

**DISEÑO DE CONEXIONES DE ESTRUCTURAS DE ACERO ACTUALIZADO AL
REGLAMENTO DE CONSTRUCCIÓN SISMO RESISTENTE NSR-10**

MIGUEL ANTONIO PERALTA HERNÁNDEZ



**UNIVERSIDAD INDUSTRIAL DE SANTANDER
FACULTAD DE INGENIERIAS FISICOMECANICAS
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL
MAESTRIA EN INGENIERIA ESTRUCTURAL
BUCARAMANGA
2015**

**DISEÑO DE CONEXIONES DE ESTRUCTURAS DE ACERO ACTUALIZADO AL
REGLAMENTO DE CONSTRUCCIÓN SISMO RESISTENTE NSR-10**

MIGUEL ANTONIO PERALTA HERNÁNDEZ

**Trabajo De Grado Para Optar Por El Título De
MAGISTER EN INGENIERÍA ESTRUCTURAL**

**Director
LUIS GARZA VÁSQUEZ
Ing. Civil Msc.**



**UNIVERSIDAD INDUSTRIAL DE SANTANDER
FACULTAD DE INGENIERIAS FISICOMECHANICAS
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL
MAESTRIA EN INGENIERIA ESTRUCTURAL
BUCARAMANGA
2015**

DEDICATORIA

Principalmente a Dios, por su bondad y generosidad conmigo,

A mi esposa Diana Carolina Benítez Duarte, por su apoyo incondicional, su paciencia, su comprensión y su gran aporte moral en esta meta alcanzada,

A mis padres, José Agustín y Rosalbina a quienes les debo todo lo que soy gracias a su gran ejemplo y los valores inculcados desde su hogar,

A mis hermanos, quienes han estado pendientes de mis logros personales,

A mis segundos padres, Matilde y José, por su apoyo y acompañamiento en esta ardua tarea.

AGRADECIMIENTOS

Al Ingeniero Luis Garza, por su dedicación, dirección y aporte de su conocimiento en el desarrollo de la presente tesis de grado.

Al cuerpo de profesores de Maestría, quienes con la mejor disposición, aportaron de su conocimiento y experiencia en mi formación académica.

A la Universidad Industrial de Santander, por la oportunidad de formación en pro del desarrollo regional.

TABLA DE CONTENIDO

	Pág.
INTRODUCCIÓN	23
1. CONCEPTOS PRELIMINARES	24
1.1 MÉTODOS DE DISEÑO	24
2. CONEXIONES	26
2.1 CRITERIOS DE DISEÑO DE CONEXIONES	26
2.1.1 Conexiones Simples o de Corte	27
2.1.2 Conexiones a Momento	28
2.1.1.1 Conexiones a Momento Totalmente Restringidas (TR)	28
2.1.2.2 Conexiones a Momento Parcialmente Restringidas (PR).	29
2.1.3 Conexiones que pertenecen al Sistema de Resistencia Sísmica (S.R.S).	30
2.1.3.1 Conexiones a Tensión pertenecientes al S.R.S	31
2.1.3.2 Conexiones a Momento pertenecientes al S.R.S	32
3. CONEXIONES PERNADAS	33
3.1 PERNOS DE BAJA RESISTENCIA	33
3.2 PERNOS DE ALTA RESISTENCIA	33
3.3 MÉTODOS DE APRIETE DE PERNOS	35
3.3.1 Apriete Inicial.	35
3.3.2 Vuelta de Tuerca	36
3.3.3 Torcómetro	37
3.3.4 Arandelas Calibradas	37
3.3.5 Pernos de Tensión Controlada	37
3.4 TIPOS DE JUNTA	38
3.5 CONEXIONES TIPO APLASTAMIENTO	38
3.6 CONEXIONES DE DESLIZAMIENTO CRÍTICO	39
3.7 PERFORACIONES	39
3.7.1 Tipos de Perforaciones	40
3.7.2 Perforación Estándar	40

3.7.2.1 Perforación Agrandada	40
3.7.2.2 Perforaciones de ranura corta y ranura larga	40
3.7.3 Tamaño y Condiciones de uso de las Perforaciones	40
3.7.3.1 Separación y Distancias a bordes de Pernos	41
3.7.3.2 Separación mínima	42
3.7.3.3 Separación Máxima	42
3.7.4 Distancia al Borde	43
3.7.4.1 Distancia mínima	43
3.8 RESISTENCIA DE DISEÑO	44
3.8.1 Resistencia de Elementos a Tensión	44
3.8.2 Resistencia de Elementos a Cortante (F.2.10.4.2).	46
3.8.3 Resistencia al desgarramiento en Bloque (F.2.10.4.2)	47
3.8.4 Resistencia Por Aplastamiento	49
3.8.5 Conexiones de deslizamiento Crítico	52
3.9 PERNOS DE ALTA RESISTENCIA EN TENSIÓN	54
3.10 EFECTO DE PALANCA	59
3.10.1 Ejemplo	66
3.11 ESFUERZOS COMBINADOS DE CORTANTE Y TENSIÓN	70
3.11.1 Esfuerzos combinados de cortante y tensión en conexiones tipo Aplastamiento (F.2.10.3.7).	70
3.11.2 Esfuerzos combinados de cortante y tensión en conexiones de deslizamiento Crítico (F.2.10.3.9).	71
3.11.3 Cortante y Tensión Combinados (F.5.6.4.5).	71
3.11.4 Ejemplo carga combinada	72
3.11.5 Diseño directo de la conexión apernada	77
3.11.6 Ejercicio	78
3.12 CONEXIONES EXCÉNTRICAS	80
3.12.1 Conexiones excéntricas pernadas	80
3.12.2 Solo cortante en los sujetadores	81
3.12.3 Cortante y tensión	82

3.12.4 Conexiones Excéntricas Pernadas: Sólo Cortante	82
3.12.5 Análisis Elástico	83
3.12.6 Análisis Por Resistencia Última	88
3.12.7 Fórmula de Diseño para Momento sobre una línea de pernos	96
4. CONEXIONES SOLDADAS	99
4.1 VENTAJAS DE LA SOLDADURA	99
4.2 DESVENTAJAS DE LA SOLDADURA	100
4.3 PROCESOS DE SOLDADURA	100
4.3.1 Arco Metálico Protegido (SMAW).	101
4.3.2 Arco Sumergido (SAW).	102
4.3.3 Arco Metálico de Gas (GMAW).	103
4.3.4 EGW y ESW.	104
4.4 TIPOS DE SOLDADURA	104
4.4.1 Soldadura a Tope	104
4.4.2 Soldadura de Filete	105
4.4.3 Soldadura de Tapón y Ranura	105
4.5 POSICIONES DE SOLDADURA	106
4.6 TIPOS DE JUNTAS	107
4.7 SÍMBOLOS DE SOLDADURA	108
4.7.1 Área efectiva de las Soldaduras	109
4.7.1.1 Soldaduras Acanaladas	109
4.7.1.2 Soldaduras de Filete	111
4.8 LIMITACIONES	111
4.8.1 Soldaduras Acanaladas	112
4.8.2 Soldaduras de Filete	112
4.9 RESISTENCIA DE DISEÑO (F.2.10.2.4)	113
4.9.1 Diseño de Soldaduras de Filete	115
5. CONEXIONES A MOMENTO	120
6. ATIESADORES DE COLUMNAS Y OTROS REFUERZOS	130
6.1 REQUISITOS SEGÚN LA NSR-10	131

6.2 FLEXIÓN LOCAL DE LAS ALETAS (F.2.10.10.1)	131
6.3 FLUENCIA LOCAL DEL ALMA (F.2.10.10.2)	132
6.4 ARRUGAMIENTO DEL ALMA (F.2.10.10.3)	134
6.5 PANDEO DEL ALMA POR COMPRESIÓN (F.2.10.10.5)	136
6.6 RIGIDIZADORES TRANSVERSALES	139
6.7 RIGIDIZADORES DIAGONALES	141
6.8 REFUERZO DEL ALMA	143
7. CONEXIÓN DE CORTANTE. PLACA DE CORTANTE (SHEAR TAB)	146
8. CONEXIÓN DE MOMENTO. JUNTA DE VIGA PERNADA	170
9. PLACA DE BASE	189
9.1 CARGA AXIAL	189
9.1.1 Capacidad de soporte del concreto	189
9.1.2 Fluencia de la Placa Base	189
9.1.3 Procedimiento general de Diseño	191
9.2 CARGA AXIAL, MOMENTO FLECTOR Y CORTANTE	195
9.2.1 Momento de Magnitud Pequeña	200
9.2.2 Momento de Magnitud Grande	201
9.3 DISEÑO DE ANCLAJES	206
9.4 EJEMPLO: DISEÑO DE PLACA BASE	211
10. ANALISIS ESTRUCTURAL EDIFICIO EN ZONA DE AMENAZA SISMICA ALTA	222
11. DISEÑO DE SISTEMA DE PISO, VIGUETAS Y VIGA CARGUERA	238
11.1 DISEÑO DEL SISTEMA DE ENTREPISO CON TABLERO METÁLICO	238
12. DISEÑO DE PÓRTICO RESISTENTE A MOMENTOS (PRM-DES)	288
12.1 PLACA DE EXTREMO EXTENDIDA (Extended End-Plate)	297
12.1.1 Diseño de conexión placa de extremo para el caso de aplicación	324
12.2 DISEÑO DE CONEXIÓN (PRM-RBS-DES)	353
12.2.1 Procedimiento de Diseño	355
12.2.2 Diseño de conexión para el caso de aplicación (PRM-RBS-DES)	372

13. DISEÑO DE PORTICOS ARRIOSTRADOS CONCENTRICAMENTE (PAC- DES)	393
14. CONCLUSIONES	430
BIBLIOGRAFIA	432

LISTA DE FIGURAS

	Pág.
Figura 1. Conexión a Momento	26
Figura 2. Conexión Simple o de Corte	28
Figura 3. Conexión Totalmente Restringida	29
Figura 4. Conexión de Momento Parcialmente Restringido	30
Figura 5. Características Geométricas de un Perno	34
Figura 6. Arandelas Indicadoras de Tensión	37
Figura 7. Perno Tensión Controlada ASTM A-325 TC	37
Figura 8. Forma de las juntas	38
Figura 9. Esquema de Conexión Tipo Aplastamiento	39
Figura 10. Conexión tipo deslizamiento Critico	39
Figura 11. Representación del Paso y Gramil	42
Figura 12. Bloque Cortante	47
Figura 13. Casos de aplicación para calcular Ubs	48
Figura 14. Falla por aplastamiento o desgarramiento de la placa	49
Figura 15. Conexión de Perfil T con Perfil W a Tensión	55
Figura 16. Posibles fuerzas aplicadas en un perno	56
Figura 17. Efecto de palanca	60
Figura 18. Diagramas de Cuerpo Libre	61
Figura 19. Un perfil WT 229 x 52.7 de 20 cm de longitud	66
Figura 20. Diagrama de interacción, entre cargas axiales y Cortantes.	72
Figura 21. Ejemplo Carga Combinada	73
Figura 22. Conexión Excéntrica	81
Figura 23. Representación de la fuerza cortante en los Sujetadores	82
Figura 24. Representación de la excentricidad	82
Figura 25. Conexión Ménsula de una Columna	83
Figura 26. Diagramas de Cuerpo Libre de los sujetadores	83
Figura 27. Conexión excéntrica atornillada	86

Figura 28. Diagrama de carga respecto al centroide	87
Figura 29. Análisis por resistencia ultima	88
Figura 30. Calcular el coeficiente de excentricidad (C), para la conexión de la ménsula abajo mostrada	92
Figura 31. Fórmula de Diseño para Momento sobre una línea de pernos	96
Figura 32. Arco Metálico Protegido (SMAW)	102
Figura 33. Arco Sumergido (SAW)	102
Figura 34. Arco Sumergido (SAW)	103
Figura 35. Arco Metálico de Gas (GMAW)	103
Figura 36. Procesos EGW y ESW	104
Figura 37. Soldadura de Filete	105
Figura 38. Soldadura de Tapón y Ranura	106
Figura 39. Posibles Posiciones de Soldadura	106
Figura 40. Tipos de Unión en Soldadura	108
Figura 41. Soldadura de Filete	116
Figura 42. Esfuerzo cortante crítico	116
Figura 43. Caso donde se debe analizar el metal base	118
Figura 44. Conexiones a Momento	120
Figura 45. Ejemplo de Conexión A Momento	121
Figura 46. Distribución de los agujeros	122
Figura 47. Par de fuerzas en la viga	125
Figura 48. Detalles de la Conexión Diseñada	129
Figura 49. Atiesadores	130
Figura 50. Flexión local de las aletas	132
Figura 51. Fluencia local del alma (a)	133
Figura 52. Fluencia local del alma	133
Figura 53. Arrugamiento del alma	135
Figura 54. Arrugamiento del alma	136
Figura 55. Pandeo del alma por compresión	137
Figura 56. Nomenclatura del perfil Metálico	137

Figura 57. Rigidizadores diagonales	142
Figura 58. Conexión De Cortante. Placa De Cortante (Shear Tab)	146
Figura 59. Dimensión de la placa	149
Figura 60. Criterios para la escogencia del desalete	150
Figura 61. Pandeo local del alma en la sección 1-1	152
Figura 62. Fluencia por Flexión en la Sección 1-1	155
Figura 63. Diagrama de esfuerzos	156
Figura 64. Bloque de cortante en la Sección desaletada	157
Figura 65. Aplastamiento y Desgarramiento en el alma de la viga	158
Figura 66. Aplastamiento y desgarramiento	161
Figura 67. Bloqueo de cortante	162
Figura 68. Cortante excéntrica	165
Figura 69. Conexión de momento junta de vida pernada	170
Figura 70. Dimensiones de la placa	173
Figura 71. Cortante, Aplastamiento y desgarramiento	179
Figura 72. Simetría en la conexión usar doce pernos, seis a cada lado del corte de la viga	182
Figura 73. Dimensiones de la placa	183
Figura 74. Bloque de corte	187
Figura 75. DCL Carga axial, momento flector y cortante	195
Figura 76. Momento de magnitud grande	202
Figura 77. Cálculo de Anc, para grupo de anclajes	209
Figura 78. Diseño de placa base	212
Figura 79. Geometría de la estructura DES	222
Figura 80. Espectro de Diseño	226
Figura 81. Sistema Estructural	227
Figura 82. Relación ancho espesor de la aleta y el alma	228
Figura 83. Modelo tridimensional con diafragma rígido	230
Figura 84. Dirección aplicación de Cargas de Sismo (Etabs)	231

Figura 85. Aplicación de las cargas ficticias por consideración de las imperfecciones iniciales (Etabs)	232
Figura 86. Planta estructural entrepiso tipo	238
Figura 87. Lámina de 3" calibre 22 y un espesor total de placa de 130mm.	240
Figura 88. Manual técnico metaldeck Grado 40 de ACESCO	240
Figura 89. Geometría del Steel Deck	248
Figura 90. Instalación del Steel Deck	249
Figura 91. Diseño sistema de placa de piso.	250
Figura 92. Geometría Perfil W12X30	251
Figura 93. Aferencia las vigas adyacentes	256
Figura 94. Geometría de la sección transversal compuesta	256
Figura 95. Diagrama de áreas y distancias para el Caso 2	258
Figura 96. Diagrama de fuerzas	259
Figura 97. Requisitos dimensionales F.2.9.3.2.3 NSR-10	262
Figura 98. Requisitos dimensionales de los conectores	264
Figura 99. Valores de ϕ y λ para cuando el tablero se encuentra orientado perpendicularmente al perfil de acero.	265
Figura 100. Valores de ϕ y λ para cuando el tablero se encuentra orientado paralelamente al perfil de acero.	266
Figura 101. Aleta superior libre para distribución de conectores por corte del tablero metálico	267
Figura 102. Conectores para cada lado a partir del centro de luz, que es donde ocurre el momento máximo, hasta donde el momento es igual a cero	267
Figura 103. Instalación Final	268
Figura 104. Diseño con un perfil W24X76 con una altura de 608mm	269
Figura 105. Geometría de Instalación	273
Figura 106. Valores de ϕ y λ para cuando el tablero se encuentra orientado paralelamente al perfil de acero	278
Figura 107. Conectores para cada lado a partir del centro de luz, que es donde ocurre el momento máximo, hasta donde el momento es igual a cero	279

Figura 108. Diseño Final	279
Figura 109. Panel contemplado para el desarrollo del ejercicio	281
Figura 110. Calculo de espesor efectivo	281
Figura 111. Aceleración Pico Vs Frecuencia	287
Figura 112. Sistema de Pórticos Resistentes a Momento	288
Figura 113. Diseño con un perfil W14X176	290
Figura 114. Placa de extremo extendida	298
Figura 115. Soldadura del ala y el alma a la Placa de extremo	311
Figura 116. El cortante en la zona del panel del alma de la columna	320
Figura 117. Placa de extremo extendida a diseñar	325
Figura 118. Diagrama de Cuerpo libre en la cara de la columna	325
Figura 119. Geometría de la Conexión	328
Figura 120. Diagrama de Cuerpo libre en la cara de la columna	335
Figura 121. Diagrama de Cuerpo libre en la viga	338
Figura 122. Geometría de las placas rigidizadoras	342
Figura 123. Diagrama de Cuerpo libre en la cara de la columna	348
Figura 124. Conexión Final 3D	352
Figura 125. Detallado Final de la conexión	352
Figura 126. Geometría de la Conexión RBS	353
Figura 127. Dimensiones de la Sección Reducida	355
Figura 128. Diagrama de Cuerpo Libre entre el centro de la RBS y la cara de la columna	361
Figura 129. Pre-dimensionamiento de la RBS	372
Figura 130. Perfil para calcular el módulo de sección plástica	373
Figura 131. Diagrama de Distribución de Cargas	375
Figura 132. Diagrama de fuerzas en la cara de la columna	377
Figura 133. Conexión del alma de la viga a la columna	379
Figura 134. Porción del alma de la viga que soporta el cortante	380
Figura 135. Dimensiones de Placas de Continuidad	382
Figura 136. Diagrama de Fuerzas en la RBS	387

Figura 137. Diseño Final de la Conexión	391
Figura 138. Diseño Final de la conexión RBS, Modelo 3D	392
Figura 139. Pórtico Arriostrado concéntricamente (PAC)	393
Figura 140. Características Iniciales de la Conexión	400
Figura 141. Fuerzas para los caso de diseño I	404
Figura 142. Fuerzas para los caso de diseño II	408
Figura 143. Corte del HSS para el cálculo de A_{nv}	409
Figura 144. Riostra con Pandeo	411
Figura 145. Geometría de la Conexión	411
Figura 146. Geometría para el cálculo de A_{nv}	413
Figura 147. Geometría para el cálculo de A_n	419
Figura 148. Cálculo del Centroide	421
Figura 149. Diseño final conexión PAC-DES	429
Figura 150. Modelo final conexión PAC-DES	429

LISTA DE GRAFICOS

	Pág.
Grafico 1. Gráfica Momento-Curvatura	27

LISTA DE TABLAS

	Pág.
Tabla 1. Valores de R_y y R_t para aceros	31
Tabla 2. Resistencia Nominal para Pernos y Piezas Roscadas, MPa	34
Tabla 3. Mínima Tensión de Instalación de los Pernos, Kilonewtons*	36
Tabla 4. Dimensiones Nominales de perforaciones (Tabla F.2.10.3-3)	40
Tabla 5. Distancia mínima al Borde, del centro de una perforación estándar al borde de la parte conectada. Pernos con diámetro en pulgadas (Tabla F.2.10.3-4)	43
Tabla 6. Valores del Incremento de la distancia al borde C2	44
Tabla 7. Resistencia Nominal para Pernos y Piezas Roscadas, MPa	45
Tabla 8. Resistencia de Pernos a Tensión	46
Tabla 9. Resistencia de Pernos a Cortante	49
Tabla 10. Resistencia de diseño por cortante	74
Tabla 11. Método de resistencia última	94
Tabla 12. Coeficientes C Para excentricidad	95
Tabla 13. Símbolos para Soldaduras	109
Tabla 14. Espesor Efectivo de la Garganta para Soldaduras Acanaladas de Penetración Parcial	110
Tabla 15. Espesor efectivo de garanta para soldaduras en media-V convexa o V convexa	110
Tabla 16. Mínimo espesor efectivo de Garganta para soldaduras acanaladas de penetración parcial	112
Tabla 17. Tamaño Mínimo de Soldaduras de Filete	112
Tabla 18. Resistencia de Diseño de Juntas Soldadas, N	114
Tabla 19. Resistencia por longitud unitaria de diferentes electrodos	119
Tabla 20. Coeficientes C para excentricidad de grupo de soldaduras	167
Tabla 21. Cargas Vivas mínimas Uniformemente distribuidas	224
Tabla 22. Valor de A_a y de A_v para las ciudades capitales de departamento	224

Tabla 23. Valores de Coeficiente Fa, para la zona de periodos cortos del espectro	225
Tabla 24. Valores de Coeficiente Fv, para la zona de periodos cortos del espectro	225
Tabla 25. Combinaciones de Carga	233
Tabla 26. Derivas máximas como porcentaje de <i>hpi</i>	234
Tabla 27. Tabla de Derivas	235
Tabla 28. Consideraciones de Diseño	241
Tabla 29. Valores Recomendados para los Parámetros <i>a0/g</i>	286
Tabla 30. Resumen de Cargas ultimas	289
Tabla 31. Mayores solicitaciones para diseño	295
Tabla 32. Geometría del Perfil W24X76	295
Tabla 33. Limitaciones de los Parámetros en la conexión precalificada	300
Tabla 34. Resumen Diseño de la placa de extremo de cuatro pernos sin Rigidizador	303
Tabla 35. Resumen Diseño la placa de extremo de cuatro pernos con Rigidizador	304
Tabla 36. Resumen Diseño EndPlate de ocho pernos con Rigidizador	305
Tabla 37. Fuerzas en la placa del ala de la columna para conexión de cuatro pernos	312
Tabla 38. Fuerzas en la placa del ala de la columna para conexión de ocho pernos	313
Tabla 39. Resumen de Cargas ultimas	328
Tabla 40. Dimensiones para la geometría de los agujeros de acceso	379
Tabla 41. Combinaciones de Carga para la Riostra	394

RESUMEN

TÍTULO: DISEÑO DE CONEXIONES DE ESTRUCTURAS DE ACERO ACTUALIZADO AL REGLAMENTO DE CONSTRUCCIÓN SISMO RESISTENTE NSR-10*

AUTOR: Miguel Antonio Peralta Hernández**

PALABRAS CLAVE: Conexión Metálica, Ductilidad, Resistencia.

CONTENIDO

En la actualidad la construcción de estructuras en acero se hace más frecuente debido a las ventajas que presenta frente a otros sistemas constructivos, dentro de ellas están: alta resistencia, elasticidad, ductilidad y la disminución en el tiempo de ejecución de la obra.

La excelencia de una estructura en acero está en el correcto diseño y fabricación de las conexiones, ya que deben ser capaces de transmitir cargas axiales, fuerzas cortantes, momentos flectores y finalmente garantizar la integridad estructural.

La tesis está organizada de tal forma que permite al lector profundizar cada vez más los criterios y conceptos necesarios para el diseño de conexiones en estructuras de acero. Parte de un repaso básico en donde se explican los criterios de diseño, la concepción de la conexión en cuanto a su comportamiento. Posteriormente se explican los tipos de unión, sea pernada o soldada, y los efectos que tienen las conexiones con carga excéntrica. Cada ejercicio ha sido pensado para que el lector pueda generar sus propias hojas de cálculo, mediante un paso a paso y como herramienta para corroborar resultados de los diversos programas computacionales de diseño de conexiones que existen en el mercado.

En los últimos capítulos y para comprender a fondo el diseño de las conexiones sismo resistentes, se realizó el análisis de una estructura en acero, con pórticos resistente a momentos (PRM) en una dirección, donde se diseñaron conexiones precalificadas de Placa de Extremo Extendida y Viga de Sección Reducida (RBS) y Pórticos Arriostrados Concéntricamente (PAC) con capacidad de disipación de energía especial (DES) en la otra dirección, para desarrollar el diseño de la conexión.

En resumen, se presenta una guía para diseño de conexiones metálicas típicas en el medio con los requerimientos del Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente NSR-10.

*Proyecto de Grado

**Facultad Físico Mecánica. Escuela de Ingeniería Civil. Director: Luis Garza Vásquez

ABSTRACT

TÍTULO: DESIGN OF STEEL CONNECTIONS UPGRADED TO EARTHQUAKE RESISTANT BUILDING REGULATIONS NSR-10*

AUTOR: Miguel Antonio Peralta Hernández**

Keywords: Metallic Connection, Ductility, Resistance.

