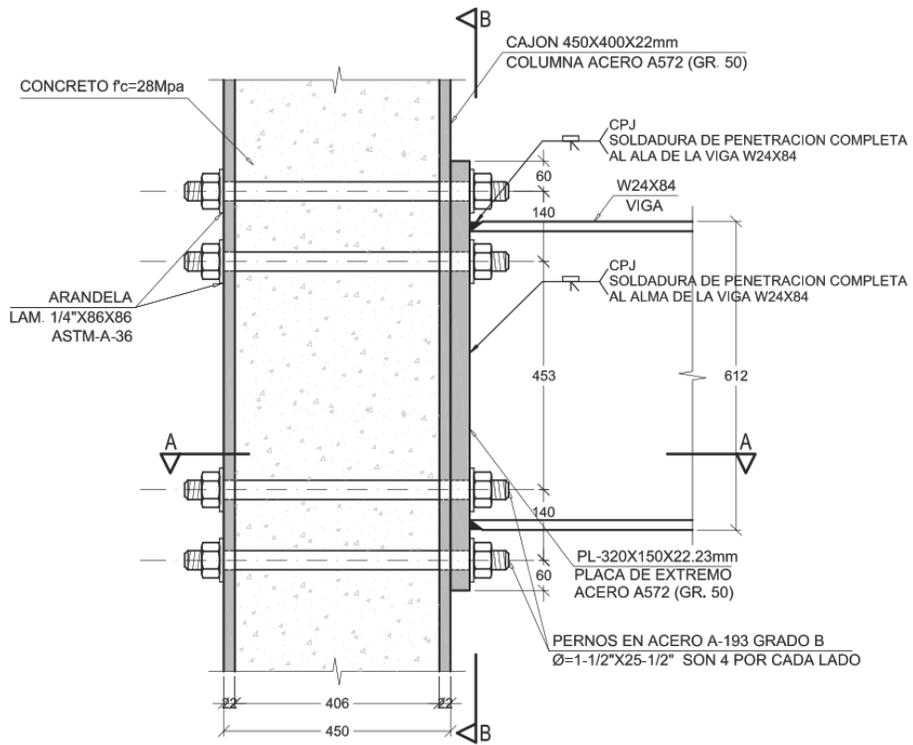
$$w_z = d_c = 450 \text{ mm}$$

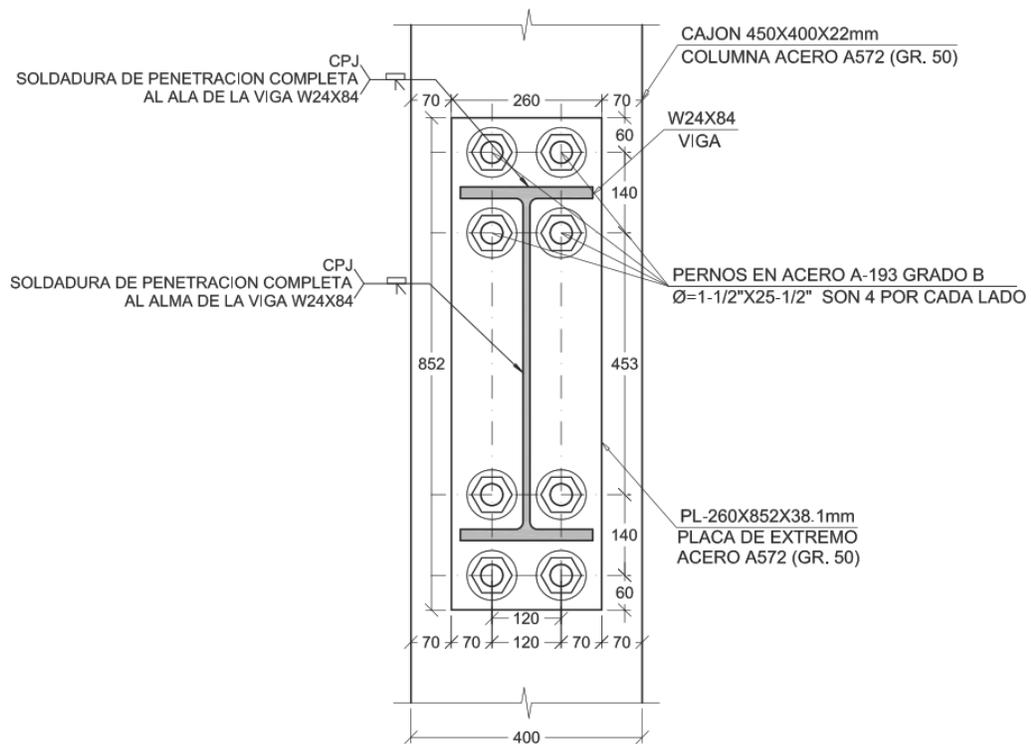
$$t \geq \frac{612 + 450}{90} = 11.8 \text{ mm} < t_{fc} = 22 \text{ mm} \text{ (OK)}$$

Figura 109. Detalle Conexión Precalificada Rígida Viga I Y Una Columna Tubular Rellena De Concreto



CORTE A-A





CORTE B-B

**3.4.4 Diseño de Conexión Soldada a Momento Viga-Columna para el caso de Aplicación.** A continuación, se detalla el procedimiento de cálculo y diseño para esta conexión, siguiendo los pasos de la sección 2.4.

Las propiedades de los Materiales son:

Tabla 43. Propiedades de los Materiales

VIGA	COLUMNA	PLATINAS
ASTM A572 Gr50	ASTM A572 Gr50	ASTM A572 Gr50
$F_{yb}=352$ MPa	$F_{yc}=352$ MPa	$F_{yp}=352$ MPa
$F_{ub}=455$ MPa	$F_{uc}=455$ MPa	$F_{up}=455$ MPa
$R_{yb}=1.1$	$R_{yc}=1.1$	$R_{yp}=1.1$
$R_{yb}=1.1$	$R_{yc}=1.1$	$R_{yp}=1.1$

Las propiedades geométricas de los perfiles son:

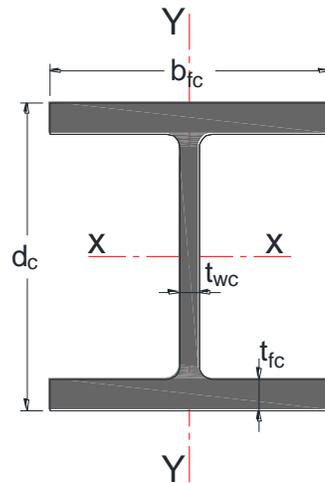


Tabla 44. Propiedades geométricas de la Columna Perfil W

PERFIL	DIMENSIONES						AREA	EJE X - X				EJES Y - Y				
	ALTURA		ALA		DISTANCIAS			$I_x$	$S_x$	$r_x$	$Z_x$	$I_y$	$S_y$	$r_y$	$Z_y$	
	d	$t_{wc}$	$b_{fc}$	$t_{fc}$	r	h		$\times 10^2$	$\times 10^6$	$\times 10^3$		$\times 10^3$	$\times 10^6$	$\times 10^3$		$\times 10^3$
	mm	mm	mm	mm	mm	mm		mm <sup>2</sup>	mm <sup>4</sup>	mm <sup>3</sup>	mm	mm <sup>3</sup>	mm <sup>4</sup>	mm <sup>3</sup>	mm	mm <sup>3</sup>
W 14X193	393.00	22.60	399.00	36.60	15.00	319.00	366.00	997.10	5074.00	165.00	5813.00	387.80	1944.00	103.00	2957.00	

STECKERL, Catálogo de Productos Hierros y Aceros. [Base de datos en línea]. 2da edición 2012. Disponible en <http://steckerlacieros.com/catalogo/index.html>.

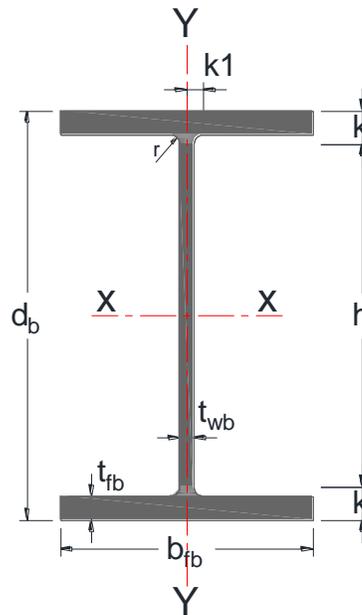


Tabla 45. Propiedades geométricas de Vigas Principales Perfil W

PERFIL	DIMENSIONES						AREA	EJE X - X				EJES Y - Y			
	ALTURA		ALA		DISTANCIAS			$I_x$	$S_x$	$r_x$	$Z_x$	$I_y$	$S_y$	$r_y$	$Z_y$
	$d_b$	$t_{wb}$	$b_{fb}$	$t_{fb}$	$r$	$h$		$\times 10^2$	$\times 10^6$	$\times 10^3$		$\times 10^3$	$\times 10^6$	$\times 10^3$	
	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm <sup>2</sup>	mm <sup>4</sup>	mm <sup>3</sup>	mm	mm <sup>3</sup>	mm <sup>4</sup>	mm <sup>3</sup>	mm	mm <sup>3</sup>
W 24X84	612.00	11.90	229.00	19.60	13.00	572.80	159.00	985.90	3222.00	249.00	3676.00	39.32	343.00	49.70	535.00

STECKERL, Catálogo de Productos Hierros y Aceros. [Base de datos en línea]. 2da edición 2012. Disponible en <http://steckerlacers.com/catalogo/index.html>.

Datos de Diseño:

$$L = 7500 \text{ mm}$$

$$L_b = 7107 \text{ mm}$$

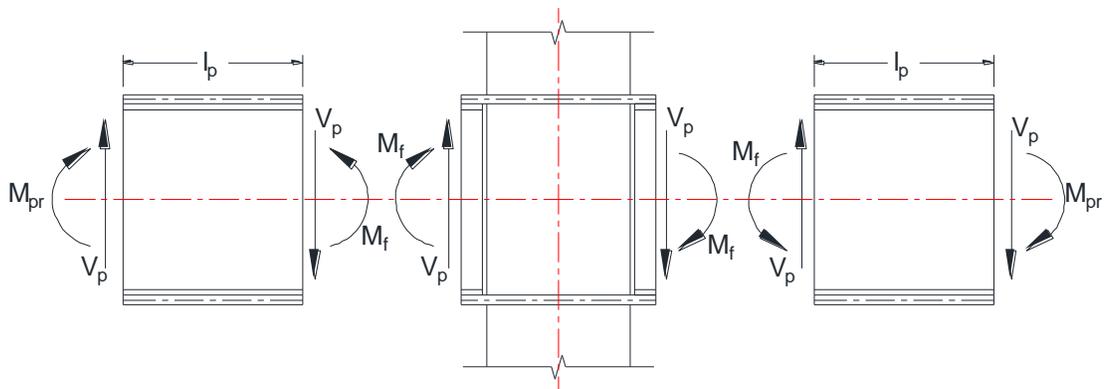
$$H = 3750 \text{ mm}$$

$$\text{Pernos} = A325$$

$$\text{Soldadura Electrodo} = E70XX$$

**PASO 1:** Calcular  $M_{pr}$

Figura 110. Diagrama de Cuerpo Libre



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

$$C_{pr} = \frac{F_y + F_u}{2F_y} \leq 1.2$$

$$C_{pr} = \frac{F_y + F_u}{2F_y} = \frac{352 + 455}{2 * 352} = 1.15$$

$$M_{pr} = \frac{1.15 * 1.1 * 3676 * 10^3 * 352}{1 * 10^6} = 1631.59 \text{ KN.}$$

**PASO 2:** Suponga una longitud de placa  $l_p$

$$l_p = 550 \text{ mm.}$$

Revisar que se cumpla el criterio viga débil-columna fuerte:

$$\frac{2Z_c(F_{yc} - P_{uc}/A_c)}{\sum \left\{ \left[ 1 + \frac{2}{L_b - 2l_p} \left( l_p + \frac{d_c}{2} \right) \right] \frac{M_{pr}(H - d_b)}{H} \right\}} > 1.0$$

Como la conexión es interior quiere decir continua como se muestra en el diagrama de cuerpo libre y las vigas son iguales en los dos lados, el denominador se multiplica por 2.

$$2 * \left\{ \left[ 1 + \frac{2}{7107 - 2 * 550} * \left( 550 + \frac{393}{2} \right) \right] \frac{1631.59 * 10^6 * (3750 - 612)}{3750} \right\} > 1.0$$

$$1.10 > 1.0 \text{ OK. cumple}$$

**PASO 3:** Calcular  $V_p$  en la ubicación de la rótula plástica,  $l_p$ .

$$V_p = \frac{2M_{pr}}{L_h} + \frac{W_u L_h}{2}$$

$$L_h = L_b - 2l_p$$

$$L_h = 7107 - 2 * 550 = 6007mm$$

$$w_u = 1.2(D + SD) + 0.5L$$

$$w_u = 1.2 * (3.33 + 3.31) + 0.5 * (1.84) = 8.89KN/m$$

$$V_p = \frac{2 * 1631.59}{6.007} + \frac{8.89 * 6.007}{2} = 569.93KN$$

**PASO 4:** Calcular  $M_f$ .

$$M_f = M_{pr} + V_u l_p$$

$$M_f = 1631.59 + 569.93 * 0.55 = 1945.05 KN.m$$

**PASO 5:** Se supone un espesor del cubreplaca  $t_p$ , superior e inferior y se calcula  $F_{pr}$ , la fuerza en el cubreplaca debido a  $M_f$ .

$$F_{pr} = \frac{M_f}{(d_b + t_p)}$$

Entonces se supone un  $t_p = 31.75mm$ .

$$F_{pr} = \frac{1945.05}{(612 + 31.75) * 10^{-3}} = 3021.43KN$$

**PASO 6:** Verificar que este espesor del cubreplaca sea el adecuado.

$$t_p \geq \frac{F_{pr}}{\phi_d F_{yp} b_p}$$

$$b_{p \text{ mayor}} = b_{fc}$$

$$b_{p \text{ mayor}} = 399mm$$

$$b_{p \text{ menor}} = b_{fb} + 40mm$$

$$b_{p \text{ menor}} = 229 + 40 = 269mm$$

$$b_{p \text{ promedio}} = \frac{b_{p \text{ mayor}} + b_{p \text{ menor}}}{2}$$

$$b_{p \text{ promedio}} = \frac{399 + 269}{2} = 334mm$$

$$t_p \geq \frac{3006.25 * 10^3}{1.0 * 352 * 334} = 25.70mm$$

Comparando los resultados:

$$25.70mm < 31.75mm \text{ (OK)}$$

**PASO 7:** Calculo del espesor  $t_w$  de la soldadura de filete entre el cubreplaca inferior y la aleta de la viga, esta unión se realiza con soldadura de filete empleando un electrodo E7018 cuya resistencia del metal de soldadura  $F_{EXX}$  es de 480Mpa. La

verificación de este estado límite se debe realizar para el metal de soldadura según F.2.10.2.4 (NSR-10):

$$t_w \geq \frac{M_{pr}}{\phi 0.60 F_{EXX} 0.7072 W_l (d_b - t_{fb})}$$

$W_l$  del cubreplaca Inferior

$$W_l = l_p - 10mm$$

$$W_l = 550 - 10 = 540mm$$

$$t_w \geq \frac{1631.59 * 10^6}{0.75 * 0.60 * 480 * 0.707 * 2 * 540 * (612 - 19.60)} = 16.70mm$$

El espesor de la soldadura asumido es de  $t_w = 17.0mm$ , el cual es menor al valor del espesor de  $t_{fb} = 19.60mm - 2mm = 17.6mm$ .

**PASO 8:** Calculo de la longitud de soldadura de filete longitudinal  $W_l$  entre el cubreplaca superior y la aleta de la viga.

La resistencia de diseño del grupo de soldaduras cargado concéntricamente y consistentes en elementos con el mismo tamaño de soldadura orientada tanto longitudinal como transversalmente en relación con la dirección de aplicación de la carga como lo indica F.2.10.2.4 literal "c" de la NSR-10:

$$W_{l1} \geq \frac{M_{pr}}{2\phi 0.60 F_{EXX} 0.707 t_w (d_b - t_{fb})} - \frac{W_t}{2}$$

$$W_{t1} = W_{t2} = \frac{b_{fb}}{3}$$

$$W_{t1} = W_{t2} = \frac{229}{3} = 76.33mm$$

$$W_t = 2 * 76.33 + 76.33 = 229mm$$

$$W_{l1} \geq \frac{1631.59 * 10^6}{2 * 0.75 * 0.60 * 480 * 0.707 * 17 * (612 - 19.60)} - \frac{229}{2} = 415.95mm$$

$$W_{l2} \geq \frac{M_{pr}}{1.7\phi 0.60 F_{EXX} 0.707 t_w (d_b - t_{fb})} - \frac{1.5W_t}{1.7}$$

$$W_{l2} \geq \frac{1631.59 * 10^6}{1.7 * 0.75 * 0.60 * 480 * 0.707 * 17 * (612 - 19.6)} - \frac{1.5 * 229}{1.7} = 422mm$$

Se asume un valor aproximado al mínimo entre el  $W_{l1}$  y  $W_{l2}$ , correspondiente a  **$W_l=416mm$** .

**PASO 9:** Verificar la resistencia de diseño a tensión del cubreplaca superior según F.2.10.4.1 (NSR-10), para ello se tiene en cuenta los siguientes estados límites de fluencia por tensión y rotura por tensión. Es de notar que por ser el cubreplaca superior más desfavorable para estos estados límite, bastará con revisar este último.

*Fluencia por tensión:*

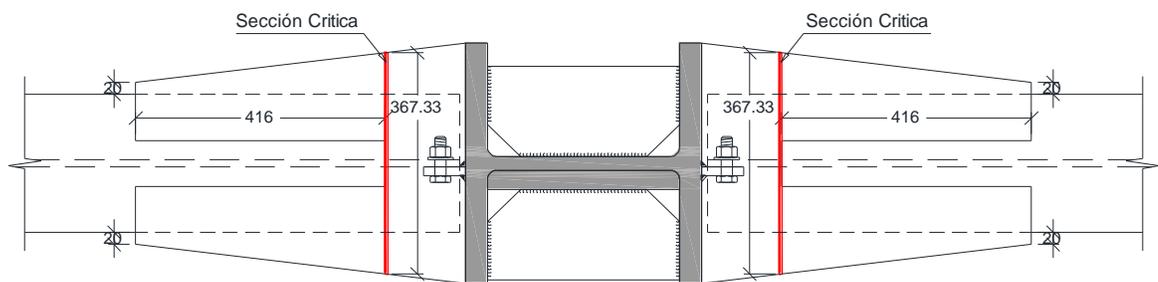
$$\phi R_n = \phi b_p t_p F_{yp} \geq \frac{M_f}{d_b + t_p}$$

$$L_w = 2w_l \tan 30^\circ + w_{t2}$$

$$L_w = 2 * 416 * \tan 30^\circ + 76.33 = 556.68mm$$

Como  $L_w$  sección *Whitmore* es mayor al ancho del cubreplaca  $b_p$  mayor, entonces se debe colocar el menor valor correspondiente a la sección crítica calculada mediante dibujo como se muestra en la Figura 111.

Figura 111. Sección crítica cubreplaca superior



$$\phi R_n = 0.90 * 367.33 * 31.75 * 352 \geq \frac{1945.05 * 10^6}{612 + 31.75}$$

$$\phi R_n = 3694.75KN \geq 3021.44KN \text{ (OK)}$$

*Rotura por tensión:*

$$\phi R_n = \phi U (b_p - W_{t2}) t_p F_{up} \geq \frac{M_f}{d_b + t_p}$$

$$W_i \geq 2b_{fb}/3 \dots U = 1.0$$

$$416 \geq 2 * 229/3$$

$$416 \geq 152.66 \dots \dots U = 1.0$$

$$\phi R_n = 0.75 * 1.0 * (367.33 - 76.33) * 31.75 * 455 \geq \frac{1945.05 * 10^6}{(612 + 31.75)}$$

$$\phi R_n = 3152.89KN \geq 3021.44KN \text{ (OK)}$$

*Desgarramiento en bloque:*

$$\phi R_n \geq \frac{M_{pr}}{d_b - t_p}$$

$$\phi R_n = \phi [0.60F_{up}A_{nv} + U_{bs}F_{up}A_{nt}] \leq \phi [0.6F_{yp}A_{gv} + U_{bs}F_{up}A_{nt}]$$

$$A_{gv} = A_{nv} = 2W_l t_p$$

$$A_{gv} = A_{nv} = 2 * 416 * 31.75 = 26416mm^2$$

$$A_{nt} = b_f b t_p$$

$$A_{nt} = 229 * 31.75 = 7270.75mm^2$$

$$\begin{aligned} \phi R_n &= 0.75 * [0.60 * 455 * 26416 + 1.0 * 455 * 7270.75] \\ &\leq 0.75 * [0.6 * 352 * 26416 + 1.0 * 455 * 7270.75] \end{aligned}$$

$$\phi R_n = 7889.82KN > 6665.44KN$$

$$\phi R_n = 6665.44 \geq \frac{1631.59 * 10^6}{(612 - 31.75)}$$

$$6665.44KN \geq 2811.87KN \text{ (OK)}$$

**PASO 10:** Comprobar los requisitos de las placas de continuidad de acuerdo con las disposiciones de la Norma de Sismo Resistencia Colombiana NSR-10, en F.3.5.3.6.6, donde se define lo siguiente:

- **Requisitos de placa de continuidad** – Se deben suministrar placas de continuidad, ya que así fue calificada la conexión.
- **Espesor de las placas de continuidad ( $t_{pc}$ )** Como la conexión es interior (por los dos lados de la columna) el espesor de la placa de continuidad debe ser igual al espesor más grueso de las aletas a ambos lados de la columna.

$$t_{pc} = t_p$$

$$t_{pc} = 31.75mm$$

Entonces se puede usar una placa de  $t_{pc}=1-1/4"$  (31.75mm) ASTM A572 Gr.50

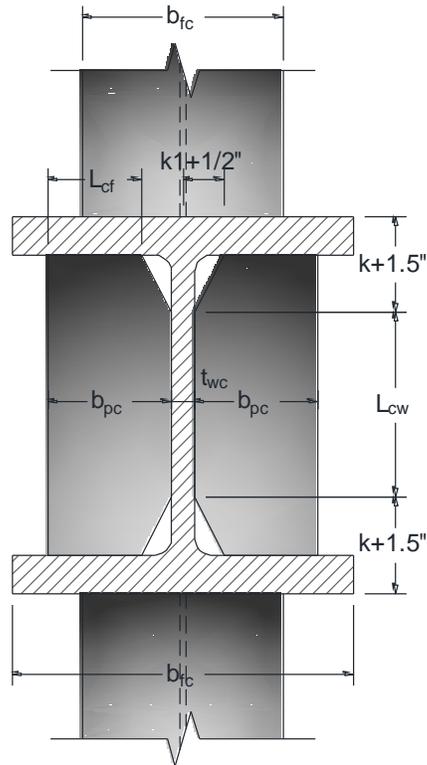
- **Ancho de las Placas de Continuidad ( $b_{pc}$ )**

$$b_{pc} = \frac{b_{fc}}{3} - \frac{t_{wc}}{2}$$

$$b_{pc} = \frac{399}{3} - \frac{22.6}{2} = 121.7mm$$

Como el ancho del rigidizador puede ser pequeño para el despunte que se debe realizar para evitar la zona k, se recomienda colocar el ancho de la placa de continuidad hasta el borde de la aleta de la columna.

Figura 112. Geometría de las Placas de Continuidad



$$b_{pc} = \frac{b_{fc}}{2} - \frac{t_{wc}}{2}$$

$$b_{pc} = \frac{396}{2} - \frac{22.6}{2} = 186.7mm$$

Se puede tomar un valor intermedio, lo cual es más práctico para la construcción, es decir:

$$b_{pc} = 150mm$$

La NSR-10 en la sección F.3.4.2.4, determina que para el diseño de las placas de continuidad y atezadores localizados en el alma de los perfiles laminados se deben considerar las longitudes de contacto reducidas en las aletas y el alma del miembro basadas en las dimensiones del filete de esquina.

En la AWS D.1.8 se especifica que el corte en la esquina no debe ser mayor al valor de “k+0.5”, esta longitud corresponde al contacto de la placa de continuidad y la aleta de la columna

$$L_{cf} = b_{pc} - \left[ (k + 13) - \frac{t_{wc}}{2} \right] (mm)$$

$$L_{cf} = 150 - \left[ (51.6 + 12.7) - \frac{22.6}{2} \right] = 97mm$$

En AWS D.1.8 se especifica que el corte en la esquina por el lado del alma de la columna no debe ser mayor a k+1.5”, esta longitud corresponde al contacto de la placa de continuidad y el alma de la columna es:

$$L_{cw} = d_c - 2(k + 38.1)$$

$$L_{cw} = 393 - 2 * (51.6 + 38.1) = 213.6mm \approx 210mm$$

- **Soldadura de Placas de Continuidad** - Las placas de continuidad deben soldarse a las aletas y las almas de la columna utilizando soldadura acanalada de penetración completa.

**PASO 11:** Se verifica la zona de panel de la columna de acuerdo con las disposiciones sísmicas de la NSR-10, Título F.3.5.3.6.5.

Como la conexión es interior es decir continua y las vigas son iguales en los dos lados, el numerador se multiplica por 2.

$$R_u = \frac{\sum M_f}{d_b + t_p} - V_c$$

$$V_c = \frac{\sum M_f}{H}$$

$$V_c = \frac{2 * 1945.05}{3.75} = 1037.36 \text{ KN}$$

$$R_u = \frac{2 * 1945.05}{(612 + 31.75) * 10^{-3}} - 1037.36 = 5005.51 \text{ KN}$$

En el diseño se considera el efecto de la deformación plástica de la zona de panel sobre la estabilidad del marco.