CONTENT

At present, the construction of steel structures becomes more frequent due to the advantages over other building systems such as high strength, elasticity, ductility and decreased time of execution of the work.

The excellence of a steel structure depends on the correct design and manufacture of connections, as they must be able to transmit axial forces, shear forces and bending moments as well as ensure structural integrity.

This thesis is organized in a way that allows the reader to acquire a deeper understanding of concepts and criteria required for the design of connections in steel structures. It starts with a basic overview and explanation of the design criteria and the concept of connection and its behavior. Subsequently, an explanation of union types, whether welded or seigneur is presented, and the effects that connections with eccentric load have. Each exercise has been designed so that the reader can create his own spreadsheets and use a step by step approach with a tool that corroborates results of various computer programs to design connections available in the market.

In the last chapters, a deeper understand of the design of earthquake-resistant connections is presented; additionally, an analysis of a structure in steel frames resistant to momentums (PRM) in one direction was performed where prequalified connections of Extended End Plate were designed as well as Reduced Beam Section (RBS) and Concentric braced frames (PAC) capable of special energy dissipation (DES) in the opposite direction, to develop the design of the connection.

In summary, a guide to design typical metallic connections in the region is presented and fulfills the requirements of Colombian Earthquake Resistant Building Regulations NSR-10.

*Project degree

**Faculty: Physical-Mechanical Engineering Faculty. School of Civil Engineering. Directors: Luis Garza Vásquez

INTRODUCCIÓN

El diseño y fabricación de las conexiones es una de las actividades más importantes y difíciles de llevar a cabo en un proyecto con estructura de acero.

A diferencia de la construcción en hormigón, en donde el vaciado garantiza la continuidad de los elementos, los miembros de acero estructural deben conectarse con platinas, pernos y soldaduras que deben ser diseñados.

En la práctica, las conexiones tienden a ser estandarizadas en tablas o se confían al avance tecnológico que ofrece el uso de software que crea una dependencia sin que haya una forma fácil de verificar resultados, debido al poco conocimiento de su comportamiento y a la pobre divulgación y el tiempo limitado en las materias de pregrado en las universidades. Lo anterior, sumado a la importancia y complejidad de su análisis, hacen viable la elaboración de un libro práctico para apoyar la enseñanza, el aprendizaje y el diseño de las conexiones más utilizadas en nuestro medio.

El presente trabajo se elaboró con los criterios expuestos en el reglamento de construcción Sismo Resistente NSR-10. Las bases teóricas se estudiaron en diversas publicaciones y se resumen brevemente en el marco teórico del trabajo. Posteriormente se explicará detalladamente y con un paso a paso, la forma correcta de diseñar una conexión, controlando cada uno de los estados límites que aplique.

1. CONCEPTOS PRELIMINARES

1.1 MÉTODOS DE DISEÑO

La norma de Sismo Resistencia Colombiana NSR-10, está elaborada para diseñar estructuras usando el método de diseño con factores de carga y de resistencia LRFD (Load and Resistance Factor Design).

Este método es una aproximación con fundamento probabilístico al diseño de las estructuras de acero para edificaciones. Envuelve consideraciones explícitas de estados límites, múltiples factores de carga y factores de resistencia y una determinación probabilística implícita de la confiabilidad.

La designación LRFD (Diseño con factores de carga y resistencia) refleja el concepto de factorizar tanto las cargas como las resistencias.

El criterio fundamental de este diseño con factores de carga y de resistencia queda expresado en la siguiente formulación:

$$\sum \gamma_i Q_i \leq \phi R_n \quad (1)$$

Dónde:

\sum = Sumatoria para los diferentes tipos de carga

i = Tipo de carga: carga muerta, viva, etc.

Q_i = Efecto nominal de la carga.

γ_i = Factor de carga correspondiente a Q_i

$\sum \gamma_i Q$ = Resistencia requerida

R_n = Resistencia nominal

ϕ = Factor de resistencia correspondiente a R_n .

ϕR_n = Resistencia de diseño.

El término de la izquierda de la fórmula, representa la resistencia que se requiere, la cual se calcula por análisis estructural basado en las cargas supuestas; el término de la derecha representa la capacidad estructural límite suministrada por los elementos y miembros seleccionados.

Un estado límite es una condición que representa un desenlace estructural de utilidad. Los estados límite pueden ser dictados por los requisitos funcionales, como por ejemplo, las deflexiones máximas pueden ser conceptuales, tales como la articulación plástica o la formación de un mecanismo, o pueden representar un colapso real de una parte o de la totalidad de la estructura, tal como una fractura o una inestabilidad.

El método LRFD, seguido en este texto está compuesto por los estados límites de servicio y los estados límites de resistencia, las especificaciones se desarrollan en mayor proporción para este último considerando la seguridad pública.

2. CONEXIONES

Figura 1. Conexión a Momento

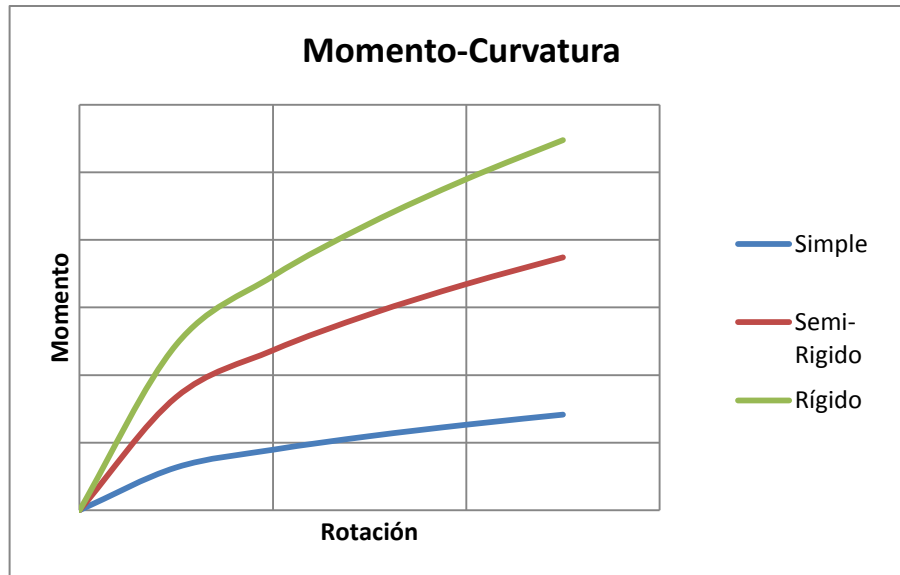


2.1 CRITERIOS DE DISEÑO DE CONEXIONES

La Norma Sismo Resistente NSR-10, en el capítulo F.2, trata los requisitos de diseño y los tipos de conexiones.

Las conexiones se clasifican en función de su relación momento rotación.

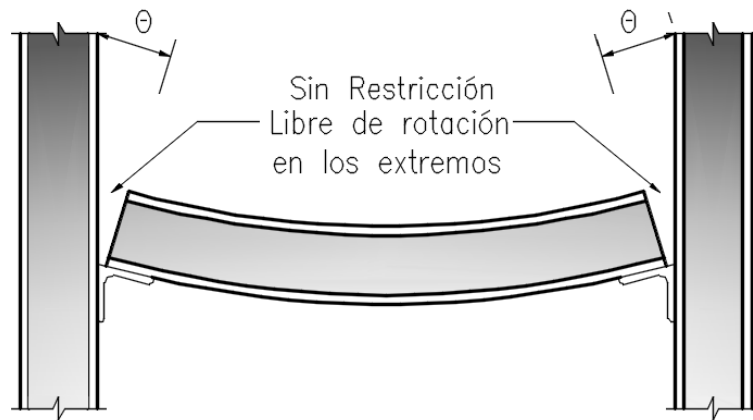
Grafico 1. Gráfica Momento-Curvatura



2.1.1 Conexiones Simples o de Corte. La NSR-10 define que una conexión se considera simple cuando el momento que se transmite a través de ella es despreciable. En el análisis de la estructura puede suponerse que las conexiones simples permiten la rotación relativa sin restricción entre los elementos conectados. Una conexión simple deberá tener suficiente capacidad de rotación para permitir el giro requerido según el análisis estructural.

Las conexiones simples o de corte en vigas o enrejados deben ser diseñadas como flexibles y se permite dimensionarlas solamente para reacciones de corte, excepto que se indique lo contrario en los documentos de diseño. Las conexiones flexibles de vigas deben ser capaces de acomodar las rotaciones de los extremos de las vigas calculadas como simplemente apoyados (no restringidas) como lo muestra la Figura 2. Para lograr lo anterior se permiten deformaciones inelásticas, pero auto limitadas, de la conexión.

Figura 2. Conexión Simple o de Corte



Fuente: Alacero

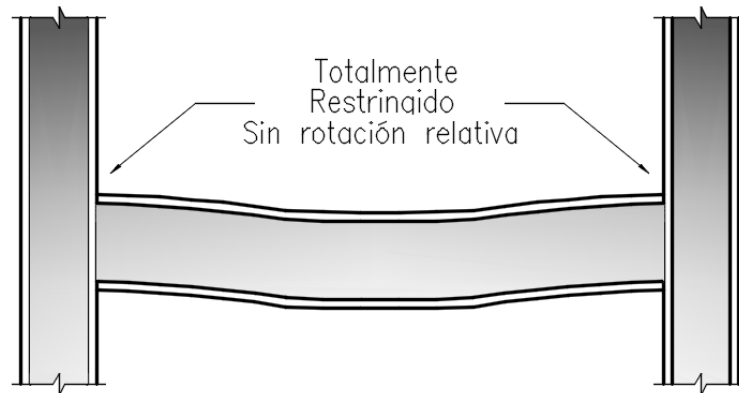
2.1.1 Conexiones a Momento. Se permite dos tipos de conexiones a momento, TR y PR, definidos a continuación:

2.1.1.1 Conexiones a Momento Totalmente Restringidas (TR). Es aquella que transfiere momento con una rotación relativa despreciable entre los miembros conectados. En el análisis de la estructura, esta conexión se puede idealizar considerando que la rotación relativa es nula. Una conexión TR deberá tener resistencia y rigidez suficiente para mantener el ángulo entre los miembros conectados cuando se alcanzan los estados límites de resistencia.

La conexión TR es una conexión Rígida. El ángulo original entre los miembros conectados se mantiene aproximadamente constante con una restricción rotacional de más del 90%.

Este tipo de conexiones posee suficiente resistencia y rigidez para mantener el ángulo constante entre los miembros conectados durante la aplicación de las cargas como lo muestra la Figura 3.

Figura 3. Conexión Totalmente Restringida



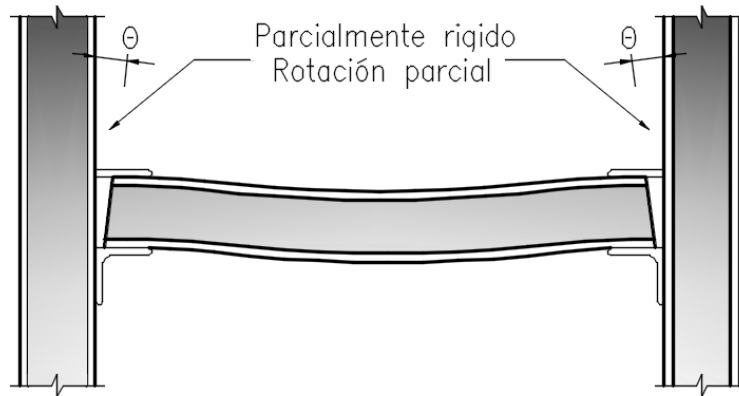
Fuente: Alacero

2.1.2.2 Conexiones a Momento Parcialmente Restringidas (PR). Las conexiones PR, transfieren momento, sin que pueda despreciarse la rotación entre los elementos conectados. Al analizar la estructura deben introducir las características de la respuesta fuerza-deformación de este tipo de conexiones. Los elementos que componen la conexión PR deben tener suficiente resistencia, rigidez y capacidad de deformación cuando se alcanzan los estados límites de resistencia.

La conexión PR es una conexión semirrígida, la restricción rotacional está entre 20% y 90%. Es poco común en la práctica de la ingeniería en Colombia.

Las conexiones de momento parcialmente restringido, como se muestra en la figura 4, poseen un ángulo intermedio entre la flexibilidad de la conexión simple o de corte y la rigidez total de la conexión de momento TR. Las conexiones de momento PR son permitidas sobre la evidencia de que las conexiones a usar son capaces de proporcionar, como mínimo, un previsible porcentaje de empotramiento.

Figura 4. Conexión de Momento Parcialmente Restringido



Fuente: Alacero

2.1.3 Conexiones que pertenecen al Sistema de Resistencia Sísmica (S.R.S).

En las conexiones que pertenecen al Sistema de Resistencia Sísmica (S.R.S.), la filosofía de diseño es que en caso de falla, ésta se produzca en los elementos conectados y no en la conexión, haciendo que gobierne un estado de falla dúctil; para conseguirlo, pernos, soldadura, platinas y ángulos deben diseñarse para que soporten más que los miembros a unir.

Cuando se requiera determinar la resistencia nominal, R_n , para estados límites en el mismo miembro en el cual se determina la resistencia requerida, se permite utilizar el esfuerzo de fluencia esperado, $R_y F_y$. Donde F_y es la resistencia mínima a la fluencia especificada para el grado de acero a usar, y R_y es la relación del esfuerzo de fluencia esperado y el esfuerzo de fluencia mínimo.

Para el análisis de la resistencia a rotura esperada, se utiliza $R_t F_u$, donde F_u , es la resistencia mínima a rotura especificada y R_t es la relación entre la resistencia a rotura esperada y la resistencia mínima a rotura.

Los valores de R_y y R_t para varios aceros y concretos se muestran en la Tabla 1.

Tabla 1. Valores de R_y y R_t para aceros

Aplicación	R_y	R_t
Secciones laminadas en caliente en barras:		
• ASTM A36/A36M	1.5	1.2
• ASTM A1043/A1043M Grado 36	1.3	1.3
• ASTM A572/572M Grado 50 o 55	1.1	1.1
• ASTM A913/913M Grado 50, 60 o 65	1.1	1.1
• ASTM A588/A588M	1.1	1.1
• ASTM A992/A992M, A1011 HSLAS Grado 55	1.1	1.1
• ASTM A1043/A1043M Grado 50	1.2	1.1
• ASTM A529 Grado 50	1.2	1.2
• ASTM A529 Grado 55	1.1	1.2
Perfiles Tubulares estructurales (PTE):		
• ASTM A500 (Grado B o C), ASTM A 501	1.4	1.3
Tubería de acero:		
• ASTM A53/A53M	1.6	1.2

Fuente: Título F, NSR 10 (Tabla F.3.1.4-1)

2.1.3.1 Conexiones a Tensión pertenecientes al S.R.S

$$R_d = R_y F_y A_g \quad (1)$$

R_d : Carga de Diseño

R_y : Relación del esfuerzo de fluencia esperado y el mínimo especificado

F_y : Tensión de Fluencia mínima especificada del tipo de acero usado

A_g : Área bruta del elemento a unir

2.1.3.2 Conexiones a Momento pertenecientes al S.R.S

$$M_d = 1.1R_yF_yZ_x \quad (2)$$

M_d : Momento de Diseño

F_y : Tensión de Fluencia mínima especificada del tipo de acero usado

R_y : Relación del esfuerzo de fluencia esperado y el mínimo especificado

Z_x : Módulo Plástico del miembro a conectar

Para el diseño de conexiones del sistema de resistencia Sísmico debe gobernar un estado de fluencia y no uno de rotura.

Luego de realizar el diseño, se debe hacer una comparación de las resistencias por los estados límites analizados. Si el menor no es un estado de fluencia, se debe modificar su diseño para aumentar su resistencia, hasta que todos los de rotura sean mayores que alguno de fluencia.

3. CONEXIONES PERNADAS

Existen dos tipos de pernos estructurales dependiendo de la resistencia última.

3.1 PERNOS DE BAJA RESISTENCIA

Los pernos A307 (Acero al carbono)

$F_u=410$ MPa, usado para aplicaciones secundarias

3.2 PERNOS DE ALTA RESISTENCIA

La NSR-10 F.2.10.3.1 permite el uso de pernos A325, A325M, A490, A490M y A449M. En el sistema métrico se denominan por la letra M más el diámetro en milímetros del perno, en el sistema inglés se denominan por su diámetro en octavos de pulgada. Los pernos A325 y A490 están disponibles comercialmente en los tamaños $\frac{1}{2}$ " a $1\frac{1}{2}$ "; los más utilizados en construcción son A325.

Los pernos y pernos de anclaje de alta resistencia se agrupan según la resistencia del material como sigue:

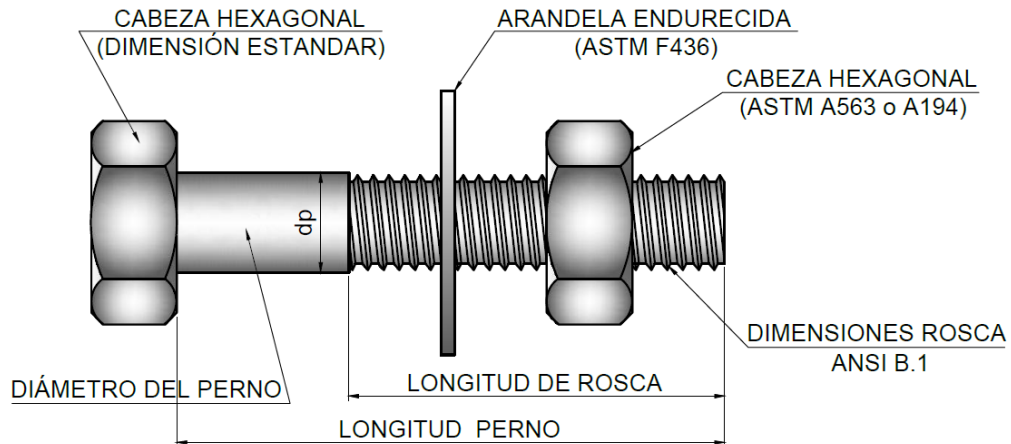
Grupo A- ASTM A325, A325M, F1852, A354 Grado BC y A449.

Grupo B- ASTM 490, A490M, F2280 y A354 Grado BD.

Figura 5. Características Geométricas de un Perno

GRUPO A - ASTM A325, A325M, F1852, A354 GRADO BC y A449
 GRUPO B- ASTM 490, A490M, F2280 y A354 GRADO BD

Según la ASTM las características de los pernos son:



En el marco de las especificaciones del consejo de Investigación de Conexiones Estructurales (RCSC), y debido a las condiciones aplicables a longitudes que exceden 12 veces el diámetro o a diámetros que exceden 38mm, no se pueden satisfacer los requerimientos para los pernos, se permite el uso de pernos o varillas roscadas que se ajusten a los materiales de los grupos A o B siempre y cuando se cumplan las provisiones para varillas roscadas que se presentan en la Tabla 2.

Tabla 2. Resistencia Nominal para Pernos y Piezas Roscadas, MPa

Tabla F.2.10.3-2		
Resistencia Nominal para Pernos y Piezas Roscadas, Mpa		
Descripción del conector	Resistencia Nominal a tensión F_{nt} (Mpa)	Resistencia Nominal a cortante en Conexiones Tipo Aplastamiento F_{nv} (Mpa)
Pernos A307	310 ^[b]	180 ^[c]
Pernos A325, cuando la rosca está incluida en el plano de corte	620	372

Tabla F.2.10.3-2		
Pernos A325, cuando la rosca no está incluida en el plano de corte	620	457
Pernos A490, cuando la rosca está incluida en el plano de corte	780	457
Pernos A490, cuando la rosca no está incluida en el plano de corte	780	579
Piezas roscadas que cumplen los requisitos del numeral F.2.1.3.4, cuando la rosca está incluida en el plano de corte	$0.75 F_u$	$0.45 F_u$
Piezas roscadas que satisfacen los requisitos del numeral F.2.1.3.4, cuando las roscas están excluidas de los planos de corte	$0.75 F_u$	$0.563 F_u$
[a] Para conexiones de extremo que tengan un patrón de perforaciones con una longitud mayor que 965 mm, F_{nv} , se reducirá un 83.3 % de los valores tabulados. La longitud del patrón de perforaciones es la máxima distancia paralela a la línea de la fuerza medida sobre la línea de centros de los pernos.		
[b] Para pernos A307 los valores tabulados deben ser reducidos por 1% por cada 1.6 mm por encima de los 5 diámetros de longitud en el agarre		
[c] Rosca permitida en los planos de corte.		

3.3 MÉTODOS DE APRIETE DE PERNOS

En las conexiones pernadas, el apriete de pernos es de gran importancia ya que de él depende el tipo de conexión que se esté diseñando. Los métodos más comunes para controlar el apriete de pernos son:

3.3.1 Apriete Inicial. Cuando no se requiere que los pernos estén completamente tensionados como en el caso de conexiones de cortante que no hagan parte del

sistema de resistencia sísmico, basta apretarlos con una llave normal y la fuerza del operario garantizando que las partes unidas queden en contacto.

Tabla 3. Mínima Tensión de Instalación de los Pernos, Kilonewtons*

Tamaño del perno mm (Pulgada).	Grupo A Pernos ASTM A325, ASTM F1852	GRUPO B Pernos ASTM A490, ASTM F2280
12.7 (1/2")	53	67
15.9 (5/8")	84	107
19.1 (3/4")	125	156
22.2 (7/8")	173	218
25.4 (1")	227	285
28.6 (1 1/8")	249	356
31.8 (1 1/4")	316	454
34.9 (1 3/8")	378	538
38.1 (1 1/2")	458	658
*Igual a 0.70 veces la resistencia mínima a tensión de los pernos, redondeada al kN más cercano, como se establece en las siguientes especificaciones ASTM para pernos A325 y A490 con roscas UNC.		

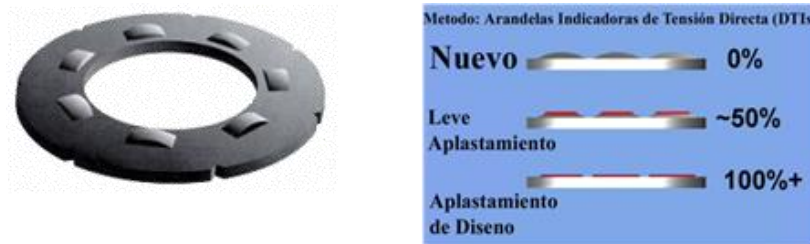
Para conexiones que hagan parte del sistema de resistencia sísmico, conexiones tipo fricción o de deslizamiento crítico, se requiere que los pernos sean tensionados completamente, es decir que queden instalados con una tensión igual al 70% de su resistencia última Tabla 3. Para lograr lo anterior se requiere calibrar los pernos en un calibrador de tensión con el objeto de garantizar la tensión requerida para cualquiera de los siguientes métodos de apriete.

3.3.2 Vuelta de Tuerca. Consiste en definir el giro que se le debe dar a la tuerca para llegar a la tensión especificada para dos pernos de cada lote y aplicarlo de la misma manera en la obra. En la calibración debe participar también el operario el cual se deberá calificar para asegurar que cumpla con la condición de apriete inicial.

3.3.3 Torcómetro. En este método se mide el torque necesario para lograr un apriete determinado. Como el torque no está correlacionado directamente con la tensión que depende de las condiciones de fricción y por lo tanto de las condiciones ambientales y de textura de las partes a unir (oxidadas, engrasadas, etc.) no es un parámetro muy consistente, por lo que es el método menos recomendable. Sin embargo puesto que es el método más conocido por los ingenieros mecánicos si se utiliza se deberá realizar una calibración diaria o si cambian las condiciones ambientales durante el día.

3.3.4 Arandelas Calibradas. Es una arandela endurecida con cierta cantidad de protuberancias diseñadas para deformarse cuando se ven sometidas a cargas de compresión. Estas arandelas deben cumplir con la norma ASTM F 959.

Figura 6. Arandelas Indicadoras de Tensión



Fuente: Construcciones y aceros

3.3.5 Pernos de Tensión Controlada. Son pernos que están calibrados para “degollarse” en el vástago al llegar a la tensión requerida.

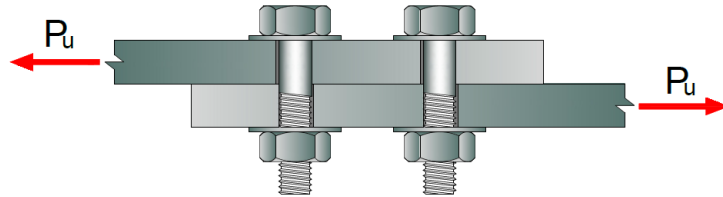
Figura 7. Perno Tensión Controlada ASTM A-325 TC



3.4 TIPOS DE JUNTA

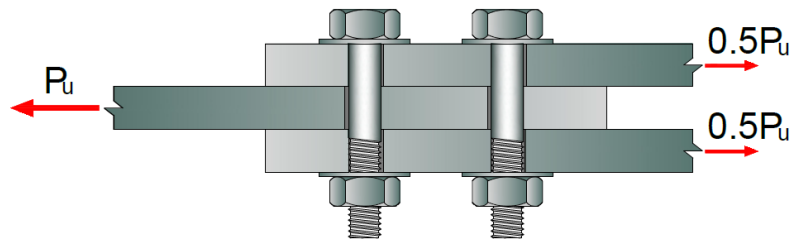
En la NSR-10 y textos anteriores aparece la clasificación tradicional de tipos de juntas:

Figura 8. Forma de las juntas



Conexión traslapada excéntrica. Mínimo dos pernos en el sentido de la fuerza.

Pernos a corte simple



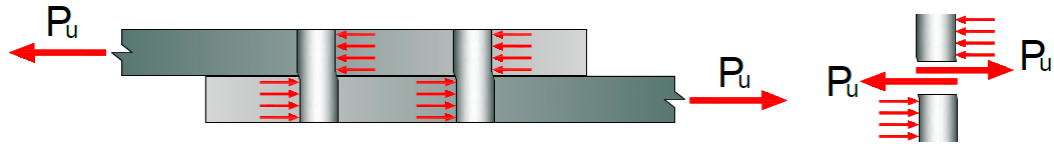
Pernos a cortante doble

3.5 CONEXIONES TIPO APLASTAMIENTO

Conexión pernada en la cual las fuerzas de cortante se transmiten por aplastamiento del perno contra los elementos de conexión.

- Aplastamiento en el material de la parte conectada

Figura 9. Esquema de Conexión Tipo Aplastamiento

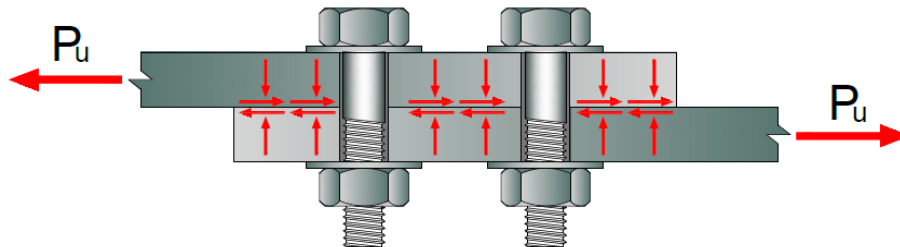


3.6 CONEXIONES DE DESLIZAMIENTO CRÍTICO

Conexión pernada que ha sido diseñada para evitar el desplazamiento relativo entre las partes conectadas, a través de la fricción que se genera en la superficie de contacto bajo la acción de la fuerza de apriete de los pernos.

Son conexiones tipo aplastamiento en las cuales no es conveniente que se deformen los extremos de los miembros conectados, para efectos de provisiones sísmicas, los pernos deben ser totalmente apretados en la colocación en obra.

Figura 10. Conexión tipo deslizamiento Crítico



3.7 PERFORACIONES

Existen varios tipos de perforaciones que se utilizan de acuerdo con el tipo de conexión a diseñar, las cuales están especificadas en el numeral F.2.10.3.2 de la NSR-10:

3.7.1 Tipos de Perforaciones

Tabla 4. Dimensiones Nominales de perforaciones (Tabla F.2.10.3-3)

Diámetro del perno mm (Pulgada).	Dimensiones de perforaciones (mm)			
	Estándar (Diámetro)	Agrandadas (Diámetro)	Ranuras cortas (ancho × largo)	Ranuras largas (ancho × largo)
12.7 (1/2")	14.3	15.9	14.3 × 17.5	14.3 × 31.8
15.9 (5/8")	17.5	20.6	17.5 × 22.2	17.5 × 39.7
19.1 (3/4")	20.6	23.8	20.6 × 25.4	20.6 × 47.6
22.2 (7/8")	23.8	27.0	23.8 × 28.6	23.8 × 55.6
25.4 (1")	27.0	31.8	27.0 × 33.3	27 × 63.5
28.6 (≥ 1 1/8")	d+3.2	d+7.9	(d+3.2) × (d+9.5)	(d+3.2) × (2.5d)

3.7.2 Perforación Estándar. Es una perforación de forma circular y tamaño igual al diámetro nominal del perno más una cantidad de 1.6mm o 3.2mm, como se puede observar en la Tabla 4. Es la utilizada en la mayoría de los casos.

3.7.2.1 Perforación Agrandada. Perforación de forma circular y tamaño igual a 1.25 veces el diámetro del perno. No se usa normalmente por las restricciones en el diseño.

3.7.2.2 Perforaciones de ranura corta y ranura larga. El tamaño de la ranura es de forma alargada, la dimensión corta es igual a la de una perforación estándar y la dimensión larga se determina de acuerdo con la Tabla 4. Tiene también muchas restricciones de diseño.

3.7.3 Tamaño y Condiciones de uso de las Perforaciones¹. La NSR-10 define estos parámetros en F.2.10.3:

¹ MC CORMAC, J. Diseño de estructuras de acero, Método LRFD. México, Editorial Alfaomega, 2011

En las conexiones entre miembros deben usarse perforaciones estándar o de ranura corta transversal a la dirección de la carga o de ranura larga. En conexiones de deslizamiento crítico diseñadas con base en perforaciones estándar podrán utilizarse platinas de relleno de ranuras abiertas, con un espesor hasta 6.4 mm, sin que la resistencia nominal a cortante del conector deba reducirse a la especificada para perforaciones de ranura.

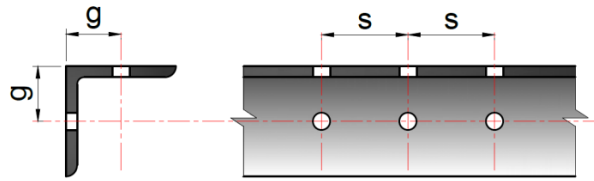
Las perforaciones agrandadas pueden utilizarse en algunas o en todas las capas comprendidas por una conexión de deslizamiento crítico, pero en ningún caso en conexiones tipo aplastamiento. Deberán instalarse arandelas endurecidas sobre las perforaciones agrandadas en las caras exteriores de los empalmes.

Cuando se usen pernos del grupo B con diámetros mayores que 25.4 mm en agujeros agrandados o de ranura localizados en caras exteriores, se deberá utilizar una arandela de acero endurecido que cumpla la norma ASTM F436, excepto que su espesor debe ser de 7.9 mm como mínimo, en lugar de una arandela estándar.

3.7.3.1 Separación y Distancias a bordes de Pernos. Es necesario aclarar algunos términos referentes a un grupo de pernos en una conexión. Como se ilustra en la figura 11:

- El Paso (s): Es la distancia centro a centro entre pernos en dirección paralela al eje del miembro. Es la distancia más corta entre ejes de pernos, sobre la misma o diferente hilera de gramiles.
- El Gramil (g): Es la distancia centro a centro entre hileras de pernos, perpendicular al eje del miembro.
- Distancia al borde (Le): Es la distancia del centro de un perno al borde adyacente del miembro.

Figura 11. Representación del Paso y Gramil



3.7.3.2 Separación mínima. La distancia entre centros de perforaciones estándar, agrandadas o ranuradas no podrá ser menor que $2 \frac{2}{3}$ veces el diámetro nominal del conector, **d**; se recomienda usar como mínimo **3d**. Esta distancia es la mínima para garantizar una instalación eficiente y prevenir fallas por tracción de los miembros conectados por los pernos.

3.7.3.3 Separación Máxima. La máxima separación longitudinal permitida por la NSR-10, en F.2.10.3.5 para dos elementos en contacto continuo, en el caso de una platina y un perfil o de dos platinas, será:

- Para miembros pintados o miembros sin pintar que no estén sometidos a corrosión, el espaciamiento no será mayor que 24 veces el espesor de la platina más delgada ni de 300 mm.

$$s \leq 24 t \text{ y } s \leq 300 \text{ mm}$$

- Para miembros sin pintar de acero resistente a la corrosión atmosférica expuestos a la corrosión, el espaciamiento no será mayor que 14 veces el espesor de la platina más delgada ni de 180 mm.

$$s \leq 14t \text{ y } s \leq 180 \text{ mm}$$

Sin embargo, para garantizar la mayor uniformidad en las fuerzas de los pernos de una conexión se recomienda que la separación máxima sea $5d$, en la práctica esta sería la separación máxima recomendable. En cualquier caso la separación $3d$ es la mayormente utilizada ya que el hacer conexiones compactas redundaría en mayor

economía por reducir el tamaño y por ende el consumo de material para elementos de la conexión.

3.7.4 Distancia al Borde²

3.7.4.1 Distancia mínima. Los pernos no deben colocarse demasiado cerca de los bordes de los miembros conectados, porque el punzonamiento de los agujeros puede ocasionar grietas en el acero y/o desgarramiento de los miembros conectados; comúnmente se recomienda una distancia al borde mínima de 1.5 veces el diámetro del perno.

La NSR-10 numeral F.2.10.3.5 estipula que la mínima distancia al borde debe cumplir los requerimientos de la Tabla 5.

Tabla 5. Distancia mínima al Borde, del centro de una perforación estándar al borde de la parte conectada. Pernos con diámetro en pulgadas (Tabla F.2.10.3-4)

Diámetro del perno mm (pulgadas)	Distancia mínima al borde mm
12.7 (1/2")	19.1
15.9 (5/8")	22.2
19.1 (3/4")	25.4
22.2 (7/8")	28.6
25.4 (1")	31.8
28.6 (1 1/8")	38.1
31.8 (1 1/4")	41.3
31.8 (□1 1/4")	1.25 x diámetro

Fuente: NSR-10 (Tabla F.2.10.3-4)

Para perforaciones agrandadas o de ranura, la distancia del centro de la perforación se debe adicionar el incremento aplicable C2 de la Tabla 6.

² ASOCIACIÓN COLOMBIANA DE INGENIERÍA SÍSMICA, AIS28.6, Normas Colombianas de Diseño y Construcción Sismo Resistente. NSR-10, F.2.10.3.531.8

Tabla 6. Valores del Incremento de la distancia al borde C_2

Diámetro Nominal del Conector mm (pulg.)	Perforaciones Agrandadas mm	Perforaciones de Ranura		
		Ranura Perpendicular al Borde		Ranura Paralela al Borde
		Ranuras Cortas mm	Ranuras Largas	
≤ 22.2 ($\leq 7/8''$)	1.6	3.2	0.75d	0
25.4 (1'')	3.2	3.2		
≥ 28.6 ($\geq 1\ 1/8''$)	3.2	4.8		

Fuente: NSR-10 (Tabla F.2.10.3-5)

3.8 RESISTENCIA DE DISEÑO

3.8.1 Resistencia de Elementos a Tensión. En la NSR-10, F.2.10.4.1 se definen los criterios:

La resistencia de diseño, ϕR_n de los elementos afectados de los miembros y de los elementos de conexión solicitados por tensión será el menor entre los valores obtenidos para los estados límites de fluencia por tensión y rotura por tensión.

- a) Para fluencia por tensión en elementos de conexión: $\phi = 0.90$

$$R_n = F_y A_g \quad (\text{F.2.10.4.1-1})$$

- b) Para rotura por tensión en elementos de conexión:

$$\phi = 0.75$$

$$R_n = F_u A_e \quad (\text{F.2.10.4.1-2})$$

Dónde:

A_e = Área neta efectiva definida en el numeral F.2.4.3 de la NSR-10, mm^2 .

Para platinas de empalme pernadas, $A_e = A_n \leq 0.85 A_g$

Para los pernos la resistencia a tensión y cortante se obtiene de la Tabla 7 que se muestra a continuación.

Tabla 7. Resistencia Nominal para Pernos y Piezas Roscadas, MPa

Descripción de los conectores	Resistencia Nominal a Tensión F_{nt} (MPa)	Resistencia Nominal a Cortante en Conexiones Tipo Aplastamiento F_{nv} (MPa)
Pernos 307	310	188
Pernos Grupo A (Tipo A325), con roscas incluidas en los planos de corte	620	372
Pernos Grupo A (Tipo A325), con roscas excluidas en los planos de corte	620	457
Pernos Grupo B (Tipo A490), con roscas incluidas en los planos de corte	780	457
Pernos Grupo B (Tipo A490), con roscas excluidas en los planos de corte	780	579
Piezas roscadas que satisfacen los requisitos del numeral F.2.1.3.4, cuando las roscas están incluidas de los planos de corte.	$0.75 F_u$	$0.45 F_u$
Piezas roscadas que satisfacen los requisitos del numeral F.2.1.3.4, cuando las roscas están excluidas de los planos de corte.	$0.75 F_u$	$0.45 F_u$

Fuente: NSR-10 (Tabla F.2.10.3-2)

Para los pernos A325 y A490 que son los principalmente utilizados, en la Tabla 8 se resumen las resistencias para los diámetros más comunes.

Tabla 8. Resistencia de Pernos a Tensión

Diámetro en (pulg)	Diámetro [mm]	Área [cm ²]	RESISTENCIA	
			A325 [kN]	A490 [kN]
1/2"	12.7	1.27	58.90	74.11
5/8"	15.9	1.99	92.33	86.22
3/4"	19.1	2.87	133.45	124.42
7/8"	22.2	3.87	179.99	168.09
1"	25.4	5.07	235.62	220.04
1 1/8"	28.7	6.47	300.82	280.93
1 1/4"	31.8	7.94	369.32	344.89
1 3/8"	34.9	9.57	444.83	415.41

3.8.2 Resistencia de Elementos a Cortante (F.2.10.4.2). La resistencia de diseño, ϕR_n de los elementos afectados de los miembros y de los elementos de conexión solicitados por cortante será el menor entre los valores obtenidos para los estados límites de fluencia por cortante y rotura por cortante.

a) Para fluencia por cortante del elemento:

$$\phi = 1.0$$

$$R_n = 0.60F_y A_{gv} \quad (\text{F.2.10.4-1})$$

A_{gv} = Área bruta sometida a cortante, mm^2

b) Para rotura por cortante del elemento:

$$\phi = 0.75$$

$$R_n = 0.60F_u A_{nv} \quad (\text{F.2.10.4-4})$$

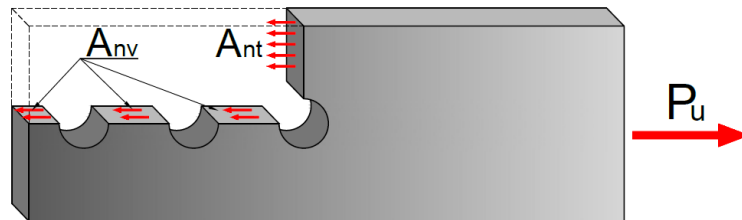
Dónde:

A_{nv} = Área neta sometida a cortante, mm^2 .

Para platinas de empalme pernadas, $A_e = A_n \leq 0.85 A_g$

3.8.3 Resistencia al desgarramiento en Bloque (F.2.10.4.2)

Figura 12. Bloque Cortante



Para el estado límite de desgarramiento en bloque a lo largo de una o más líneas de falla a cortante y de una línea de falla a tensión en dirección perpendicular, se calculará tomando:

$$\phi = 0.75$$

$$R_n = 0.60F_u A_{nv} + U_{bs}F_u A_{nt} \leq 0.60F_y A_{gv} + U_{bs}F_u A_{nt} \quad (\text{F.2.10.4-5})$$

Dónde:

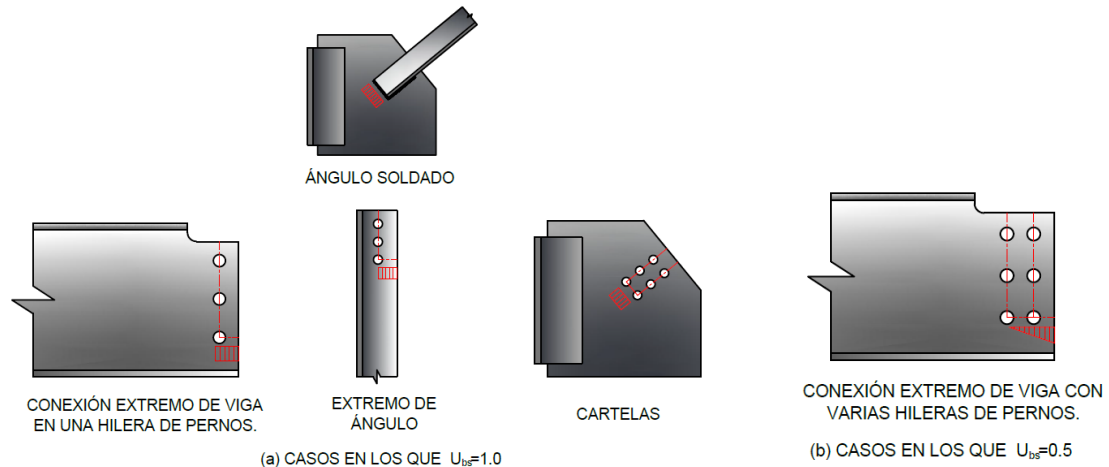
A_{gv} = Área bruta sometida a cortante, mm^2

A_{nv} = Área neta sometida a cortante, mm^2 .

A_{nt} = Área neta sometida a tensión, mm^2 .

Cuando el esfuerzo de tensión sea uniforme, se tomará $U_{bs} = 1$; en caso contrario se tomará $U_{bs} = 0.5$.

Figura 13. Casos de aplicación para calcular U_{bs}



Para representar las roscas incluidas y excluidas en los planos de corte, se usa la siguiente notación

- Roscas incluidas en el plano de corte, se denomina conexión Tipo “N”, un perno A325 de este tipo puede denotarse como perno A325-N.
- Roscas que están excluidas del plano de corte, se denomina conexión Tipo “X”, por ejemplo un perno A325-X.

Al calcular la capacidad a corte simple para pernos A325 Y A490 a partir de la Tabla 7 (F.2.10.3-2) para diferentes diámetros, se obtiene la Tabla 9:

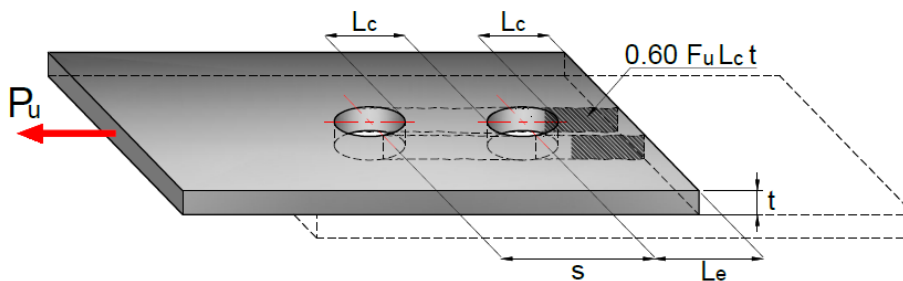
Tabla 9. Resistencia de Pernos a Cortante

Designación de la barra (plg)	Diámetro referencia en (plg)	Diámetro [mm]	Área [cm ²]	RESISTENCIA			
				A325-X [kN]	A325-N [kN]	A490-X [kN]	A490-N [kN]
N° 4	1/2"	12.7	1.27	43.42	35.34	55.01	43.42
N° 5	5/8"	15.9	1.99	68.06	55.40	86.22	68.06
N° 6	3/4"	19.1	2.87	98.21	79.94	124.42	98.21
N° 7	7/8"	22.2	3.87	132.67	107.99	168.09	132.67
N° 8	1"	25.4	5.07	173.67	141.37	220.04	173.67
N° 9	1 1/8"	28.7	6.47	221.73	180.49	280.93	221.73
N° 10	1 1/4"	31.8	7.94	272.22	221.59	344.89	272.22
N° 11	1 3/8"	34.9	9.57	327.88	266.90	415.41	327.88

3.8.4 Resistencia Por Aplastamiento. La resistencia de diseño por aplastamiento es en realidad debida al aplastamiento propiamente dicho o el desgarramiento por cortante en dos superficies de falla aledañas a cada perforación para cada perno en particular, se deben revisar las dos posibilidades.

La primera depende de la longitud de las dos probables superficies de falla, que se desarrollan desde los bordes de la perforación y la segunda es una condición de servicio de la deformación que se pueda permitir a la conexión: si es rígida se debe considerar como de deslizamiento crítico, o si es articulada no requeriría condiciones de apriete y acabados especiales.

Figura 14. Falla por aplastamiento o desgarramiento de la placa



$$L_c = s - d_h(\text{interiores})$$

$$L_c = L_e - \frac{d_h}{2}(\text{exterior})$$

$d_h = \text{Diámetro de la Perforación}$

La resistencia al aplastamiento en las perforaciones con pernos, ϕR_n , está definida en F.2.10.3.10 de la NSR-10.

$\phi = 0.75$ y R_n calculado como sigue:

(a) Para un perno en una perforación estándar, agrandada o de ranura corta, independientemente de la dirección de aplicación de la carga, o en una perforación de ranura larga con la ranura paralela a la dirección de la fuerza de aplastamiento:

i) Cuando la deformación alrededor de la perforación del perno, bajo cargas de servicio, es una consideración de diseño:

$$R_n = 1.2L_c t F_u \leq 2.4 dt F_u \quad (\text{F.2.10.3-6a})$$

ii) Cuando la deformación alrededor de la perforación del perno, bajo cargas de servicio, no es una consideración de diseño:

$$R_n = 1.5 L_c t F_u \leq 3.0 dt F_u \quad (\text{F.2.10.3-6b})$$

(b) Para un perno en una perforación de ranura larga con la ranura perpendicular a la dirección de la fuerza:

$$R_n = 1.0 L_c t F_u \leq 2.0 dt F_u \quad (\text{F.2.10.3-6c})$$

Dónde:

d = Diámetro nominal del perno, mm

F_u = Resistencia a Tensión mínima especificada del material conectado, MPa

L_c = Distancia Libre, en la dirección de la fuerza, entre el borde de la perforación considerada y el borde de la perforación adyacente o el borde del material.

t = Espesor del material conectado, mm.

Para una conexión, la resistencia al aplastamiento se tomará como la suma de las resistencias al aplastamiento de los pernos tomados individualmente.

La resistencia por aplastamiento se verificará tanto para conexiones por aplastamiento como para conexiones de deslizamiento crítico.

El cálculo de la resistencia por aplastamiento, a partir de la (i), puede simplificarse al observar que el límite superior será efectivo cuando:

$$1.2 L_c t F_u = 2.4 dt F_u$$

$$L_c = 2d$$

Esta relación se utiliza para determinar el estado límite:

Si $L_c \leq 2d$ usar $R_n = 1.2 L_c t F_u$ (Gobierna Desgarramiento)

Si $L_c > 2d$ usar $R_n = 2.4 d t F_u$ (Gobierna Aplastamiento)

Se puede observar que si se usa la separación recomendada de $3d$, $L_c < 2d$ y gobernaría la falla por desgarramiento.

3.8.5 Conexiones de deslizamiento Crítico. La NSR-10 en F.2.10.3.8, da las especificaciones para Pernos de alta resistencia en conexiones de deslizamiento crítico:

Estas conexiones deben diseñarse para prevenir el deslizamiento y también para los estados límites aplicables a las conexiones tipo aplastamiento. En el caso de pernos que pasen a través de platinas de relleno, todas las superficies que puedan deslizarse deben ser preparadas para lograr la resistencia de diseño al deslizamiento.