$P_u = 1024.69 \text{ KN}$  Si la comparamos con  $P_y = F_y A$ , resistencia de la columna a fluencia bajo carga axial:

$$P_y = 352 * 366 * 10^2 = 12883200 \text{ N}$$

Entonces, al comparar  $P_u \leq 0.75P_y$

$$1024.69 \text{ KN} \leq 0.75(12883.2 \text{ KN})$$

$$1024.69 \text{ KN} \leq 9662.4 \text{ KN (OK)}$$

$$\phi_v R_v = \phi_v 0.6 F_y d_c t_{wc} \left[ 1 + \frac{3 b_{fc} t_{fc}^2}{d_b d_c t_{wc}} \right]$$

$$\phi_v R_v = 0.9 * 0.6 * 352 * 393 * 22.6 * \left[ 1 + \frac{3 * 399 * 36.6^2}{612 * 393 * 22.6} \right]$$

$$\phi_v R_v = 2186.27 \text{ KN}$$

Comparando los resultados:  $R_u > \phi_v R_v$

$$R_u = 5005.51KN > \phi_v R_v = 2186.27KN$$

Se Requieren placas de Enchape. Se realiza nuevamente la comparación anterior colocando una placa de enchape de  $t_d=38.10mm$ .

Ahora, donde aparece  $t_{wc}$  se reemplaza por  $t_{wc}+t_d$ :

$$\phi_v R_v = 0.9 * 0.6 * 352 * 393 * 60.7 * \left[ 1 + \frac{3 * 399 * 36.6^2}{612 * 393 * 60.7} \right]$$

$$\phi_v R_v = 5032.39KN$$

Comparando nuevamente los resultados:

$$R_u \leq \phi_v R_v$$

$$R_u = 5005.51KN < \phi_v R_v = 5032.39KN$$

- Los espesores individuales,  $t$ , de las almas de la columna y placas de enchape, en caso de utilizarse, deben cumplir con el siguiente requisito:

*Chequeo del alma de la columna:*

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

$$d_z = d_b = 612mm$$

$$w_z = d_c - 2t_{fc} = 393 - 2 * 36.6 = 319.8mm$$

$$t \geq \frac{612 + 319.8}{90} = 10.35\text{mm} < t_{fc} = 36.6\text{mm} \text{ (OK)}$$

*Chequeo del alma de la Placa de Enchape:*

$$t \geq \frac{612 + 319.8}{90} = 10.35\text{mm} < t_d = 38.10\text{mm} \text{ (OK)}$$

**Conexión de las placas de enchape en la zona de panel:** Las placas de enchape se conectarán al alma de la columna mediante soldadura de filete a todo lo ancho y largo de la placa de enchape, en tal forma que desarrollen su resistencia de diseño al corte.

*Soldadura de filete Horizontal:*

$$t_w = \frac{1.7F_{yd}t_d}{F_{EXX}}$$

$$t_w = \frac{1.7 * 352 * 38.10}{480} = 47.50\text{mm}$$

Como el espesor de la de enchape tiene un espesor  $t_d=38.10\text{mm}$  mayor a 6mm entonces:

$$t_w < t_d - 2\text{mm}$$

$$47.50 > 38.10 - 2 = 36.10 \text{ No cumple}$$

Se debe colocar soldadura de tapón para complementar la resistencia requerida

*Soldadura de Tapón:*

$$A_{tapon} = \frac{\text{Resistencia faltante}}{\phi_w 0.6F_{EXX}}$$

$$A_{wed} = 0.707 * t_{wmax} * (d_c - 2K)$$

Donde:

$A_{wed}$  = Área de soldadura disponible

$t_{wmax}$  = Espesor de soldadura máxima.

$$A_{wed} = 0.707 * 36.1 * (393 - 2 * 51.6) = 7396.48mm^2$$

$$A_{wer} = 0.707 * t_w * (d_c - 2K)$$

Donde:

$A_{wer}$  = Área de soldadura requerida

$t_w$  = Espesor de soldadura calculada.

$$A_{wre} = 0.707 * 47.5 * (393 - 2 * 51.6) = 9732.21mm^2$$

$$\phi R_{nreq} = \phi_w 0.6 F_{EXX} A_{wer}$$

$$\phi R_{nreq} = 0.75 * 0.6 * 480 * 9732.21 = 2102.16KN$$

$$\phi R_{nreq} = \phi_w 0.6 F_{EXX} A_{wed}$$

$$\phi R_{ndisp} = 0.75 * 0.6 * 480 * 7396.48 = 1597.64KN$$

$$\phi R_{nfalt} = \phi R_{nreq} - \phi R_{ndisp}$$

$$\phi R_{nfalt} = 2102.16 - 1597.64 = 504.52KN$$

$$A_{tapon} = \frac{504520}{0.75 * 0.6 * 480} = 2335.74mm^2$$

$$D_{min} = t_d + 8mm$$

$$D_{min} = 38.10 + 8 = 46.1mm$$

$$D_{max} = D_{min} + 3mm \text{ o' } 2.25t_d$$

$$D_{max} = 46.10 + 3mm = 49.1mm < 2.25 * 38.10 = 85.73mm$$

Se toma un diámetro de soldadura de tapón  $D=50.8mm = 2''$ , por lo tanto, el número de agujeros para soldadura de tapón es:

$$n = \frac{A_{tapon}}{A_D}$$

$$n = \frac{2335.74}{\frac{\pi}{4} * 50.8^2} = 1.15 \cong 2$$

La distancia mínima entre centros de soldaduras de tapón será de cuatro veces el diámetro del agujero.

$$d = 4 * 50.8 = 203.2mm \cong 200mm$$

*Soldadura de filete Vertical:*  $t_w = \frac{1.7F_{yd}t_d}{F_{EXX}}$

$$t_w = \frac{1.7 * 352 * 38.10}{480} = 47.50mm \cong 48mm$$

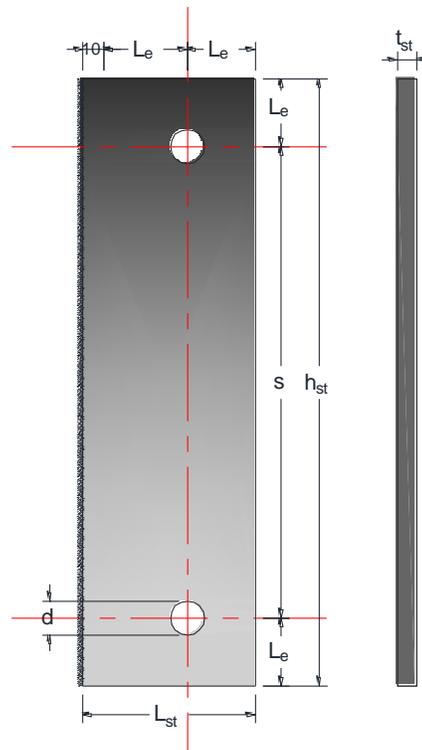
**Paso 12:** Se diseña y detalla la placa de cortante la cual une a la cara de la columna mediante soldadura de filete. Se une además al alma de la viga, por medio de un cordón de soldadura de filete a todo su alrededor. Para facilitar el montaje de la

conexión y la aplicación de la soldadura se utilizan pernos que unen la placa de cortante y el alma de la viga.

La placa de cortante y las soldaduras se diseñan para resistir el cortante plástico en la cara de la columna y los pernos únicamente se diseñan para cargas de montaje.

En la Figura 113 se muestra la geometría de la placa de corte.

Figura 113. Geometría de la Placa de Cortante

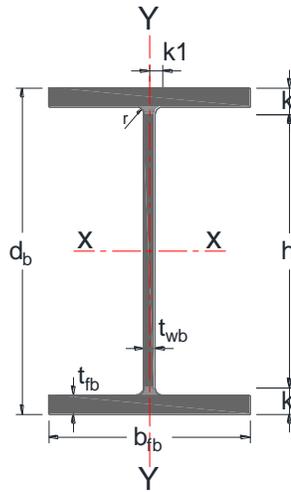


- **Diseño de los Pernos**

Para la carga de montaje se emplea dos pernos A325 de 1/2" de diámetro.

- **Dimensionamiento de la placa de cortante**

**Altura** - Según la FEMA-350 las conexiones con placas soldadas a las aletas de la viga, la longitud de la placa de cortante está dada por:



$$h_{st} = d_b - 2k - 50mm$$

$$k = \frac{d_b - h}{2} = \frac{612 - 546.8}{2} = 32.6mm$$

$$h_{st} = 612 - 2 * 32.60 - 50 = 496.8mm \approx 500mm$$

**Espesor** - Igualmente para el espesor de la placa de cortante la FEMA-350 especifica:

$$t_{st} = t_{wb}$$

$$t_{st} = t_{wb} = 11.90mm \approx 12.0mm$$

**Longitud mínima al borde** - La distancia mínima al borde del centro de una perforación estándar no debe ser inferior al valor especificado en la tabla F.2.10.3-4 o F.2.10.3-4M (NSR-10); comúnmente se recomienda una distancia de:

$$L_e \geq 1.5d$$

$$L_e \geq 1.5 * 12.7$$

$$L_e = 19.05mm \approx 30mm$$

### **Ancho de la placa de cortante**

$$L_{st} = 2L_e + 10mm$$

$$L_{st} = 2 * 30 + 10 = 70mm$$

### **Espaciamiento entre ejes de perforaciones**

$$s = L_{st} - 2L_e$$

$$s = 500 - 2 * 30 = 440mm$$

### **Estados limites en la viga**

La resistencia de diseño en el alma de la viga será obtenida para los estados límites de fluencia por cortante y rotura por cortante según F.2.10.4.2 (NSR-10).

*Fluencia a cortante:*

$$\phi R_n = \phi 0.60 F_{yb} A_{gv} \geq V_p$$

$$A_{gv} = d_b t_{wb}$$

$$A_{gv} = 612 * 11.9 = 7282.8mm^2$$

$$\phi R_n = 0.9 * 0.60 * 352 * 7282.8 \geq 569.93KN$$

$$\phi R_n = 1384.31KN > 569.93KN \text{ (OK)}$$

*Rotura por cortante:*

$$\phi R_n = \phi 0.6 F_{up} A_{nv} \geq V_p$$

$$A_{nv} = [d_b - 2(d + 3.2mm)] t_{wb}$$

$$A_{nv} = [612 - 2 * (12.7 + 3.2mm)] * 11.90 = 6904.38mm^2$$

$$\phi R_n = 0.75 * 0.6 * 455 * 6904.38 \geq 569.93KN$$

$$\phi R_n = 1413.67KN > 569.93KN \text{ (OK)}$$

- **Estados Límites en la placa**

*Resistencia a la fluencia por Flexión*

$$\phi M_n = \phi F_{yp} Z_x \geq M_u = V_p e_x$$

$$Z_x = \frac{t_{st} h_{st}^2}{4}$$

$$Z_x = \frac{12 * 500^2}{4} = 750000mm^3$$

$$e_x = e = 70$$

$$\phi_b M_n = 0.90 * 352 * 750000 \geq M_u = 569.93KN * 70mm$$

$$\phi_b M_n = 237600KN.mm > M_u = 39895.1KN.mm \text{ (OK)}$$

La resistencia de diseño en la placa será obtenida para los estados límites de fluencia por cortante y rotura por cortante según F.2.10.4.2 (NSR-10).

Fluencia a cortante:

$$\phi R_n = \phi 0.60 F_{yp} A_{gv} \geq V_p$$

$$A_{gv} = h_{st} t_{st}$$

$$A_{gv} = 500 * 12 = 6000 \text{mm}^2$$

$$\phi R_n = 0.9 * 0.60 * 352 * 6000 \geq 569.93 \text{KN}$$

$$\phi R_n = 1140.48 \text{KN} > 569.93 \text{KN (OK)}$$

Rotura por cortante:

$$\phi R_n = \phi 0.6 F_{up} A_{nv} \geq V_p$$

$$A_{nv} = [h_{st} - 2(d + 3.2 \text{mm})] t_{st}$$

$$A_{nv} = [500 - 2 * (12.7 + 3.2 \text{mm})] * 12 = 5618.4 \text{mm}^2$$

$$\phi R_n = 0.75 * 0.6 * 455 * 5618.4 \geq 569.93 \text{KN}$$

$$\phi R_n = 1150.37 \text{KN} > 569.93 \text{KN (OK)}$$

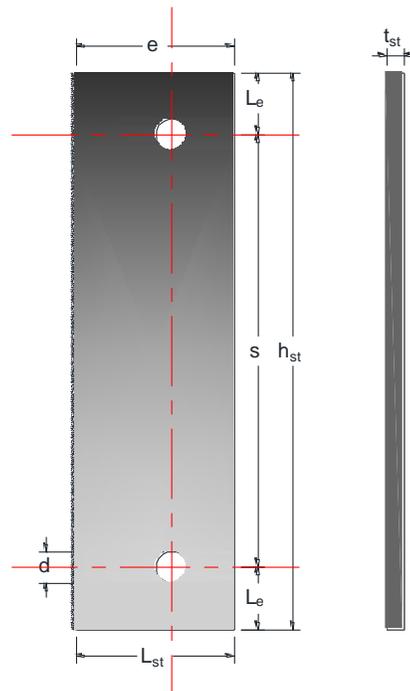
- **Soldadura de Unión de la Platina a la Columna**

Criterios pasa escoger el tamaño de la soldadura

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.

Se toma como espesor de soldadura  $w = 7mm$ .

Figura 114. Dimensiones de la Placa de Cortante



### *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

$$a = \frac{e_x}{L}$$
$$a = \frac{70}{500} = 0.14$$

$k = 0$ , La fuerza no está en el plano de la Soldadura.

En la tabla 8-38 del manual AISC (Tabla 3.) con  $\theta=0$ , y con los valores de  $a$  y  $k$ , se halla el coeficiente  $C$ .

**Table 8-38.**  
**Coefficients  $C$  for Eccentrically Loaded Weld Groups**  
**Angle =  $0^\circ$**

$\phi R_{fl} = CC_1Dl$        $C_{min} = \frac{R_u}{C_1Dl}$        $D_{min} = \frac{R_u}{CC_1l}$        $l_{min} = \frac{R_u}{CC_1D}$

where

- $R_u$  = factored force, kips
- $D$  = number of sixteenths-of-an-inch in the fillet weld size
- $l$  = characteristic length of weld group, in.
- $a$  =  $e_x / l$ , in.
- $e_x$  = horizontal component of eccentricity of  $R_u$  with respect to centroid of weld group, in.
- $C$  = coefficient tabulated below which includes  $\phi = 0.75$
- $C_1$  = electrode strength coefficient from **Table 8-37** (1.0 for E70XX electrodes)

Special Case  
(Load not in plane  
of weld group)  
Use C-values for  $k = 0$

Any equal distances

$a$	$k$															
	0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0	1.2	1.4	1.6	1.8	2.0
0.00	2.78	2.78	2.78	2.78	2.78	2.78	2.78	2.78	2.78	2.78	2.78	2.78	2.78	2.78	2.78	2.78
0.10	2.78	2.78	2.78	2.78	2.78	2.77	2.75	2.74	2.73	2.71	2.70	2.67	2.64	2.61	2.59	2.78
0.15	2.75	2.75	2.74	2.73	2.71	2.70	2.69	2.67	2.66	2.64	2.63	2.60	2.58	2.55	2.53	2.50
0.20	2.64	2.63	2.63	2.62	2.60	2.59	2.58	2.57	2.56	2.55	2.54	2.52	2.50	2.48	2.46	2.44

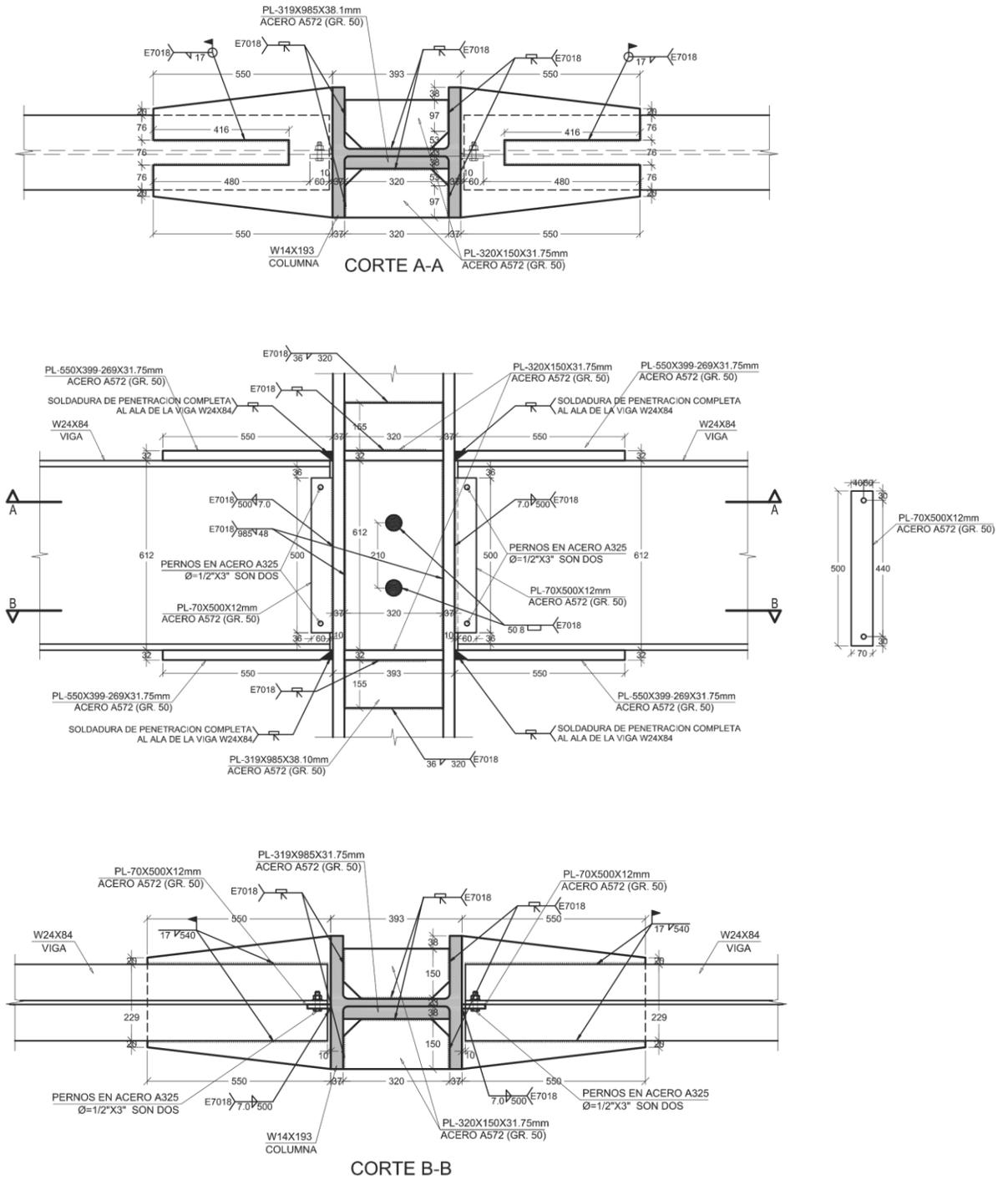
$C=2.76$

$$\phi R_{nw} = C_1 C q w L \geq V_p$$

$$\phi R_{nw} = 1.0 * 2.76 * 0.1091 * 7 * 500 \geq 570.53KN$$

$$\phi R_{nw} = 1053.91KN > 570.53KN (OK)$$

Figura 115. Detalle Conexión Precalificada Soldada A Momento Viga-Columna



## 4 CONCLUSIONES

- Las conexiones precalificadas que se encuentra en este trabajo, contiene la metodología donde se exponen los procedimientos y requisitos para su diseño, teniendo en cuenta todos los criterios contenidos en las tesis de investigación donde se realizaron ensayos de calificación cumpliendo con la normativa vigente para cada época de su ejecución; las cuales satisfacen los requisitos del numeral F.3.7.3.6.2 Conexiones Viga-Columna, cumpliendo con la resistencia a flexión, determinada en la cara de la columna de  $0.8M_p$ , para un Angulo de deriva de piso de 0.04 radianes.
- El proceso de diseño para cada tipo de conexión, se condensa en un diagrama de flujo, por lo que facilita el análisis y entendimiento de todos los estados límites que apliquen para su diseño; teniendo en cuenta que cada uno de los parámetros de diseño van directamente ligados a un correcto análisis de cargas y modelamiento de la estructura según la experiencia del ingeniero proyectista, al momento de escoger el tipo de conexión según la restricción en las uniones.
- Debido que estas conexiones fueron en su mayoría calificadas antes de la vigencia del Reglamento Colombiano de Construcciones Sismo Resistentes NSR-10, en el desarrollo de su metodología y procedimiento se tuvo que actualizar cada uno de sus estados límites corrigiendo su formulación y agregando algunos criterios nuevos establecidos en la norma vigente; conservando la estructura conceptual tenida en cuenta al momento de la calificación de la conexión, por lo que garantiza que siguiendo la metodología y pasos de diseño propuestos en este trabajo, la conexión diseñada tendría un comportamiento dúctil, teniendo en cuenta que se espera que estas conexiones presenten una forma de disipación, en la cual se desarrolle una fluencia balanceada entre la fluencia por flexión o desarrollo de las rótulas plásticas en las ubicaciones estimadas en la viga, fluencia por corte de la zona de panel y la tracción y compresión en las placas de la conexión;

comportamiento que se presentó en los ensayos realizados en el laboratorio para cada conexión y por lo cual calificaron como conexiones rígidas, según las normas para la calificación de conexiones.

- Es muy importante tener en cuenta que estas conexiones fueron precalificadas en nuestro país siguiendo la normativa internacional para calificación de conexiones, las cuales permiten el diseño de uniones como vigas I con columnas compuestas tanto de perfil revestido como de perfil relleno y unión de viga I a columna perfil tubular, que en nuestro medio estas secciones son muy utilizadas en la construcción de edificaciones de acero, por ser secciones que aportan gran resistencia y rigidez al momento de presentarse eventos sísmicos y ventajas como la protección al fuego y su economía al momento de la construcción por la facilidad del montaje de las vigas metálicas; por tal razón en este trabajo se presentan todas las herramientas y criterios teniendo en cuenta paso a paso todo su análisis y detallado, facilitando su procedimiento en cuanto a su estudio y programación con el fin de servir de guía al momento del diseño.

- Como complemento en la metodología de diseño de conexiones, se incluye una metodología para el diseño de edificaciones metálicas, con la cual se explica mediante etapas, el proceso de diseño para determinar las resistencias requeridas y el dimensionamiento de sus elementos; teniendo en cuenta y como parte de la actualización del Reglamento Colombiano de Construcciones Sismo Resistentes NSR-10, donde se incorpora el Método de Análisis Directo, en el que se establece y asegura la estabilidad para la estructura como un todo y para cada uno de sus elementos, teniendo en cuenta los efectos que deben ser considerados en un análisis de estabilidad de una estructura que incluye entre otros aspectos la reducción de rigidez debido a inestabilidad y la incertidumbre en rigidez y resistencia; lo anterior se realiza con la ayuda del software para el diseño de estructuras ETABS 2015, donde incorpora de una manera automática este tipo de

análisis ahorrando tiempo a la hora de dimensionar y diseñar los elementos, teniendo en cuenta que hay que ostentar una base teórica que permita con mucha responsabilidad definir los parámetros en el programa de diseño. Esto con el fin de ver todo el desarrollo desde el análisis estructural, dimensionamientos y diseño de elementos hasta la selección y el diseño de la conexión apropiada.

- El uso de los criterios de diseño presente en este documento deberá ser verificados y revisados por el que lo consulta y es quien finalmente debe asumir la responsabilidad integral del uso que se le dé a los resultados obtenidos.
- Debido a que el número de ensayos es muy limitado, no se pueden validar para conexiones con dimensiones diferentes a las ensayadas. Cualquier extrapolación debe ser hecha con buen criterio del ingeniero estructural y premisas conservadoras.

## BIBLIOGRAFÍA

ACERO P. H. Precalificación de una conexión soldada a momento viga – columna para aplicaciones en edificios metálicos. Trabajo de grado. Santiago de Cali: Universidad del Valle. 2005.

AMERICAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION. AISC. Prequalified Connections for Special and Intermediate Steel Moment Frames for Seismic Applications or Steel Buildings. Ed 2010. Chicago. Illinois: AISC. 2010.

AMERICAN WELDING SOCIETY. AWS. Structural welding Code Steel ANSI/AWS D1.1: Miami. Florida. EEUU: AWS 2044

ANDRADE GARCÍA, Carolina. Calificación de conexiones de perfiles I de acero – viga conectada al eje débil de la columna. Tesis de grado. Bogotá D.C.: Universidad Nacional de Colombia sede Bogotá, 2015.

ASOCIACIÓN COLOMBIANA DE INGENIERÍA SÍSMICA, AIS; NSR-10. Reglamento colombiano de Construcción Sismo Resistente; Bogotá, 2010.

BRUNEAU, M., UANG, C. M. y WHITTAKER, A. *Ductile Design of Steel Structures*, McGraw-Hill. 1998

CARDONA C. D. y ECHEVERRI M. A. M. Ensayo cíclico de conexiones sísmicas resistentes a momento para estructuras de acero. Tesis de grado. Medellín: Universidad Nacional de Colombia sede Medellín. Colombia. 2004

CARDOSO M. L, QUISHPE S. E. Diseño de conexiones precalificadas bajo AISC para pórticos resistentes a momento. Tesis de grado, Ingeniero Mecánico.

Riobamba-Ecuador: Escuela Superior Politécnica de Chimborazo, Facultad de mecánica, 2014. 127 p.