La resistencia de diseño para el estado límite de deslizamiento, ϕR_n , se determinará con base en el coeficiente de reducción de resistencia, ϕ , y la resistencia nominal, R_n , calculados como sigue:

- Para perforaciones estándar o de ranura corta perpendicular a la dirección de la carga:

$$\phi = 1.0$$

- Para perforaciones agrandadas o de ranura corta paralela a la dirección de la carga:

$$\phi = 0.85$$

- Para perforaciones de ranura larga:

$$\phi = 0.70$$

La resistencia nominal será igual a:

$$R_n = \mu D_u h_f T_b n_s \quad (\text{F.2.10.3-4})$$

Dónde:

μ : Coeficiente promedio de fricción para superficies Clase A o B, según sea aplicable, tomado de los casos que se presentan a continuación:

(1) **0.30** para superficies clase A (Superficies de acero sin pintar libres de escamas de laminación, superficies tratadas con chorro y revestidas con un recubrimiento Clase A o superficies galvanizadas por inmersión en caliente y procesadas para darles rugosidad)

(2) **0.50** Para superficies Clase B (Superficies de acero tratadas con chorro sin pintar o superficies tratadas con chorro y revestidas con un recubrimiento Clase B)

D_u : **1.13**; Un factor que refleja la relación entre el valor promedio de la tensión en los pernos instalados y la pretensión mínima especificada para ellos, excepto cuando las especificaciones permitan otro valor

T_b : Tensión mínima del perno dada en las tablas F.2.10.3-1 kN

h_f : Factor asociado al uso de platinas de relleno, como sigue:

(a) Cuando se añaden pernos para distribuir las cargas en la(s) platinas (s) de relleno $h_f = 1.0$

(b) Cuando no se añaden pernos para distribuir las cargas en la(s) platina(s) de relleno.

- Para una platina de relleno entre las partes conectadas $h_f = 1.0$
- Para dos o más platinas de relleno entre las partes conectadas $h_f = 0.85$

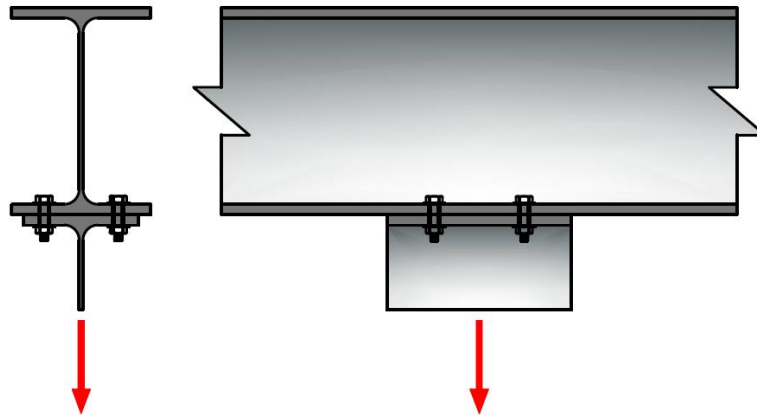
n_s : Número de planos sobre los cuales debe producirse el deslizamiento para que la conexión deslice.

3.9 PERNOS DE ALTA RESISTENCIA EN TENSIÓN

Cuando se aplica una carga de tensión a un perno sin tensión inicial, la fuerza de tensión en el perno es igual a la carga aplicada. Sin embargo, si el perno es pre tensionado, una gran parte de la carga aplicada se empleará para aliviar la compresión o la fuerza de apriete sobre las partes conectadas, según ha sido determinado por Kula, Fisher y Strui (1987).

La figura 15 presenta la conexión de un colgante que consiste en un perfil estructural T atornillado al patín inferior de un perfil W y sometido a una carga de tensión. Un solo perno y una porción de las partes conectadas serán aisladas y examinadas antes y después de la aplicación de la carga.

Figura 15. Conexión de Perfil T con Perfil W a Tensión



Antes de la aplicación de la carga, todas las fuerzas son internas y un diagrama de cuerpo libre del conjunto es como se muestra en la figura 16. Por simplicidad, se supondrá que todas las fuerzas son simétricas con respecto al eje del perno y cualquier excentricidad será despreciada. Si las partes conectadas son consideradas como cuerpos libres separados, las fuerzas de tensión T_0 en el perno y en la fuerza normal N_0 de apriete, mostrada aquí como uniformemente distribuida. Por equilibrio se requiere que T_0 y N_0 sean iguales.

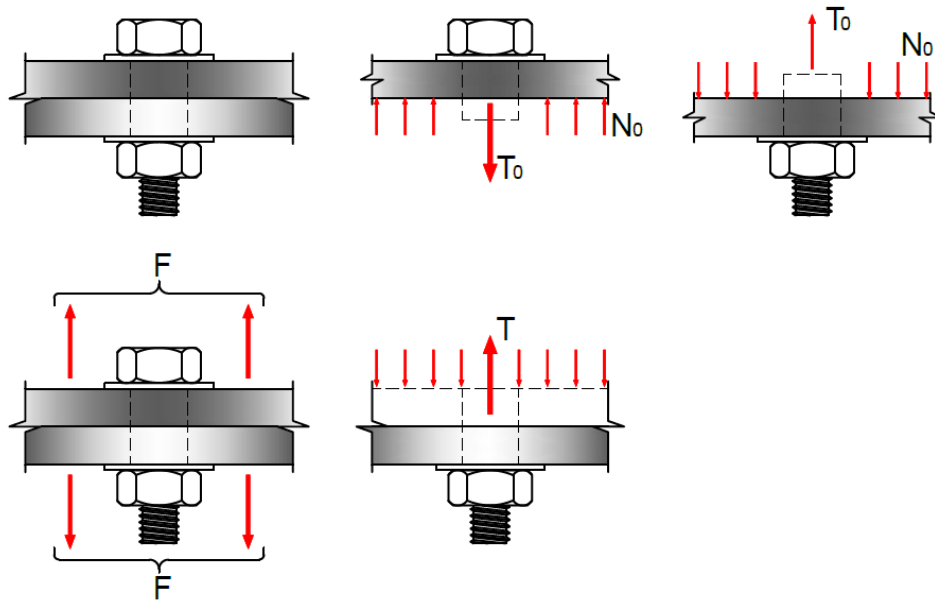
Cuando se aplica la carga externa de tensión, las fuerzas en el conjunto son como se presenta en la figura 16, con F representando la fuerza total de tensión aplicada a un perno (de nuevo, la distribución real de la fuerza aplicada por el perno ha sido idealizada por simplicidad). La figura muestra las fuerzas que actúan sobre un diagrama de cuerpo libre del segmento del patín de la T estructural y el segmento correspondiente del perno. Al sumar las fuerzas en la dirección el eje del perno da:

$$T = F + N$$

La aplicación de la fuerza F incrementará la tensión en el perno y ocasionará que éste se alargue una cantidad δ_b . La compresión en el patín de la T se reducirá, resultando una distorsión δ_{ft} en el mismo sentido que δ_b . Una relación entre la

fuerza aplicada y el cambio en la tensión del perno puede expresarse como de la siguiente manera:

Figura 16. Posibles fuerzas aplicadas en un perno



A partir de la mecánica de sólidos, se sabe que la deformación axial de un miembro con carga axial uniforme es:

$$\delta = \frac{PL}{AE}$$

P =Fuerza axial aplicada

L =Longitud original (Sin deformarse)

A =Área de la sección transversal

E =Módulo de Elasticidad

De la anterior ecuación se puede despejar la carga P

$$P = \frac{AE\delta}{L}$$

Se sabe que el cambio en la fuerza del perno correspondiente a un desplazamiento δ_b axial dado es:

$$\Delta T = \frac{A_b E_b \delta_b}{L_b}$$

Donde el subíndice indica una propiedad o dimensión del perno. La aplicación de la Ecuación al patín de compresión requiere una interpretación algo más liberal de la distribución de la carga, según la cual N debe tratarse como si estuviera uniformemente aplicada sobre un área A_{ft} . El cambio en la fuerza N entonces se obtiene:

$$\Delta N = \frac{A_{ft} E_{ft} \delta_{ft}}{L_{ft}}$$

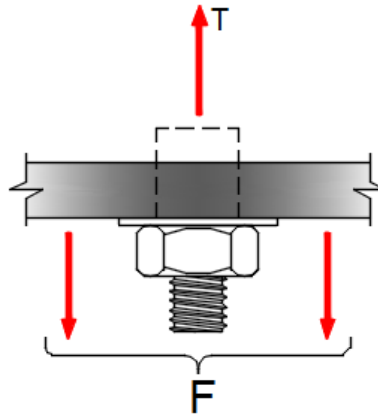
Donde L_{ft} es el espesor del patín. En tanto que las partes conectadas (los dos patines) permanezcan en contacto, la deformación δ_b del perno y la deformación δ_{ft} del patín, serán iguales. Como E_{ft} es aproximadamente igual a E_b (Bickford, 1981) y A_{ft} es mucho mayor que A_b .

$$\frac{A_{ft} E_{ft} \delta_{ft}}{L_{ft}} = \frac{A_b E_b \delta_b}{L_b}$$

Y por lo tanto, $\Delta N \geq \Delta T$

La razón de ΔT a ΔN está en el rango de 0.05 a 0.1 (Kula y Struik, 1987). En consecuencia, ΔT no será menor que 0.1 ΔN , al demostrar que la mayor parte de

la carga aplicada se dedica a aliviar la compresión de las partes conectadas. Para estimar la magnitud de la carga requerida para vencer totalmente el efecto de apriete y ocasionar que las partes se separen, se considera un diagrama de cuerpo libre:



$$T = F$$

$$T_0 + \Delta T = F$$

Cuando la separación está a punto de ocurrir, el alargamiento del perno y la descompresión de la placa son iguales, por lo tanto:

$$\Delta T = \frac{A_b E_b}{L_b} \delta_b = \frac{A_b E_b}{L_b} \delta_{ft}$$

Donde δ_{ft} es el alargamiento correspondiente a la liberación de la fuerza inicial de compresión N_0

$$\delta_{ft} = \frac{N_0 L_{ft}}{A_{ft} E_{ft}}$$

Al sustituir en la ecuación 2.21 se obtiene:

$$\Delta T = \left(\frac{A_b E_b}{L_b} \right) \left(\frac{N_0 L_{ft}}{A_{ft} E_{ft}} \right) = \left(\frac{\frac{A_b E_b}{L_b}}{\frac{A_{ft} E_{ft}}{L_{ft}}} \right) N_0 = \left(\frac{\frac{A_b E_b}{L_b}}{\frac{A_{ft} E_{ft}}{L_{ft}}} \right) T_0 = 0.1 T_0$$

De la ecuación 2.20,

$$T_0 + 0.1 T_0 = F$$

$$F = 1.1 T_0$$

Por lo tanto, en el instante de la separación, la tensión del perno es aproximadamente 10% mayor que su valor inicial en la instalación. Sin embargo, una vez que las partes se separan, cualquier incremento en la carga externa será resistido enteramente por un correspondiente incremento en la tensión en el perno. Si se supone que la tensión en el perno es igual a la fuerza aplicada externamente (como si no se hubiese tensión inicial) y la conexión se carga hasta que las partes conectadas se separan, la tensión en el perno será subestimada en menos del 10%. Esta discrepancia ha sido tomada en cuenta en los valores de la resistencia nominal dados en la Tabla F.2.10.3-2 de la NSR-10. Esos valores dependen de que las partes conectadas no se separen, por lo que la tensión inicial no debe ser superada.

En conclusión, la fuerza de tensión en el perno debería calcularse sin considerar a la tensión inicial.

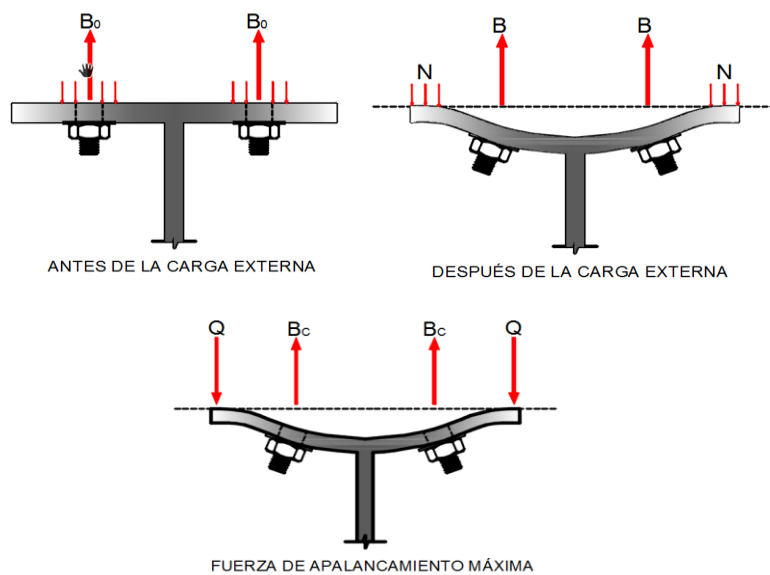
3.10 EFECTO DE PALANCA

En la mayor parte de las conexiones en las que los sujetadores están sometidos a las fuerzas de tensión, la flexibilidad de las partes conectadas puede conducir a deformaciones que incrementan la tensión aplicada a los sujetadores. Una

conexión colgante como el tipo que se empleó en el análisis precedente, está sometida a esta clase de comportamiento. La tensión adicional se llama efecto de palanca y está ilustrado en la figura 17, que muestra las fuerzas sobre un cuerpo libre del colgante. Antes de que la carga externa sea aplicada, si el patín es suficientemente flexible para deformarse como se muestra, las fuerzas de compresión se desplazarán hacia los bordes del patín. Esta redistribución cambiará la relación entre todas las fuerzas y la tensión en el perno aumentará. Sin embargo, si las partes conectadas son suficientemente rígidas, este desplazamiento de las fuerzas no se presentará y no se tendrá efecto de palanca. El valor máximo de la fuerza de apalancamiento se alcanzará cuando sólo las esquinas del patín permanezcan en contacto con la otra parte conectada.

En las conexiones de este tipo, la flexión causada por la efecto de palanca gobernará, por lo regular, en el diseño de la parte conectada. La sección F.2.10.3.6 requiere que la efecto de palanca sea incluida en el cálculo de las cargas de tensión aplicados a los sujetadores.

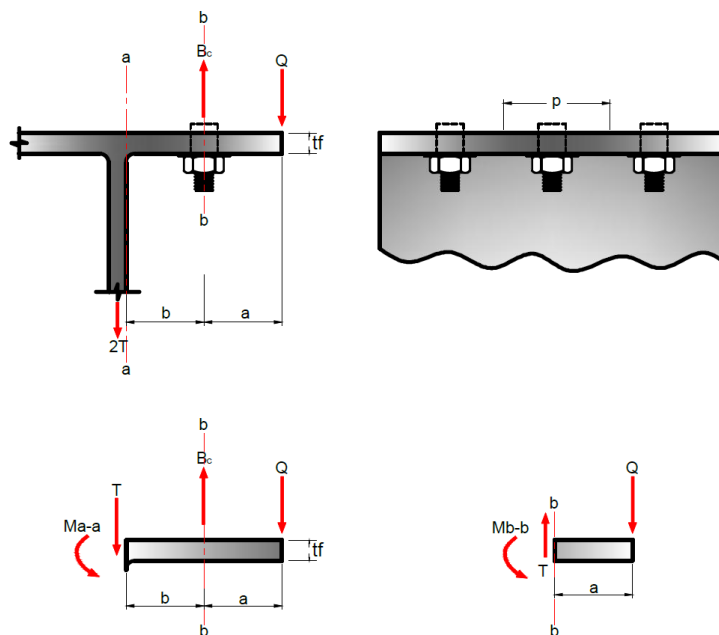
Figura 17. Efecto de palanca



Un procedimiento para la determinación de las fuerzas de apalancamiento, basado en las investigaciones reportadas en la Guide to Design Criteria for Bolted and Riveted Joints (Guía de los criterios de diseño para juntas pernadas y remachadas) (Kula, Fisher y Struik, 1987), está dado en la Parte 11 del Manual AISC sobre las “Conexiones en Tensión y compresión” (Volumen II). El caso específico fue el de la conexión de un segmento de una T estructural, pero un par de ángulos espalda con espalda sería tratado exactamente de la misma manera. El método se presenta aquí de forma algo diferente, pero conduce a los mismos resultados.

El método usado se basa en el modelo que se muestra en la figura 18. Todas las fuerzas son para un sujetador. Así entonces, T es la fuerza de tensión factorizada externa que se aplica a un perno, Q es la fuerza de apalancamiento correspondiente a un perno, y B_c es la fuerza total en el perno. La fuerza de apalancamiento se ha desplazado a la punta del patín y ha alcanzado su valor máximo.

Figura 18. Diagramas de Cuerpo Libre



Las ecuaciones que siguen se obtuvieron de las consideraciones de equilibrio con base en los diagramas de cuerpo libre. De la suma de momentos respecto a b-b en la figura 18,

$$T * b - M_{a-a} = Q * a$$

$$M_{b-b} = Q * a$$

Finalmente, por equilibrio de fuerzas se requiere que

$$B_c = T + Q$$

Estas tres ecuaciones pueden combinarse para obtener una sola ecuación para la fuerza total en el perno, que incluye los efectos de palanca. Definimos primero la variable α como la razón del momento por unidad de longitud a lo largo de la línea de pernos al momento por longitud unitaria en la cara del alma. Para la línea de pernos, la longitud es una longitud neta, por lo que

$$\alpha = \frac{\frac{M_{b-b}}{(p-d')}}{\frac{M_{a-a}}{p}} = \frac{M_{b-b}}{M_{a-a}} \left(\frac{1}{1 - \frac{d'}{p}} \right) = \frac{M_{b-b}}{\delta M_{a-a}}$$

Donde,

p = Longitud de patín tributario para un perno

d' = Diámetro del agujero del perno

$$\delta = 1 - \frac{d'}{p} = \frac{\text{área neta en la línea de tornillos}}{\text{área total en la cara del alma}}$$

$$M_{a-a} = \text{resistencia de diseño en } a - a = \phi_b M_p = \left(\frac{p t^2 F_y}{4} \right)$$

(La evaluación numérica de α requiere el uso de otra ecuación, que desarrollaremos a continuación). Con esta notación, podemos combinar las tres ecuaciones para obtener la fuerza total B_c en el perno:

$$B_c = T * \left(1 + \frac{\delta\alpha}{(1 + \delta\alpha)} \frac{b}{a} \right)$$

A este nivel de carga, las deformaciones son tan grandes que la resultante de los esfuerzos de tensión en el perno no coincide con el eje del mismo. En consecuencia, la fuerza en el perno prevista es conservadora y no concuerda bien con los resultados de las pruebas. Una mejor concordancia se obtiene si la fuerza B_c se desplaza hacia el alma de la T una cantidad $d/2$, donde d es el diámetro del perno. Los valores modificados de b y a son por lo tanto definidos como:

$$b' = b - \frac{d}{2}$$

$$a' = a + \frac{d}{2}$$

(Para una mejor concordancia con los resultados de pruebas, el valor de a , no debe ser mayor que $1.25b$)

Con esta modificación, podemos escribir la ecuación como:

$$B_c = T * \left(1 + \frac{\delta\alpha}{(1 + \delta\alpha)} \frac{b'}{a'} \right)$$

Se puede evaluar α al hacer la fuerza B_c en el perno igual a la resistencia de diseño por tensión del perno, que esta denotada por B . Al realizarlo quedaría:

$$\alpha = \frac{\left[\left(\frac{B}{T}\right) - 1\right] \frac{a'}{b'}}{\delta \left\{1 - \left[\left(\frac{B}{T}\right) - 1\right] \left(\frac{a'}{b'}\right)\right\}}$$

Dos estados límite son posibles: falla por tensión de los pernos y falla por flexión de la T. Se supone que la falla de la T ocurre cuando se forman articulaciones plásticas en la sección a-a o cara del alma de la T y en la sección b-b, o línea de pernos, creándose así un mecanismo de viga.

El momento en cada una de esas localidades será igual a M_p , que es la capacidad por momento plástico de una longitud de patín tributaria de un perno. Si el valor absoluto de α , es menor que 1.0, el momento en la línea de pernos es menor que el momento en la cara del alma, indicando que el mecanismo de la viga no se ha formado y que el estado límite gobernante será la falla por tensión del perno. La fuerza B_c en el perno, en este caso, será igual a la resistencia de diseño B . Si el valor absoluto de α es igual o mayor que 1, se habrán formado las articulaciones plásticas en a-a y b-b, y el estado límite gobernante es la falla por flexión del patín de la T. Como los momentos en esas dos localidades están limitados al valor del momento plástico M_p , α debe hacerse igual a 1.0.

Las tres ecuaciones de equilibrio, pueden combinarse en una sola ecuación para determinar el espesor t_f requerido del patín.

$$T * b' - M_{a-a} = M_{b-b}$$

Donde b' ha sido sustituido por b . De la ecuación 2.25

$$T * b' - M_{a-a} = \delta\alpha M_{a-a}$$

Al hacer M_{a-a} igual a la resistencia de diseño, resulta

$$M_{a-a} = \phi_b M_p = \phi_b \frac{p t_f^2 F_y}{4}$$

Donde t_f es el espesor requerido para el patín:

$$t_f = \sqrt{\frac{4T_b'}{\phi_b p F_y (1 + \delta\alpha)}}$$

Con $\phi = 0.90$

$$t_{f\text{requerido}} = \sqrt{\frac{4.444T_b'}{p F_y (1 + \delta\alpha)}}$$

El diseño de conexiones sometidas a un apalancamiento es esencialmente un proceso de tanteos. Al seleccionar el tamaño o el número de pernos, debemos dejar margen para el efecto de palanca. La selección del espesor del patín de la T es más difícil, ya que éste es función del perno seleccionado y de las dimensiones de la T.

Si el espesor real del patín es diferente del valor requerido, los valores reales de α y B_c serán diferentes de los previamente calculados. Si se quiere conocer la fuerza real en los pernos, que incluye la fuerza Q de palanqueo, α tendrá que ser recalculada como sigue.

$$T_b' - M_{a-a} = M_{b-b}$$

$$\alpha = \frac{M_{b-b}}{\delta M_{a-a}} = \frac{T_{b'} - M_{a-a}}{\delta M_{a-a}} = \frac{\frac{T_{b'}}{M_{a-a}} - 1}{\delta}$$

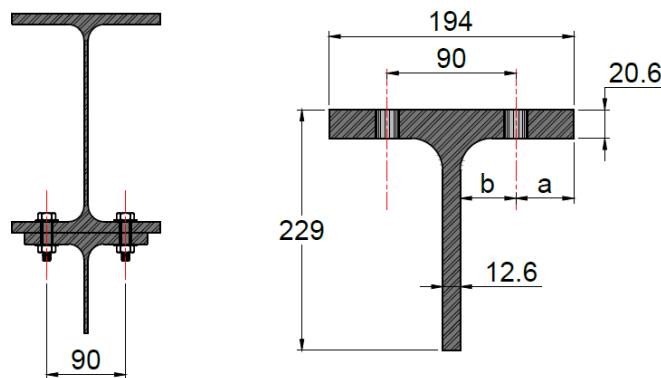
Al hacer M_{a-a} igual al momento de diseño, se obtiene:

$$M_{a-a} = \phi_b M_p = 0.90 * \left(\frac{p t_f^2 F_y}{4} \right)$$

$$\alpha = \frac{\frac{T_{b'}}{\frac{0.90 p t_f^2 F_y}{4}} - 1}{\delta} = \frac{1}{\delta} \left(\frac{4.444 T_{b'}}{p t_f^2 F_y} - 1 \right)$$

3.10.1 Ejemplo. Un perfil WT 229 x 52.7 de 20 cm de longitud está unido al patín inferior de una viga como se muestra en la figura 19. Este colgante debe soportar una carga mayorada de 430 kN. Determinar el número de pernos A325 de $\phi = 19$ mm (3/4") requeridos e investigar si la WT es adecuada. Considerar acero A36.

Figura 19. Un perfil WT 229 x 52.7 de 20 cm de longitud



De la Tabla de resistencia de diseño para pernos A325 de $\phi = 19$ mm (3/4") es:

$$\phi R_n = 133.45 \text{ KN}$$

El número requerido de pernos es:

$$n = \frac{430}{133.45} = 3.22 \text{ tornillos}$$

Son necesarios un mínimo de cuatro pernos para cumplir los requerimientos y mantener la simetría.