CARTER, C. J. Stiffening of Wide-Flange Columns at Moment Connections: Wind and Seismic Applications, Steel Design Guide Series AISC. 1999

CRISAFULLI F. J. Diseño sismorresistente de construcciones de acero. 4ta ed. Santiago de Chile: Asociacion Latinoamericana del Acero, ALACERO, 2014. 173 p. ISBN 978-956-8181-16-1.

ESTRADA H. A. F. y RODRÍGUEZ R. S. Y. Modelación de una conexión viga-columna en pórticos de acero resistentes a momentos con análisis no lineal, para aplicaciones sísmicas. Tesis de grado. Medellín: Universidad Nacional de Colombia sede Medellín facultad de minas. Colombia. 2006.

FEDERAL EMERGENCY MANAGEMENT AGENCY, FEMA. Recommended Seismic Design Criteria for new Steel Moment-Frame Buildings. FEMA 350. Federal Emergency Management Agency, SAC Joint Venture, Washington, EU, 2000.

----- . Recommended Specifications and Quality Assurance Guidelines for Steel Moment-Frame Construction for Seismic Applications. FEMA 353. Federal Emergency Management Agency. SAC Joint Venture, Washington, EU, 2000.

----- . State of the Art Report on Connection Performance. Program to Reduce the Earthquake Hazards of Steel Moment-Frame Structures. FEMA 355D. Federal Emergency Management Agency. SAC Joint Venture, Washington, EU, 2000.

GÓMEZ A. R. D. y DAVID Z. M. J. Calificación de un sistema de conexión sísmica para pórticos resistentes a momentos en acero estructural. Tesis de grado. Universidad nacional de Colombia sede Medellín. Colombia. 2006

GUERRERO L. E. Precalificación de conexiones para pórticos de lámina delgada. Tesis de grado. Universidad Nacional de Colombia sede Bogotá. Colombia. 2006.

LUNA TEZNA, Rafhael. Modelación para la precalificación de conexión a momento usando perfiles armados. Tesis de grado. Cali: Universidad del Valle, 2014.

PABÓN GONZÁLEZ, C., POSADA GIRALDO, J. C. Precalificación de Conexión Tubo-Viga Reforzada. Tesis de grado. Medellín: Universidad Nacional de Colombia, 2004.

PERALTA H. M. Diseño de Conexiones de Estructuras de Acero Actualizado al Reglamento de Construcción Sismo Resistente NSR-10. Tesis de grado, Magister en Ingeniería estructural. Bucaramanga: Universidad Industrial de Santander, 2015. 433 p.

STECKERL, Catálogo de Productos Hierros y Aceros. [Base de datos en línea]. 2da edición 2012. Disponible en <http://steckerlaceros.com/catalogo/index.html>.

TORRES TORRES, C M. Calificación De Una Conexión Metálica Rígida Viga I - Columna Compuesta. Tesis de grado. Bucaramanga: Universidad Industrial de Santander, 2012

TORRES T., C M. CRUZ H, R.C. Estado del arte en calificación de conexiones rígidas metálicas viga columna. En: Revista Colombiana de Tecnologías de Avanzada, vol. 2, núm. 20, 2012, pp. 17-27. ISSN: 1692-7257.

URIBE VALLEJO, M. Calificación de una conexión rígida de una viga I y una columna tubular rellena de concreto bajo la acción de cargas dinámicas. Tesis de grado. Bogotá D.C.: Universidad Nacional de Colombia sede Bogotá, Colombia. 2008

VILLAR SALINAS, S. Calificación de conexiones para pórticos de lámina delgada 2ª parte. Tesis de Bogotá D.C.: Universidad Nacional de Colombia sede Bogotá, Colombia. 2007.

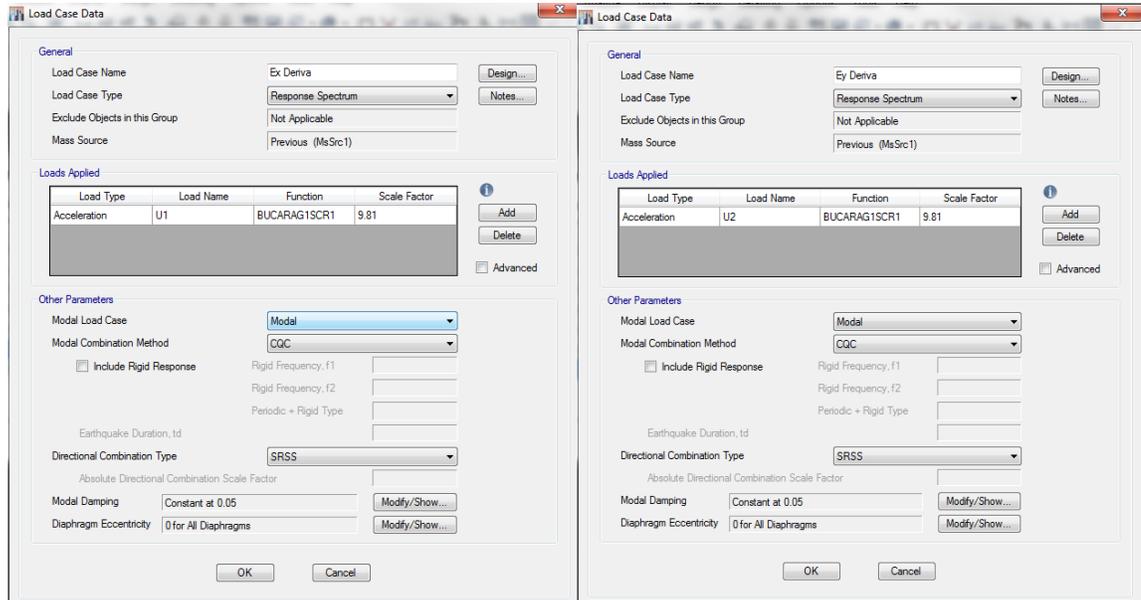
ZETINA M. J. R. Manual de diseño en acero. 2004

## ANEXOS

### Anexo A. Análisis dinámico elástico espectral.

#### Aplicación de las Fuerzas Sísmicas:

Figura A- 1. Dirección de aplicación de Carga de Sismo en (Etabs)



#### Masa Sísmica:

Figura A- 2. Definición automática de la Masa sísmica

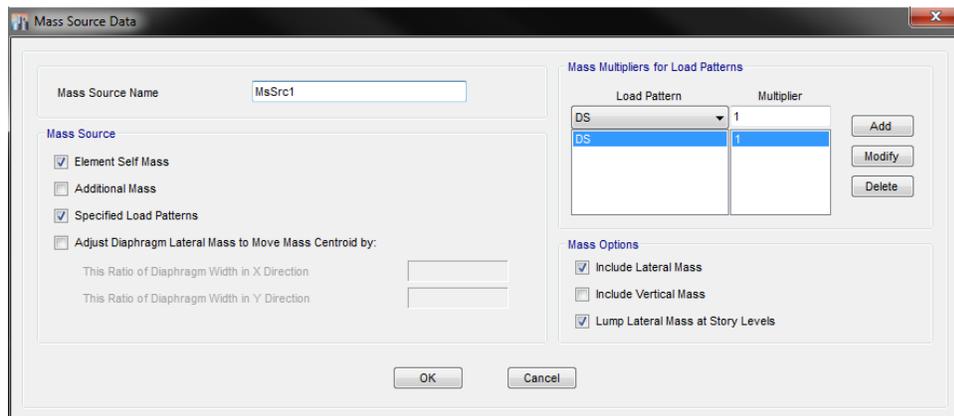


Tabla A- 1. Masa Sísmica por Piso para el Modelo 1

TABLE: Centers of Mass and Rigidity											
Story	Diaphragm	Mass X	Mass Y	XCM	YCM	Cumulative X	Cumulative Y	XCCM	YCCM	XCR	YCR
		kg	kg	m	m	kg	kg	m	m	m	m
N+15.00	D1	466247.19	466247.19	15	11.25	466247.19	466247.19	15	11.25	15	11.3
N+11.25	D1	495237.58	495237.58	15	11.25	961484.77	961484.77	15	11.25	15	11.3
N+7.50	D1	495237.58	495237.58	15	11.25	1456722.35	1456722.35	15	11.25	15	11.3
N+3.75	D1	495237.58	495237.58	15	11.25	1951959.94	1951959.94	15	11.25	15	11.3
	TOTAL	1951959.9	1951959.9								

Tabla A- 2. Masa Sísmica por Piso para el Modelo 2

TABLE: Centers of Mass and Rigidity											
Story	Diaphragm	Mass X	Mass Y	XCM	YCM	Cumulative X	Cumulative Y	XCCM	YCCM	XCR	YCR
		kg	kg	m	m	kg	kg	m	m	m	m
N+15.00	D1	456278.24	456278.24	15	11.25	456278.24	456278.24	15	11.25	15	11.3
N+11.25	D1	474669.7	474669.7	15	11.25	930947.94	930947.94	15	11.25	15	11.3
N+7.50	D1	474669.7	474669.7	15	11.25	1405617.63	1405617.63	15	11.25	15	11.3
N+3.75	D1	474669.7	474669.7	15	11.25	1880287.33	1880287.33	15	11.25	15	11.3
	TOTAL	1880287.3	1880287.3								

### Periodos y Participación de Masa por Modos:

Tabla A- 3. Modos, periodos y Participación de masa para el Modelo 1

TABLE: Modal Participating Mass Ratios							
Case	Mode	Period	UX	UY	UZ	Sum UX	Sum UY
		sec					
Modal	1	0.858	0	0.7866	0	0	0.7866
Modal	2	0.818	0.7994	0	0	0.7994	0.7866
Modal	3	0.624	0	0	0	0.7994	0.7866
Modal	4	0.23	0.131	0	0	0.9304	0.7866
Modal	5	0.229	0	0.1414	0	0.9304	0.928
Modal	6	0.179	0	0	0	0.9304	0.928
Modal	7	0.105	0.0526	0	0	0.983	0.928
Modal	8	0.1	0	0.0549	0	0.983	0.9829
Modal	9	0.085	0	0	0	0.983	0.9829
Modal	10	0.062	0.017	0	0	1	0.9829
Modal	11	0.059	0	0.0171	0	1	1
Modal	12	0.052	0	0	0	1	1

Tabla A- 4. Modos, periodos y Participación de masa para el Modelo 2

TABLE: Modal Participating Mass Ratios							
Case	Mode	Period	UX	UY	UZ	Sum UX	Sum UY
		sec					
Modal	1	0.855	0.7843	0.0286	0	0.7843	0.0286
Modal	2	0.849	0.0286	0.7871	0	0.8129	0.8157
Modal	3	0.602	0	0	0	0.8129	0.8157
Modal	4	0.249	0.1221	0.0004	0	0.935	0.8161
Modal	5	0.247	0.0004	0.1211	0	0.9354	0.9373
Modal	6	0.181	0	0	0	0.9354	0.9373
Modal	7	0.12	0.0489	0.00001315	0	0.9843	0.9373
Modal	8	0.12	0.00001312	0.0477	0	0.9843	0.985
Modal	9	0.093	0	0	0	0.9843	0.985
Modal	10	0.074	0	0.015	0	0.9843	1
Modal	11	0.074	0.0157	0	0	1	1
Modal	12	0.06	0	0	0	1	1

**Cortante Basal:**

Figura A- 3. Calculo de Periodos por método F.H.E. Modelo 1

<u><b>Cortante Basal</b></u>			
<b>I. Periodos Ajustado</b>			
X			
<b>T=T<sub>a</sub> en X [s]</b>	0.63	$T_a = C_t \cdot h^\alpha$ Periodo Fundamental Aprox.	A.4.2.2 NSR-10
<b>T<sub>calculado</sub> en X [s]</b>	0.818	Periodo Calculado del Analisis Modal	
<b>T=T<sub>a</sub> en Y [s]</b>	0.63	$T_a = C_t \cdot h^\alpha$ Periodo Fundamental Aprox.	
<b>T<sub>calculado</sub> en Y [s]</b>	0.858	Periodo Calculado del Analisis Modal	
<b>C<sub>u</sub></b>	1.29	$C_u = 1.75 - 1.2A_v F_v$	A.4.2-2 NSR-10
<b>T<sub>max</sub> en X</b>	0.81	$T_{max} = C_u T_a$	A.4.2-3 NSR-10
<b>T<sub>max</sub> en Y</b>	0.81	$T_{max} = C_u T_a$	A.4.2-3 NSR-10
<b>T<sub>ajustado</sub>=T<sub>a</sub> en X [s]</b>	0.81	$T_{ajustado} = \min(T_{max}; T_{calculado})$	A.5.4.5 NSR-10
<b>T<sub>ajustado</sub>=T<sub>a</sub> en Y [s]</b>	0.81	$T_{ajustado} = \min(T_{max}; T_{calculado})$	A.5.4.5 NSR-10

Figura A- 4. Calculo de Periodos por método F.H.E. Modelo 2

<b><u>Cortante Basal</u></b>				
<b><i>I. Periodos Ajustado</i></b>				
<b>T=Ta en X [s]</b>	0.63	$T_a = C_t \cdot h^\alpha$	Periodo Fundamental Aprox.	A.4.2.2 NSR-10
<b>T<sub>calculado</sub> en X [s]</b>	0.855		Periodo Calculado del Analisis Modal	
<b>T=Ta en Y [s]</b>	0.63	$T_a = C_t \cdot h^\alpha$	Periodo Fundamental Aprox.	
<b>T<sub>calculado</sub> en Y [s]</b>	0.849		Periodo Calculado del Analisis Modal	
<b>C<sub>u</sub></b>	1.29	$C_u = 1.75 - 1.2A_v F_v$		A.4.2-2 NSR-10
<b>T<sub>max</sub> en X</b>	0.81	$T_{max} = C_u T_a$		A.4.2-3 NSR-10
<b>T<sub>max</sub> en Y</b>	0.81	$T_{max} = C_u T_a$		A.4.2-3 NSR-10
<b>T<sub>ajustado</sub>=Ta en X [s]</b>	0.81	$T_{ajustado} = \min(T_{max}; T_{calculado})$		A.5.4.5 NSR-10
<b>T<sub>ajustado</sub>=Ta en Y [s]</b>	0.81	$T_{ajustado} = \min(T_{max}; T_{calculado})$		A.5.4.5 NSR-10

Fuente: Autor

Figura A- 5. Aceleración de Diseño Ajustada. Modelo 1 y 2

<b><i>II. Aceleracion Horizontal de Diseño Ajustada</i></b>				
<b>S<sub>a</sub><sub>ajustadoX</sub></b>	0.7188	Aceleracion Horizontal de Diseño		<a href="#">Figura A.2.6-1 NSR-10</a>
<b>S<sub>a</sub><sub>ajustadoY</sub></b>	0.7188	Aceleracion Horizontal de Diseño		
		$S_{a\text{ajustado}} = \begin{cases} 2.5A_a F_a I & \text{si } 0 < T_{ajustado} \leq T_c \\ \frac{1.2A_v F_v I}{T_{ajustado}} & \text{si } T_c < T_{ajustado} \leq T_L \\ \frac{1.2A_v F_v T_L I}{T_{ajustado}^2} & \text{si } T_{ajustado} > T_L \end{cases}$		

Figura A- 6. Calculo del cortante Basal Estática. Modelo 1

<b>III. Cortante Basal Estatica Calculada</b>			
<b>Masa [kg]</b>	1951959.9		
<b>W [kN]</b>	19148.7	Peso Total de la Edificacion	
<b>Vse en X [kN]</b>	13763.15	Cortante Basal Estatica en X	
<b>Vse en X [kN]</b>	1966.16	Cortante Basal Estatica en X/R	
<b>Vse en Y [kN]</b>	13763.15	Cortante Basal Estatica en Y	
<b>Vse en Y [kN]</b>	1966.16	Cortante Basal Estatica en Y/R	
		$V_s = S_a W \rightarrow W = g.M$	

Figura A- 7. Calculo del cortante Basal Estática. Modelo 2

<b>III. Cortante Basal Estatica Calculada</b>			
<b>Masa [kg]</b>	1880287.3		
<b>W [kN]</b>	18445.6	Peso Total de la Edificacion	
<b>Vse en X [kN]</b>	13257.79	Cortante Basal Estatica en X	
<b>Vse en X [kN]</b>	1893.97	Cortante Basal Estatica en X/R	
<b>Vse en Y [kN]</b>	13257.79	Cortante Basal Estatica en Y	
<b>Vse en Y [kN]</b>	1893.97	Cortante Basal Estatica en Y/R	
		$V_s = S_a W \rightarrow W = g.M$	

Figura A- 8. Valor de ajuste y Cortante Dinámico. Modelo 1

<b>IV. Ajuste de la Cortante Basal Calculada</b>				
		<b>Porcentaje de Ajuste</b>		
<b>Tipo de Estructura</b>	Regular	0.80		
<b>Vsd en X [kN]</b>	8952.75	Cortante Basal Dinamica en X		
<b>Vsd en Y [kN]</b>	8468.00	Cortante Basal Dinamica en Y		

Figura A- 9. Valor de ajuste y Cortante Dinámico. Modelo 2

<i>IV. Ajuste de la Cortante Basal Calculada</i>		
		<b>Porcentaje de Ajuste</b>
<b>Tipo de Estructura</b>	Regular	0.80
<b>Vsd en X [kN]</b>	8382.77	Cortante Basal Dinamica en X
<b>Vsd en Y [kN]</b>	8455.95	Cortante Basal Dinamica en Y

Tabla A- 5. Tabla de Derivas Sismo X Modelo 1

TABLE: Joint Drifts SISMO X								
Story	Label	Unique Name	Load Case/Combo	Displacement X	Displacement Y	Drift X	Drift Y	Deriva X
				mm	mm			
N+15.00	1	281	Ex Deriva Max	152.7	3.421E-10	0.008998	0	Cumple
N+11.25	1	346	Ex Deriva Max	119.6	2.623E-10	0.011784	0	Cumple
N+7.50	1	411	Ex Deriva Max	75.8	1.612E-10	0.012674	0	Cumple
N+3.75	1	1	Ex Deriva Max	28.3	5.809E-11	0.007555	0	Cumple
N+15.00	4	284	Ex Deriva Max	152.7	3.421E-10	0.008998	0	Cumple
N+11.25	4	349	Ex Deriva Max	119.6	2.623E-10	0.011784	0	Cumple
N+7.50	4	414	Ex Deriva Max	75.8	1.612E-10	0.012674	0	Cumple
N+3.75	4	7	Ex Deriva Max	28.3	5.809E-11	0.007555	0	Cumple
N+15.00	17	297	Ex Deriva Max	152.7	3.482E-10	0.008998	0	Cumple
N+11.25	17	362	Ex Deriva Max	119.6	2.671E-10	0.011784	0	Cumple
N+7.50	17	427	Ex Deriva Max	75.8	1.642E-10	0.012674	0	Cumple
N+3.75	17	33	Ex Deriva Max	28.3	5.92E-11	0.007555	0	Cumple
N+15.00	20	300	Ex Deriva Max	152.7	3.482E-10	0.008998	0	Cumple
N+11.25	20	365	Ex Deriva Max	119.6	2.671E-10	0.011784	0	Cumple
N+7.50	20	430	Ex Deriva Max	75.8	1.642E-10	0.012674	0	Cumple
N+3.75	20	39	Ex Deriva Max	28.3	5.92E-11	0.007555	0	Cumple

Tabla A- 6. Tabla de Derivas Sismo Y Modelo 1

TABLE: Joint Drifts SISMO Y								
Story	Label	Unique Name	Load Case/Combo	Displacement X	Displacement Y	Drift X	Drift Y	Deriva X
				mm	mm			
N+15.00	1	281	Ey Deriva Max	3.449E-10	170.7	0	0.010791	Cumple
N+11.25	1	346	Ey Deriva Max	2.706E-10	130.9	0	0.013481	Cumple
N+7.50	1	411	Ey Deriva Max	1.712E-10	80.7	0	0.013735	Cumple
N+3.75	1	1	Ey Deriva Max	6.374E-11	29.2	0	0.007799	Cumple
N+15.00	4	284	Ey Deriva Max	3.704E-10	170.7	0	0.010791	Cumple
N+11.25	4	349	Ey Deriva Max	2.895E-10	130.9	0	0.013481	Cumple
N+7.50	4	414	Ey Deriva Max	1.825E-10	80.7	0	0.013735	Cumple
N+3.75	4	7	Ey Deriva Max	6.767E-11	29.2	0	0.007799	Cumple
N+15.00	17	297	Ey Deriva Max	3.449E-10	170.7	0	0.010791	Cumple
N+11.25	17	362	Ey Deriva Max	2.706E-10	130.9	0	0.013481	Cumple
N+7.50	17	427	Ey Deriva Max	1.712E-10	80.7	0	0.013735	Cumple
N+3.75	17	33	Ey Deriva Max	6.374E-11	29.2	0	0.007799	Cumple
N+15.00	20	300	Ey Deriva Max	3.704E-10	170.7	0	0.010791	Cumple
N+11.25	20	365	Ey Deriva Max	2.895E-10	130.9	0	0.013481	Cumple
N+7.50	20	430	Ey Deriva Max	1.825E-10	80.7	0	0.013735	Cumple
N+3.75	20	39	Ey Deriva Max	6.767E-11	29.2	0	0.007799	Cumple

Tabla A- 7. Tabla de Derivas Sismo X Modelo 2

TABLE: Joint Drifts SISMO X								
Story	Label	Unique Name	Load Case/Combo	Displacement X	Displacement Y	Drift X	Drift Y	Deriva X
				mm	mm			
N+15.00	1	281	Ex Deriva Max	162	2.8	0.008806	0.000147	Cumple
N+11.25	1	346	Ex Deriva Max	129.9	2.2	0.012247	0.00021	Cumple
N+7.50	1	411	Ex Deriva Max	84.4	1.4	0.013813	0.000237	Cumple
N+3.75	1	1	Ex Deriva Max	32.7	0.6	0.008724	0.00015	Cumple
N+15.00	4	284	Ex Deriva Max	162	2.8	0.008806	0.000147	Cumple
N+11.25	4	349	Ex Deriva Max	129.9	2.2	0.012247	0.00021	Cumple
N+7.50	4	414	Ex Deriva Max	84.4	1.4	0.013813	0.000237	Cumple
N+3.75	4	7	Ex Deriva Max	32.7	0.6	0.008724	0.00015	Cumple
N+15.00	17	297	Ex Deriva Max	162	2.8	0.008806	0.000147	Cumple
N+11.25	17	362	Ex Deriva Max	129.9	2.2	0.012247	0.00021	Cumple
N+7.50	17	427	Ex Deriva Max	84.4	1.4	0.013813	0.000237	Cumple
N+3.75	17	33	Ex Deriva Max	32.7	0.6	0.008724	0.00015	Cumple
N+15.00	20	300	Ex Deriva Max	162	2.8	0.008806	0.000147	Cumple
N+11.25	20	365	Ex Deriva Max	129.9	2.2	0.012247	0.00021	Cumple
N+7.50	20	430	Ex Deriva Max	84.4	1.4	0.013813	0.000237	Cumple
N+3.75	20	39	Ex Deriva Max	32.7	0.6	0.008724	0.00015	Cumple

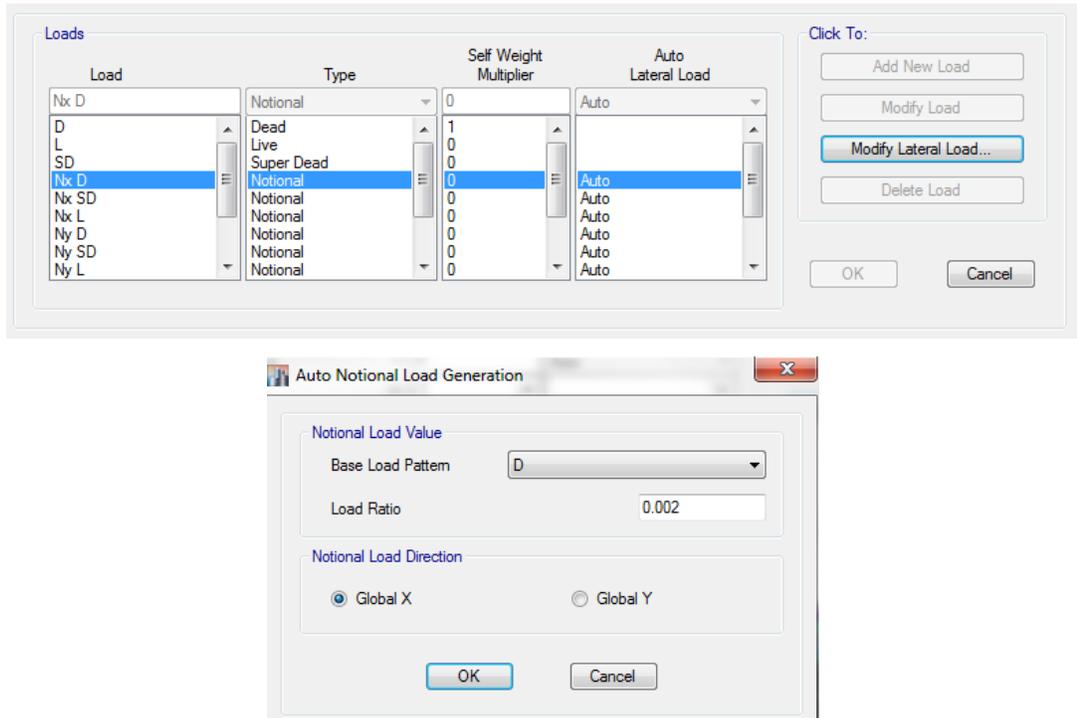
Tabla A- 8. Tabla de Derivas Sismo Y Modelo 2

TABLE: Joint Drifts SISMO Y								
Story	Label	Unique Name	Load Case/Combo	Displacement X	Displacement Y	Drift X	Drift Y	Deriva X
				mm	mm			
N+15.00	1	281	Ey Deriva Max	2.8	159.2	0.00015	0.008354	Cumple
N+11.25	1	346	Ey Deriva Max	2.2	128.7	0.000208	0.012063	Cumple
N+7.50	1	411	Ey Deriva Max	1.4	83.9	0.000235	0.013693	Cumple
N+3.75	1	1	Ey Deriva Max	0.6	32.7	0.000148	0.008717	Cumple
N+15.00	4	284	Ey Deriva Max	2.8	159.2	0.00015	0.008354	Cumple
N+11.25	4	349	Ey Deriva Max	2.2	128.7	0.000208	0.012063	Cumple
N+7.50	4	414	Ey Deriva Max	1.4	83.9	0.000235	0.013693	Cumple
N+3.75	4	7	Ey Deriva Max	0.6	32.7	0.000148	0.008717	Cumple
N+15.00	17	297	Ey Deriva Max	2.8	159.2	0.00015	0.008354	Cumple
N+11.25	17	362	Ey Deriva Max	2.2	128.7	0.000208	0.012063	Cumple
N+7.50	17	427	Ey Deriva Max	1.4	83.9	0.000235	0.013693	Cumple
N+3.75	17	33	Ey Deriva Max	0.6	32.7	0.000148	0.008717	Cumple
N+15.00	20	300	Ey Deriva Max	2.8	159.2	0.00015	0.008354	Cumple
N+11.25	20	365	Ey Deriva Max	2.2	128.7	0.000208	0.012063	Cumple
N+7.50	20	430	Ey Deriva Max	1.4	83.9	0.000235	0.013693	Cumple
N+3.75	20	39	Ey Deriva Max	0.6	32.7	0.000148	0.008717	Cumple

## Anexo B. Diseño por el método de análisis directo

**Consideración de las Imperfecciones Iniciales:** Para considerar las imperfecciones iniciales, se tiene en cuenta aplicando Cargas Ficticias o cargas nocionales, como lo especifica la sección F.2.3.2.2 de la NSR-10.