De las dimensiones mostradas en el dibujo se tiene:

$$b = \frac{9 - 1.26}{2} = 3.87 \text{ cm}$$

$$a = \frac{19.4 - 9}{2} = 5.2 \text{ cm}$$

El valor de a , no debe ser mayor que $1.25b$.

$$1.25b = 1.25(3.87) = 4.84 < 5.2 \text{ cm}; \text{ Se usa } a = 4.84 \text{ cm}$$

$$b' = b - \frac{d}{2} = 3.87 - \frac{1.9}{2} = 2.92 \text{ cm}$$

$$a' = a + \frac{d}{2} = 4.84 + \frac{1.9}{2} = 5.79 \text{ cm}$$

La carga externa por perno, al excluir la fuerza de apalancamiento es:

$$T = \frac{430}{4} = 107.5 \text{ kN}$$

Calculando δ ,

$$d' = 19\text{mm} = 1.9\text{ cm}$$

$$p = \frac{20}{2} = 10\text{ cm}$$

$$\delta = 1 - \frac{d'}{p} = 1 - \frac{1.9}{10} = 0.81$$

Luego se procede a calcular α ,

$$\frac{B}{T} - 1 = \frac{133.45}{107.5} - 1 = 0.24$$

$$\frac{a'}{b'} = \frac{5.79}{2.92} = 1.98$$

$$\alpha = \frac{\left[\left(\frac{B}{T}\right) - 1\right] \frac{a'}{b'}}{\delta \left\{1 - \left[\left(\frac{B}{T}\right) - 1\right] \left(\frac{a'}{b'}\right)\right\}} = \frac{[0.56](1.98)}{0.81 * \{1 - [0.56](1.98)\}}$$

$$\alpha = -12.58$$

Como $|\alpha| > 1$ se debe usar $\alpha = 1$

$$t_{frequerido} = \sqrt{\frac{4.444Tb'}{pF_y(1 + \delta\alpha)}} = \sqrt{\frac{4.444(107.5)(2.92)}{10(25)(1 + 0.81)}}$$

$$t_{frequerido} = 1.77\text{cm} < 2.06\text{cm}$$

¡CUMPLE!

Como el número de pernos escogido y el espesor del patín son adecuados no se requieren más cálculos. Sin embargo, a continuación se calcularon las fuerzas de apalancamiento:

$$\alpha = \frac{1}{\delta} \left(\frac{4.444 T b'}{p t_f^2 F_y} - 1 \right) = \frac{1}{0.81} \left(\frac{4.444 (107.5) (2.92)}{10 (2.06)^2 (25)} - 1 \right)$$

$$\alpha = 0.39$$

La fuerza total en el perno, incluyendo el apalancamiento es:

$$B_c = T * \left(1 + \frac{\delta \alpha}{(1 + \delta \alpha)} \frac{b'}{a'} \right) = 107.5 * \left(1 + \frac{0.81 * 0.39}{(1 + 0.81 * 0.39)} \frac{2.92}{5.79} \right) = 120.51 \text{ KN}$$

La fuerza de apalancamiento es:

$$Q = B_c - T = 120.51 - 107.5 = 13 \text{ KN}$$

RESPUESTA: Un perfil WT 229 X 52.7 es satisfactorio. Usar cuatro pernos A325 de d=19 mm (3/4")

NOTA: Si el espesor del patín hubiese sido inadecuado, las alternativas habrían incluido el ensayar un perfil WT mayor o usar más pernos para reducir la carga externa T por perno. La fuerza del apalancamiento en este ejemplo añade aproximadamente el 13% de la carga aplicada externamente. El despreciar esta tensión adicional, podría tener serias consecuencias.

Se deberá estar alerta frente a las situaciones en que puede ocurrir y, cuando sea factible, deberá minimizarla al evitar los elementos de la conexión demasiado flexibles.

3.11 ESFUERZOS COMBINADOS DE CORTANTE Y TENSIÓN

La NSR-10 tiene varias especificaciones dependiendo del tipo de conexión para los esfuerzos combinados.

3.11.1 Esfuerzos combinados de cortante y tensión en conexiones tipo Aplastamiento (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 con los estados límites de rotura por tensión y por cortante, con base en:

$$\phi = 0.75$$

$$R_n = F'_{nt} A_b \quad (\text{F.2.10.3-2})$$

Dónde:

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

$$F'_{nt} = 1.3F_{nt} - \frac{F_{nt}}{\phi F_{nv}} f_v \leq F_{nt} \quad (\text{F.2.10.3-3})$$

F_{nt} = Resistencia nominal a tensión por unidad de área de la tabla F.2.10.3-2, MPa

F_{nv} = Resistencia nominal a cortante por unidad de área de la tabla F.2.10.3-2, MPa.

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

Cuando la resistencia requerida por unidad de área, f_v , ya sea en cortante o en torsión, sea menor o igual que el 30 por ciento de la resistencia de diseño por unidad de área correspondiente, no se requerirá verificar los efectos de esfuerzos combinados. La fórmula F.2.10.3-3 puede reescribirse para expresar la resistencia nominal a cortante por unidad de área, F'_{nv} , como una función de la resistencia requerida a tensión por unidad de área, f_t .

$$F'_{nv} = 1.3F_{nv} - \frac{F_{nv}}{\phi F_{nt}} f_t \leq F_{nv}$$

3.11.2 Esfuerzos combinados de cortante y tensión en conexiones de deslizamiento Crítico (F.2.10.3.9). Cuando sobre una conexión de deslizamiento crítico actúa una fuerza de tensión que reduce la fuerza neta de apriete, la resistencia de diseño al deslizamiento por perno, se debe multiplicar por el factor K_{sc} , calculado como sigue:

$$K_{sc} = 1 - \frac{T_u}{D_u T_b n_b} \quad (\text{F.2.10.3-5})$$

n_b = Número de pernos que soporta la tensión aplicada

T_b = Mínima tensión de instalación del perno dada en las tablas F.2.10.3-1, kN

T_u = Fuerza de tensión debida a combinaciones de cargas mayoradas, kN

3.11.3 Cortante y Tensión Combinados (F.5.6.4.5). Cuando los pernos están sujetos a cortante y tensión, se debe satisfacer la siguiente condición:

$$\left(\frac{P_u}{(\phi R_n)_t} \right)^2 + \left(\frac{V_u}{(\phi R_n)_v} \right)^2 \leq 1.0 \quad (\text{F.5.6.4-6})$$

P_u =Carga axial de tensión generada bajo carga mayorada

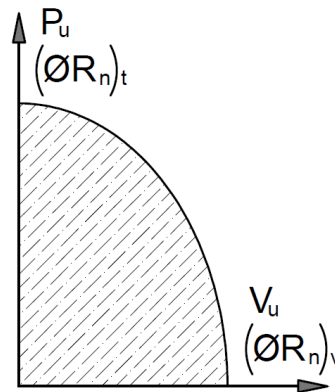
V_u =Carga cortante generada bajo carga mayorada

$(\phi R_n)_t$ =Resistencia de diseño a tensión axial

$(\phi R_n)_v$ =Resistencia de diseño a cortante

Se puede observar que la expresión, es la ecuación de una curva elíptica, que daría una gráfica de la siguiente manera:

Figura 20. Diagrama de interacción, entre cargas axiales y Cortantes.



$$\left(\frac{P_u}{(\phi R_n)_t}\right)^2 + \left(\frac{V_u}{(\phi R_n)_v}\right)^2 \leq 1.0$$

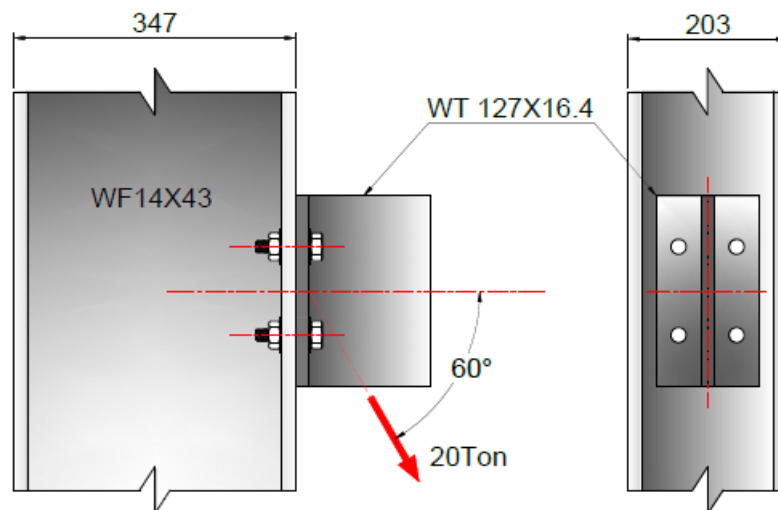
Es decir si el punto está por dentro de la gráfica de interacción la conexión está cumpliendo, la relación carga axial y cortante es menor a 1.

3.11.4 Ejemplo carga combinada. Un perfil WT 127 x 16.4 se usa como ménsula para transmitir una carga de servicio de 20 Ton a una columna WF 14X43, como se muestra en la figura 21. La carga consiste en 6 Ton de carga muerta y 14 Ton

de carga viva. Se usan cuatro pernos A325 de $\phi = 19 \text{ mm}$ ($3/4''$). La columna y la ménsula son de acero A36. Suponer que todos los requisitos de separación y distancia a bordes son satisfechos, incluyendo aquellos que son necesarios para el uso de la resistencia de diseño máxima por aplastamiento es decir $\phi [2.4 d t F_u]$.

Determinar si son adecuados los pernos para los siguientes tipos de conexiones: (a) conexión tipo aplastamiento con las roscas en cortante y (b) conexión crítica al deslizamiento con las roscas en cortante.

Figura 21. Ejemplo Carga Combinada



PROPIEDADES DE LAS SECCIONES	
W14X43	WT 127X16.4
$d=347\text{mm}$	$d=129\text{mm}$
$t_w=7.8\text{mm}$	$t_w=6.1\text{mm}$
$b_f=203\text{mm}$	$b_f=146\text{mm}$
$t_d=13.5\text{mm}$	$t_d=9.1\text{mm}$
$g=140\text{mm}$	$g=90\text{mm}$

Se debe mayorar la carga:

$$P_u = 1.2 D + 1.6 L$$

$$P_u = 1.2 (6) + 1.6 (14) = 29.6 \text{ ton}$$

- Para el análisis de la conexión tipo aplastamiento, con las roscas en el plano de corte (N), la fuerza cortante total es:

$$V_u = P_u \text{ sen}(\theta) = 29.6 \text{ sen}(60) = 25.63 \text{ ton}$$

La fuerza cortante por perno es:

$$V_u = \frac{256.3}{4} = 64.08 \text{ kN}$$

De la tabla de resistencia de diseño por cortante, se sabe que la de un perno $\frac{3}{4}$ " es:

Tabla 10. Resistencia de diseño por cortante

Diámetro en (plg)	Diámetro [mm]	Área [cm ²]	RESISTENCIA	
			A325 [kN]	A490 [kN]
1/2"	12.7	1.27	43.42	55.01
5/8"	15.9	1.99	68.06	86.22
3/4"	19.1	2.87	98.28	124.42
7/8"	22.2	3.87	132.67	168.09
1"	25.4	5.07	173.67	220.04
1 1/8"	28.7	6.47	221.73	280.93
1 1/4"	31.8	7.94	272.22	344.89
1 3/8"	34.9	9.57	327.88	415.41

$$\phi R_n = 98.28 \text{ KN}$$

Se puede observar que la resistencia de diseño, es mayor que la fuerza cortante ejercida sobre el perno

$$\phi R_n = 98.28 \text{ KN} > 64.08 \text{ KN} \quad \text{¡CUMPLE!}$$

- La resistencia por aplastamiento gobierna en el patín TR.

$$\phi R_n = \phi(2.4 dtF_u) = 0.75(2.4 * 19 * 9.1 * 400)$$

$$\phi R_n = 124488 \text{ N}$$

$$\phi R_n = 124.48 \text{ KN} > 64.08 \text{ KN} \quad \text{¡CUMPLE!}$$

- La carga total en tensión:

$$T_u = P_u \cos(\phi) = 29.6 \cos(60) = 14.8 \text{ Ton}$$

La carga por tensión de cada perno es:

$$P_u = \frac{148}{4} = 37 \text{ kN}$$

Se sabe que la resistencia de diseño a tensión para estos pernos es:

$$\phi R_n = 133.45 \text{ KN} > 37 \text{ KN} \quad \text{¡CUMPLE!}$$

Aplicando la ecuación de comprobación:

$$\left(\frac{P_u}{\phi R_{nt}}\right)^2 + \left(\frac{V_u}{\phi R_{nv}}\right)^2 \leq 1.0$$

$$\left(\frac{37}{133.45}\right)^2 + \left(\frac{64.08}{98.28}\right)^2 = 0.50 < 1.0 \text{ ¡CUMPLE!}$$

Conexión de deslizamiento crítico

$$\phi R_n = \phi \mu D_u h_f T_b n_s$$

De la tabla F.2.10.3-1(Tensión mínima para pernos). Para un perno A325 de $\phi = \frac{3}{4}$ " es:

$$T_b = 125kN$$

Si se suponen superficies de clase A, el coeficiente de deslizamiento $\mu = 0.30$

Para cuatro pernos:

De la ecuación 15 se tiene:

$$\phi R_n = \phi \mu D_u h_f T_b n_s = 1.0 * (0.30 * 1.13 * 1.0 * 125 * 4)$$

$$\phi R_n = 169.5kN$$

Como hay una carga de tensión sobre los pernos, la carga de la resistencia crítica al deslizamiento debe reducirse por un factor k de:

$$K_{sc} = 1 - \frac{T_u}{D_u T_b n_b}$$

$$K_{sc} = 1 - \frac{148}{1.13 * 125 * 4} = 0.738$$

La resistencia reducida es por lo tanto:

$$\phi R_n = 169.5 * (0.738) = 125.091 \text{ KN} < V_{ult} = 256.3 \text{ KN} \text{ ¡NO CUMPLE!}$$

La conexión es inadecuada como conexión tipo deslizamiento crítico.

3.11.5 Diseño directo de la conexión apernada. Las conexiones pernadas sometidas a cortante y tensión, pueden diseñarse directamente. A partir de una ecuación se puede despejar el tamaño requerido del perno, como se ilustra a continuación:

$$\begin{aligned} \left(\frac{P_u}{\phi P_n}\right)^2 + \left(\frac{V_u}{\phi V_n}\right)^2 &= \left(\frac{P_u}{\phi F_t \sum A_b}\right)^2 + \left(\frac{V_u}{\phi F_v \sum A_b}\right)^2 \\ &= \left(\frac{P_u}{\phi F_t}\right)^2 \frac{1}{(\sum A_b)^2} + \left(\frac{V_u}{\phi F_v}\right)^2 \frac{1}{(\sum A_b)^2} \leq 1.0 \end{aligned}$$

$$\sum A_b \geq \sqrt{\left(\frac{P_u}{\phi F_t}\right)^2 + \left(\frac{V_u}{\phi F_v}\right)^2}$$

Dónde:

P_u = Carga axial de tensión generada bajo carga mayorada

V_u = Carga cortante generada bajo carga mayorada

F_t = Resistencia nominal a tensión, Tabla F.4.5.3-4

F_v = Resistencia nominal a cortante, Tabla F.4.5.3-4

ΣA_b = Área total requerida de pernos.

3.11.6 Ejercicio. Una conexión cargada concéntricamente, está sometida a una fuerza cortante de servicio de 25 Ton y a una fuerza de tensión de servicio de 45 Ton. Las cargas son 35% muertas y 65% vivas. Los sujetadores estarán en cortante simple y la resistencia por aplastamiento será controlada por el espesor de 7.9 mm (5/16") de la parte conectada. Suponer que todas las separaciones y distancias a bordes son satisfactorias, incluidas aquellas que permiten usar la resistencia máxima por aplastamiento de $\phi[2.4 d t F_u]$. Determinar el número requerido de pernos A325 de $\phi=19$ mm (3/4") para los siguientes casos: (a) conexión tipo aplastamiento, con roscas en el plano de corte y (b) conexión crítica al deslizamiento con roscas en el plano de corte.

Todas las superficies de contacto están libres de escamas del laminado.

Considerar este diseño como preliminar, de modo que no es necesaria una consideración efecto de palanca.

Cargas Mayoradas

$$V_u = 1.2 * (0.35 * 250) + 1.6 * (0.65 * 250) = 365 \text{ kN}$$

$$P_u = 1.2 * (0.35 * 450) + 1.6 * (0.65 * 450) = 657 \text{ kN}$$

a) Conexión Tipo Aplastamiento

$$\begin{aligned} \Sigma A_b &\geq \sqrt{\left(\frac{P_u}{\phi F_t}\right)^2 + \left(\frac{V_u}{\phi F_v}\right)^2} = \sqrt{\left(\frac{657000}{0.75 * 621}\right)^2 + \left(\frac{365000}{0.65 * 372}\right)^2} = 2066.03 \text{ mm}^2 \\ &= 20.66 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

El área de un perno $\frac{3}{4}$ " es 2.85 cm^2 . Entonces el número requerido de pernos es:

$$n = \frac{\sum A_b}{A_b} = \frac{20.66}{2.85} = 7.25$$

Si se colocan en dos filas por simetría se deben utilizar 8 pernos.

Para comprobar se calcula el aplastamiento:

$$\phi R_n = \phi(2.4 dtF_u) = 0.75(2.4 * 19 * 7.9 * 400) * 8 \text{ tornillos}$$

$$\phi R_n = 864576N = 864.6 \text{ KN} > V_u = 365 \text{ KN}; \text{CUMPLE!}$$

b) Para conexión crítica al deslizamiento.

La resistencia multiplicada por el factor de reducción está dada por:

$$\phi R_n = \phi \mu D_u h_f T_b n_s * \left(1 - \frac{T_u}{D_u T_b n_b}\right)$$

$$\phi R_n = 1.0 * (1.13 * 0.30 * 1.0 * 125 * n_s) * \left(1 - \frac{657}{1.13 * 125 * n_s}\right)$$

$$\phi R_n = \frac{339}{8} * n_s * \left(1 - \frac{2628}{565 * n_s}\right)$$

$$\phi R_n = 42.375 * n_s - 197.1$$

Al igualar este resultado con la carga cortante aplicada, se puede despejar el número de pernos requeridos para prevenir el deslizamiento:

$$42.375 * n_s - 197.1 = 365$$

$$n_s = 13.26$$

Usar 14 pernos de $\emptyset = 3/4''$

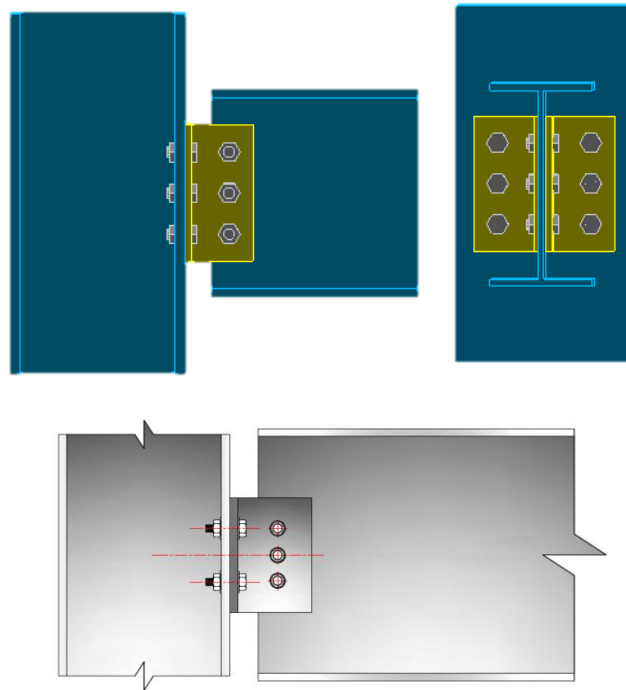
3.12 CONEXIONES EXCÉNTRICAS

3.12.1 Conexiones excéntricas peroadas. Es importante analizar las conexiones excéntricas, debido a que la resultante de las cargas aplicadas no pasa por el centro de gravedad de los sujetadores o las soldaduras. Si la conexión tiene un plano de simetría, el centroide del área de corte de los sujetadores o las soldaduras se usa como punto de referencia, y la distancia perpendicular de la línea de acción de la carga al centroide se llama excentricidad.

La gran mayoría de las conexiones están cargadas excéntricamente pero generalmente es pequeña, sin embargo es importante revisarla.

La conexión de viga con ángulo, que se muestra a continuación es típica para conectar vigas y columnas:

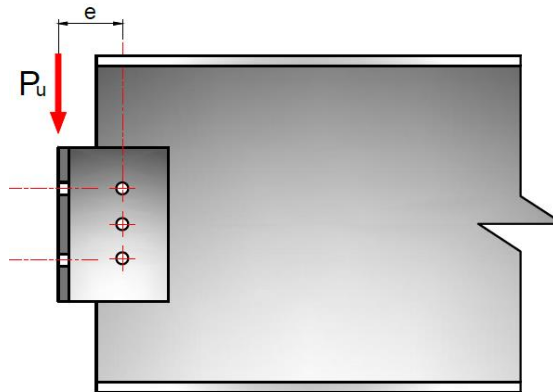
Figura 22. Conexión Excéntrica



En la conexión viga-columna hay realmente dos tipos de conexiones: La unión de la viga a los ángulos y la unión de los ángulos a la columna. Esto ilustra las dos categorías básicas de las conexiones excéntricas:

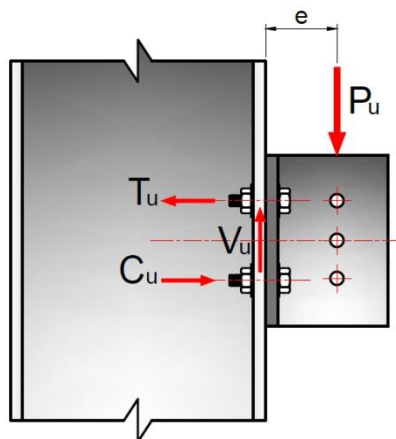
3.12.2 Solo cortante en los sujetadores. Si se consideran los ángulos y la viga por separado de la columna, es claro que la reacción P_u actúa con una excentricidad e , medida desde el centroide de las áreas de los sujetadores en el alma de la viga. Esos sujetadores quedan, entonces, sometidos a la fuerza cortante y a un par que se halla en el plano de la conexión y que genera los esfuerzos cortantes torsionales.

Figura 23. Representación de la fuerza cortante en los Sujetadores



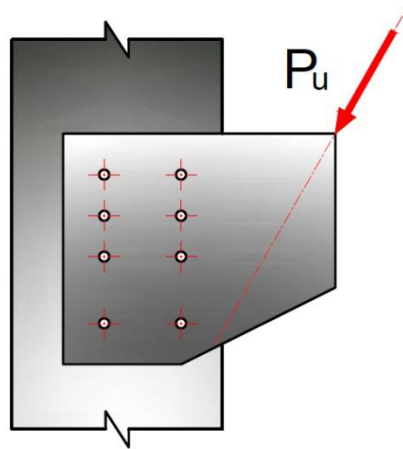
3.12.3 Cortante y tensión. Si la columna y los ángulos se aíslan de la viga, es claro que los sujetadores en el patín de la columna están sometidos a la reacción P_u que actúa con una excentricidad e desde el plano de los sujetadores, por lo que el par tiende a tensionar la parte superior de la conexión y a comprimir la parte inferior. Los sujetadores en la parte superior de la conexión estarán, entonces, sometidos a cortante y tensión.

Figura 24. Representación de la excentricidad



3.12.4 Conexiones Excéntricas Pernadas: Sólo Cortante. Un ejemplo claro donde se presenta este tipo de excentricidad es en la ménsula de una columna.

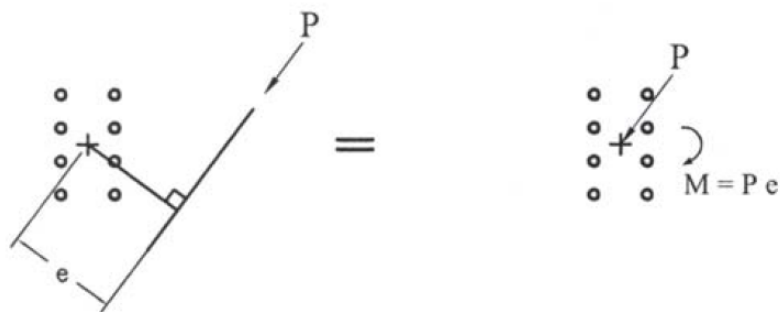
Figura 25. Conexión Ménsula de una Columna

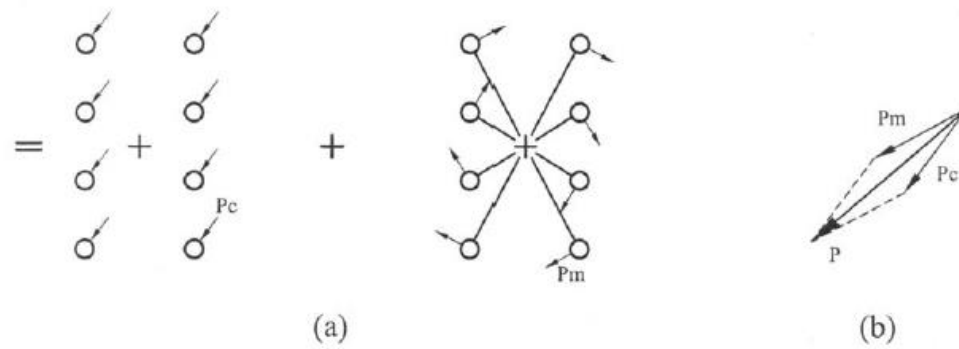


Esta conexión se puede analizar por el método elástico y por análisis de resistencia última.