Figura B- 1. Definición de Cargas Ficticias Nocionales



Estas cargas ficticias son aplicadas para cada caso de carga vertical y en cada dirección “X” y “Y”.

**Reducción de la Rigidez:** Se usarán las rigideces reducidas, como se establece en la sección F.2.3.2.3, numeral 1 y 2 de la NSR-10, aplicando un factor 0.8EA para la rigidez axial y 0.8EI para la rigidez flexional; también se aplicará un factor de reducción adicional,  $\tau_b$ , a la rigidez flexional de todos los miembros que contribuyen a la estabilidad de la estructura.

$$\tau_b = 1.0, \quad \text{si } P_u/P_y \leq 0.5$$

$$\tau_b = 4 \left( \frac{P_u}{P_y} \right) \left[ 1 - \left( \frac{P_u}{P_y} \right) \right], \quad \text{si } P_u/P_y > 0.5$$

Estos valores de  $\tau_b$ , serán calculados automáticamente por el programa de cálculo ETABS, definido en sus variables de diseño.

**Aplicación de las Fuerzas Sísmicas:** Como la aplicación del método de Análisis Directo es realizado por el programa de cálculo ETABS 2015 y es un análisis no lineal, la aplicación de las fuerzas sísmicas solo se deben obtener por un análisis estático y no por un análisis Modal Espectral; el cual se definirá de una forma automática por el programa de cálculo.

Figura B- 2. Definición del Espectro Elástico de Aceleraciones

<i>IV. Espectro Elastico de Aceleraciones de Diseño</i>		
<b>h [m]</b>	<b>15</b>	Altura Total de la Estructura
<b>Periodo Aproximado en Direccion de X</b>		
<b>Ct</b>	0.072	Parametro para el calculo del periodo
<b><math>\alpha</math></b>	0.8	Parametro para el calculo del periodo
<b>T=Tax [s]</b>	0.63	$T_a = C_t \cdot h^\alpha$ Periodo Fundamental Aprox.
<b>Periodo Aproximado en Direccion de Y</b>		
<b>Ct</b>	0.072	Parametro para el calculo del periodo
<b><math>\alpha</math></b>	0.8	Parametro para el calculo del periodo
<b>T=Tay [s]</b>	0.63	$T_a = C_t \cdot h^\alpha$ Periodo Fundamental Aprox.
<b>Periodo Aproximado Definitivo</b>		
<b>T=Ta [s]</b>	0.63	
<b>To [s]</b>	0.13	$T_0 = 0.1 \frac{A_v F_v}{A_a F_a}$
<b>Tc [s]</b>	0.65	$T_c = 0.48 \frac{A_v F_v}{A_a F_a}$
<b>Tl [s]</b>	3.72	$T_L = 2.4 F_v$
<b>Sa</b>	0.72	Aceleracion Horizontal de Diseño

Figura B- 3. Definición de las Cargas Sísmicas para Derivas. (E)

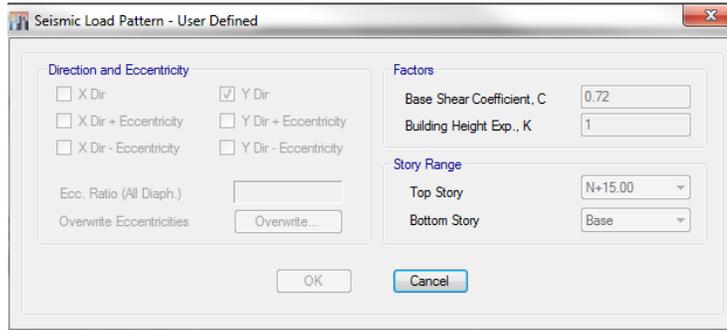
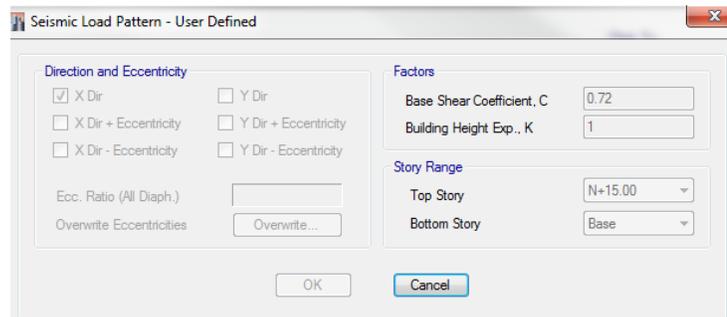
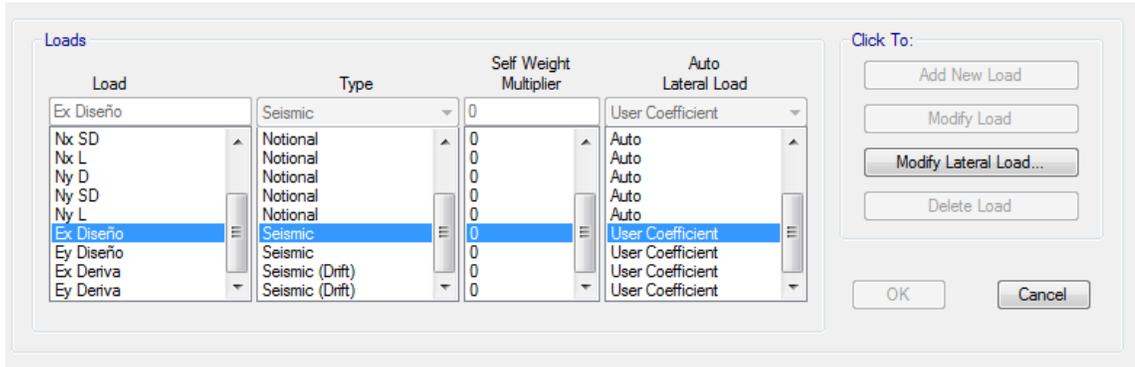
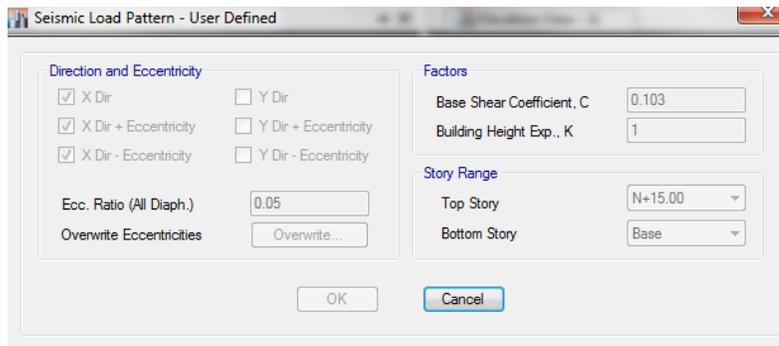
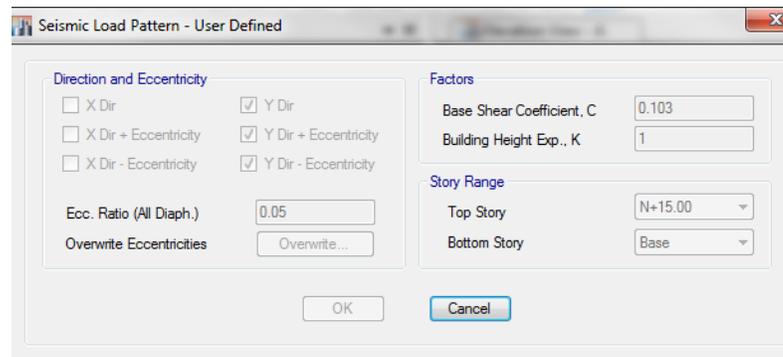


Figura B- 4. Definición de las Cargas Sísmicas para Diseño. (E/R)





**Definición de los Parámetros y Normas de Diseño:** En la Figura B- 5 y Figura B- 6 se muestra las variables y normas de diseño, los cuales se definen para obtener las resistencias requeridas y el diseño de los elementos teniendo en cuenta los parámetros anteriormente mencionados.

Figura B- 5. Definición de los parámetros de diseño para elementos de Acero

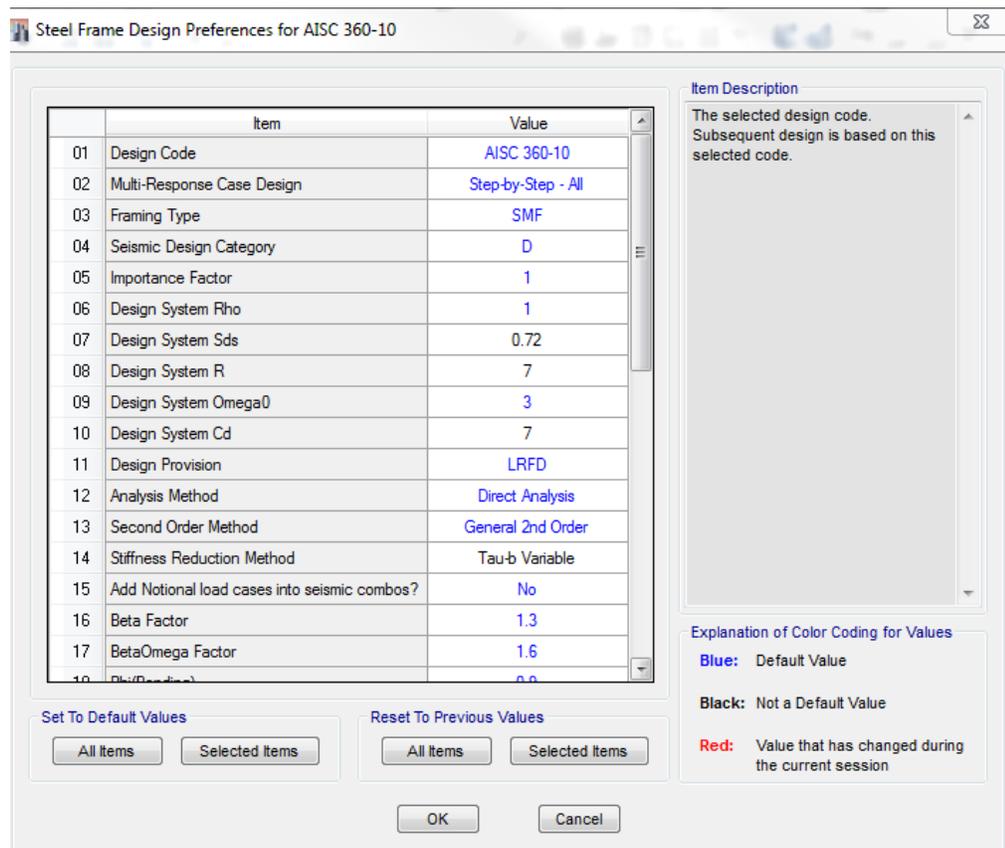
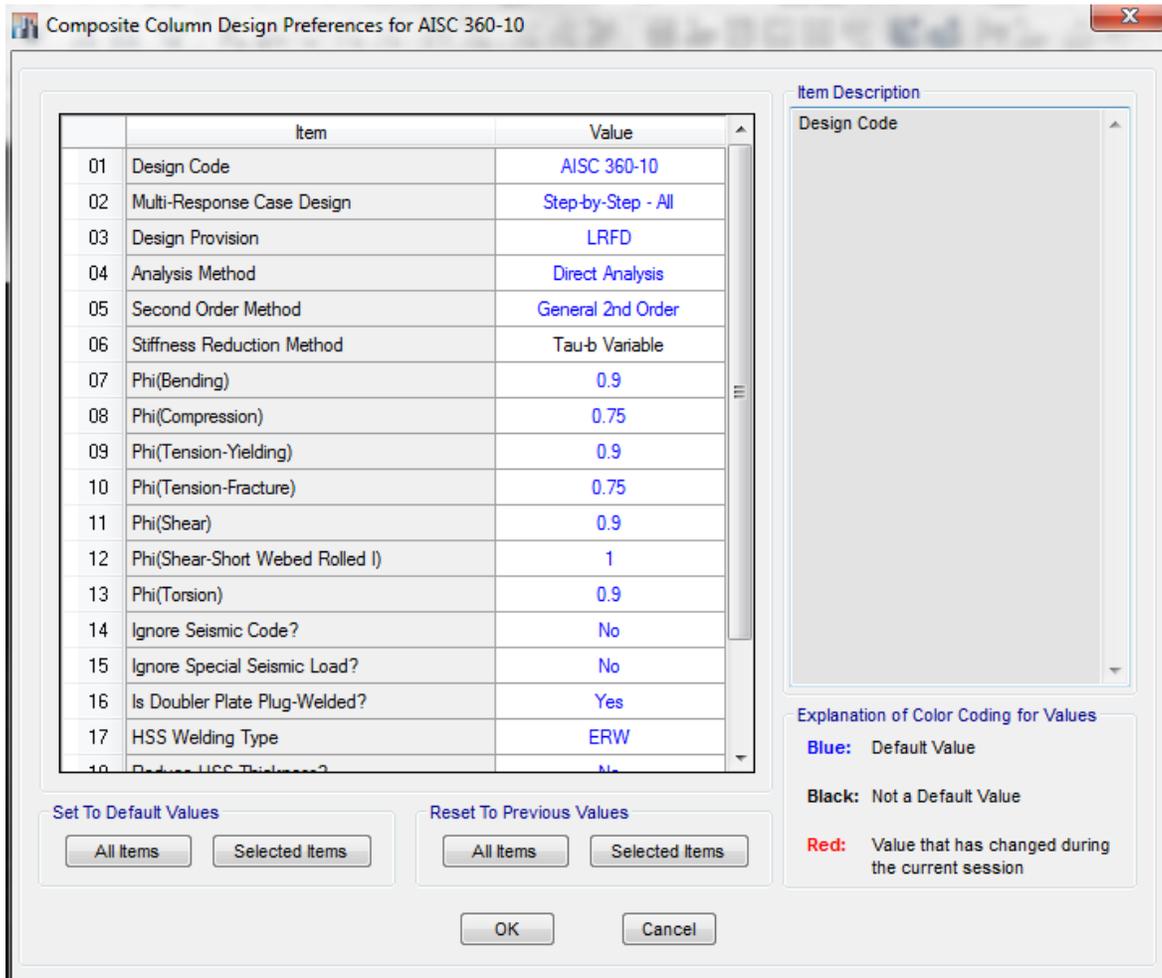


Figura B- 6. Definición de los parámetros de diseño para columnas compuestas



**Combinaciones de Carga:** Las combinaciones de carga para el Modelo 1 y el Modelo 2 se muestran en la tabla B-1:

Tabla B- 1. Casos de carga No-lineales

TABLE: Load Cases - Static - Nonlinear												
Name	Stiffness From	Mass Source	Load Type	Load Name	Scale Factor	Geometric Nonlinearity	Load Application	Monitored DOF	Monitored Story	Monitored Point	Results Saved At	Design Load Type
UDStIS1-NL	None	Previous	Load Pattern	D	1.4	P-delta	Full Load	UX	N+15.00	1	Final State	Program Determined
UDStIS1-NL			Load Pattern	SD	1.4							
UDStIS1-NL			Load Pattern	Nx D	1.4							
UDStIS1-NL			Load Pattern	Nx SD	1.4							
UDStIS2-NL	None	Previous	Load Pattern	D	1.4	P-delta	Full Load	UX	N+15.00	1	Final State	Program Determined
UDStIS2-NL			Load Pattern	SD	1.4							

TABLE: Load Cases - Static - Nonlinear												
Name	Stiffness From	Mass Source	Load Type	Load Name	Scale Factor	Geometric Nonlinearity	Load Application	Monitored DOF	Monitored Story	Monitored Point	Results Saved At	Design Load Type
UDStIS2-NL			Load Pattern	Nx D	-1.4							
UDStIS2-NL			Load Pattern	Nx SD	-1.4							
UDStIS3-NL	None	Previous	Load Pattern	D	1.4	P-delta	Full Load	UX	N+15.00	1	Final State	Program Determined
UDStIS3-NL			Load Pattern	SD	1.4							
UDStIS3-NL			Load Pattern	Ny D	1.4							
UDStIS3-NL			Load Pattern	Ny SD	1.4							
UDStIS4-NL	None	Previous	Load Pattern	D	1.4	P-delta	Full Load	UX	N+15.00	1	Final State	Program Determined
UDStIS4-NL			Load Pattern	SD	1.4							
UDStIS4-NL			Load Pattern	Ny D	-1.4							
UDStIS4-NL			Load Pattern	Ny SD	-1.4							
UDStIS5-NL	None	Previous	Load Pattern	D	1.2	P-delta	Full Load	UX	N+15.00	1	Final State	Program Determined
UDStIS5-NL			Load Pattern	L	1.6							
UDStIS5-NL			Load Pattern	SD	1.2							
UDStIS5-NL			Load Pattern	Nx D	1.2							
UDStIS5-NL			Load Pattern	Nx L	1.6							
UDStIS5-NL			Load Pattern	Nx SD	1.2							
UDStIS6-NL	None	Previous	Load Pattern	D	1.2	P-delta	Full Load	UX	N+15.00	1	Final State	Program Determined
UDStIS6-NL			Load Pattern	L	1.6							
UDStIS6-NL			Load Pattern	SD	1.2							
UDStIS6-NL			Load Pattern	Nx D	-1.2							
UDStIS6-NL			Load Pattern	Nx L	-1.6							
UDStIS6-NL			Load Pattern	Nx SD	-1.2							
UDStIS7-NL	None	Previous	Load Pattern	D	1.2	P-delta	Full Load	UX	N+15.00	1	Final State	Program Determined
UDStIS7-NL			Load Pattern	L	1.6							
UDStIS7-NL			Load Pattern	SD	1.2							
UDStIS7-NL			Load Pattern	Ny D	1.2							
UDStIS7-NL			Load Pattern	Ny L	1.6							
UDStIS7-NL			Load Pattern	Ny SD	1.2							
UDStIS8-NL	None	Previous	Load Pattern	D	1.2	P-delta	Full Load	UX	N+15.00	1	Final State	Program Determined
UDStIS8-NL			Load Pattern	L	1.6							
UDStIS8-NL			Load Pattern	SD	1.2							
UDStIS8-NL			Load Pattern	Ny D	-1.2							
UDStIS8-NL			Load Pattern	Ny L	-1.6							
UDStIS8-NL			Load Pattern	Ny SD	-1.2							
UDStIS9-NL	None	Previous	Load Pattern	D	1.344	P-delta	Full Load	UX	N+15.00	1	Final State	Program Determined
UDStIS9-NL			Load Pattern	L	1							
UDStIS9-NL			Load Pattern	SD	1.344							
UDStIS9-NL			Load Pattern	Ex Diseño	1							
UDStIS9-NL			Load Pattern	Ey Diseño	0.3							
UDStIS10-NL	None	Previous	Load Pattern	D	1.344	P-delta	Full Load	UX	N+15.00	1	Final State	Program Determined
UDStIS10-NL			Load Pattern	L	1							
UDStIS10-NL			Load Pattern	SD	1.344							
UDStIS10-NL			Load Pattern	Ex Diseño	-1							
UDStIS10-NL			Load Pattern	Ey Diseño	-0.3							
UDStIS11-NL	None	Previous	Load Pattern	D	1.344	P-delta	Full Load	UX	N+15.00	1	Final State	Program Determined
UDStIS11-NL			Load Pattern	L	1							
UDStIS11-NL			Load Pattern	SD	1.344							
UDStIS11-NL			Load Pattern	Ey Diseño	1							
UDStIS11-NL			Load Pattern	Ex Diseño	0.3							
UDStIS12-NL	None	Previous	Load Pattern	D	1.344	P-delta	Full Load	UX	N+15.00	1	Final State	Program Determined

TABLE: Load Cases - Static - Nonlinear												
Name	Stiffness From	Mass Source	Load Type	Load Name	Scale Factor	Geometric Nonlinearity	Load Application	Monitored DOF	Monitored Story	Monitored Point	Results Saved At	Design Load Type
UDStIS12-NL			Load Pattern	L	1							
UDStIS12-NL			Load Pattern	SD	1.344							
UDStIS12-NL			Load Pattern	Ey Diseño	-1							
UDStIS12-NL			Load Pattern	Ex Diseño	-0.3							
UDStIS13-NL	None	Previous	Load Pattern	D	0.756	P-delta	Full Load	UX	N+15.00	1	Final State	Program Determined
UDStIS13-NL			Load Pattern	SD	0.756							
UDStIS13-NL			Load Pattern	Ex Diseño	1							
UDStIS13-NL			Load Pattern	Ey Diseño	0.3							
UDStIS14-NL	None	Previous	Load Pattern	D	0.756	P-delta	Full Load	UX	N+15.00	1	Final State	Program Determined
UDStIS14-NL			Load Pattern	SD	0.756							
UDStIS14-NL			Load Pattern	Ex Diseño	-1							
UDStIS14-NL			Load Pattern	Ey Diseño	-0.3							
UDStIS15-NL	None	Previous	Load Pattern	D	0.756	P-delta	Full Load	UX	N+15.00	1	Final State	Program Determined
UDStIS15-NL			Load Pattern	SD	0.756							
UDStIS15-NL			Load Pattern	Ey Diseño	1							
UDStIS15-NL			Load Pattern	Ex Diseño	0.3							
UDStIS16-NL	None	Previous	Load Pattern	D	0.756	P-delta	Full Load	UX	N+15.00	1	Final State	Program Determined
UDStIS16-NL			Load Pattern	SD	0.756							
UDStIS16-NL			Load Pattern	Ey Diseño	-1							
UDStIS16-NL			Load Pattern	Ex Diseño	-0.3							

Donde:

$D$  = Carga de Peso Propio (Carga Muerta).

$SD$  = Carga Sobreimpuesta (Carga Muerta).

$L$  = Sobrecarga de Uso (Carga Viva).

$E_{X \text{ Diseño}}$  = Sismo de Diseño en la dirección de análisis X (Sismo Estático).

$E_{Y \text{ Diseño}}$  = Sismo de Diseño en la dirección de análisis Y (Sismo Estático).

## Anexo C. Resultados del diseño de los elementos que conforman las conexiones a diseñar.

Figura C- 1. Resultados de Diseño de Columna C8 del Modelo 1

### ETABS 2015 Steel Frame Design

#### AISC 360-10 Steel Section Check (Strength Envelope)

##### Element Details

Level	Element	Unique Name	Section	Combo	Location	Frame Type	Classification
N+3.75	C8	8	C.T.C. 400X400X30	UDStIS9	0	Special Moment Frame	Compact

##### LLRF and Demand/Capacity Ratio

L (mm)	LLRF	Stress Ratio Limit
3750.0	0.467	0.95

##### Analysis and Design Parameters

Provision	Analysis	2nd Order	Reduction
LRFD	Direct Analysis	General 2nd Order	Tau-b Variable

##### Stiffness Reduction Factors

$\alpha P_r / P_y$	$\alpha P_r / P_e$	$\tau_b$	EA factor	EI factor
0.081	0.006	1	0.8	0.8

##### Design Code Parameters

$\Phi_b$	$\Phi_c$	$\Phi_{TY}$	$\Phi_{TF}$	$\Phi_V$	$\Phi_{V,RI}$	$\Phi_{VT}$
0.9	0.9	0.9	0.75	0.9	1	1

##### Section Properties

A (mm <sup>2</sup> )	J (mm <sup>4</sup> )	I <sub>33</sub> (mm <sup>4</sup> )	I <sub>22</sub> (mm <sup>4</sup> )	A <sub>v3</sub> (mm <sup>2</sup> )	A <sub>v2</sub> (mm <sup>2</sup> )
44400	1519590000	1019720000	1019720000	18600	18600

##### Design Properties

S <sub>33</sub> (mm <sup>3</sup> )	S <sub>22</sub> (mm <sup>3</sup> )	Z <sub>33</sub> (mm <sup>3</sup> )	Z <sub>22</sub> (mm <sup>3</sup> )	r <sub>33</sub> (mm)	r <sub>22</sub> (mm)
5098600	5098600	6174000	151.5	151.5	

##### Material Properties

E (MPa)	f <sub>y</sub> (MPa)	R <sub>y</sub>	$\alpha$
200000	352	1.1	NA

##### HSS Section Parameters

HSS Welding	Reduce HSS Thickness?
ERW	No

##### Stress Check forces and Moments

Location (mm)	P <sub>u</sub> (N)	M <sub>u33</sub> (N-mm)	M <sub>u22</sub> (N-mm)	V <sub>u2</sub> (N)	V <sub>u3</sub> (N)	T <sub>u</sub> (N-mm)
0	-1272535.95	312602001	73776218.03	119615.87	18941.17	-299027.78

**Axial Force & Biaxial Moment Design Factors (H1-1b)**

	<b>L Factor</b>	<b>K<sub>1</sub></b>	<b>K<sub>2</sub></b>	<b>B<sub>1</sub></b>	<b>B<sub>2</sub></b>	<b>C<sub>m</sub></b>
Major Bending	0.837	1	1	1	1	0.51
Minor Bending	0.837	1	1	1	1	0.666

**Parameters for Lateral Torsion Buckling**

<b>L<sub>tb</sub></b>	<b>K<sub>tb</sub></b>	<b>C<sub>b</sub></b>
0.837	1	1.952

**Demand/Capacity (D/C) Ratio**

<b>D/C Ratio =</b>	$(P_r / 2P_c) + (M_{r33} / M_{c33}) + (M_{r22} / M_{c22})$
0.244 =	0.047 + 0.16 + 0.038

**Axial Force and Capacities**

<b>P<sub>u</sub> Force (N)</b>	<b>φP<sub>nc</sub> Capacity (N)</b>	<b>φP<sub>m</sub> Capacity (N)</b>
1272535.95	13622956.37	14065920

**Moments and Capacities**

	<b>M<sub>u</sub> Moment (N-mm)</b>	<b>φM<sub>n</sub> Capacity (N-mm)</b>	<b>φM<sub>n</sub> No L<sub>TBD</sub> (N-mm)</b>
Major Bending	312602001	1955923200	1955923200
Minor Bending	73776218.03	1955923200	

**Torsion Moment and Capacities**

<b>T<sub>u</sub> Moment (N-mm)</b>	<b>T<sub>n</sub> Capacity (N-mm)</b>	<b>φT<sub>n</sub> Capacity (N-mm)</b>
-299027.78	1712769381	1541492443

**Shear Design**

	<b>V<sub>u</sub> Force (N)</b>	<b>φV<sub>n</sub> Capacity (N)</b>	<b>Stress Ratio</b>
Major Shear	120053.3	3535488	0.034
Minor Shear	3373.42	3535488	0.001

Figura C- 2. Resultados de Diseño de Viga B29 del Modelo 1

## ETABS 2015 Steel Frame Design

### AISC 360-10 Steel Section Check (Strength Summary)

#### Element Details

Level	Element	Unique Name	Location (mm)	Combo	Element Type	Section	Classification
N+3.75	B29	49	7300	UDS:IS9	Special Moment Frame	W24X84	Compact

#### LLRF and Demand/Capacity Ratio

L (mm)	LLRF	Stress Ratio Limit
7500.0	1	0.95

#### Analysis and Design Parameters

Provision	Analysis	2nd Order	Reduction
LRFD	Direct Analysis	General 2nd Order	Tau-b Variable

#### Stiffness Reduction Factors

$\alpha P_r / P_y$	$\alpha P_r / P_e$	$\tau_b$	EA factor	EI factor
-0.003	-3.703E-04	1	0.8	0.8

#### Design Code Parameters

$\Phi_b$	$\Phi_c$	$\Phi_{TY}$	$\Phi_{TF}$	$\Phi_v$	$\Phi_{v-RU}$	$\Phi_{vT}$
0.9	0.9	0.9	0.75	0.9	1	1

#### Section Properties

A (mm <sup>2</sup> )	J (mm <sup>4</sup> )	I <sub>33</sub> (mm <sup>4</sup> )	I <sub>22</sub> (mm <sup>4</sup> )	A <sub>w</sub> (mm <sup>2</sup> )	A <sub>o2</sub> (mm <sup>2</sup> )
15935.5	1540056.3	986468478.7	39292246.6	8961.8	7307.7

#### Design Properties

S <sub>33</sub> (mm <sup>3</sup> )	S <sub>22</sub> (mm <sup>3</sup> )	Z <sub>33</sub> (mm <sup>3</sup> )	Z <sub>22</sub> (mm <sup>3</sup> )	r <sub>33</sub> (mm)	r <sub>22</sub> (mm)	C <sub>w</sub> (mm <sup>6</sup> )
3223015.9	343001.9	3670702.3	534218.3	248.6	49.7	3.441E+12

#### Material Properties

E (MPa)	f <sub>y</sub> (MPa)	R <sub>y</sub>	$\alpha$
200000	352	1.1	NA

#### Stress Check forces and Moments

Location (mm)	P <sub>u</sub> (N)	M <sub>u33</sub> (N-mm)	M <sub>u22</sub> (N-mm)	V <sub>u2</sub> (N)	V <sub>u3</sub> (N)	T <sub>u</sub> (N-mm)
7300	14303.02	-264936548	79750	100812.97	-72.64	-5.41

#### Axial Force & Biaxial Moment Design Factors (H1.2,H1-1b)

	L Factor	K <sub>1</sub>	K <sub>2</sub>	B <sub>1</sub>	B <sub>2</sub>	C <sub>m</sub>
Major Bending	0.947	1	1	1	1	1
Minor Bending	0.333	1	1	1	1	1

**Parameters for Lateral Torsion Buckling**

$L_{1b}$	$K_{1b}$	$C_b$
0.333	1	2.078

**Demand/Capacity (D/C) Ratio Eqn.(H1.2,H1-1b)**

D/C Ratio =	$(P_r / 2P_c) + (M_{r33} / M_{c33}) + (M_{r22} / M_{c22})$
0.23 =	0.001 + 0.228 + 4.712E-04

**Axial Force and Capacities**

$P_r$ Force (N)	$\phi P_{no}$ Capacity (N)	$\phi P_{cr}$ Capacity (N)
14303.02	4014884.01	5048351.19

**Moments and Capacities**

	$M_r$ Moment (N-mm)	$\phi M_n$ Capacity (N-mm)	$\phi M_n$ No $L_{TBD}$ (N-mm)
Major Bending	264936548	1162878500	1162878500
Minor Bending	79750	169240353	

**Shear Design**

	$V_r$ Force (N)	$\phi V_n$ Capacity (N)	Stress Ratio
Major Shear	100812.97	1543392.01	0.065
Minor Shear	72.64	1703456.76	4.264E-05

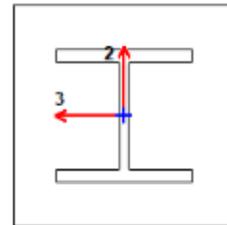
**End Reaction Major Shear Forces**

Left End Reaction (N)	Load Combo	Right End Reaction (N)	Load Combo
100835.11	UDS1S16	100812.97	UDS1S16

Figura C- 3. Resultados de Diseño de Columna C7 del Modelo 1

**ETABS 2015 Encased Composite Column Design**

AISC 360-10 Composite Steel Section Check (Strength Envelope)



**Element Details**

Level	Element	Unique Name	Section	Combo	Location	Classification
N+3.75	C7	7	C.S.C.R. 650X650	UDStIS11	0	Compact

**LLRF and Demand/Capacity Ratio**

L (mm)	LLRF	Stress Ratio Limit
3750.0	0.402	0.95

**Analysis and Design Parameters**

Provision	Analysis	2nd Order	Reduction
LRFD	Direct Analysis	General 2nd Order	Tau-b Variable

**Stiffness Reduction Factors**

$\alpha P_r / P_y$	$\alpha P_r / P_u$	$\tau_b$	EA factor	EI factor
0.114	0.008	1	0.8	0.8

**Design Code Parameters**

$\Phi_b$	$\Phi_{\theta}$	$\Phi_{TY}$	$\Phi_{TF}$	$\Phi_V$	$\Phi_{V-RI}$	$\Phi_{VT}$
0.9	0.75	0.9	0.75	0.9	1	1

**Design Code Parameters**

A (mm <sup>2</sup> )	J (mm <sup>4</sup> )	I <sub>33</sub> (mm <sup>4</sup> )	I <sub>22</sub> (mm <sup>4</sup> )	A <sub>v3</sub> (mm <sup>2</sup> )	A <sub>v2</sub> (mm <sup>2</sup> )
73644.9	3601999686	2334201383	1850595319	64687	44515.3

**Design Properties of Embedded Steel Section**

b <sub>r</sub> (mm)	h (mm)	t <sub>r</sub> (mm)	t <sub>w</sub> (mm)	A (mm <sup>2</sup> )	I <sub>33</sub> (mm <sup>4</sup> )	I <sub>22</sub> (mm <sup>4</sup> )	Z <sub>33</sub> (mm <sup>3</sup> )	Z <sub>22</sub> (mm <sup>3</sup> )
398.8	386.1	33.3	0	33419.3	890735250.8	348801934.7	5243860.5	2671091.4

**Design Properties of Reinforcement and Concrete Section**

b (mm)	h (mm)	A <sub>g</sub> (mm <sup>2</sup> )	A <sub>sr</sub> (mm <sup>2</sup> )	A <sub>sri(maj)</sub> (mm <sup>2</sup> )	A <sub>sri(min)</sub> (mm <sup>2</sup> )	A <sub>c</sub> (mm <sup>2</sup> )
650	650	422500	5096.8	0	1019.4	383983.9

**Material Properties**

E <sub>c</sub> (MPa)	E <sub>s</sub> (MPa)	E <sub>r</sub> (MPa)	f' <sub>c</sub> (MPa)	F <sub>y</sub> (MPa)	f <sub>y, rebar</sub> (MPa)
20637	200000	200000	28	352	420

**LLRF and Demand/Capacity Ratio**

L (mm)	LLRF	Stress Ratio Limit
3750.0	0.402	0.95

**Demand/Capacity (D/C) Ratio**

D/C Ratio =	$(P_r / 2P_c) + (M_{r33} / M_{c33}) + (M_{r22} / M_{c22})$
0.43 =	0.091 + 0.263 + 0.076

**Stress Check Forces and Moments**

Location (mm)	$P_u$ (N)	$M_{u33}$ (N-mm)	$M_{u22}$ (N-mm)	$V_{u2}$ (N)	$V_{u3}$ (N)	$T_u$ (N-mm)
0	-2959249.96	720080024	-144706020	202008.9	-26771.01	0

**Axial Force & Biaxial Moment Design Factors (H1-1b)**

	L Factor	$K_1$	$K_2$	$B_1$	$B_2$	$C_m$
Major Bending	0.837	1	1	1	1	0.639
Minor Bending	0.837	1	1	1	1	0.755

**Parameters for Lateral Torsion Buckling**

$L_{tb}$	$K_{tb}$	$C_b$
0.837	1	1.559

**Axial Force and Capacities**

$P_u$ Force (N)	$\phi P_{nc}$ Capacity (N)	$\phi P_{nt}$ Capacity (N)
2959249.96	16324099.01	12513807.28

**Moments and Capacities**

	$M_u$ Moment (N-mm)	$\phi M_n$ Capacity (N-mm)	$\phi M_n$ No $L_{TBD}$ (N-mm)
Major Bending	720080024	2737033142	2737033142
Minor Bending	144706020	1896861622	

**End Reaction Major Shear Forces**

Left End Reaction (N)	Load Combo	Right End Reaction (N)	Load Combo
100835.11	UDStIS16	100812.97	UDStIS16

Figura C- 4. Resultados de Diseño de Viga B5 del Modelo 1

**ETABS 2015 Steel Frame Design**

**AISC 360-10 Steel Section Check (Strength Summary)**

**Element Details**

Level	Element	Unique Name	Location (mm)	Combo	Element Type	Section	Classification
N+3.75	B5	25	325	UDStIS12	Special Moment Frame	W24X84	Compact

**LLRF and Demand/Capacity Ratio**

L (mm)	LLRF	Stress Ratio Limit
7500.0	0.748	0.95

### Analysis and Design Parameters

Provision	Analysis	2nd Order	Reduction
LRFD	Direct Analysis	General 2nd Order	Tau-b Variable

### Stiffness Reduction Factors

$\alpha P_r/P_y$	$\alpha P_r/P_n$	$\tau_b$	EA factor	EI factor
-0.001	-2.021E-04	1	0.8	0.8

### Design Code Parameters

$\Phi_b$	$\Phi_c$	$\Phi_{TY}$	$\Phi_{TF}$	$\Phi_v$	$\Phi_{v-RI}$	$\Phi_{VT}$
0.9	0.9	0.9	0.75	0.9	1	1

### Section Properties

A (mm <sup>2</sup> )	J (mm <sup>4</sup> )	I <sub>33</sub> (mm <sup>4</sup> )	I <sub>22</sub> (mm <sup>4</sup> )	A <sub>33</sub> (mm <sup>2</sup> )	A <sub>22</sub> (mm <sup>2</sup> )
15935.5	1540058.3	986468478.7	39292246.8	8961.8	7307.7

### Design Properties

S <sub>33</sub> (mm <sup>3</sup> )	S <sub>22</sub> (mm <sup>3</sup> )	Z <sub>33</sub> (mm <sup>3</sup> )	Z <sub>22</sub> (mm <sup>3</sup> )	r <sub>33</sub> (mm)	r <sub>22</sub> (mm)	C <sub>x</sub> (mm <sup>3</sup> )
3223015.9	343001.9	3670702.3	534218.3	248.8	49.7	3.441E+12

### Material Properties

E (MPa)	f <sub>y</sub> (MPa)	R <sub>y</sub>	$\alpha$
200000	352	1.1	NA

### Stress Check forces and Moments

Location (mm)	P <sub>u</sub> (N)	M <sub>u33</sub> (N-mm)	M <sub>u22</sub> (N-mm)	V <sub>u2</sub> (N)	V <sub>u3</sub> (N)	T <sub>u</sub> (N-mm)
325	8386.87	-571969187	-19138.76	-309081.37	-15.69	14.21

### Axial Force & Biaxial Moment Design Factors (H1.2,H1-1b)

	L Factor	K <sub>1</sub>	K <sub>2</sub>	B <sub>1</sub>	B <sub>2</sub>	C <sub>m</sub>
Major Bending	0.913	1	1	1	1	1
Minor Bending	0.25	1	1	1	1	1

### Parameters for Lateral Torsion Buckling

L <sub>1b</sub>	K <sub>1b</sub>	C <sub>b</sub>
0.25	1	1.156

### Demand/Capacity (D/C) Ratio Eqn.(H1.2,H1-1b)

D/C Ratio =	$(P_u/2P_c) + (M_{u33}/M_{c33}) + (M_{u22}/M_{c22})$
0.493 =	0.001 + 0.492 + 1.131E-04

### Axial Force and Capacities

P <sub>u</sub> Force (N)	$\Phi P_{nc}$ Capacity (N)	$\Phi P_{n1}$ Capacity (N)
8386.87	4297769.68	5048351.19

**Moments and Capacities**

	$M_v$ Moment (N-mm)	$\phi M_n$ Capacity (N-mm)	$\phi M_n$ No $L_{TB0}$ (N-mm)
Major Bending	571969187	1162878500	1162878500
Minor Bending	19138.76	169240353	

**Shear Design**

	$V_u$ Force (N)	$\phi V_n$ Capacity (N)	Stress Ratio
Major Shear	309081.37	1543392.01	0.2
Minor Shear	15.69	1703456.76	9.212E-06

**End Reaction Major Shear Forces**

Left End Reaction (N)	Load Combo	Right End Reaction (N)	Load Combo
309081.37	UDS1S16	309075.16	UDS1S16

Figura C- 5. Resultados de Diseño de Columna C8 del Modelo 2

**ETABS 2015 Steel Frame Design**

**AISC 360-10 Steel Section Check (Strength Summary)**

**Element Details**

Level	Element	Unique Name	Location (mm)	Combo	Element Type	Section	Classification
N+3.75	C8	8	0	UDS1S9	Special Moment Frame	W14X193	Compact

**LLRF and Demand/Capacity Ratio**

L (mm)	LLRF	Stress Ratio Limit
3750.0	0.466	0.95

**Analysis and Design Parameters**

Provision	Analysis	2nd Order	Reduction
LRFD	Direct Analysis	General 2nd Order	Tau-b Variable

**Stiffness Reduction Factors**

$\alpha P_r / P_s$	$\alpha P_r / P_n$	$\tau_b$	EA factor	EI factor
0.099	0.016	1	0.8	0.8

**Design Code Parameters**

$\Phi_b$	$\Phi_c$	$\Phi_{TY}$	$\Phi_{TF}$	$\Phi_v$	$\Phi_{Y-RI}$	$\Phi_{VT}$
0.9	0.9	0.9	0.75	0.9	1	1

### Section Properties

A (mm <sup>2</sup> )	J (mm <sup>4</sup> )	I <sub>33</sub> (mm <sup>4</sup> )	I <sub>22</sub> (mm <sup>4</sup> )	A <sub>c3</sub> (mm <sup>2</sup> )	A <sub>c2</sub> (mm <sup>2</sup> )
36845.1	14484853.6	998955421.4	387511457.2	29171.6	8900

### Design Properties

S <sub>33</sub> (mm <sup>3</sup> )	S <sub>22</sub> (mm <sup>3</sup> )	Z <sub>33</sub> (mm <sup>3</sup> )	Z <sub>22</sub> (mm <sup>3</sup> )	r <sub>33</sub> (mm)	r <sub>22</sub> (mm)	C <sub>x</sub> (mm <sup>4</sup> )
5074703.4	1943484.5	5817407.7	2949671.5	165.1	102.8	1.233E+13

### Material Properties

E (MPa)	f <sub>y</sub> (MPa)	R <sub>y</sub>	α
200000	352	1.1	NA

### Stress Check forces and Moments

Location (mm)	P <sub>u</sub> (N)	M <sub>u33</sub> (N-mm)	M <sub>u22</sub> (N-mm)	V <sub>u2</sub> (N)	V <sub>u3</sub> (N)	T <sub>u</sub> (N-mm)
0	-1274914.82	350389382	40319119.91	135505.89	13426.97	-6978.76

### Axial Force & Biaxial Moment Design Factors (H1-1b)

	L Factor	K <sub>1</sub>	K <sub>2</sub>	B <sub>1</sub>	B <sub>2</sub>	C <sub>m</sub>
Major Bending	0.837	1	1	1	1	0.504
Minor Bending	0.837	1	1	1	1	0.558

### Parameters for Lateral Torsion Buckling

L <sub>1b</sub>	K <sub>1b</sub>	C <sub>b</sub>
0.837	1	1.974

### Demand/Capacity (D/C) Ratio Eqn.(H1-1b)

D/C Ratio =	(P <sub>u</sub> /2P <sub>c</sub> ) + (M <sub>u33</sub> /M <sub>c33</sub> ) + (M <sub>u22</sub> /M <sub>c22</sub> )
0.292 =	0.059 + 0.19 + 0.043

### Axial Force and Capacities

P <sub>u</sub> Force (N)	φP <sub>nc</sub> Capacity (N)	φP <sub>n1</sub> Capacity (N)
1274914.82	10829770.97	11609163.88

### Moments and Capacities

	M <sub>u</sub> Moment (N-mm)	φM <sub>nc</sub> Capacity (N-mm)	φM <sub>n1</sub> No L <sub>1b</sub> (N-mm)
Major Bending	350389382	1842954766	1842954766
Minor Bending	40319119.91	934455938	

### Shear Design

	V <sub>u</sub> Force (N)	φV <sub>n</sub> Capacity (N)	Stress Ratio
Major Shear	135505.89	1879676.24	0.072
Minor Shear	13426.97	5544929.09	0.002

Figura C- 6. Resultados de Diseño de Viga B29 del Modelo 2

## ETABS 2015 Steel Frame Design

### AISC 360-10 Steel Section Check (Strength Envelope)

#### Element Details

Level	Element	Unique Name	Section	Combo	Location	Frame Type	Classification
N+3.75	B29	49	W24X84	UDStIS9	7303.2	Special Moment Frame	Compact

#### LLRF and Demand/Capacity Ratio

L (mm)	LLRF	Stress Ratio Limit
7500.0	1	0.95

#### Analysis and Design Parameters

Provision	Analysis	2nd Order	Reduction
LRFD	Direct Analysis	General 2nd Order	Tau-b Variable

#### Stiffness Reduction Factors

$\alpha P_r / P_n$	$\alpha P_r / P_n$	$r_b$	EA factor	EI factor
0	0	1	0.8	0.8

#### Design Code Parameters

$\Phi_a$	$\Phi_b$	$\Phi_{TY}$	$\Phi_{TF}$	$\Phi_v$	$\Phi_{V-RI}$	$\Phi_{VT}$
0.9	0.9	0.9	0.75	0.9	1	1

#### Section Properties

A (mm <sup>2</sup> )	J (mm <sup>4</sup> )	I <sub>33</sub> (mm <sup>4</sup> )	I <sub>22</sub> (mm <sup>4</sup> )	A <sub>v3</sub> (mm <sup>2</sup> )	A <sub>v2</sub> (mm <sup>2</sup> )
15935.5	1540056.3	986468478.7	39292246.6	8961.8	7307.7

#### Design Properties

S <sub>33</sub> (mm <sup>3</sup> )	S <sub>22</sub> (mm <sup>3</sup> )	Z <sub>33</sub> (mm <sup>3</sup> )	Z <sub>22</sub> (mm <sup>3</sup> )	r <sub>33</sub> (mm)	r <sub>22</sub> (mm)
3223015.9	343001.9	3670702.3	248.8	49.7	3.441E+12

#### Material Properties

E (MPa)	f <sub>y</sub> (MPa)	R <sub>y</sub>	$\alpha$
200000	352	1.1	NA

#### Stress Check forces and Moments

Location (mm)	P <sub>u</sub> (N)	M <sub>u33</sub> (N-mm)	M <sub>u22</sub> (N-mm)	V <sub>u2</sub> (N)	V <sub>u3</sub> (N)	T <sub>u</sub> (N-mm)
7303.2	0	-289695781	0	107617.62	0	1153.76

#### Axial Force & Biaxial Moment Design Factors (H1-1b)

	L Factor	K <sub>1</sub>	K <sub>2</sub>	B <sub>1</sub>	B <sub>2</sub>	C <sub>u</sub>
Major Bending	0.948	1	1	1	1	1
Minor Bending	0.333	1	1	1	1	1

**Parameters for Lateral Torsion Buckling**

$L_{lb}$	$K_{lb}$	$C_b$
0.333	1	2.093

**Demand/Capacity (D/C) Ratio**

<b>D/C Ratio =</b>	$(P_u / 2P_c) + (M_{u33} / M_{c33}) + (M_{u22} / M_{c22})$
0.249 =	0 + 0.249 + 0

**Axial Force and Capacities**

$P_u$ Force (N)	$\phi P_{nc}$ Capacity (N)	$\phi P_{nl}$ Capacity (N)
0	4014884.01	5048351.19

**Moments and Capacities**

	$M_u$ Moment (N-mm)	$\phi M_n$ Capacity (N-mm)	$\phi M_n$ No $L_{TBD}$ (N-mm)
Major Bending	289895781	1162878500	1162878500
Minor Bending	0	169240353	

**Shear Design**

	$V_u$ Force (N)	$\phi V_n$ Capacity (N)	Stress Ratio
Major Shear	107617.62	1543392.01	0.07
Minor Shear	0	1703456.76	0

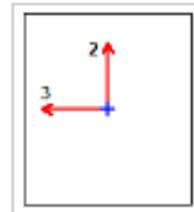
**End Reaction Major Shear Forces**

Left End Reaction (N)	Load Combo	Right End Reaction (N)	Load Combo
107598.96	UDS1S16	107617.62	UDS1S16

Figura C- 7. Resultados de Diseño de Columna C6 del Modelo 2

**ETABS 2015 Composite Column Design**

AISC 360-10 Composite Section Check (Strength Envelope)



**Element Details**

Level	Element	Unique Name	Section	Combo	Location	Classification
N+3.75	C8	6	C.S.C 400X450X22	UDS1S12	0	Compact

**LLRF and Demand/Capacity Ratio**

L (mm)	LLRF	Stress Ratio Limit
3750.0	0.402	0.95

**Analysis and Design Parameters**

Provision	Analysis	2nd Order	Reduction
LRFD	Direct Analysis	General 2nd Order	Tau-b Variable

**Stiffness Reduction Factors**

$\alpha P_r / P_y$	$\alpha P_x / P_y$	$T_b$	EA factor	EI factor
0.223	0.016	1	0.8	0.8

**Design Code Parameters**

$\Phi_b$	$\Phi_c$	$\Phi_{TV}$	$\Phi_{TF}$	$\Phi_v$	$\Phi_{v-2}$	$\Phi_{VT}$
0.9	0.75	0.9	0.75	0.9	1	1

**Design Properties of Steel Section**

A (mm <sup>2</sup> )	J (mm <sup>4</sup> )	I <sub>33</sub> (mm <sup>4</sup> )	I <sub>22</sub> (mm <sup>4</sup> )	A <sub>33</sub> (mm <sup>2</sup> )	A <sub>22</sub> (mm <sup>2</sup> )
35464	1428857018	1052105325	873507125.3	17192.7	19278.8

**Material Properties**

E <sub>s</sub> (MPa)	f <sub>c</sub> (MPa)	F <sub>y</sub> (MPa)	R <sub>y</sub>
200000	28	352	0

**LLRF and Demand/Capacity Ratio**

L (mm)	LLRF	Stress Ratio Limit
3750.0	0.402	0.95

**Demand/Capacity (D/C) Ratio**

D/C Ratio =	$(P_x / P_y) + (8/9)(M_{33} / M_{33c}) + (8/9)(M_{22} / M_{22c})$
0.537 =	0.241 + 0.249 + 0.047