3.12.5 Análisis Elástico. Ofrece resultados conservadores de la resistencia del grupo de pernos porque ignora la ductilidad y la redistribución de carga de la conexión. La fuerza excéntrica P_u se descompone en un momento $P_u * e$ con respecto al centro de gravedad de la conexión (C.G.) y una fuerza concéntrica P_u . La primera produce en los pernos dos fuerzas R_x y R_y en dirección x e y respectivamente, dichas fuerzas son proporcionales a la distancia al C.G.; la segunda da lugar a R_{vx} y R_{vy} iguales para todos los pernos.

Figura 26. Diagramas de Cuerpo Libre de los sujetadores





La suma vectorial de las anteriores sollicitaciones definen la fuerza resultante en cada perno, las ecuaciones que las definen son las siguientes:

$$R_{vx} = \frac{P_u}{n} \sin \alpha \quad (2)$$

$$R_{vy} = \frac{P_u}{n} \cos \alpha \quad (3)$$

$$R_{mx} = \frac{P_u e y_i}{\sum d_i^2} = \frac{M_u Y_c}{\sum d_i^2} \quad (4)$$

$$R_{my} = \frac{P_u e x_i}{\sum d_i^2} = \frac{M_u X_c}{\sum d_i^2} \quad (5)$$

$$d_i = \sqrt{x_i^2 + y_i^2} \quad (6)$$

$$R_u = \sqrt{(R_{mx} + R_{vx})^2 + (R_{my} + R_{vy})^2} \quad (7)$$

n : Número de pernos en la conexión

x : Distancia horizontal del perno al C.G. de la conexión

y : Distancia vertical del perno al C.G. de la conexión

X_c : Distancia horizontal al centroide del grupo de pernos

Y_c : Distancia vertical al centroide del grupo de pernos

M_u : Momento de la carga respecto al centroide

R_{vx} : Componente horizontal de la fuerza concéntrica P_u

R_{vy} : Componente vertical de la fuerza concéntrica P_u

R_{mx} : Componente horizontal de la resultante por la torsión $P_u e$

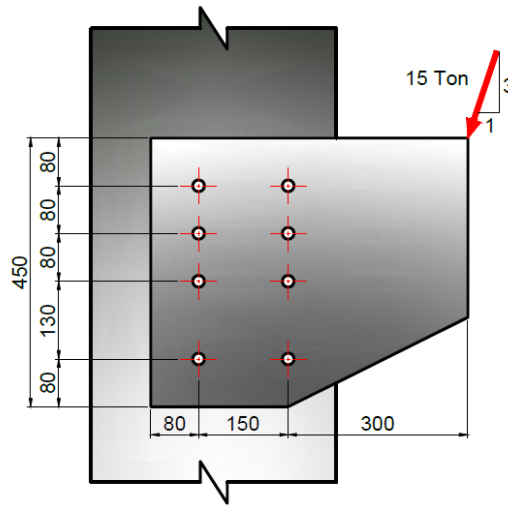
R_{my} : Componente vertical de la fuerza concéntrica $P_u e$

El tamaño de los conectores debe ser tal que la resistencia individual ϕr_n sea mayor a la resultante Ru_{max} en el perno más alejado, es decir, $\phi r_n \geq Ru_{max}$

Ejemplo Conexión excéntrica Atornillada

Determinar la fuerza crítica en los sujetadores de la conexión de ménsula que se muestra en la figura 27.

Figura 27. Conexión excéntrica atornillada



Para calcular el centroide del grupo de sujetadores se encuentra al usar un eje horizontal que pase por la fibra inferior y aplicar el principio de momentos.

$$y = \frac{2(13) + 2(21) + 2(29)}{8}$$

$$y = 15.75 \text{ cm}$$

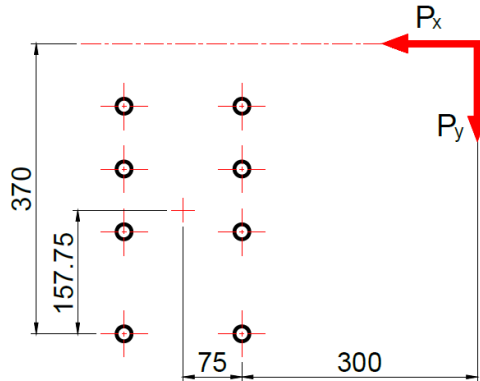
Las componentes horizontales y verticales de la carga son:

$$R_{vx} = \frac{1}{\sqrt{10}}(15) = 4.74 \text{ Ton}$$

$$R_{vy} = \frac{3}{\sqrt{10}}(15) = 14.23 \text{ Ton}$$

Ahora se calcula el momento de la carga respecto al centroide:

Figura 28. Diagrama de carga respecto al centroide



$$M = -14.23(0.30 + 0.075) + 4.74 * (0.37 - 0.1575)$$

$$M = -4.33 \text{ Ton} - m \text{ (horario)}$$

$$\sum d_i^2 = 8(7.5)^2 + 2(15.75)^2 + 2(2.75)^2 + 2(5.25)^2 + 2(13.25)^2 = 1367.5 \text{ cm}^2$$

Ahora se puede calcular las componentes resultantes en cada dirección:

$$R_{mx} = \frac{(43.33 \text{ kN} - m) * 0.1575m}{1367.5 * 10^{-4}m^2} = 49.9 \text{ KN}$$

$$R_{my} = \frac{(43.33 \text{ kN} - m) * 0.075m}{1367.5 * 10^{-4}m^2} = 23.74 \text{ Kn}$$

Para calcular la fuerza de los sujetadores, se tiene:

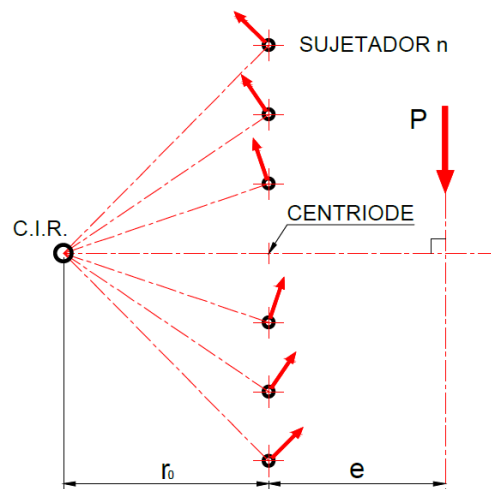
$$R_u = \sqrt{(R_{mx} + R_{vx})^2 + (R_{my} + R_{vy})^2}$$

$$R_u = \sqrt{(49.9 + 47.4)^2 + (23.74 + 142.3)^2}$$

$$R_u = 192.45 \text{ KN}$$

3.12.6 Análisis Por Resistencia Última. También llamado método del Centro Instantáneo de Rotación³, considera la relación carga deformación del perno; de esta manera se aproxima más a la resistencia real de la conexión cargada excéntricamente. La carga aplicada P_u produce traslación y rotación del grupo de conectores, que se pueden reducir a rotación pura alrededor de un punto llamado centro instantáneo de rotación (C.I.R.) como se observa en la Figura 29:

Figura 29. Análisis por resistencia ultima



Una ecuación que relaciona la resistencia de un perno con su deformación, propuesta por Fisher⁴ es la siguiente:

$$R_i = R_{ult}(1 - e^{-10\Delta})^{0.55} \quad (8)$$

R_i : Fuerza cortante en el perno i a una deformación Δ

³AMERICAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION-AISC. Manual of Steel Construction Volumen I Structural Members, second edition, Chicago, ILL, 1994

⁴ SALMON C. Y JOHNSON J Steel Structures: Design and Behavior, 4ta ed., New York, Ed. Harper Collins, 1996.

R_{ult} : Fuerza cortante última del perno (experimentalmente se obtuvo 329kN para pernos A325M)

La resistencia última de la conexión se basa en los siguientes supuestos:

1. En la falla, el grupo de pernos gira alrededor de un centro instantáneo (C.I.R)
2. La deformación de cada perno es proporcional a su distancia al CIR y actúa perpendicularmente al radio de rotación.

La deformación de un perno es:

$$\Delta = \frac{r}{r_{m\acute{a}x}} \Delta_{m\acute{a}x} = \frac{r}{r_{m\acute{a}x}} (0.34)$$

r = Distancia del CIR al perno

$r_{m\acute{a}x}$ = Distancia del CIR al perno más alejado

$\Delta_{m\acute{a}x}$ = Deformación del sujetador más alejado bajo la carga última = 0.34 (determinado experimentalmente)

3. La capacidad de la conexión se alcanza cuando se obtiene la resistencia última del perno más alejado del C.I.R. muestra las fuerzas en los pernos como fuerzas resistentes al actuar oponiéndose a la carga aplicada.
4. Las partes conectadas permanecen rígidas

La fuerza máxima P_n que puede soportar la conexión se determina planteando e iterando las ecuaciones de equilibrio; estas expresiones son función de las distancias horizontal y vertical del C.G. al C.I.R.

$$R_x = \frac{y}{r} R \quad (9)$$

$$R_y = \frac{x}{r} R \quad (10)$$

Donde x y y son las distancias horizontal y vertical del centro instantáneo al sujetador. En el instante de la falla, el equilibrio debe mantenerse y las tres ecuaciones siguientes de equilibrio serían aplicables al grupo de sujetadores.

$$\sum F_x = \sum_{n=1}^m (R_x)_n - P_x = 0 \quad (11)$$

$$M_{IC} = P(r_o + e) - \sum_{n=1}^m (r_n * R_n) = 0 \quad (12)$$

$$\sum F_y = \sum_{n=1}^m (R_y)_n - P_y = 0 \quad (13)$$

Donde el subíndice n identifica a un sujetador individual y m es el número total de sujetadores. El procedimiento general es suponer la posición del centro instantáneo y luego determinar si el valor correspondiente de P satisface la ecuación de equilibrio. Si es así, esta posición es correcta y P es la capacidad de la conexión. El procedimiento específico es como sigue:

- a. Suponer un valor para r_0

- b. Despejar P de la ecuación M_{IC}
- c. Sustituir r_0 y P en las ecuaciones de sumatorias de fuerzas.
- d. Si esas ecuaciones cumplen con un margen aceptable, el análisis está completo. De otra manera, debe seleccionarse un nuevo valor de prueba para r_0 y repetir el proceso.

La AISC (American Institute of Steel Construction), define en algunas tablas un coeficiente para cargas excéntrica (C) dependiendo de un ángulo de inclinación, debido a la geometría de algunas secciones, se pueden presentar casos en donde estas tablas no aplican, para ello se puede seguir el procedimiento explicado en el paso anterior, programarlo en una hoja Excel y encontrar el valor de dicho coeficiente.

$$\phi R_n = C * \phi r_n$$

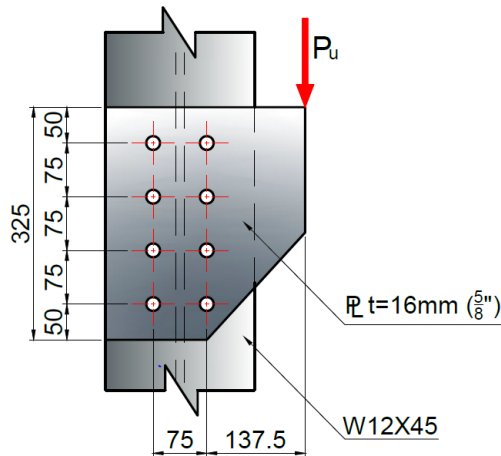
ϕR_n : Resistencia nominal de la conexión (incluye excentricidad)

ϕr_n : Resistencia nominal de la conexión (sin excentricidad)

C: Coeficiente de excentricidad

Ejemplo: explicativo. Calcular el coeficiente de excentricidad (C), para la conexión de la ménsula mostrada en la Figura 30. La conexión fue diseñada para tener dos filas verticales de cuatro tornillos. Si se emplean tornillos A325 tipo aplastamiento de $\phi = 22\text{mm}$ (7/8”).

Figura 30. Calcular el coeficiente de excentricidad (C), para la conexión de la ménsula abajo mostrada



1. Definir un sistema coordenado x-y, para este caso: Origen en el centro del tornillo inferior izquierdo
2. Calcular el centro de gravedad

$$X_c = 37.5 \text{ mm}$$

$$Y_c = 112.5 \text{ mm}$$

3. Determinar las coordenadas de cada perno a partir del sistema coordenado propuesto en el paso 1.
4. Suponer un valor para r_0
5. Calcular nuevamente las posiciones de cada perno, pero a partir de un sistema coordenado con origen en el Centro Instantáneo de Rotación (C.I.R)

6. Calcular el valor de r para cada perno

$$r = \sqrt{x^2 + y^2}$$

x, y : Coordenadas tomadas a partir del C.I.R

7. Calcular el valor de la deformación

$$\Delta = \frac{r}{r_{\text{máx}}} \Delta_{\text{máx}} = \frac{r}{r_{\text{máx}}} (0.34)$$

8. Calcular el valor de R (Resistencia)

$$R_i = R_{\text{ult}}(1 - e^{-10\Delta})^{0.55}$$

R_{ult} : Fuerza cortante última del perno (experimentalmente se obtuvo 329kN para pernos A325M)

9. Hacer la sumatoria del producto entre la resistencia (R) y la distancia del CIR a los pernos (r).

$$\sum_{n=1}^m (r_n * R_n)$$

10. Hacer la sumatoria de las componentes rectangulares

$$R_y = \frac{x}{r} R \quad R_x = \frac{y}{r} R$$

11. Finalmente calcular la carga resistente de la conexión

$$P = \frac{\sum r * R}{(r_0 + e)}$$

12. Para que exista equilibrio de fuerzas se debe cumplir que:

$$P = \sum R_y$$

Y para ello se debe iterar, con el valor de r_0 .

Cuando se cumpla esta condición se podrá calcular el valor de C.

13. Finalmente el valor del coeficiente C es:

$$C = \frac{P}{R_{ult}}$$

Este procedimiento se facilita, si se hace uso de una hoja de cálculo, como se muestra a continuación:

Tabla 11. Método de resistencia última

Método De Resistencia Última									
	Ro=	4.4639623	cm						
	x=	3.75	cm						
	y=	11.25	cm						
	ex=	17.50	cm						
	ey=	0	cm						
				Tornillo					
				Rult=	329	KN			
PERNO	Origen en tornillo 1		Origen en IC		r	delta	R	r * R	Ry
	x	y	x	y					
1	0.000	0.000	0.714	-11.250	11.273	0.275	317.278	3576.561	20.095
2	7.500	0.000	8.214	-11.250	13.930	0.340	322.915	4498.053	190.417
3	0.000	7.500	0.714	-3.750	3.817	0.093	249.811	953.619	46.722
4	7.500	7.500	8.214	-3.750	9.029	0.220	308.505	2785.646	280.642
5	0.000	15.000	0.714	3.750	3.817	0.093	249.811	953.619	46.722
6	7.500	15.000	8.214	3.750	9.029	0.220	308.505	2785.646	280.642
7	0.000	22.500	0.714	11.250	11.273	0.275	317.278	3576.561	20.095
8	7.500	22.500	8.214	11.250	13.930	0.340	322.915	4498.053	190.417
	SUMA						23627.757	1075.751	
El valor del Ro se encuentra al iterar, o con ayuda de la hoja de excel, utilizar la función solver que cumpla con las siguientes igualdades:									
					Carga				
					P=	1075.7511	KN		
					C=	3.270			

Este valor se puede encontrar en las tablas de la AISC, recordando los siguientes parámetros:

Espaciamiento entre pernos: $s = 75\text{mm} \sim 3\text{in}$

Excentricidad: $e_x = 175\text{mm} \sim 7\text{in}$

Número de pernos en una línea vertical: $n = 4$

Con estas indicaciones ya se puede ir a la tabla de la AISC, Donde se puede comprobar que efectivamente el valor de $C=3.27$.

Tabla 12. Coeficientes C Para excentricidad

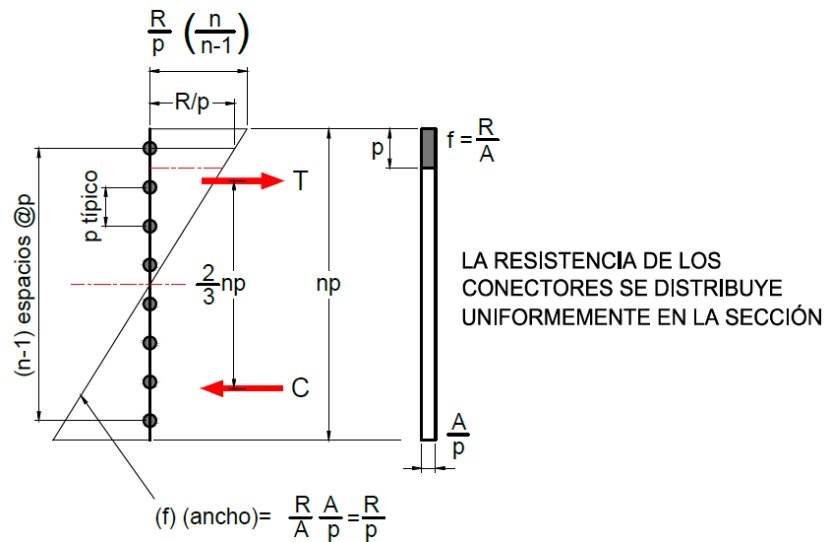
Table 8-19. Coefficients C for Eccentrically Loaded Bolt Groups Angle = 0°													
$C_{req} = \frac{P_u}{\phi R_n}$ or $\phi R_n = C \times \phi r_n$ where P_u = factored force, kips ϕr_n = design strength per bolt, kips ϕR_n = design strength of bolt group, kips e = eccentricity of P_u with respect to centroid of bolt group, in. (not tabulated, may be determined by geometry.) e_x = horizontal component of e , in. s = bolt spacing, in. C = coefficient tabulated below.													
		Number of bolts in one vertical row, n											
s , in.	e_x , in.	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
3	2	0.84	2.54	4.48	6.59	8.72	10.8	12.9	15.0	17.0	19.0	21.0	23.0
	3	0.65	2.03	3.68	5.57	7.77	9.91	12.1	14.2	16.3	18.3	20.4	22.5
	4	0.54	1.67	3.06	4.36	6.84	8.93	11.1	13.2	15.4	17.5	19.6	21.7
	5	0.45	1.42	2.59	4.21	6.01	8.00	10.1	12.2	14.4	16.5	18.7	20.8
	6	0.39	1.22	2.25	3.59	5.32	7.17	9.16	11.2	13.4	15.5	17.7	19.8
	7	0.35	1.08	1.95	3.27	4.74	6.46	8.33	10.3	12.4	14.5	16.7	18.8
	8	0.31	0.96	1.78	2.93	4.27	5.86	7.60	9.50	11.5	13.6	15.7	17.8
	9	0.28	0.86	1.60	2.65	3.87	5.34	6.97	8.75	10.7	12.7	14.7	16.8
	10	0.26	0.78	1.46	2.42	3.53	4.90	6.42	8.10	9.91	11.8	13.8	15.9
	12	0.22	0.66	1.24	2.06	3.01	4.19	5.51	7.01	8.63	10.4	12.2	14.2

3.12.7 Fórmula de Diseño para Momento sobre una línea de pernos. El manual de la AISC, suministra unas tablas para evaluar el número de pernos requeridos para una carga y una excentricidad dadas. Pero en algunos casos estas tablas no sirven debido a que se presenten unas características geométricas diferentes.

En el libro de SALMON (Steel Structures, Design and Behavior) se plantean los siguientes procedimientos:

Considerar una línea de n pernos que conservan la misma separación, como se muestra en la figura 31. Dado que el espaciado es uniforme la resistencia de los pernos es uniforme de arriba abajo, y de acuerdo con $R = \frac{Md}{\sum d^2}$, la fuerza varía linealmente.

Figura 31. Fórmula de Diseño para Momento sobre una línea de pernos



Asumiendo que R es la fuerza en el perno más alejado, y que representa la acumulación de los esfuerzos que ocurrirían sobre una sección rectangular a lo

largo de la distancia p , se puede definir una carga distribuida por unidad de longitud como R/p .

Haciendo una relación de triángulos, se puede calcular el esfuerzo en la fibra más externa (X):

$$\frac{X}{\frac{np}{2}} = \frac{R/p}{\frac{(n-1)p}{2}}$$

Ahora despejando, X (esfuerzo en la fibra más alejada), se tiene:

$$X = \frac{R}{p} \left(\frac{n}{n-1} \right)$$

La fuerza de tensión:

$$T = \frac{1}{2} \left(\frac{np}{2} \right) \left(\frac{R}{p} \right) \left(\frac{n}{n-1} \right) = \frac{Rn^2}{4(n-1)}$$

El momento resistente es:

$$M = T \left(\frac{2}{3} np \right)$$

Ahora sustituyendo las dos ecuaciones anteriores se tiene:

$$M = \frac{Rn^2}{4(n-1)} \left(\frac{2}{3} np \right) = \frac{Rn^3 p}{6(n-1)}$$

Resolviendo la ecuación para n^2 se tiene:

$$n = \sqrt{\frac{6M}{Rp} \left(\frac{n-1}{n} \right)}$$

Como una primera aproximación se convierte en:

$$n = \sqrt{\frac{6M}{Rp}}$$

Que se sugiere para el uso del diseño, y con más claridad se podrá presentar más adelante como:

$$n = \sqrt{\frac{6 P_u * e}{\phi R_n * s}}$$

Donde,

P_u : Carga última

ϕR_n : Resistencia nominal de diseño

e : Excentricidad

s : Espaciamiento entre pernos

4. CONEXIONES SOLDADAS

La soldadura es un proceso en el que se unen partes metálicas mediante el calentamiento de sus superficies, llevándolas a fluir y a unirse con o sin la adición de otro metal fundido⁵. Las juntas precalificadas, los procedimientos de soldadura, los procedimientos para calificar soldadores, los electrodos y fundentes de soldeo deben cumplir las normas de la American Welding Society-AWS, según lo estipula la NSR-10, en F.2.10.2.

4.1 VENTAJAS DE LA SOLDADURA⁶

En la actualidad, gracias a que se ha estudiado sobre el tema, se pueden aprovechar las grandes ventajas que la soldadura ofrece, entre ellas se tienen:

- Se alcanza mayor simplicidad en los detalles de diseño
- Es económica ya que los costos de fabricación son menores debido a que se emplean menos partes y se eliminan las actividades de punzonado, limado y taladrado.
- La soldadura permite hacer conexiones estancas, lo que resulta de gran utilidad en la fabricación de tanques, tuberías de conducción de líquidos, cascos de barcos, etc.
- Da continuidad a la estructura y con ello se logra una buena apariencia estructural y arquitectónica, además reduce concentraciones de esfuerzos debido a discontinuidades locales, si se hace un detallado riguroso de la conexión.

⁵ Mc. CORMAC J. Estructuras: Análisis y Diseño-Método LRFD, México, Ed. Alfaomega 2002.

⁶VALENCIA CLEMENT, Diseño Básico de Estructuras de Acero, 2011.

- Ofrece estructuras más rígidas
- Facilidad de realizar cambios en el diseño
- Se usan menos piezas, lo que genera varios ahorros (en tiempo y en peso)

4.2 DESVENTAJAS DE LA SOLDADURA⁷

- La aplicación de la soldadura requiere controles de calidad mucho más estrictos que los necesarios en conexiones apernadas.
- Los esfuerzos residuales producto del enfriamiento de las uniones soldadas modifican el comportamiento estructural de los elementos y miembros.
- El proceso de enfriamiento puede inducir deformaciones muy considerables en los elementos conectados mediante soldadura.
- Las conexiones soldadas en obra han demostrado problemas de calidad más frecuentes que las soldaduras de taller. Cuando se requiera aplicar soldaduras en obra, estas deben diseñarse muy cuidadosamente y ejercer un control de calidad.

4.3 PROCESOS DE SOLDADURA

Los procesos de soldadura se dividen en dos categorías principales:

⁷VALENCIA CLEMENT, Diseño Básico de Estructuras de Acero, 2011.