**Stress Check Forces and Moments**

Location (mm)	P <sub>x</sub> (N)	M <sub>33</sub> (N-mm)	M <sub>22</sub> (N-mm)	V <sub>12</sub> (N)	V <sub>13</sub> (N)	T <sub>11</sub> (N-mm)
0	-2781782.86	-528809709	92337015.38	-185999.18	21152.74	1551978.24

**Axial Force & Biaxial Moment Design Factors (H1-1a)**

	L Factor	K <sub>1</sub>	K <sub>2</sub>	B <sub>1</sub>	B <sub>2</sub>	C <sub>m</sub>
Major Bending	0.837	1	1	1	1	0.545
Minor Bending	0.837	1	1	1	1	0.73

**Parameters for Lateral Torsion Buckling**

L <sub>1b</sub>	K <sub>1b</sub>	C <sub>b</sub>
0.837	1	1.825

**Axial Force and Capacities**

P <sub>u</sub> Force (N)	φP <sub>no</sub> Capacity (N)	φP <sub>cr</sub> Capacity (N)
2781782.86	11526819.14	11234985.2

**Moments and Capacities**

	M <sub>u</sub> Moment (N-mm)	φM <sub>n</sub> Capacity (N-mm)	φM <sub>n</sub> (No LTB) (N-mm)
Major Bending	528809709	1891158210	1891158210
Minor Bending	82337015.38	1750720770	

**End Reaction Major Shear Forces**

Left End Reaction (N)	Load Combo	Right End Reaction (N)	Load Combo
107598.96	UDS1S16	107617.62	UDS8S16

Figura C- 8. Resultados de Diseño de Viga B5 del Modelo 2

**ETABS 2015 Steel Frame Design**

**AISC 360-10 Steel Section Check (Strength Envelope)**

**Element Details**

Level	Element	Unique Name	Section	Combo	Location	Frame Type	Classification
N+3.75	B5	25	W24X84	UDS1S12	225	Special Moment Frame	Compact

**LLRF and Demand/Capacity Ratio**

L (mm)	LLRF	Stress Ratio Limit
7500.0	0.748	0.95

**Analysis and Design Parameters**

Provision	Analysis	2nd Order	Reduction
LRFD	Direct Analysis	General 2nd Order	Tau-b Variable

#### Stiffness Reduction Factors

$\alpha P_r / P_c$	$\alpha P_r / P_e$	$r_b$	EA factor	EI factor
0	0	1	0.8	0.8

#### Design Code Parameters

$\Phi_a$	$\Phi_b$	$\Phi_{T_r}$	$\Phi_{T_f}$	$\Phi_v$	$\Phi_{v-R1}$	$\Phi_{vT}$
0.9	0.9	0.9	0.75	0.9	1	1

#### Section Properties

A (mm <sup>2</sup> )	J (mm <sup>4</sup> )	I <sub>33</sub> (mm <sup>4</sup> )	I <sub>22</sub> (mm <sup>4</sup> )	A <sub>v3</sub> (mm <sup>2</sup> )	A <sub>v2</sub> (mm <sup>2</sup> )
15935.5	1540056.3	986469478.7	39292246.6	8961.8	7307.7

#### Design Properties

S <sub>33</sub> (mm <sup>3</sup> )	S <sub>22</sub> (mm <sup>3</sup> )	Z <sub>33</sub> (mm <sup>3</sup> )	Z <sub>22</sub> (mm <sup>3</sup> )	r <sub>33</sub> (mm)	r <sub>22</sub> (mm)
3223015.9	343001.9	3670702.3	248.8	49.7	3.441E+12

#### Material Properties

E (MPa)	f <sub>y</sub> (MPa)	R <sub>y</sub>	$\alpha$
200000	352	1.1	NA

#### Stress Check forces and Moments

Location (mm)	P <sub>u</sub> (N)	M <sub>u33</sub> (N-mm)	M <sub>u22</sub> (N-mm)	V <sub>u2</sub> (N)	V <sub>u3</sub> (N)	T <sub>u</sub> (N-mm)
225	0	-602281024	0	-311590.98	0	-1970.98

#### Axial Force & Biaxial Moment Design Factors (H1-1b)

	L Factor	K <sub>1</sub>	K <sub>2</sub>	B <sub>1</sub>	B <sub>2</sub>	C <sub>r</sub>
Major Bending	0.94	1	1	1	1	1
Minor Bending	0.25	1	1	1	1	1

#### Parameters for Lateral Torsion Buckling

L <sub>1b</sub>	K <sub>1b</sub>	C <sub>b</sub>
0.25	1	1.158

#### Demand/Capacity (D/C) Ratio

D/C Ratio =	$(P_r / 2P_c) + (M_{u33} / M_{c33}) + (M_{u22} / M_{c22})$
0.518 =	0 + 0.518 + 0

#### Axial Force and Capacities

P <sub>u</sub> Force (N)	$\Phi P_{nc}$ Capacity (N)	$\Phi P_{ne}$ Capacity (N)
0	4297769.68	5048351.19

**Moments and Capacities**

	<b>M<sub>r</sub> Moment (N-mm)</b>	<b>φM<sub>r</sub> Capacity (N-mm)</b>	<b>φM<sub>r</sub> No L<sub>T20</sub> (N-mm)</b>
Major Bending	602281024	1162878500	1162878500
Minor Bending	0	169240353	

**Shear Design**

	<b>V<sub>r</sub> Force (N)</b>	<b>φV<sub>r</sub> Capacity (N)</b>	<b>Stress Ratio</b>
Major Shear	311590.98	1543392.01	0.202
Minor Shear	0	1703456.76	0

**End Reaction Major Shear Forces**

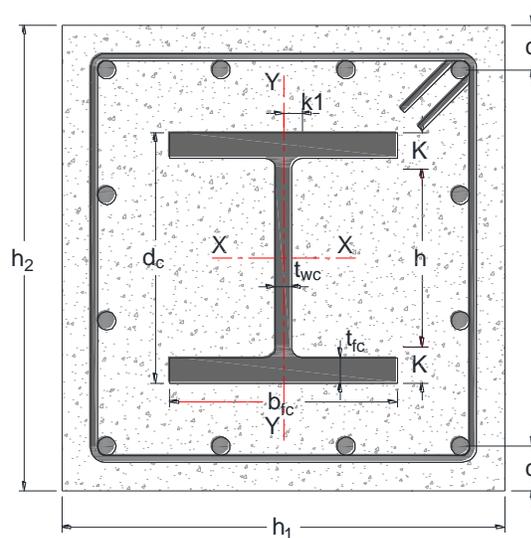
<b>Left End Reaction (N)</b>	<b>Load Combo</b>	<b>Right End Reaction (N)</b>	<b>Load Combo</b>
311590.98	UDSIS16	311583.63	UDSIS16

## Anexo D. Cálculo de la resistencia nominal a flexión mpcc de la columna compuesta (tipo perfil revestido).

**D.1 Dimensionamiento de la Columna Compuesta.** Las dimensiones de la sección de la columna compuesta es de 65cm X 65cm, a continuación, se definirán las propiedades de los materiales para su respectivo dimensionamiento y refuerzo.

Como el diseño corresponde a estructuras metálicas, se unificarán unidades las cuales serán en (mm) y (MPa). Para comprender la nomenclatura se muestra a continuación la figura A-1.

Figura D- 1. Geometría de la Sección Columna Compuesta Tipo Perfil Embebido



Dimensiones de la Columna:

$$h_1 = 650 \text{ mm}$$

$$h_2 = 650 \text{ mm}$$

$$A_g = 4225 \times 10^2 \text{ mm}^2$$

Resistencia de los Materiales:

$$f'_c = 28 \text{ MPa (Resistencia del Concreto a la Compresión)}$$

$$F_{yr} = 420 \text{ MPa (Resistencia del Acero de Refuerzo)}$$

$$F_y = 352 \text{ MPa (Resistencia del Perfil Metálico)}$$

$$E = 200000 \text{ MPa (Modulo de Elasticidad del Acero)}$$

$$E_c = 24870.06 \text{ MPa (Modulo de Elasticidad del Concreto)}$$

### **D.1.1 Selección del Refuerzo longitudinal, Transversal y Perfil Metálico**

Para determinar las dimensiones de los componentes de la columna, se toman los requisitos dados por el Título F de la NSR-10, estos parámetros dados en este reglamento corresponden a los mínimos a tener a cuenta en los elementos que la componen, en caso que, en los cálculos, se determinen dimensiones menores a las dadas por este.

#### **D.1.1.1 Refuerzo Longitudinal**

##### *F.3.4.1.4.2 Columnas Compuestas Embebidas*

*(2) Miembros con ductilidad alta*

##### *C.21.6.3 Refuerzo Longitudinal*

*C.21.6.3.1 El área de refuerzo longitudinal,  $A_{st}$ , no debe ser menor que  $0.01A_g$  ni mayor que  $0.04A_g$ .*

$$A_{stmin} = 0.01 * 65 * 65 = 42.25 \text{ cm}^2$$

$$A_{stmax} = 0.04 * 65 * 65 = 169 \text{ cm}^2$$

*C.10.13 Elementos compuestos sometidos a compresión.*

*C.10.13.8 Estribos de refuerzo alrededor de un núcleo de acero estructural.*

*C.10.13.8.5 Las barras longitudinales colocadas dentro de los estribos no deben ser menores de 0.01 ni mayores de 0.08 veces al área neta de concreto.*

$$A_{stmin} = 0.01 * 65 * 65 = 42.25cm^2$$

$$A_{stmax} = 0.08 * 65 * 65 = 338cm^2$$

$$42.25cm^2 < 10\phi 1" = 50.67cm^2 < 169cm^2 \text{ y } 338cm^2$$

*F.2.9.2 Fuerza axial*

*F.2.9.2.1 Miembros compuestos tipo perfil revestido*

*F.2.9.2.1.1 **Limitaciones** Para que un miembro califique como miembro compuesto tipo perfil revestido, se debe cumplir las siguientes limitaciones:*

*El área de la sección transversal del núcleo del acero debe comprender al menos el 1% de la sección transversal compuesta total.*

*El revestimiento de concreto del núcleo del acero debe reforzarse con barras longitudinales continuas y estribos o espirales.*

*Cuando se usen estribos, se suministrarán como mínimo varillas de 9.5mm de diámetro espaciadas 305 mm a centros, o varillas de 12.7 mm de diámetro o*

mayores espaciadas a 406 mm a centros. Se permite el uso de alambre corrugado o malla electrosoldada con un área equivalente.

En ningún caso el espaciamiento de los estribos debe ser superior a 0.5 veces la menor dimensión de la columna.

$$s = 0.5 * 650 = 325mm$$

La mínima relación de áreas para el refuerzo longitudinal continuo,  $\rho_{sr}$ , será de 0.004, donde  $\rho_{sr}$  está dada por:

$$\rho_{sr} = \frac{A_{sr}}{A_g}$$

Donde:

$A_{sr}$  = Área de las barras de refuerzo continuo,  $mm^2$

$A_g$  = Área bruta de la sección compuesta,  $mm^2$

$$A_{sr} = \rho_{sr}A_g = 0.004 * 650 * 650 = 1690mm^2$$

Se coloca 10 barras  $\phi 1''$ .

#### **D.1.1.2 Refuerzo Transversal**

##### **Separación de estribos en zona confinada NSR-10 Título F.3.4.1.4.2 Columnas compuestas embebidas**

Las columnas de sistemas sísmicos compuestos de las secciones F.3.7 y F.3.8 deben cumplir los requisitos de F.2.9 además de los requisitos de esta sección, para miembros con ductilidad moderada y alta.

**(1) Miembros con ductilidad moderada** Las columnas compuestas embebidas con ductilidad moderada deben satisfacer los siguientes requisitos:

**(i)** El máximo espaciamiento del refuerzo transversal en la parte superior e inferior debe tomarse como el menor de los siguientes:

**(a)** La mitad de la dimensión menor de la sección.

$$h_1 = 650 \text{ mm}$$

$$h_2 = 650 \text{ mm}$$

$$s = (h_1 \text{ o } h_2) = \frac{650}{2} = 325 \text{ mm}$$

**(b)** 8 veces el diámetro de la barra longitudinal.

$$\phi_{\text{barra Longitudinal}} = 1'' = 25.4 \text{ mm}$$

$$s = 8\phi_{bl} = 8 * 25.4 = 203.2 \text{ mm}$$

**(c)** 24 veces el diámetro del refuerzo transversal.

$$\phi_{\text{barra Transversal}} = 3/8'' = 9.53 \text{ mm}$$

$$s = 24\phi_{bt} = 24 * 9.5 = 228 \text{ mm}$$

**(d)** 300 mm.

Se toma la menor separación para este ítem  $s=203.2 \text{ mm}$

**(2) Miembros con ductilidad alta**

Las columnas compuestas embebidas con ductilidad alta deben satisfacer los siguientes requisitos, además de los del numeral (1) anterior.

(i) El refuerzo transversal estará compuesto por estribos de confinamiento como lo define C.21 y deben cumplir con los siguientes requisitos:

#### C.21.6.4 — Refuerzo transversal

C.21.6.4.3 — La separación del refuerzo transversal a lo largo del eje longitudinal del elemento no debe exceder la menor de (a), (b), y (c):

(a) La cuarta parte de la dimensión mínima del elemento.

$$h_1 = 650 \text{ mm}$$

$$h_2 = 650 \text{ mm}$$

$$s = \frac{650}{4} = 162.5 \text{ mm}$$

(b) Seis veces el diámetro de la barra de refuerzo longitudinal menor,

$$\phi_{\text{barra Longitudinal}} = 1" = 25.4 \text{ mm.}$$

$$s = 6\phi_{bl} = 6 * 25.4 = 152.4 \text{ mm}$$

(c)  $s_o$ , según lo definido en la siguiente ecuación.

$$s_o = 100 + \left( \frac{350 - h_x}{3} \right)$$

$h_x$  = Espaciamiento máximo horizontal, medido centro a centro entre ganchos

suplementarios o ramas de estribos cerrados de confinamiento de todas las caras de la columna, mm

$$h_x = 551 \text{ mm}$$

$$s_o = 100 + \left( \frac{350 - 551}{3} \right) = 99.67 \text{ mm}$$

El valor de  $s_o$  no debe ser mayor a 150 mm y no es necesario tomarlo menor a 100 mm.

Separación máxima de estribos en la zona confinada = 100mm

### **D.1.1.3 Longitud de la zona confinada y no confinada** NSR-10 Título F.3.4.1.4.2 *Columnas compuestas embebidas*

Las columnas de sistemas sísmicos compuestos de las secciones F.3.7 y F.3.8 deben cumplir los requisitos de F.2.9 además de los requisitos de esta sección, para miembros con ductilidad moderada y alta.

#### **(1) Miembros con ductilidad moderada**

Las columnas compuestas embebidas con ductilidad moderada deben satisfacer los siguientes requisitos:

**(ii)** Estos espaciamientos deben mantenerse en una distancia vertical igual o mayor a las siguientes longitudes, medidas a partir de la cara del nudo y a ambos lados de cualquier sección donde se espera que se presente una articulación plástica.

**(a)** 1/6 de la altura libre de la columna.

$$L_c \text{ (Altura libre de la columna)} = 3138 \text{ mm}$$

$$\text{Zona Confinada} = \frac{3138}{6} = 523 \text{ mm}$$

**(b)** La máxima dimensión de la sección transversal.

$$h_1 = 650 \text{ mm}$$

$$h_2 = 650 \text{ mm}$$

Zona confinada = 650 mm

**(c)** 450 mm.

Se toma como longitud para la zona confinada para los estribos= 650 mm.

**C.21.6.4.1** — El refuerzo transversal en las cantidades que se especifican en C.21.6.4.2 hasta C.21.6.4.4, debe suministrarse en una longitud  $l_o$  medida desde cada cara del nudo y a ambos lados de cualquier sección donde pueda ocurrir fluencia por flexión como resultado de desplazamientos laterales inelásticos del pórtico. La longitud  $l_o$  no debe ser menor que la mayor de (a), (b) y (c):

(a) La altura del elemento en la cara del nudo o en la sección donde puede ocurrir fluencia por flexión.

$$l_o \text{ (d viga)} = 612 \text{ mm}$$

(b) Un sexto de la luz libre del elemento

$$l_o = \frac{3138}{6} = 523 \text{ mm}$$

(c) 450 mm.

Se toma como zona de confinamiento para estribos=620mm

Teniendo en cuenta las longitudes de confinamiento calculadas en (ii) y C.21.6.4.1 tomamos como longitud de confinamiento

$L = 650 \text{ mm, (65 cm)}$

**D.1.1.4 Separación de estribos en Zona No Confinada** NSR-10 Titulo *F.3.4.1.4.2*  
*Columnas compuestas embebidas*

**(1) Miembros con ductilidad moderada**

*Las columnas compuestas embebidas con ductilidad moderada deben satisfacer los siguientes requisitos:*

**(iii)** *El espaciamiento en la longitud restante de la columna no debe exceder el doble de los espaciamientos mencionados en (i).*

$$s \leq 2 * 100 = 200\text{mm}$$

NSR-10 Titulo *C.21.6.4 — Refuerzo transversal*

**C.21.6.4.5** — *Más allá de la longitud  $l_0$ , especificada en C.21.6.4.1, el resto de la columna debe contener refuerzo en forma de espiral o de estribo cerrado de confinamiento, que cumpla con C.7.10, con un espaciamiento,  $s$ , medido centro a centro que no exceda al menor de seis veces el diámetro de las barras longitudinales de la columna o 150 mm., a menos que C.21.6.3.2 ó C.21.6.5 requieran mayores cantidades de refuerzo transversal.*

*C.7.10 — Refuerzo transversal para elementos a compresión*

*C.7.10.2 — Los requisitos para el refuerzo transversal de elementos compuestos sometidos a compresión deben cumplir con lo especificado en C.10.13.*

*C.10.13 — Elementos compuestos sometidos a compresión*

*C.10.13.8 — Estribos de refuerzo alrededor de un núcleo de acero estructural*

*Un elemento compuesto, hecho de concreto confinado lateralmente con estribos alrededor de un núcleo de acero estructural, debe cumplir con C.10.13.8.1. a C.10.13.8.7.*

*C.10.13.8.1 — La resistencia a la fluencia de diseño del núcleo de acero estructural debe ser la resistencia a la fluencia especificada mínima para el grado de acero estructural usado, pero no debe exceder de 350 MPa.*

*C.10.13.8.2 — Los estribos transversales deben extenderse por completo alrededor del núcleo de acero estructural.*

*C.10.13.8.3 — Los estribos transversales deben tener un diámetro no menor que 0.02 veces la mayor dimensión lateral del elemento compuesto, excepto que los estribos no deben ser menores a No. 10 y no necesitan ser mayores de No. 16. Puede emplearse refuerzo electrosoldado de alambre de un área equivalente.*

$$\phi > 0.02 \text{ mayor dimension columna } (h_1 = 650\text{mm o } h_2 = 650\text{mm})$$

$$\phi > 0.02 * 65 = 1.3 \text{ cm; Se colocan estribos } \phi = 1/2''$$

*C.10.13.8.4 — El espaciamiento vertical entre los estribos transversales no debe exceder de la mitad de la menor dimensión lateral del elemento compuesto, ni de 48 veces el diámetro de los estribos, ni 16 veces el diámetro de las barras longitudinales.*

$$s \leq \frac{65}{2} = 32.5\text{cm}$$

$$s \leq 48\phi_{estribos} = 48 * 1.27 = 60.96 \approx 61\text{cm}$$

$$s \leq 16\phi_{longitudinal} = 16 * 2.54 = 40.64 \approx 41\text{cm}$$

Separación en zona no confinada 20 cm

**D.1.1.5 Área de estribos  $A_{sh}$  (cm<sup>2</sup>) NSR-10 Titulo C.21.6.4 — Refuerzo transversal**

C.21.6.4.4 — Debe proporcionarse refuerzo transversal en las cantidades que se especifican de (a) o (b), a menos que en 21.6.5 se exija mayor cantidad.

(a) La cuantía volumétrica de refuerzo en espiral o de estribos cerrados de confinamiento circulares,  $\rho_s$ , no debe ser menor que la requerida por la ecuación (C.21-6):

$f'_c$  (Resistencia del concreto) = 28 MPa

$F_y$  (resistencia del acero de refuerzo) = 420 MPa

$$\rho_s = 0.12 \frac{f'_c}{F_y} = 0.12 * \frac{28}{420} = 0.006$$

Y no debe ser menor que la requerida por la ecuación (c.10-5).

(b) El área total de la sección transversal del refuerzo de estribos cerrados de confinamiento rectangulares,  $A_{sh}$ , no debe ser menor que la requerida por las ecuaciones (C.21-7) y (C.21-8).

$$A_{sh} = 0.3 \frac{s b_c f'_c}{f_{yt}} \left[ \left( \frac{A_g}{A_{ch}} \right) - 1 \right]$$

$$A_{sh} = 0.09 \frac{s b_c f'_c}{f_{yt}}$$

Donde:

S = Separación de los estribos

$b_c$  = Dimensión transversal del núcleo del elemento medida entre los bordes externos del refuerzo transversal con área  $A_{sh}$ , mm

$A_g$  = Área bruta de la sección de concreto,  $mm^2$

$A_{ch}$  = Área de la sección transversal de un elemento estructural, medida entre los bordes exteriores del refuerzo transversal,  $mm^2$

$S$  = 75 mm

$b_c$  = 570 mm

$A_g$  = 422500  $mm^2$

$A_{ch}$  = 324900  $mm^2$

$$A_{sh} = 0.3 * \frac{75 * 570 * 28}{420} \left[ \left( \frac{422500}{324900} \right) - 1 \right] = 256.8 mm^2 \approx 2.57 cm^2$$

$$A_{sh} = 0.09 * \frac{75 * 570 * 28}{420} = 256.5 mm^2 \approx 2.57 cm^2$$

$$2\phi 1/2" = 2 * 1.27 = 2.53 cm^2 \approx 2.57 cm^2 \text{ (OK)}$$

Se colocarán estribos en dos ramas de  $\phi 1/2"$  espaciados a 75mm en la zona de confinamiento.

#### F.3.4.1.4.2 Columnas compuestas embebidas

(2) Miembros con ductilidad alta

(ii) El refuerzo transversal estará compuesto por estribos de confinamiento como lo define C.21 y deben cumplir con los siguientes requisitos:

$$A_{sh} = 0.09h_{cc}s \left(1 - \frac{F_y A_s}{P_n}\right) \left(\frac{f'_c}{F_{yh}}\right)$$

Donde:

$h_{cc}$  = Dimensión de la sección transversal confinada del núcleo, medida centro a centro del refuerzo transversal, mm

$s$  = Espaciamiento del refuerzo transversal medido a lo largo del eje longitudinal del miembro, mm

$F_y$  = Esfuerzo límite de fluencia mínimo del núcleo de acero estructural, MPa

$A_s$  = Área de la sección transversal del núcleo de acero estructural, mm<sup>2</sup>

$P_n$  = Resistencia nominal a compresión axial de la columna compuesta, N

$f'_c$  = Resistencia a compresión del concreto, MPa

$F_{yh}$  = Esfuerzo límite de fluencia mínimo del refuerzo transversal, MPa

$$h_{cc} = 570 \text{ mm}$$

$$s = 75 \text{ mm}$$

$$F_y = 352 \text{ MPa}$$

$$A_s = 33500 \text{ mm}^2$$

$$P_n = 22332771.61 \text{ N}$$

$$f'_c = 28 \text{ MPa}$$

$$F_{yh} = 420 \text{ Mpa}$$

$$A_{sh} = 0.09 * 570 * 75 * \left(1 - \frac{352 * 33500}{22332771.61}\right) \left(\frac{28}{420}\right) = 121.06 \text{ mm}^2 \approx 1.21 \text{ cm}^2$$

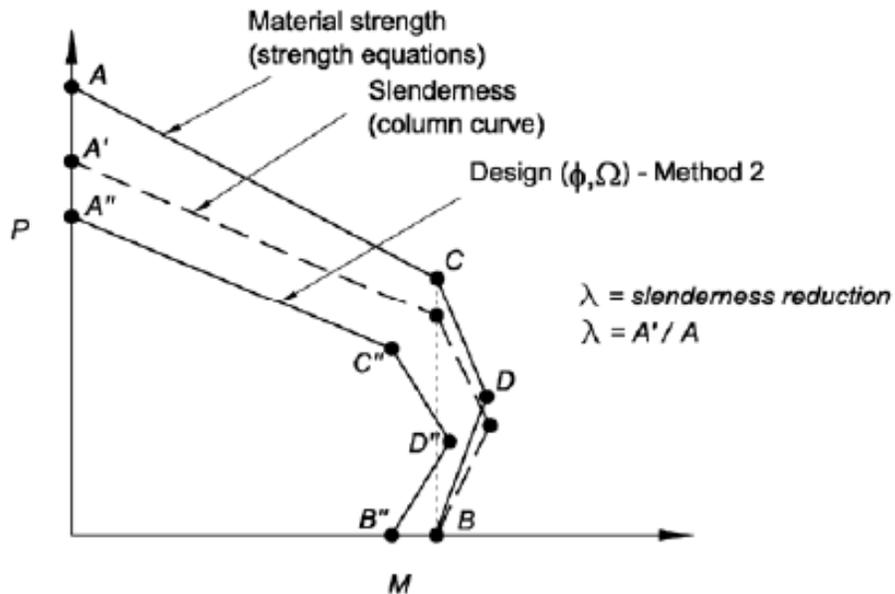
$$2\phi 1/2" = 2 * 1.27 = 2.53 \text{ cm}^2 > 1.21 \text{ cm}^2 \text{ (OK)}$$

### D.1.2 Cálculo de la Resistencia Nominal a Flexión, $M_{pcc}$ para la Columna Compuesta.

Para el cálculo de la resistencia nominal a flexión de la columna compuesta, la cual está conformada por perfiles laminados que actúan conjuntamente con una sección de concreto estructural, se determinara mediante la iteración entre fuerzas axiales y la flexión, el cual se rige por la sección I5, utilizando el Método 2 simplificado de las especificaciones del AISC 2010; que permite el uso de un método de compatibilidad de deformaciones o un método de distribución de tensiones plásticas.