- Soldadura por fusión: en la cual se obtiene una fusión derritiendo las dos superficies que se van a unir, y en algunos casos añadiendo un metal de aporte a la unión.
- Soldadura de estado sólido, en la cual se usa calor o presión o ambas para obtener la fusión, pero los metales base no se funden ni se agrega un metal de aporte.

Dentro de soldadura por fusión se encuentran tres categorías principales:

El proceso de Soldadura en Arco, que obtiene calor de un arco eléctrico y lo mantiene entre dos electrodos o entre un electrodo y la pieza de trabajo.

El proceso de Soldadura a gas o con soplete que obtiene el calor en forma de una llama, mediante la mezcla de oxígeno y algún otro gas combustible, que generalmente es el acetileno. Este sistema tiene la ventaja de ser portátil ya que no necesita conectarse a la corriente eléctrica.

El proceso de soldadura por Resistencia, se realiza por el calentamiento que experimentan los metales debido a su resistencia al flujo de una corriente eléctrica. Los electrodos se aplican a los extremos de las piezas, se colocan juntas a presión y se hace pasar por ellas una corriente eléctrica intensa durante un instante. La zona de unión de las dos piezas, como es la de mayor resistencia eléctrica ofrece, se calienta y funde los metales.

4.3.1 Arco Metálico Protegido (SMAW). El arco es una chispa continua entre el electrodo y las piezas a soldar, que provoca la fusión. En este tipo de soldadura se utiliza un electrodo recubierto con ciertos compuestos minerales, el arco eléctrico hace que el recubrimiento se funda, creando un gas inerte alrededor del área a

soldar que protege al metal fundido de quedar en contacto directo con el aire circundante.

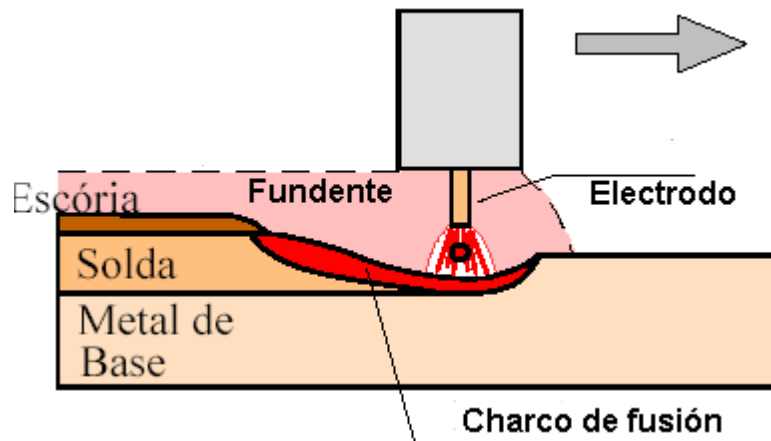
Figura 32. Arco Metálico Protegido (SMAW)



Fuente: Zapata Meneses, Alberto

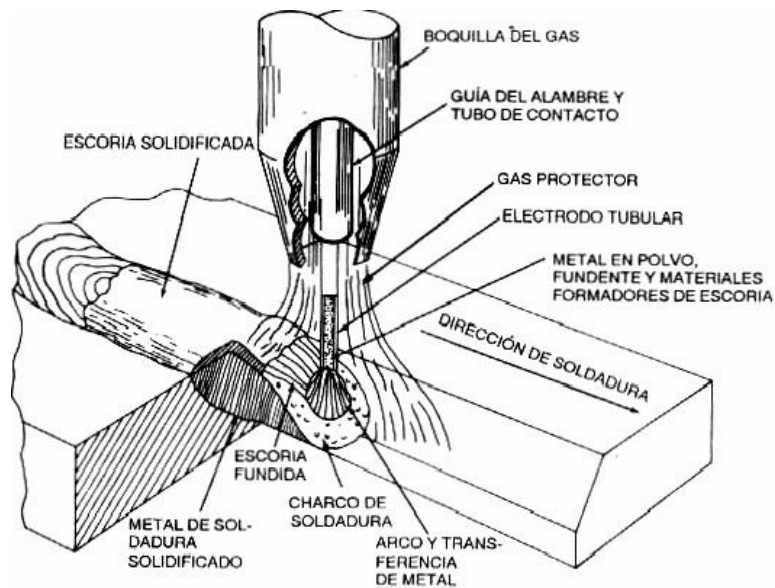
4.3.2 Arco Sumergido (SAW). En este proceso se deposita una capa de material fundente granular a lo largo de la conexión a soldar; así tanto el arco eléctrico como el electrodo quedan sumergidos en este material que protege el charco fundido del contacto con la atmosfera.

Figura 33. Arco Sumergido (SAW)



Fuente: Zapata Meneses, Alberto

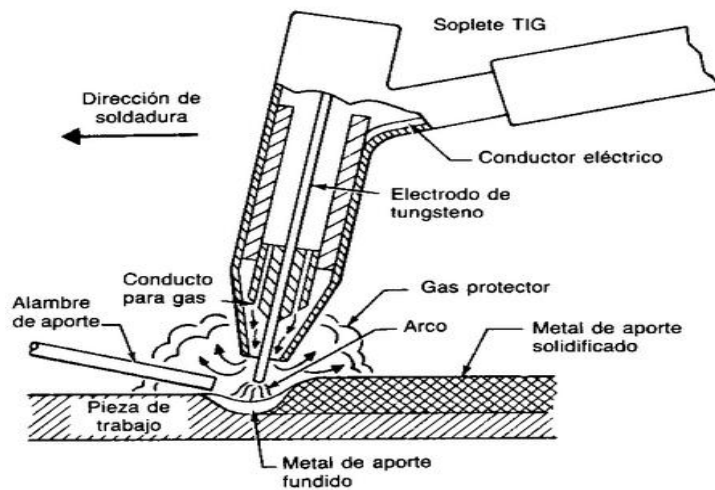
Figura 34. Arco Sumergido (SAW)



Fuente: Zapata Meneses, Alberto

4.3.3 Arco Metálico de Gas (GMAW). Para este procedimiento el electrodo es un alambre continuo; la protección del material fundido la proporciona un gas o mezcla de gases alrededor del electrodo. La flama producida puede utilizarse para soldar y cortar metales.

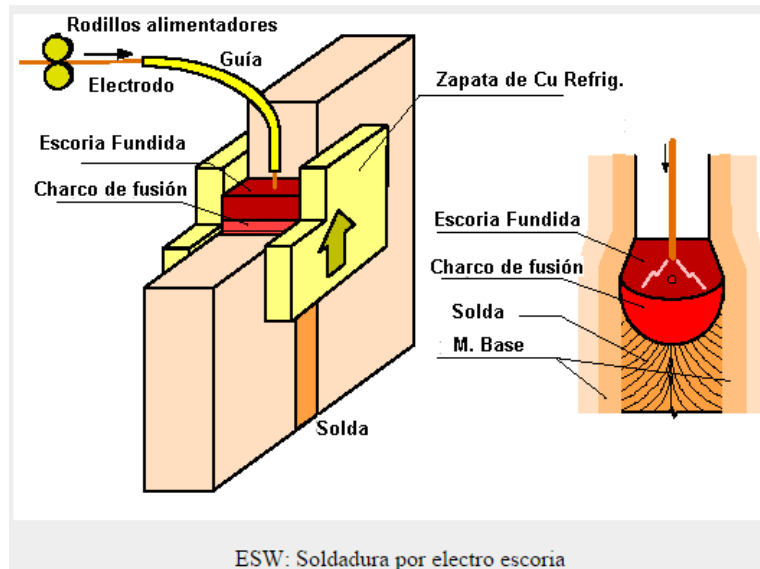
Figura 35. Arco Metálico de Gas (GMAW)



Fuente: Zapata Meneses, Alberto

4.3.4 EGW y ESW. Estos procesos se realizan con una máquina semiportátil, en la cual se proceden utilizar tantos electrodos con núcleo fundente o sólidos. El objetivo de los procesos es obtener con una sola pasada el tamaño requerido de soldadura mediante la utilización de varios electrodos.

Figura 36. Procesos EGW y ESW



Fuente: Zapata Meneses, Alberto

4.4 TIPOS DE SOLDADURA

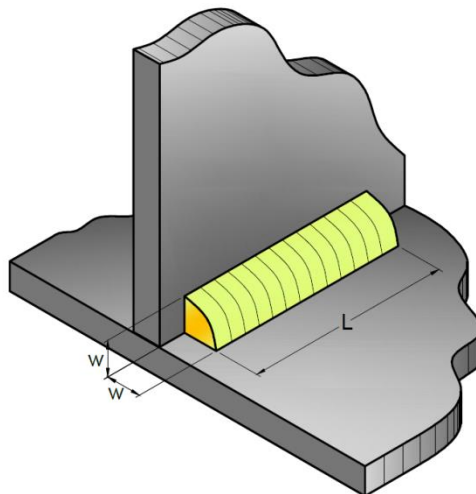
En la conexión de elementos estructurales se usan los siguientes tipos de soldaduras

4.4.1 Soldadura a Tope. Este tipo de soldadura se usa cuando los miembros a conectar están alineados en el mismo plano y necesitan un ensamble perfecto. Se usan comúnmente en empalmes de columnas y en conexiones de patines de vigas a patines de columnas. Comprenden aproximadamente un 15% de las soldaduras estructurales.

Cuando el tamaño de la soldadura acanalada o a tope que es igual al del miembro más delgado a conectar, tal soldadura se conoce como de penetración completa, en caso contrario se llama de penetración parcial.

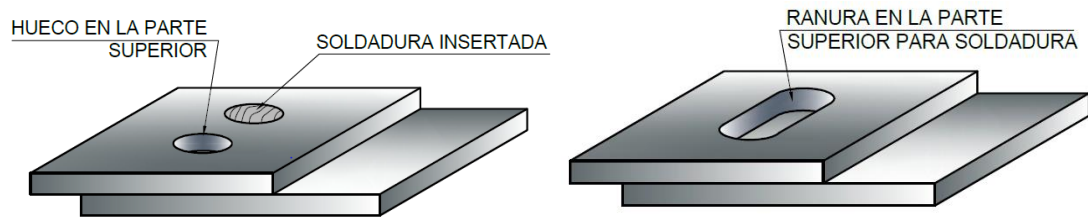
4.4.2 Soldadura de Filete. Más comúnmente utilizadas en conexiones estructurales (representa aproximadamente el 80% de ellas) debido a su adaptabilidad y facilidad de fabricación, es más económica por que requiere poca preparación del material; sin embargo han demostrado ser más débiles que las soldaduras acanaladas. La forma de la soldadura de filete es la de un triángulo rectángulo. El tamaño lo define la longitud de los catetos.

Figura 37. Soldadura de Filete



4.4.3 Soldadura de Tapón y Ranura. Se usan para transmitir tensión cortante en uniones traslapadas, cuando el tamaño de la conexión limita la longitud disponible para la soldadura de filete. Esta soldadura consiste en ranuras circulares o alargadas que se hacen en una de las piezas a unir y que luego se llenan total o parcialmente con el metal de soldadura; no se consideran adecuadas para transmitir esfuerzos de tracción perpendiculares a la superficie de contacto.

Figura 38. Soldadura de Tapón y Ranura



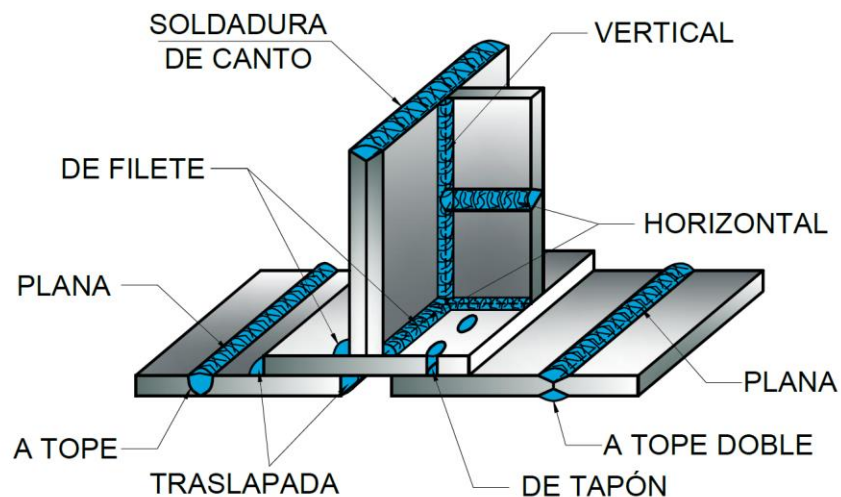
Fuente: Zapata Meneses, Alberto

4.5 POSICIONES DE SOLDADURA

Las soldaduras se clasifican de acuerdo con la posición en que se realizan, como planas, horizontales, verticales y sobre cabeza.

Las soldaduras planas son las más sencillas y económicas, mientras las soldaduras sobre cabeza son las más caras por su complejidad.

Figura 39. Posibles Posiciones de Soldadura



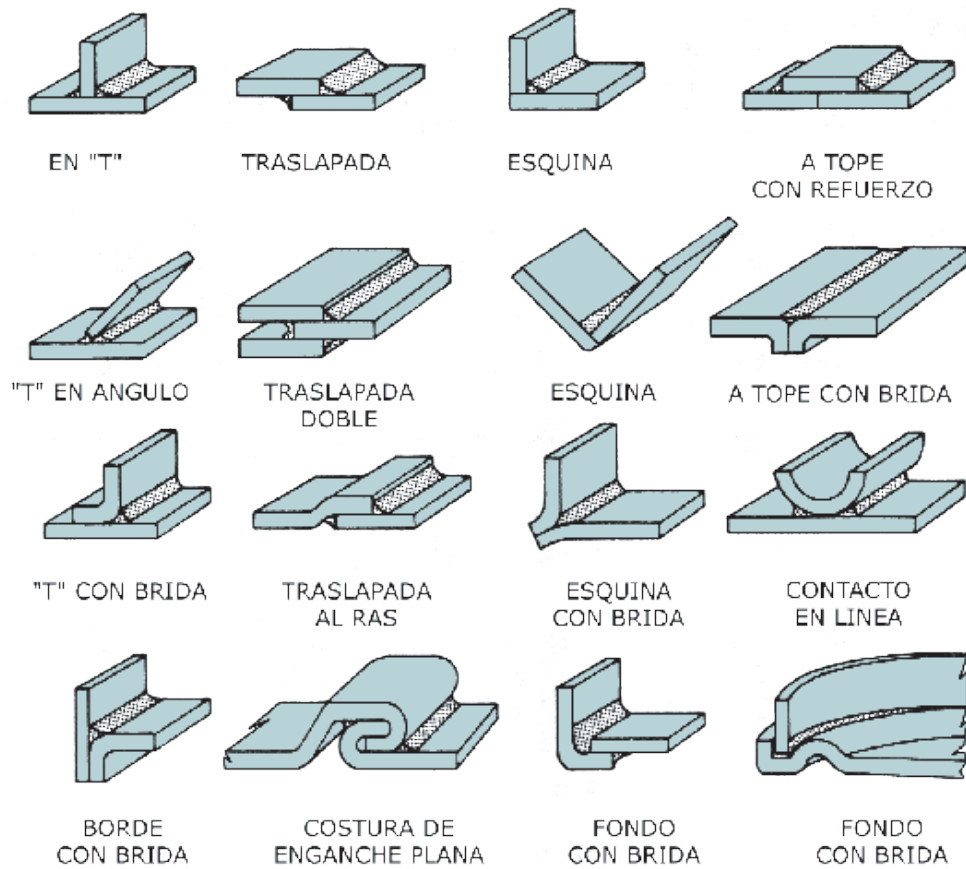
Fuente: <http://metfusion.files.wordpress.com/2013/08/106levn.jpg>

4.6 TIPOS DE JUNTAS

Los principales tipos de juntas son:

- Junta a Traslape: Están formadas en esencia por dos piezas de metal solapadas o traslapadas, que se unen por fusión mediante soldadura de puntos, de filete, de tapón o de agujero alargado.
- Junta a Tope: Está comprendida entre los planos de las superficies de las dos partes. Pueden ser simples, escuadradas, biseladas, en V, de ranuras de una sola J, de ranura de una sola U, o dobles.
- Junta de Esquina: Son como su nombre lo indica, hechas entre dos partes situadas a un ángulo de 90 grados. Estas pueden ser de medio traslape, de esquina a esquina, o de inserción completa, pueden prepararse para formar un solo bisel, una sola V, o ranuras de una sola U.
- Junta de Borde: También llamadas juntas de Orilla, resultan de la fusión de la superficie adyacente de cada parte, de manera que la soldadura quede dentro de los planos superficiales de ambas partes.
- Junta tipo T: Este tipo de soldaduras se emplean para unir dos objetos en el ángulo adecuado para formar una forma de T. Un ejemplo sería una viga metálica suspendida de un cielorraso, en la cual la soldadura podría realizarse en uno de los dos lados de la misma.

Figura 40. Tipos de Unión en Soldadura



Fuente: Zapata Meneses, Alberto

4.7 SÍMBOLOS DE SOLDADURA

Los símbolos desarrollados por la AWS, para ilustrar las soldaduras se muestran en la Tabla 13.

Tabla 13. Símbolos para Soldaduras

SIMBOLOS BASICOS EN SOLDADURAS									
Parte posterior	Filete	Tapon o ranura	Cuadrado	V	Bisel	U	J	Ensanchamiento V	Ensanchamiento de bisel
SIMBOLOS DE SOLDADURA ADICIONALES									
Respaldo	Espaciado	Soldar en todo alrededor	Soldadura en campo		Contorno		Otros simbolos suplementarios de soldadura en AWS A2.4-79		
					Al mismo nivel Convexo				
UBICACION ESTANDAR DE ELEMENTOS EN UN SIMBOLO DE SOLDADURA									

Fuente: American Institute of Steel Construction, Manual of Steel Construction Load and Resistance Factor Design, 2ª. Ed., Chicago, AISC, 1994, TABLA 8-36, pp.8-135.

4.7.1 Área efectiva de las Soldaduras

4.7.1.1 Soldaduras Acanaladas. Se toma como área efectiva de una soldadura acanalada el producto de la longitud de la soldadura por el espesor efectivo de la garganta.

El espesor efectivo de la garganta de una soldadura acanalada de penetración completa será el menor entre los espesores de las partes que se unen.

Los espesores efectivos para cada situación se encuentran en las Tablas 14 y 15.

Tabla 14. Espesor Efectivo de la Garganta para Soldaduras Acanaladas de Penetración Parcial

Proceso de Soldadura	Posición de Soldadura	Tipo de canal (AWS D1.1 Figura 3.3)	Espesor Efectivo de la Garganta
Soldadura de Arco con Electrodo Revestido (SMAW)	Todas	J U V a 60°	Profundidad del Canal
Soldadura de Arco con Gas (GMAW). Soldadura de Arco con fundente en el Núcleo (FCAW)			
Soldadura de Arco Sumergido (SAW)	Plana	J U Media-V a 60° V a 60°	
Soldadura de Arco con Gas (GMAW). Soldadura de Arco con fundente en el Núcleo (FCAW)	Plana, Horizontal	Media-V a 45°	
Soldadura de Arco con Electrodo Revestido (SMAW)	Todas	Media-V a 45°	Profundidad del canal menos 3 mm
Soldadura de Arco con Gas (GMAW). Soldadura de Arco con Fundente en el Núcleo (FCAW)	Vertical, Sobre Cabeza		

Fuente: Título F (Tabla F.2.10-1)

Tabla 15. Espesor efectivo de garganta para soldaduras en media-V convexa o V convexa

Proceso de Soldadura	Soldadura en media-V convexa (a)	Soldadura en V convexa
GMAW y FCAW-G	5/8R	3/4R
SMAW y FCAW-S	5/16R	5/8R
SAW	5/16R	1/2R
(a) Para soldaduras en media-V convexa con R<10 mm usar únicamente con filete de refuerzo		

Proceso de Soldadura	Soldadura en media-V convexa (a)	Soldadura en V convexa
sobre llenado a ras.		
R= Radio de la superficie de la junta(se puede suponer como 2t para PTE)		

Fuente: Titulo F (Tabla F.2.10.2-2)

4.7.1.2 Soldaduras de Filete⁸. El área efectiva de una soldadura de filete será la longitud efectiva multiplicada por la garganta efectiva. La garganta efectiva de una soldadura de filete será la distancia más corta entre la raíz y la cara exterior esquemática del filete. Se permite tomar un mayor valor para la garganta efectiva si mediante ensayos que combinen las variables del proceso de producción y del procedimiento se demuestra que de manera consistente se obtiene una penetración más allá de la raíz esquemática del filete.

Para soldaduras de filete en agujeros y ranuras, la longitud efectiva será la longitud del eje de la soldadura medida a lo largo de la línea media del plano de la garganta. Cuando los filetes se superponen, el área efectiva no deberá exceder el área transversal nominal de hueco o ranura en el plano de la superficie de contacto.

4.8 LIMITACIONES

La NSR-10, en el titulo F.2.10.2, trata todo lo relacionado con soldaduras.

Para prevenir un enfriamiento demasiado rápido de la soldadura que pueda afectar su calidad, es necesario limitar las dimensiones de los elementos conectados.

⁸ASOCIACIÓN COLOMBIANA DE INGENIERÍA SÍSMICA, AIS, Normas Colombianas de Diseño y Construcción Sismo Resistente. NSR-10, F.2.10.2.2.1, Soldaduras de Filete, área efectiva.

4.8.1 Soldaduras Acanaladas. La Norma en F.2.10.2.1.2 estipula que el espesor efectivo de la garganta de una soldadura acanalada de penetración parcial no deberá ser menor que el tamaño requerido para transmitir las fuerzas calculadas ni menor que el mínimo según la Tabla 16. El tamaño mínimo de la soldadura está determinado por la más delgada de las dos partes que se unen.

Tabla 16. Mínimo espesor efectivo de Garganta para soldaduras acanaladas de penetración parcial

Espesor de la parte más delgada a unir, mm	Mínimo Espesor Efectivo de Garganta, mm
Hasta 6.4 inclusive	3
Mayor que 6.4 a 12.7	5
Mayor que 12.7 a 19.1	6
Mayor que 19.1 a 38.1	8
Mayor que 38.1 a 57.2	10
Mayor que 57.2 a 152.4	13
Mayor que 152.4	16

Fuente: Título F (Tabla F.2.10.2-3)

4.8.2 Soldaduras de Filete. El tamaño de una soldadura de filete no debe ser menor que el tamaño requerido para transmitir las fuerzas calculadas ni menor que el mínimo según la Tabla 17. Estos requisitos no se aplican a soldaduras de filete usadas como refuerzo de soldaduras acanaladas de penetración parcial o completa.

Tabla 17. Tamaño Mínimo de Soldaduras de Filete

Espesor de la parte más delgada a unir, mm	Tamaño Mínimo de la Soldadura de Filete, mm
Hasta 6.4 inclusive	3
Mayor que 6.4 a 12.7	5
Mayor que 12.7	6
Mayor que 19.1	8

Fuente: Título F (Tabla F.2.10.2-4)

El tamaño máximo de las soldaduras de filete será:

- A lo largo de los bordes de un material con espesor menor que 6 mm: el espesor del material
- A lo largo de los bordes de un material con espesor de 6 mm o más: el espesor del material menos 1.6 mm; excepto cuando la soldadura se haya detallado en los planos para obtener el espesor completo de la garganta. En la soldadura ejecutada, se permite que la distancia entre el borde del metal base y el talón de la soldadura sea menor que 1.6 mm siempre y cuando el tamaño de la soldadura sea claramente verificable.