El Método 2 simplificado, implica la construcción de una curva de interacción por partes lineales utilizando las ecuaciones de resistencia plástica, pero con una reducción de la curva de interacción, ver figura A-2

Figura D- 2. Diagrama de Interacción para Columnas Compuestas – Método 2



Fuente: AMERICAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION. AISC. Prequalified Connections for Special and Intermediate Steel Moment Frames for Seismic Applications or Steel Buildings. Ed 2010. Chicago. Illinois: AISC. 2010.

### **D.1.2.1 Limitaciones para Miembros compuestos tipo perfil revestidos.**

Según la NSR-10 en la sección F.2.9.2 determina lo siguiente:

*F.2.9.2.1.1 — Limitaciones — Para que un miembro califique como columna compuesta tipo perfil*

*revestido, se deben cumplir las siguientes limitaciones:*

*(a) El área de la sección transversal del núcleo del acero debe comprender al menos el 1% de la sección transversal compuesta total.*

$$A_{\text{perfil}} \geq 1\% \text{ de la sección trasnversal}$$

$$A_{\text{perfil}} = 650 * 650 * 0.01 = 4225\text{mm}^2$$

Realizando la Comparación

$$A_{s \text{ perfil}} = 33500\text{mm}^2 > 4225\text{mm}^2 \text{ (OK)}$$

*(b) El revestimiento de concreto del núcleo del acero debe reforzarse con barras longitudinales continuas y estribos o espirales.*

### **D.1.2.2 Chequeo del Limite Ancho – Espesor de perfiles de Acero o Compuestos.**

La NSR-10 en la sección F.3.5.3.5.1 especifica que las vigas y columnas que hacen parte del sistema de resistencia sísmica, para un grado de disipación de energía especial, deben ser miembros con ductilidad alta  $\lambda_{da}$ ; por lo tanto debe cumplir los requisitos de relación ancho – espesor definidos en la Tabla F.3.4-1

$$\lambda_{da} = 0.30 \sqrt{E/F_y}$$

$$\lambda_{da} = 0.30 \sqrt{200000/352} = 7.15$$

Relación ancho – espesor de las aletas de la columna:

$$\lambda = \frac{b_{fc}}{2t_{fc}} = \frac{396}{2 * 33.3} = 5.95 < 7.15 \text{ (OK)}$$

Como la relación  $\lambda \leq \lambda_{da}$ , las aletas de la columna satisfacen los requerimientos de miembros de alta ductilidad.

El análisis para el alma de la columna se encuentra especificada en la Tabla F.3.4-1.

$C_a$  = Relación entre la resistencia requerida y la resistencia de diseño.

$$C_a = \frac{P_u}{\phi_c F_y A_g}$$

$$C_a = \frac{2915598.10 \text{ N}}{0.9 * 352 * 335 * 10^2} = 0.26$$

Se presenta el caso en que  $C_a > 0.125$  entonces se debe cumplir:

$$\lambda_{da} = 0.77 \sqrt{\frac{E}{F_y}} (2.93 - C_a) \geq 1.49 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$\lambda_{da} = 0.77 \sqrt{\frac{200000}{352}} (2.93 - 0.27) \geq 1.49 \sqrt{\frac{200000}{352}}$$

$$\lambda_{da} = 48.82 \geq 35.52 \text{ (OK)}$$

$$\frac{h}{t} = \frac{320.40}{21.10} = 15.18$$

$$\frac{h}{t} = 15.18 < \lambda_{da} = 49.00 \text{ (OK)}$$

Se cumplen los requerimientos de relación ancho-espesor tanto para la aleta como para el alma de la columna.

### D.1.2.3 Calculo de la Curva de Interacción por el método de distribución de tensiones plásticas.

En la Tabla D- 1, Tabla D- 2, se encuentra las propiedades geométricas de la sección compuesta:

Tabla D- 1. Propiedades geométricas sección de la columna de concreto

SECCION	DIMENSIONES			AREAS				EJE X - X		EJES Y - Y	
				A <sub>g</sub>	A <sub>sr</sub>	A <sub>srs</sub>	A <sub>c</sub>	I <sub>c</sub>	I <sub>sr</sub>	I <sub>c</sub>	I <sub>sr</sub>
	h <sub>2</sub>	h <sub>1</sub>	c	X10 <sup>2</sup>	X10 <sup>2</sup>	X10 <sup>2</sup>	X10 <sup>2</sup>	X10 <sup>6</sup>	X10 <sup>6</sup>	X10 <sup>6</sup>	X10 <sup>6</sup>
mm	mm	mm	mm <sup>2</sup>	mm <sup>2</sup>	mm <sup>2</sup>	mm <sup>2</sup>	mm <sup>4</sup>	mm <sup>4</sup>	mm <sup>4</sup>	mm <sup>4</sup>	
Columna	650.00	650.00	62.23	4225	50.67	10.13	3839.33	14595.41	280.11	14649.84	225.69

Tabla D- 2. Propiedades geométricas de la Columna Perfil W para sección compuesta embebida

PERFIL	DIMENSIONES						AREA	EJE X - X				EJES Y - Y			
	ALTURA		ALA		DISTANCIAS			I <sub>x</sub>	S <sub>x</sub>	r <sub>x</sub>	Z <sub>x</sub>	I <sub>y</sub>	S <sub>y</sub>	r <sub>y</sub>	Z <sub>y</sub>
	d	t <sub>wc</sub>	b <sub>fc</sub>	t <sub>fc</sub>	r	h	X10 <sup>2</sup>	X10 <sup>6</sup>	X10 <sup>3</sup>	mm	X10 <sup>3</sup>	X10 <sup>6</sup>	X10 <sup>3</sup>	mm	X10 <sup>3</sup>
mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm <sup>2</sup>	mm <sup>4</sup>	mm <sup>3</sup>	mm	mm <sup>3</sup>	mm <sup>4</sup>	mm <sup>3</sup>	mm	mm <sup>3</sup>	
W 14X176	387.00	21.10	396.00	33.30	15.00	320.40	335.00	894.10	4620.00	163.00	5260.00	350.20	1760.00	102.00	2676.00

Fuente: STECKERL, Catálogo de Productos Hierros y Aceros. [Base de datos en línea]. 2da edición 2012. Disponible en <http://steckerlaceros.com/catalogo/index.html>.

Figura D- 3. Ecuaciones para el cálculo del diagrama de Interacción de la sección compuesta tipo perfil revestido

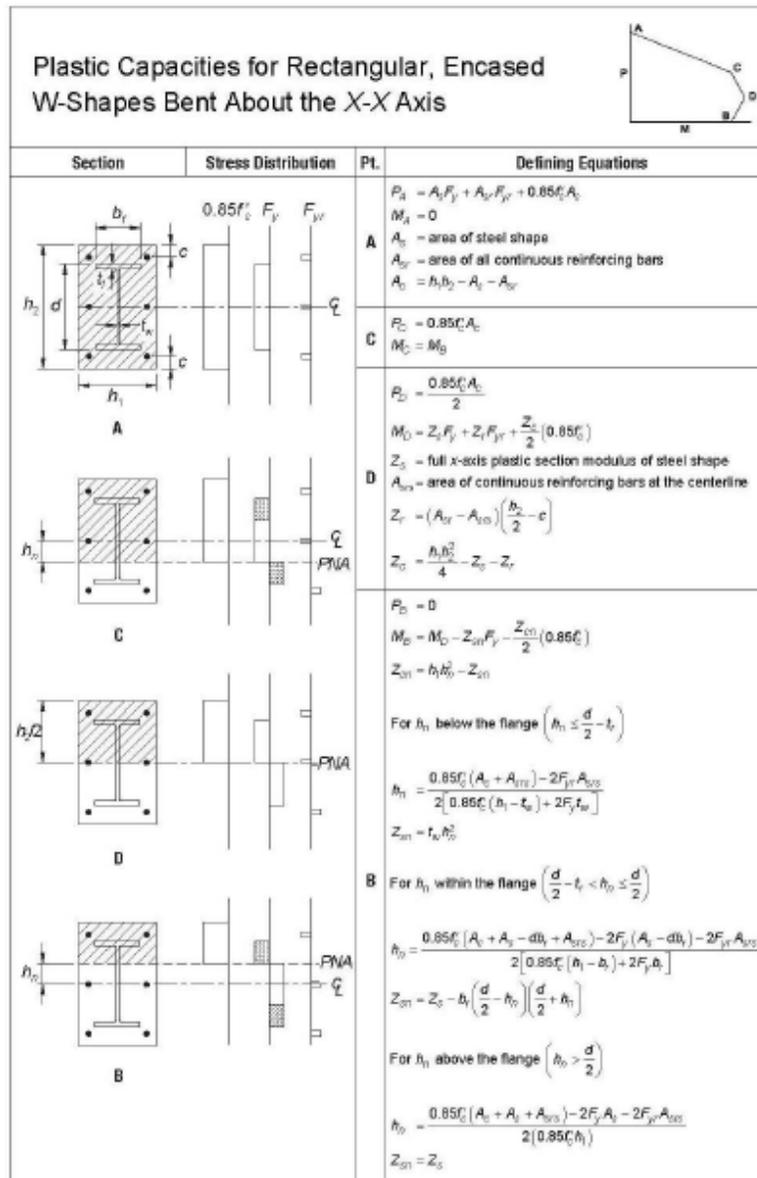


Fig. I-1a. W-shapes, strong-axis anchor points.

Fuente: AMERICAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION. AISC. Prequalified Connections for Special and Intermediate Steel Moment Frames for Seismic Applications or Steel Buildings. Ed 2010. Chicago. Illinois: AISC. 2010.

**Paso 1.** Calculo de la fuerza a compresión y flexión nominal de la curva de interacción para los puntos A, B, C, D, sin incluir los efectos de esbeltez.

Se usan las ecuaciones de la Figura D-3, alrededor del eje fuerte x-x:

$$\text{Punto A (Pura compresión)} \quad P_A = A_s F_y + A_r F_{yr} + 0.85 f'_c A_c$$

$$P_A = (335 * 10^2) * (352) + (50.67 * 10^2) * (420) + 0.85 * (28) * (3839.33 * 10^2)$$

$$P_A = 23057773.13N \approx 23057.77KN$$

$$M_A = 0.00N.m \approx 0.00KN.m$$

Punto D (Momento Máximo Nominal)

$$P_D = \frac{0.85 f'_c A_c}{2}$$

$$P_D = \frac{0.85 * 28 * 3839.33 * 10^2}{2}$$

$$P_D = 4568801.87N \approx 4568.80KN$$

$$Z_r = (A_{sr} - A_{srs}) \left( \frac{h_2}{2} - c \right)$$

$$Z_r = (50.67 * 10^2 - 10.13 * 10^2) \left( \frac{650}{2} - 62.23 \right)$$

$$Z_r = 1065197.88mm^3$$

$$Z_c = \frac{h_1 h_2^2}{4} - Z_s - Z_r$$

$$Z_c = \frac{650 * 650^2}{4} - 5260 * 10^3 - 1065.19 * 10^3$$

$$Z_c = 62331052.12 \text{mm}^3$$

$$M_D = Z_s F_y + Z_r F_{yr} + \frac{Z_c}{2} (0.85 f'_c)$$

$$M_D = 5260 * 10^3 * 352 + 1065.197 * 10^3 * 420 + \frac{62331.052}{2} * (0.85 * 28)$$

$$M_D = 3040642629.32 \text{N.mm} \approx 3040.64 \text{KN.m}$$

Punto B (Pura Flexión)  $P_B = 0.00 \text{N} \approx 0.00 \text{KN}$

Se asume  $h_n$  está por debajo del patín

$$h_n \leq \frac{d}{2} - t_{fc}$$

$$h_n = \frac{0.85 f'_c (A_c + A_{srs}) - 2 F_{yr} A_{srs}}{2 [0.85 f'_c (h_1 - t_{wc}) + 2 F_y t_{wc}]}$$

$$h_n = \frac{0.85 * 28 * (3839.33 * 10^2 + 10.13 * 10^2) - 2 * 420 * 10.13 * 10^2}{2 * [0.85 * 28 * (650 - 21.10) + 2 * 352 * 21.10]}$$

$$h_n = 139.33 \text{mm}$$

$$Z_{sn} = t_{wc} h_n^2$$

$$Z_{sn} = 21.1 * 139.33^2$$

$$Z_{sn} = 409629.89 mm^2$$

$$Z_{cn} = h_1 h_n^2 - Z_{sn}$$

$$Z_{cn} = 650 * 139.34^2 - 409629.89$$

$$Z_{cn} = 12209300.43 mm^3$$

$$M_B = M_D - Z_{sn} F_y - \frac{Z_{cn} (0.85 f'_c)}{2}$$

$$M_B = 3040642629.32 - 409629.89 * 352 - \frac{12209300.43 * (0.85 * 28)}{2}$$

$$M_B = 2751162232.29 N \cdot mm \approx 2751.16 KN \cdot m$$

Punto C (Punto Intermedio)  $P_C = 0.85 f'_c A_c$

$$P_C = 0.85 * 28 * 3839.33 * 10^2$$

$$P_C = 9137603.73 N \approx 9137.60 KN$$

$$M_C = M_B$$

$$M_C = M_B = 2751162232.29 N \cdot mm \approx 2751.16 KN \cdot m$$

**Paso 2.** Calculo de la fuerza a compresión y flexión nominal de la curva de interacción para los puntos A', B', C', D', incluyendo la reducción por los efectos de esbeltez.

Se calculará los efectos de esbeltez por el eje débil de la columna, ya que la longitud efectiva (KL) es la misma en las dos direcciones, su relación de esbeltez no lo es; tendiendo a tener una rigidez efectiva menor por el eje débil de la sección compuesta  $EI_{eff}$ ; teniendo en cuenta que los momentos de inercia para la sección de concreto y del acero de refuerzo son similares alrededor de cada eje, la columna de perfil metálico tendrá mayor tendencia a pandearse por su eje débil.

El factor de reducción por efectos de esbeltez,  $\lambda$ , se calcula para el punto A utilizando la sección F.2.9.2.1.2 de la NSR-10

$$P_{no} = P_A$$

$$P_{no} = P_A = 23057773.13N \approx 23057.77KN$$

$$C_1 = 0.1 + 2 \left( \frac{A_s}{A_c + A_s} \right) \leq 0.3$$

$$C_1 = 0.1 + 2 \left( \frac{335 * 10^2}{3839.33 * 10^2 + 335 * 10^2} \right) \leq 0.3$$

$$C_1 = 0.26 < 0.3$$

$$C_1 = 0.26$$

$$EI_{eff} = E_s I_{sy} + 0.5 E_s I_{sry} + C_1 E_c I_{cy}$$

$$EI_{eff} = 200000 * 350.20 * 10^6 + 0.5 * 200000 * 225.69 * 10^6 + 0.26 * 24870.06 * 14595.41 * 10^6$$

$$EI_{eff} = 187169322988579N.mm^2 \approx 186986.06KN.m^2$$

$$P_e = \pi^2 (EI_{eff}) / (KL)^2$$

Donde K=1.0, acorde con el análisis por el método directo.

$$P_e = \pi^2 (187169322988579) / (1 * 3138)^2$$

$$P_e = 187598143.6N \approx 187598.14KN$$

Realizando la comparación:  $P_e \geq 0.44P_{no}$

$$187598.14KN \geq 0.44 * 23057.77KN$$

$$187598.14KN > 10145.42KN \text{ (OK)}$$

Entonces:  $P_n = P_{no} \left[ 0.658 \frac{P_{no}}{P_e} \right]$

$$P_n = 23057773.13 * \left[ 0.658 \frac{23057773.13}{187598143.6} \right]$$

$$P_n = 21901578.86N \approx 21901.58KN$$

$$\lambda = \frac{P_n}{P_{no}}$$

$$\lambda = \frac{21901.58KN}{23057.77KN} = 0.95$$

Esta misma reducción de resistencia, pro efectos de esbeltez, se le debe aplicar a todos los puntos del diagrama de interacción.

$$P_{A'} = \lambda P_A$$

$$P_{A'} = 0.95 * (23057773.13N) = 21901578.86N \approx 21901.58KN$$

$$P_{B'} = \lambda P_B$$

$$P_{B'} = 0.95 * (0.00N) = 0.00N \approx 0.00KN$$

$$P_{C'} = \lambda P_C$$

$$P_{C'} = 0.95 * (9137603.73N) = 8679413.56 \approx 8679.41KN$$

$$P_{D'} = \lambda P_D$$

$$P_{D'} = 0.95 * (4568801.87N) = 4339706.78N \approx 4339.71KN$$

**Paso 3.** Construcción de la curva de interacción de diseño para los puntos A'', B'', C'', D'' y chequeo para cada combinación de carga.

El paso final en el procedimiento es reducir la superficie de Interacción para el diseño, utilizando los factores de reducción por resistencia.

Diseño por Compresión:

$$\phi = 0.75$$

$$P_{X''} = \phi_c P_{X'}$$

Donde  $X = A, B, C, \text{ y } D$

$$P_{A''} = 0.75 * (21901578.86N)$$

$$P_{A''} = 16426184.15 \approx 16426.18KN$$

$$P_{B''} = 0.75 * (0.00N)$$

$$P_{B''} = 0.00N \approx 0.00KN$$

$$P_{C''} = 0.75 * (8679413.56N)$$

$$P_{C''} = 6509560.17N \approx 6509.56KN$$

$$P_{D''} = 0.75 * (4339706.78N)$$

$$P_{D''} = 3254780.085N \approx 3254.78KN$$

Diseño por Flexión:

$$\phi = 0.75$$

$$M_{X''} = \phi_b M_{X'}$$

Donde  $X = A, B, C, \text{ y } D$

$$M_{A''} = 0.90 * (0.00N.mm)$$

$$M_{A''} = 0.00N.mm \approx 0.00KN.m$$

$$M_{B''} = 0.90 * (2751162232.29N.mm)$$

$$M_{B''} = 2476046.009.06N.mm \approx 2476.05KN.m$$

$$M_{C''} = 0.90 * (2751162232.29N.mm)$$

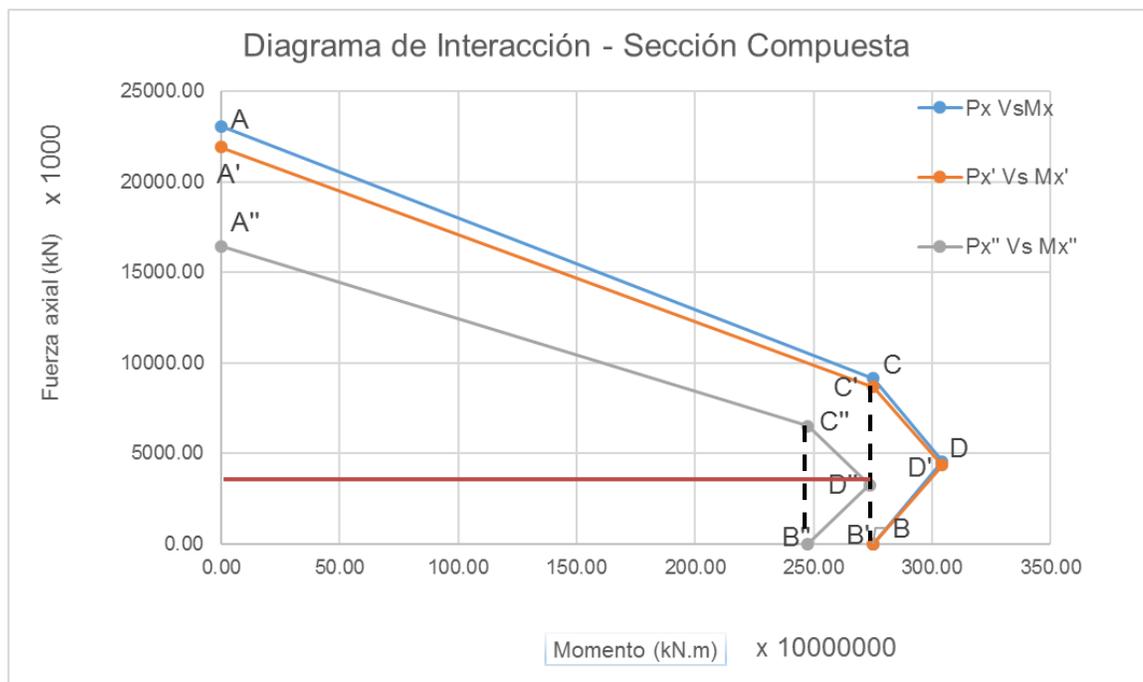
$$M_{C''} = 2476046009.06N.mm \approx 2476.05KN.m$$

$$M_{D''} = 0.90 * (3040642629.32N.mm)$$

$$M_{D''} = 2736578366.39 \approx 2736.57KN.m$$

Ahora se puede dibujar el diagrama de Interacción, con las superficies de resistencia nominales (con y sin los efectos de esbeltez) y resistencia como se muestra en la Figura D- 4.

Figura D- 4. Diagrama de Interacción para la Columna Compuesta



Usando los Valores de resistencia calculados anteriormente, con las ecuaciones de interacción de la flexión y la compresión se calculan los índices:

Si  $P_u < \phi_c \lambda P_c$

$$\frac{M_{ux}}{\phi_b M_{cx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{cy}} \leq 1.0$$

Si  $P_u \geq \phi_c \lambda P_c$

$$\frac{P_u - \phi_c \lambda P_c}{\phi_c \lambda P_A - \phi_c \lambda P_c} + \frac{M_{ux}}{\phi_b M_{cx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{cy}} \leq 1.0$$

Tomamos la combinación de carga UDS11 Max para el cálculo del índice de interacción:

$$P_u = 2959250.0 \text{ N}$$

$$M_u = 720080024.0 \text{ N.mm}$$

$$P_u < \phi_c \lambda P_c$$

$$2959250.0 \text{ N} < 6509560.17 \text{ N} \text{ (OK)}$$

$$\frac{M_{ux}}{\phi_b M_{cx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{cy}} \leq 1.0$$

$$\frac{720080024 \text{ N.mm}}{2476046009.06 \text{ N.mm}} + 0 \leq 1.0$$

$$0.29 \leq 1.0 \text{ (OK)}$$

Usando los Valores nominales calculados anteriormente, calculamos la resistencia nominal a flexión de la sección compuesta  $M_{pcc}$ ; entrando al diagrama de Interacción Figura D-4, con la carga axial ultima  $P_u$  de cada combinación y calculamos el momento nominal resistente de la columna compuesta  $M_{pcc}$ :

Tomamos la combinación de carga UDStIS11 Max para el cálculo del índice de interacción:

$$P_u = 2959250.0 \text{ N}$$

$$P_u = 2959.25 \text{ KN}$$

$$M_{pcc} = M_C = M_B = 2751162232.29 \text{ N.mm}$$

$$M_{pcc} = M_C = M_B = 2751.16 \text{ KN.m}$$

En la Tabla D-3 se muestran los valores del índice de Interacción de la flexión – compresión y el momento nominal de la sección compuesta  $M_{pcc}$ , para cada combinación.

Tabla D- 3. Valores de Índices y  $M_{pcc}$  de la sección compuesta para cada combinación

Combinación	Observación	$P_u$ (N)	$M_{ux}$ (N.mm)	Índice de Interaccion		$M_{pcc}$
1	UDStIS1	2229231.4	43938253.06	0.02	Ok	2751162232.29
2	UDStIS2	2229237.6	43928091.77	0.02	Ok	2751162232.29
3	UDStIS3	2237092.8	60575965.46	0.02	Ok	2751162232.29
4	UDStIS4	2221376.2	27289928.99	0.01	Ok	2751162232.29
5	UDStIS5	2621595	53653588.62	0.02	Ok	2751162232.29
6	UDStIS6	2621604.1	53641749.35	0.02	Ok	2751162232.29
7	UDStIS7	2630914.8	73266345.99	0.03	Ok	2751162232.29
8	UDStIS8	2612284.2	34028362.05	0.01	Ok	2751162232.29
9	UDStIS9 Max	2696666.3	252870372	0.10	Ok	2751162232.29
10	UDStIS9 Min	2696666.3	252870372	0.10	Ok	2751162232.29
11	UDStIS10 Max	2471992.8	148623092	0.06	Ok	2751162232.29
12	UDStIS10 Min	2471992.8	148623092	0.06	Ok	2751162232.29
13	UDStIS11 Max	2959250	720080024	0.29	Ok	2751162232.29

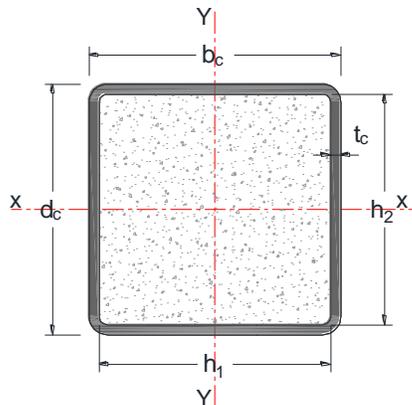
Combinación	Observación	$P_u(N)$	$M_{ux}(N.mm)$	Índice de Interaccion		$M_{pcc}$
13	UDStIS11 Max	2959250	720080024	0.29	Ok	2751162232.29
14	UDStIS11 Min	2959250	720080024	0.29	Ok	2751162232.29
15	UDStIS12 Max	2209398.7	616667114	0.25	Ok	2751162232.29
16	UDStIS12 Min	2209398.7	616667114	0.25	Ok	2751162232.29
17	UDStIS13 Max	1313710.9	220849216	0.09	Ok	2751162232.29
18	UDStIS13 Min	1313746.9	220789075	0.09	Ok	2751162232.29
19	UDStIS14 Max	1093817.8	173499938	0.07	Ok	2751162232.29
20	UDStIS14 Min	1093853.2	173561394	0.07	Ok	2751162232.29
21	UDStIS15 Max	1570412.7	679821158	0.27	Ok	2751162232.29
22	UDStIS15 Min	1570535.2	679621849	0.27	Ok	2751162232.29
23	UDStIS16 Max	837020.52	633126467	0.26	Ok	2751162232.29
24	UDStIS16 Min	837143.61	633331858	0.26	Ok	2751162232.29
	Max	2959250			Min	2751162232.29

## Anexo E. Cálculo de la resistencia nominal a flexión $MP_{cc}$ de la columna compuesta (tipo perfil relleno).

**E.1 Dimensionamiento de la Columna Compuesta** Las dimensiones de la sección de la columna compuesta es de 40cm X 45cm, a continuación, se definirán las propiedades de los materiales para su respectivo dimensionamiento y refuerzo.

Como el diseño corresponde a estructuras metálicas, se unificarán unidades las cuales serán en (mm) y (MPa). Para comprender la nomenclatura se muestra a continuación la Figura E- 1.

Figura E- 1. Geometría de la Sección Columna Compuesta Tipo Perfil Relleno



- Dimensiones de la Columna

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

$$b_c = 400 \text{ mm}$$

$$A_g = 1800 \times 10^2 \text{ mm}^2$$

- Resistencia de los Materiales

$$f'_c = 28 \text{ MPa (Resistencia del Concreto a la Compresión)}$$

$$F_{yr} = 420 \text{ MPa (Resistencia del Acero de Refuerzo)}$$

$$F_y = 352 \text{ MPa (Resistencia del Perfil Metálico)}$$

$E = 200\,000$  MPa (Modulo de Elasticidad del Acero)

$E_c = 24870.06$  MPa (Modulo de Elasticidad del Concreto)

### **E.1.1 Selección Perfil Metálico**

Para determinar las dimensiones de los componentes de la columna, se toman los requisitos dados por el Título F de la NSR-10, estos parámetros dados en este reglamento corresponden a los mínimos a tener a cuenta en los elementos que la componen, en caso que, en los cálculos, se determinen dimensiones menores a las dadas por este.

#### **E.1.1.1 Limitaciones**

F.2.9.2.2.1 El área de la sección transversal del perfil de acero debe comprender al menos el 1% de la sección transversal compuesta total. Los miembros compuestos tipo perfil relleno deben clasificarse de acuerdo con el numeral F.2.9.1.4 para efectos de pandeo local.

$$A_s \text{ perfil} \geq 1\%A_g$$

$$A_s = 0.01 * 400 * 450 = 1800\text{mm}^2$$

Realizando la Comparación

$$A_s = 35464\text{mm}^2 > 1800\text{mm}^2 \text{ (OK)}$$

F.2.9.1.4 — Clasificación de Secciones Compuestas Tipo perfil relleno para Pandeo Local — Para efectos de diseño a compresión, las secciones compuestas tipo perfil relleno se clasifican como compactas, no compactas o con elementos esbeltos. Una sección compuesta tipo perfil relleno se clasifica como compacta si la relación ancho

a espesor no excede el límite  $\lambda_p$  de la tabla F.2.9.1-1a en ninguno de sus elementos de acero a compresión. Si la relación ancho a espesor excede el límite  $\lambda_p$  de la tabla F.2.9.1-1a en alguno de los elementos de acero a compresión, sin que se exceda el límite  $\lambda_r$  de la misma tabla en ninguno de ellos, la sección compuesta se clasifica como no compacta. Si la relación ancho a espesor de algún elemento de acero a compresión excede el límite  $\lambda_r$  de la tabla F.2.9.1-1a, la sección se clasifica como una sección con elementos esbeltos. Los valores de la relación ancho a espesor se limitarán a los máximos especificados en la misma tabla.

$$\lambda_p = 2.26 \sqrt{E/F_y}$$

$$\lambda_{da} = 2.26 * \sqrt{200000/352} = 53.87$$

Relación ancho – espesor de la sección de la columna:

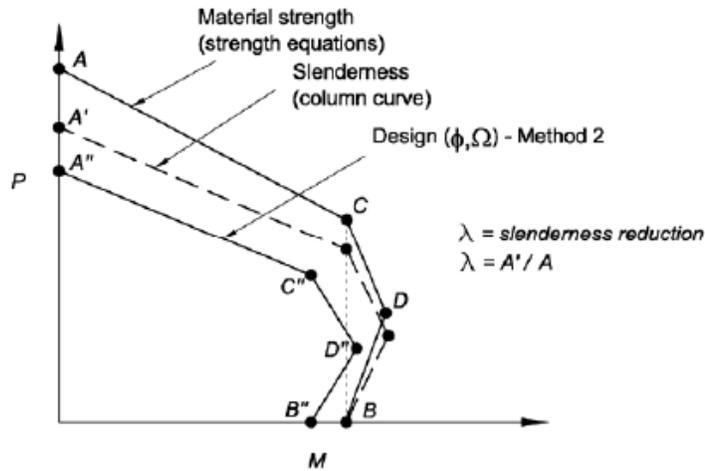
$$\lambda = \frac{h_2}{t_{wc}} = \frac{450}{22} = 20.45 < 53.87 \text{ (OK)}$$

### **E.1.2 Calculo de la Resistencia Nominal a Flexión, $M_{pcc}$ para la Columna Compuesta.**

Para el cálculo de la resistencia nominal a flexión de la columna compuesta, la cual está conformada por un perfil tubular que actúan conjuntamente con una sección de concreto estructural, se determinara mediante la iteración entre fuerzas axiales y la flexión, el cual se rige por la sección I5, utilizando el Método 2 simplificado de las especificaciones del AISC 2010; que permite el uso de un método de compatibilidad de deformaciones o un método de distribución de tensiones plásticas.

El Método 2 simplificado, implica la construcción de una curva de interacción por partes lineales utilizando las ecuaciones de resistencia plástica, pero con una reducción de la curva de interacción...Véase Figura E- 2...

Figura E- 2. Diagrama de Interacción para Columnas Compuestas – Método 2



Fuente: AMERICAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION. AISC. Prequalified Connections for Special and Intermediate Steel Moment Frames for Seismic Applications or Steel Buildings. Ed 2010. Chicago. Illinois: AISC. 2010.

### E.1.2.1 Chequeo del Limite Ancho – Espesor de perfiles de Acero o Compuestos.

La NSR-10 en la sección F.3.5.3.5.1 especifica que las vigas y columnas que hacen parte del sistema de resistencia sísmica, para un grado de disipación de energía especial, deben ser miembros con ductilidad alta  $\lambda_{da}$ ; por lo tanto, debe cumplir los requisitos de relación ancho – espesor definidos en la Tabla F.3.4-1

$$\lambda_{da} = 1.40 \sqrt{E/F_y}$$

$$\lambda_{da} = 1.4 * \sqrt{200000/352} = 33.37$$

Relación ancho – espesor de la sección de la columna:

$$\lambda = \frac{h_2}{t_{wc}} = \frac{450}{22} = 20.45 < 33.37 (OK)$$

Como la relación  $\lambda \leq \lambda_{da}$ , el perfil de la columna satisface los requerimientos de miembros de alta ductilidad.

### E.1.2.2 Calculo de la Curva de Interacción por el método de distribución de tensiones plásticas.

En el Tabla E- 1 y Tabla E- 2, se encuentra la geometría de la sección compuesta:

Tabla E- 1. Propiedades geométricas de la Columna Perfil Cajón Sección compuesta rellena

PERFIL	DIMENSIONES			AREA	EJE X - X				EJES Y - Y			
	ALTURA	BASE	Espesor		$I_x$	$S_x$	$r_x$	$Z_x$	$I_y$	$S_y$	$r_y$	$Z_y$
	$d_c$	$b_c$	$t_c$		$\times 10^2$	$\times 10^6$	$\times 10^3$		$\times 10^3$	$\times 10^6$	$\times 10^3$	
mm	mm	mm	mm <sup>2</sup>	mm <sup>4</sup>	mm <sup>3</sup>	mm	mm <sup>3</sup>	mm <sup>4</sup>	mm <sup>3</sup>	mm	mm <sup>3</sup>	
Tubular	450.00	400.00	22.00	354.64	1052.11	4676.02	172.20	5579.59	873.51	4367.54	156.90	5136.29

Tabla E- 2. Propiedades geométricas adicionales para el diseño sección compuesta rellena

PERFIL	DIMENSIONES		AREA		EJE X - X	EJES Y - Y
	ALTURA	BASE	$A_c$	$A_g$	$I_{cx}$	$I_{cy}$
	$h_2$	$h_1$	$\times 10^2$	$\times 10^2$	$\times 10^6$	$\times 10^6$
mm	mm	mm <sup>2</sup>	mm <sup>2</sup>	mm <sup>4</sup>	mm <sup>4</sup>	
Concreto	406.00	356.00	1445.36	1800.00	1526.49	1985.39

Figura E- 3. Ecuaciones para el cálculo del diagrama de Interacción de la sección compuesta tipo perfil relleno

PLASTIC CAPACITIES FOR COMPOSITE, FILLED HSS BENT ABOUT THE X-X OR Y-Y AXIS			
Section	Stress Distribution	Point	Defining Equations
<p>(A)</p>		A	$P_A = A_s F_y + A_c (0.85 f'_c)$ $M_A = 0$ <p><math>A_s</math> - area of steel shape  <math>A_c = b_1 d_1 - 0.85 b_1^2</math></p>
<p>(C)</p>		C	$P_C = A_c (0.85 f'_c)$ $M_C = M_D$
<p>(D)</p>		D	$P_D = \frac{0.85 f'_c A_c}{2}$ $M_D = Z_s F_y + \frac{1}{2} Z_c (0.85 f'_c)$ <p><math>Z_s</math> = full y-axis plastic section modulus of steel shape  <math>Z_c = \frac{b_1^2 d_1}{4} - 0.192 b_1^2</math></p>
<p>(B)</p>		B	$P_B = 0$ $M_B = M_D - Z_{sn} F_y - \frac{1}{2} Z_{cn} (0.85 f'_c)$ $Z_{sn} = 2 t_w h_w^2$ $Z_{cn} = h_w^2 A_w$ $h_w = \frac{0.85 f'_c A_c}{2 [0.85 f'_c h_w + 4 t_w F_y]} \leq \frac{h}{2}$

Figure I-1c. Filled Rectangular or Square HSS, Strong- or Weak Axis Anchor Points

Fuente: AMERICAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION. AISC. Prequalified Connections for Special and Intermediate Steel Moment Frames for Seismic Applications or Steel Buildings. Ed 2010. Chicago. Illinois: AISC. 2010.

**Paso 1.** Calculo de la fuerza a compresión y flexión nominal de la curva de interacción para los puntos A, B, C, D, sin incluir los efectos de esbeltez.

Se usan las ecuaciones de la Figura A-3, alrededor del eje fuerte x-x:

Punto A (Pura compresión)

$$P_A = F_y A_s + 0.85 f'_c A_c$$

$$P_A = 352 * 354.65 * 10^2 + 0.85 * 28 * 1445.36 * 10^2$$

$$P_A = 15923264.52N \approx 15923.26KN$$

$$M_A = 0.00N \approx 0.00KN$$

Punto D (Momento Máximo Nominal)

$$P_D = \frac{0.85 f'_c A_c}{2}$$

$$P_D = \frac{0.85 * 28 * 1445.36 * 10^2}{2}$$

$$P_D = \frac{0.85 * 28 * 1445.36 * 10^2}{2}$$

$$P_D = 1719968.26N \approx 1719.97KN$$

$$Z_c = \frac{h_1 h_2^2}{4} - 0.192 r_i^3$$

Como es una sección cajón armada  $r_i = 0$

$$Z_c = \frac{356 * 406^2}{4} - 0.192 * 0^3$$

$$Z_c = 14670404 \text{mm}^3$$

$$M_D = F_y Z_{sx} + \frac{0.85 f'_c Z_c}{2}$$

$$M_D = 352 * 5579.59 * 10^3 + \frac{0.85 * 28 * 14670.404 * 10^3}{2}$$

$$M_D = 2138595599.60 \text{N} \cdot \text{mm} \approx 2138.60 \text{KN} \cdot \text{m}$$

Punto B (Pura Flexión)

$$P_B = 0.00 \text{N} \approx 0.00 \text{KN}$$

$$h_n = \frac{0.85 f'_c A_c}{2 [0.85 f'_c h_1 + 4 t_c F_y]} \leq \frac{h_2}{2}$$

$$h_n = \frac{0.85 * 28 * 1445.36 * 10^2}{2 * [0.85 * 28 * 356 + 4 * 22 * 352]} \leq \frac{406}{2}$$

$$h_n = 43.60 \text{mm} \leq 203 \text{mm} \text{ (OK)}$$

$$h_n = 43.60 \text{mm}$$

$$Z_{sn} = 2 t_c h_n^2$$

$$Z_{sn} = 2 * 22 * 43.60^2$$

$$Z_{sn} = 83642.30mm^3$$

$$Z_{cn} = h_1 h_n^2$$

$$Z_{cn} = 356 * 43.60^2$$

$$Z_{cn} = 676741.22mm^3$$

$$M_B = M_D - Z_{sn}F_y - \frac{1}{2}Z_{cn}(0.85f'_c)$$

$$M_B = 2138595599.60 - 83642.30 * 352 - \frac{1}{2} * 676741.22 * (0.85 * 28)$$

$$M_B = 2101100278.84N.mm \approx 2101.40KN.m$$

Punto C (Punto Intermedio)

$$P_C = A_c(0.85 * f'_c)$$

$$P_C = 1445.36 * 10^2 * (0.85 * 28)$$

$$P_C = 3439936.52N \approx 3439.94KN$$

$$M_C = M_B$$

$$M_C = M_B = 2101100278.84N.mm \approx 2101.40KN.m$$

**Paso 2.** Calculo de la fuerza a compresión y flexión nominal de la curva de interacción para los puntos A', B', C', D', incluyendo la reducción por los efectos de esbeltez.

El factor de reducción por efectos de esbeltez,  $\lambda$ , se calcula para el punto A utilizando la sección F.2.9.2.2.2 de la NSR-10

Como la sección de la columna es compacta entonces:

$$P_{no} = P_A$$

$$P_{no} = P_A = 15923264.52N \approx 15923.26KN$$

$$C_3 = 0.6 + 2 \left[ \frac{A_s}{A_c + A_s} \right] \leq 0.9$$

$$C_3 = 0.6 + 2 \left[ \frac{354.64 * 10^2}{1445.36 * 10^2 + 354.64 * 10^2} \right] \leq 0.9$$

$$C_3 = 0.99 \leq 0.9$$

$$C_3 = 0.9$$

$$EI_{eff} = E_s I_{sy} + E_s I_{sr} + C_3 E_c I_{cy}$$

$$EI_{eff} = 200000 * 873.51 * 10^6 + 200000 * 0 + 0.9 * 24870.06 * 1526.49 * 10^6$$

$$EI_{eff} = 208868936353276 \text{ N. mm}^2$$

$$P_e = \pi^2 \frac{(EI_{eff})}{(KL)^2}$$

Donde  $K=1.0$ , acorde con el análisis por el método directo.

$$P_e = \pi^2 (208868936353276) / (1 * 3138)^2$$

$$P_e = 209347472.55 \text{ N} \approx 209347.47 \text{ KN}$$

Realizando la comparación:

$$P_e \geq 0.44 P_{no}$$

$$209347.47 \text{ KN} \geq 0.44 * 15923.26 \text{ KN}$$

$$209347.47 \text{ KN} \geq 7006.23 \text{ KN (OK)}$$

Entonces:

$$P_n = 15923264.52 \left[ 0.658 \frac{15923264.52}{209347472.55} \right]$$

$$P_n = 15424323.12 \text{ N} \approx 15424.32 \text{ KN}$$

$$\lambda = \frac{P_n}{P_{no}}$$

$$\lambda = \frac{15424.32 \text{ KN}}{15923.26 \text{ KN}} = 0.97$$

Esta misma reducción de resistencia, por efectos de esbeltez, se le debe aplicar a todos los puntos del diagrama de interacción.

$$P_{A'} = \lambda P_A$$

$$P_{A'} = 0.97 * 15923264.52N = 15424323.12 N \approx 15424.32 KN$$

$$P_{B'} = 0.95 * (0.00N) = 0.00N \approx 0.00KN$$

$$P_{C'} = \lambda P_C$$

$$P_{C'} = 0.97 * 3439936.52N = 3332149.15 N \approx 3332.15 KN$$

$$P_{D'} = \lambda P_D$$

$$P_{D'} = 0.97 * 1719968.26 N = 1666074.58 N \approx 1666.07KN$$

**Paso 3.** Construcción de la curva de interacción de diseño para los puntos A'', B'', C'', D'' y chequeo para cada combinación de carga.

El paso final en el procedimiento es reducir la superficie de Interacción para el diseño, utilizando los factores de reducción por resistencia.

- Diseño por Compresión:

$$\phi = 0.75$$

$$P_{X''} = \phi_c P_{X'}$$

Donde X= A, B, C, y D

$$P_{A''} = 0.75 * (15424323.12 N)$$

$$P_{A''} = 11568242.34N \approx 11568.24 KN$$

$$P_{B''} = 0.75 * (0.00N)$$

$$P_{B''} = 0.00N \approx 0.00KN$$

$$P_{C''} = 0.75 * (3332149.15 \text{ N})$$

$$P_{C''} = 2499111.87 \text{ N} \approx 2499.11 \text{ KN}$$

$$P_{D'} = 0.75 * (1666074.58 \text{ N})$$

$$P_{D'} = 1249555.93 \text{ N} \approx 1249.56 \text{ KN}$$

- Diseño por Flexión:

$$\phi = 0.75$$

$$M_{X''} = \phi_b M_{X'}$$

Donde  $X = A, B, C, \text{ y } D$

$$M_{A''} = 0.90 * (0.00 \text{ N} \cdot \text{mm})$$

$$M_{A''} = 0.00 \text{ N} \cdot \text{mm} \approx 0.00 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$M_{B''} = 0.90 * (2101100278.84 \text{ N} \cdot \text{mm})$$

$$M_{B''} = 1890990250.95 \text{ N} \cdot \text{mm} \approx 1890.99 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$M_{C''} = 0.90 * (2101100278.84 \text{ N} \cdot \text{mm})$$

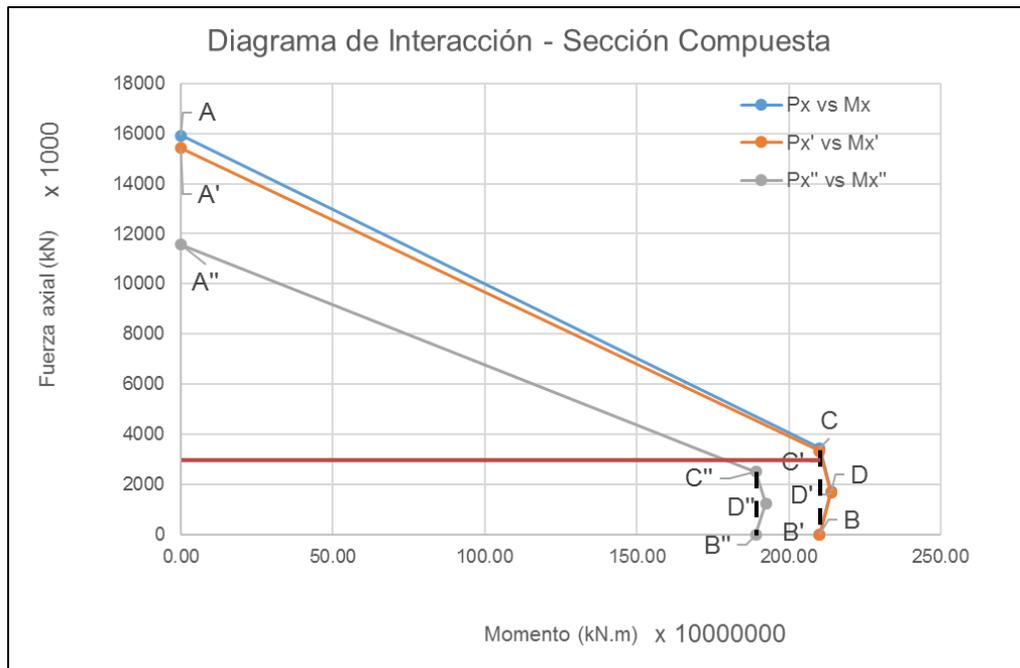
$$M_{C''} = 1890990250.95 \text{ N} \cdot \text{mm} \approx 1890.99 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$M_{D''} = 0.90 * (2138595599.60 \text{ N} \cdot \text{mm})$$

$$M_{D''} = 1924736039.64 \text{ N} \cdot \text{mm} \approx 1924.74 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

Ahora se puede dibujar el diagrama de Interacción, con las superficies de resistencia nominales (con y sin los efectos de esbeltez) y resistencia como se muestra en la Figura E- 4.

Figura E- 4. Diagrama de Interacción para la Columna Compuesta



Usando los Valores de resistencia calculados anteriormente, con las ecuaciones de interacción de la flexión y la compresión se calculan los índices:

Si  $P_u < \phi_c \lambda P_c$

$$\frac{M_{ux}}{\phi_b M_{cx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{cy}} \leq 1.0$$

Si  $P_u \geq \phi_c \lambda P_c$

$$\frac{P_u - \phi_c \lambda P_c}{\phi_c \lambda P_A - \phi_c \lambda P_C} + \frac{M_{ux}}{\phi_b M_{cx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{cy}} \leq 1.0$$

Tomamos la combinación de carga UDS12 Min para el cálculo del índice de interacción:

$$P_u = 2781782.90 \text{ N}$$

$$M_u = 528809709 \text{ N.mm}$$

$$P_u \geq \phi_c \lambda P_C$$

$$2781782.90 \text{ N} > 2499111.87 \text{ N} \quad (OK)$$

$$\frac{P_u - \phi_c \lambda P_C}{\phi_c \lambda P_A - \phi_c \lambda P_C} + \frac{M_{ux}}{\phi_b M_{cx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{cy}} \leq 1.0$$

$$\frac{2781782.90 \text{ N} - 2499111.87 \text{ N}}{11568242.34 \text{ N} - 2499111.87 \text{ N}} + \frac{528809709 \text{ N.mm}}{1890990250.95 \text{ N.mm}} + 0 \leq 1.0$$

$$0.31 \leq 1.0 \quad (OK)$$

Usando los Valores nominales calculados anteriormente, calculamos la resistencia nominal a flexión de la sección compuesta  $M_{pcc}$ ; entrando al diagrama de Interacción Figura E- 4, con la carga axial ultima  $P_u$  de cada combinación y calculamos el momento nominal resistente de la columna compuesta  $M_{pcc}$ :

Tomamos la combinación de carga UDS12 Min para el cálculo del índice de interacción:

$$P_u = 2781782.90 \text{ N}$$

$$P_u = 2781.78 \text{ KN}$$

$$M_{pcc} = M_C = M_B = 2101100278.84 \text{ N.mm}$$

$$M_{pcc} = M_C = M_B = 2101.10 \text{ KN.m}$$

En el Tabla E- 3 se muestran los valores del índice de Interacción de la flexión-compresión y el momento nominal de la sección compuesta  $M_{pcc}$ , para cada combinación.

Tabla E- 3. Valores de Índices y Mpcc de la sección compuesta para cada combinación

Combinación	Observación	Pu(N)	Mux(N.mm)	Índice		MPCC
1	UDStIS1	2103700.5	44975265	0.02	Ok	2101100278.84
2	UDStIS2	2103727.3	44988084	0.02	Ok	2101100278.84
3	UDStIS3	2097146	33206067	0.02	Ok	2101100278.84
4	UDStIS4	2110281.9	56756881	0.03	Ok	2101100278.84
5	UDStIS5	2510185.5	54937332	0.03	Ok	2101100278.84
6	UDStIS6	2510217.7	54952798	0.03	Ok	2101100278.84
7	UDStIS7	2502345.6	40919392	0.02	Ok	2101100278.84
8	UDStIS8	2518057.6	68970165	0.04	Ok	2101100278.84
9	UDStIS9 Max	2361823.2	94536563.31	0.05	Ok	2101100278.84
10	UDStIS9 Min	2373987.2	74119833.24	0.04	Ok	2101100278.84
11	UDStIS10 Max	2548881.7	180873548	0.10	Ok	2101100278.84
12	UDStIS10 Min	2561104.5	201376464	0.11	Ok	2101100278.84
13	UDStIS11 Max	2141130.1	422738067	0.22	Ok	2101100278.84
14	UDStIS11 Min	2162114.6	387474732	0.20	Ok	2101100278.84
15	UDStIS12 Max	2760767.9	493600321	0.29	Ok	2101100278.84
16	UDStIS12 Min	2781782.9	528809709	0.31	Ok	2101100278.84
17	UDStIS13 Max	1038384.1	121209562	0.06	Ok	2101100278.84
18	UDStIS13 Min	1050409.6	100974186	0.05	Ok	2101100278.84
19	UDStIS14 Max	1221568.9	149317654	0.08	Ok	2101100278.84
20	UDStIS14 Min	1233650.3	169634949	0.09	Ok	2101100278.84
21	UDStIS15 Max	822188.54	443674084	0.23	Ok	2101100278.84
22	UDStIS15 Min	842932.82	408727313	0.22	Ok	2101100278.84
23	UDStIS16 Max	1429058.6	456469863	0.24	Ok	2101100278.84
24	UDStIS16 Min	1449831.8	491363801	0.26	Ok	2101100278.84
	Max	2781783			Min	2101100278.84