4.9 RESISTENCIA DE DISEÑO (F.2.10.2.4)

La resistencia de diseño de las soldaduras será el menor valor entre $\phi F_{BM}A_{BM}$ y ϕF_wA_w , según sea aplicable. Los valores de ϕ , F_{BM} , F_w y sus limitaciones se dan en la Tabla 18 en donde:

F_{BM} = resistencia nominal del material base, MPa

F_w = resistencia nominal del electrodo de soldadura, MPa

A_{BM} = área de la sección transversal del material base, mm²

A_w = área efectiva de la sección transversal de la soldadura, mm²

ϕ = coeficiente de resistencia

Tabla 18. Resistencia de Diseño de Juntas Soldadas, N

Tabla F.2.10.2-5
Resistencia de Diseño de Juntas Soldadas, N

Tipo de Carga y Dirección Relativa al Eje de la Soldadura	Metal en consideración	ϕ	Resistencia Nominal por unidad de área (F_{nBM} o F_{nw}) MPa	Área Efectiva (A_{BM} o A_{we}) mm ²	Nivel Requerido de Resistencia del Metal de aporte ^{(a)(b)}
SOLDADURAS ACANALADAS DE PENETRACION COMPLETA					
Tensión Normal al eje de la soldadura	La resistencia de la junta es controlada por el metal base				Se debe usar metal de aporte compatible. Para juntas en T y en esquina con respaldo que no se remueve, se requiere metal de aporte que cumpla con tenacidad de ranura. Véase el numeral F.2.10.2.6.
Compresión Normal al eje de la soldadura	La resistencia de la junta es controlada por el metal base				Se permite el uso de metal de aporte con un nivel de resistencia igual, o inmediatamente inferior, al del metal de aporte compatible
Tensión o Compresión paralela al eje de la soldadura	La tensión o compresión que actúa en las partes conectadas con dirección paralela a la soldadura no requiere ser considerada en el diseño de dicha soldadura				Se permite el uso de metal de aporte con un nivel de resistencia menor o igual que el del metal de aporte compatible.
Cortante	La resistencia de la junta es controlada por el metal base				Se debe usar metal de aporte compatible. ^(c)

Tipo de Carga y Dirección Relativa al Eje de la Soldadura	Metal en consideración	ϕ	Resistencia Nominal por unidad de área (F_{nBM} o F_{nw}) MPa	Área Efectiva (A_{BM} o A_{we}) mm ²	Nivel Requerido de Resistencia del Metal de aporte ^{(a)(b)}	
SOLDADURAS ACANALADAS DE PENETRACION PARCIAL INCLUYENDO SOLDADURAS EN MEDIA-V CONVEXA Y EN V CONVEXA						
Tensión Normal al eje de la soldadura	Metal Base	$\phi = 0.75$	F_u	Véase F.2.10.2.4	Se permite el uso de metal de aporte con un nivel de resistencia menor o igual que el del metal de aporte compatible.	
	Soldadura	$\phi = 0.80$	$0.60F_{EXX}$	Véase F.2.10.2.1.1		
Compresión: Columnas a Placas de Base y empalmes de columnas diseñados según F.2.10.1.4(a)						Se permite el uso de metal de aporte con un nivel de resistencia menor o igual que el del metal de aporte compatible.
No se requiere considerar el esfuerzo de compresión en el diseño de las soldaduras que unen las partes.						
Compresión: Conexiones diseñadas para transmitir cargas por aplastamiento en miembros distintos de columnas, según F.2.10.1.4(b)	Metal Base	$\phi = 0.90$	F_y	Véase F.2.10.4		
	Soldadura	$\phi = 0.80$	$0.60F_{EXX}$	Véase F.2.10.2.1.1		
Compresión: Conexiones no diseñadas para transmitir cargas por aplastamiento	Metal Base	$\phi = 0.90$	F_y	Véase F.2.10.4		
	Soldadura	$\phi = 0.80$	$0.90F_{EXX}$	Véase F.2.10.2.1.1		
Tensión o Compresión paralela al eje de la soldadura	La tensión o compresión que actúa en las partes conectadas con dirección paralela a la soldadura que las une no requiere ser considerada en el diseño de dicha soldadura				Se permite el uso de metal de aporte con un nivel de resistencia menor o igual que el del metal de aporte compatible.	
Cortante	Metal Base	Controlada por F.2.10.4				
	Soldadura	$\phi = 0.75$	$0.60F_{EXX}$	Véase F.2.10.2.1.1		

SOLDADURAS DE FILETE INCLUYENDO FILETES EN AGUJEROS Y RANURAS Y JUNTAS OBLICUAS EN T					
Cortante	Metal Base	Controlada por F.2.10.4			Se permite el uso de metal de aporte con un nivel de resistencia menor o igual que el del metal de aporte compatible.
	Soldadura	$\phi = 0.75$	$0.60F_{EXX}^{(d)}$	Véase F.2.10.2.2.1	
Tensión o Compresión paralela al eje de la soldadura	La tensión o compresión que actúa en las partes conectadas con dirección paralela a la soldadura que las une no requiere ser considerada en el diseño de dicha soldadura				
SOLDADURAS DE TAPON Y DE RANURA					
Cortante Paralela a la superficie de contacto sobre el área efectiva	Metal Base	Gobernada por F.2.10.4			Se permite el uso de metal de aporte con un nivel de resistencia menor o igual que el del metal de aporte compatible.
	Soldadura	$\phi = 0.75$	$0.60F_{EXX}$	Véase F.2.10.2.3.1	

(a) Para metal de aporte compatible véase AWS D1.1, Sección 3.3.

(b) Se permite metal de aporte con el nivel de resistencia inmediatamente superior al de la soldadura compatible.

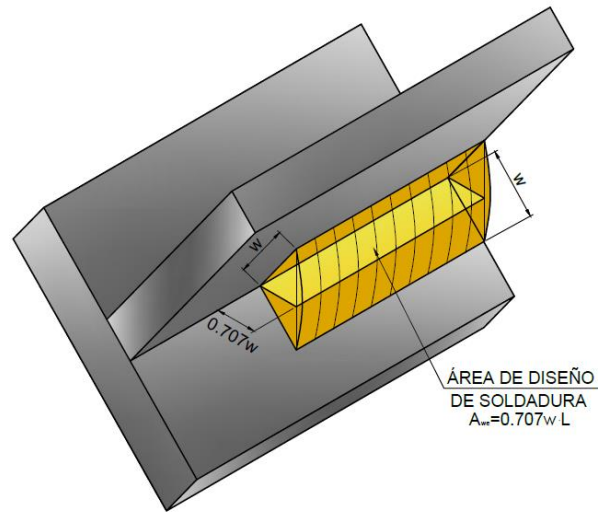
(c) Para soldaduras acanaladas que transfieran fuerzas de cortante entre el alma y las aletas de miembros armados, o en aplicaciones donde una restricción significativa sea crítica, puede usarse metal de aporte con un nivel de resistencia menor que el compatible. En estas aplicaciones, el detallado y el diseño de la soldadura se harán tomando el espesor del material como garganta efectiva, $\phi = 0.80$ y $0.60F_{EXX}$ como resistencia nominal.

(d) Alternativamente, se permite aplicar las provisiones de F.2.10.2.4(a) siempre y cuando se considere la compatibilidad de deformaciones de los distintos elementos de la soldadura. Los numerales F.2.10.2.4 (b) y (c) se presentan como aplicaciones especiales de F.2.10.2.4(a) que proveen la compatibilidad de deformaciones.

4.9.1 Diseño de Soldaduras de Filete. Para realizar el diseño y el análisis de las soldaduras de filete, se supone que la sección transversal de la soldadura es un triángulo rectángulo a 45°.

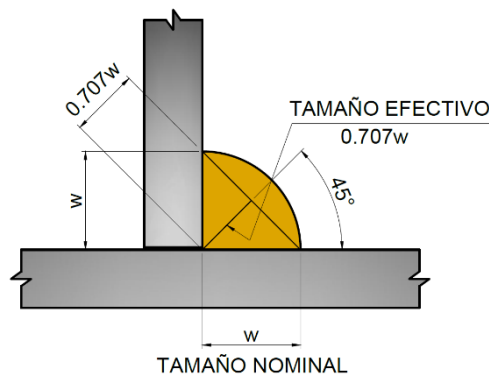
El tamaño de un filete de soldadura se denota por **w** y es la longitud de uno de los lados iguales de esta sección transversal idealizada. Los tamaños estándar de las soldaduras se especifican en incrementos de 1.6 mm (1/16"). Aunque una longitud de soldadura puede cargarse en cualquier dirección en cortante, compresión o tensión, un filete de soldadura es más débil en cortante y siempre se supone que falla de esta manera. Específicamente, se supone que la falla ocurre por cortante sobre un plano a través de la garganta de la soldadura.

Figura 41. Soldadura de Filete



Para las soldaduras de filete hechas con el proceso de arco metálico protegido, la garganta es la distancia perpendicular de la esquina o raíz de la soldadura a la hipotenusa y es igual a **0.707** veces el tamaño de la soldadura (el espesor efectivo de la garganta para una soldadura hecha con el proceso de un arco sumergido es mayor). En esta tesis, suponemos de manera conservadora que se utiliza el proceso de arco metálico protegido. Entonces, para una longitud L dada de la soldadura sometida a una carga P, el esfuerzo cortante crítico es:

Figura 42. Esfuerzo cortante crítico



$$f_v = \frac{P}{0.707 w L} \quad (14)$$

w : Tamaño de la soldadura

L : Longitud de Soldadura

P : Carga aplicada

A partir de esta ecuación, se puede calcular la resistencia nominal de diseño de carga de la soldadura, quedaría:

$$\phi R_n = 0.707 w L \phi F_w \quad (15)$$

Donde $\phi = 0.75$

La resistencia de un filete de soldadura depende del metal de aporte usado, es decir, está en función del tipo de electrodo.

La American Welding Society (AWS) ha especificado sistemas de numeración para los electrodos. Este sistema emplea un prefijo E delante de un sistema de numeración de cuatro o cinco dígitos, en los que las dos o tres primeras filas designan la resistencia a la tracción aproximada. El último dígito indica ciertas variables en la técnica de la soldadura, como el tipo de corriente. El penúltimo dígito indica la posición de la soldadura como por ejemplo: plana, vertical o superior.

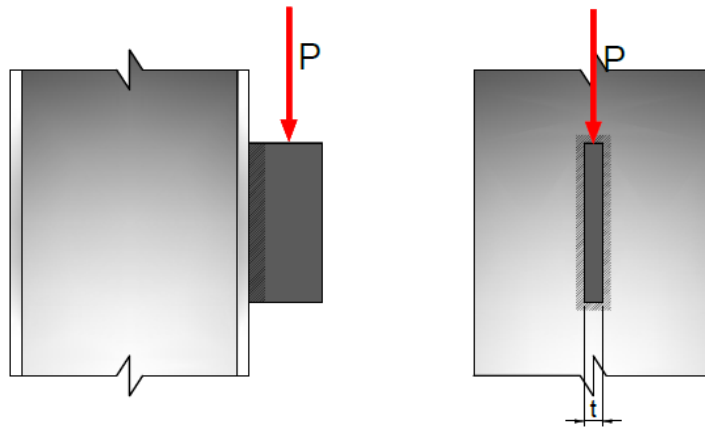
Un requisito adicional es que el cortante por carga mayorada sobre el metal base no debe generar un esfuerzo en exceso de ϕF_{BM} , donde ϕF_{BM} es la resistencia

nominal por cortante del material conectado. La carga mayorada sobre la conexión está entonces sujeta a un límite de:

$$\phi R_n = \phi F_{BM} \times \text{área del metal sometida a cortante} \quad (19)$$

Al examinar la conexión de la ménsula soldada que se muestra en la Figura 42, se puede observar que la carga está en la misma dirección que el eje de la soldadura, entonces el metal base debe analizarse.

Figura 43. Caso donde se debe analizar el metal base



La resistencia por fluencia a cortante está dada por:

$$\phi R_n = 0.60 A_g \phi F_y$$

Dónde:

ϕ : 0.9

A_g : Área sometida a cortante.

Entonces la resistencia por cortante del metal base se puede tomar como:

$$\phi F_{BM} = 0.90(0.60)F_y \quad (15)$$

Si las soldaduras son del mismo tamaño, la resistencia de diseño de cada soldadura por centímetro de longitud puede encontrarse con la ecuación:

$$\phi R_n = 0.707 w L \phi F_w$$

Mientras la capacidad de la placa de la ménsula en cortante por centímetro de longitud es:

$$\phi R_n = t \phi F_{BM}$$

Es claro que no puede ser tomada por la soldadura una carga mayor que la que puede tomar el metal base (la ménsula en este caso). Esta investigación debe hacerse cuando el metal base está sometido a cortante.

Calculando la capacidad de resistencia por longitud unitaria para diferentes tamaños de soldadura de filete de los electrodos más comunes, basándose en el análisis anterior, se obtiene la Tabla 19:

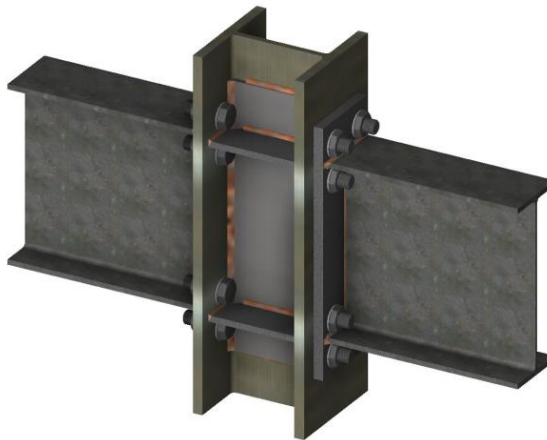
Tabla 19. Resistencia por longitud unitaria de diferentes electrodos

TAMAÑO		RESISTENCIA (N/mm)		
(plg)	(mm)	E60XX	E70XX	E90XX
1/8	3.2	439	497	639
3/16	4.7	649	734	944
1/4	6.25	865	978	1259
5/16	7.8	1081	1223	1573
3/8	9.38	1297	1467	1888
1/2	12.5	1730	1957	2517
5/8	15.63	2162	2446	3147

5. CONEXIONES A MOMENTO

En la mayoría de las conexiones metálicas de tipo viga-columna los elementos hacen parte de un marco plano y se orientan con las almas en el plano del marco de manera que la flexión de cada miembro es con respecto a su eje mayor. Cuando una viga debe conectarse al alma de una columna en vez de a su patín, se puede requerir colocar atiesadores a la columna para hacer las conexiones a los patines de la viga.

Figura 44. Conexiones a Momento



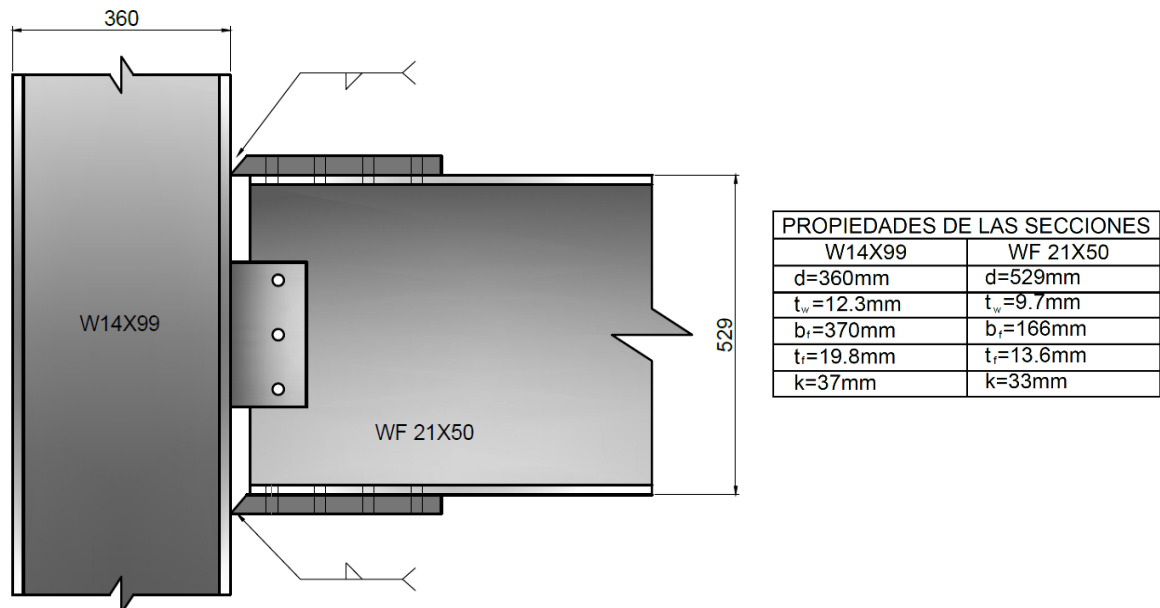
Como se trató al principio de esta tesis, existen dos tipos de conexión a momento:

- Tipo TR (Totalmente Restringida): Es una estructuración rígida o continúa.
- Tipo PR (Parcialmente Restringida): Se presenta en estructuras semirrígidas.

Ya se cuenta con las herramientas, para hacer el diseño de una conexión resistente a momento.

Ejemplo: Conexión A Momento. Diseñar una conexión resistente a momento a base de tres placas del tipo que se muestran en la Figura 45 para conectar una viga WF21X50 al patín de una columna W14X99. Suponer una holgura para la viga de 13mm. Suponga que a partir de un análisis estructural del pórtico se obtiene que la conexión debe transmitir un momento por carga mayorada de 29 Ton-m y una fuerza cortante de 19 Ton. Todas las placas deben soldarse en taller a la columna con electrodos E70XX y atornillarse en campo a la viga con pernos A325. Todo el acero es A36. ($F_y=250$ MPa, $F_u=400$ MPa)

Figura 45. Ejemplo de Conexión A Momento



Solución: Para el diseño de la placa del alma, ensayar inicialmente con pernos de $\frac{3}{4}$ ". Si se supone que las roscas están en el plano de corte. La capacidad a cortante de un perno (Tabla 10) es:

$$\phi R_n = 98.28 \text{ KN}$$

Entonces el número de pernos requeridos es:

$$N = \frac{190 \text{ KN}}{98.2 \text{ KN}} = 1.93 \text{ Pernos}$$

- **Pernos por Cortante excéntrica**

$$e = 40 + 13 = 53 \text{ mm}$$

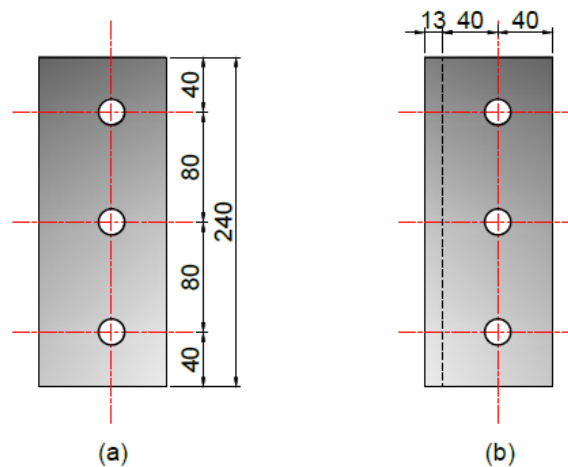
$$n = \sqrt{\frac{6 * P_u * e}{\phi R_n * s}} = \sqrt{\frac{6 * 190 * 53}{98.2 * 80}} = 2.77 \approx 3 \text{ Pernos}$$

A. Análisis por Aplastamiento

$$d_h = \frac{3}{4} + \frac{1}{16} = \left(\frac{13}{16}\right)'' = 20.64 \text{ mm}$$

La distribución de los agujeros, se puede plantear de la siguiente manera:

Figura 46. Distribución de los agujeros



Para la perforación más cercana al borde:

$$L_c = L_e - \frac{d_h}{2} = 40 - \frac{20.64}{2} = 29.68 \text{ mm}$$

$$2d = 2 \left(\frac{3}{4} \right) = 1.5" = 38.1 \text{ mm}$$

Se puede observar que $L_c < 2d$

$$\phi R_n = \phi(1.2 L_c t F_u) = 0.75 * (1.2 * 29.68 * t * 400) = 10685 * t \text{ [N]}$$

Para las demás perforaciones:

$$L_c = s - d_h = 80 - 20.64 = 59.36 \text{ mm}$$

$$L_c > 2d$$

$$\phi R_n = \phi(2.4 d t F_u) = 0.75 * (2.4 * 19 * t * 400) = 13680 * t \text{ [N]}$$

Para determinar el espesor requerido, se iguala la expresión a la carga aplicada:

$$10684 t + 2 * (13680 t) = 190000 \text{ [N/mm]}$$

$$t = 5 \text{ [mm]}$$

Para el alma de la viga, $t_w = 9.7 \text{ mm} > 5.0 \text{ mm}$ (CUMPLE)

B. Espesor de la Placa requerido a Cortante

- **Análisis por fluencia**

$$\phi R_n = 0.9(0.60F_y A_g)$$

$$190000 = 0.9(0.6 * 250 * 240t)$$

$$190000 = 32400t$$

$$t = 5.86 \text{ mm}$$

- **Análisis por Rotura**

$$\phi R_n = 0.75(0.60F_u A_n)$$

$$190000 = 0.75(0.6 * 400 * (240 - 3 * 20.64) * t)$$

$$190000 = 32054.4 * t$$

$$t = 5.93 \text{ mm}$$

Según estos chequeos, se analiza que el espesor que gobierna es el de 5.93 mm, entonces se suministra una placa de ¼”.

Usar placa de ¼”=6.35mm

C. **Capacidad de la soldadura.** Para ¼” la capacidad de resistencia por mm de soldadura calculada en el capítulo anterior (Ver tabla 19) es:

$$\phi R_n = 978 \text{ N/mm}$$

D. Capacidad a cortante del metal base es:

$$\phi F_{BM} * t = 0.6 * 0.9 * F_y * t = 6.35 * 0.54 * 250 = 857.25 \text{ N/mm}$$

Por lo tanto la longitud requerida del filete de soldadura de $\frac{1}{4}$ " o 6 mm es:

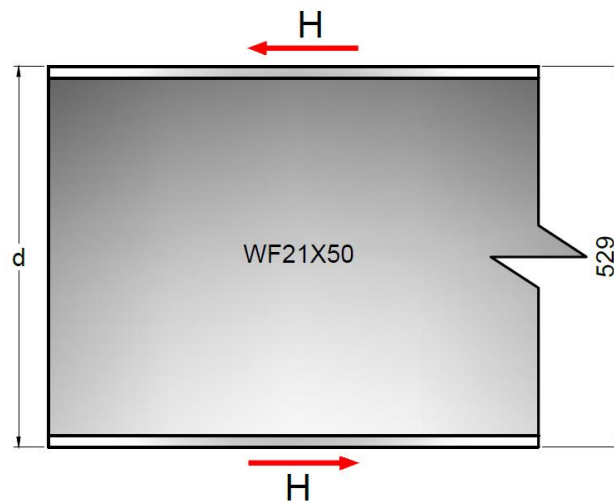
$$l = \frac{190000}{857.25} = 221.64 \approx 230 \text{ mm}$$

Con una holgura de la viga de 13 mm y con las distancias a bordes de 40 mm, el ancho de la placa es:

$13 + 40 + 40 = 93 \text{ mm}$; Usar una placa de 93×6.35 , con una soldadura de $\frac{1}{4}$ " por un solo lado de la platina.

Para las placas en los patines, encontrar la fuerza en la interfaz entre el patín de la viga y la placa.

Figura 47. Par de fuerzas en la viga



De la Figura 47 se puede obtener que: $M = H d$

Donde el M es el momento actuante, para este caso $M = 32 \text{ ton} - m$

$$H = \frac{M}{d} = \frac{29}{0.529} = 54.82 \text{ ton}$$

Ensayando con pernos A325 de $\frac{3}{4}$ " (como se eligieron pernos de $\frac{3}{4}$ " de diámetro para la conexión por cortante, se ensayará el mismo tamaño aquí). Si el cortante en los pernos gobierna, el número requerido de pernos es:

$$N = \frac{548.2 \text{ KN}}{98.2 \text{ KN}} = 5.56$$

Por practicidad se usan 8 pernos.

E. Para ubicar los 8 pernos se usan cuatro pares. Manteniendo los mismos criterios de distancia a bordes (40 mm), separaciones de 80 mm, se calcula el espesor mínimo requerido para la placa por aplastamiento, para los 8 pernos.

Para la perforación más cercana al borde:

$$L_c = L_e - \frac{d_h}{2} = 40 - \frac{20.64}{2} = 29.68 \text{ mm}$$

$$2d = 2 \left(\frac{3}{4} \right) = 1.5" = 38.1 \text{ mm}$$

Se puede observar que $L_c < 2d$

$$\phi R_n = \phi(1.2 L_c t F_u) = 0.75 * (1.2 * 28.9 * t * 400) = 10685 t \text{ [N/mm]}$$

Para las demás perforaciones:

$$L_c = s - d_h = 80 - 20.64 = 59.36 \text{ mm}$$

$$L_c > 2d$$

$$\phi R_n = \phi(2.4 d t F_u) = 0.75 * (2.4 * 19 * t * 400) = 13680 t \text{ [N/mm]}$$

Para determinar el espesor requerido, se iguala la expresión a la carga aplicada:

$$2(10685 t) + 6 * (13680 t) = 548200 \text{ [N/mm]}$$

$$t = 5.30 \text{ [mm]}$$

Ambas placas de patines serán diseñadas como elementos a tensión. A continuación se determinarán estos criterios:

F. Resistencia a Tensión

Análisis por Fluencia

$$\phi R_n = 0.90 A_g F_y$$

$$A_{g \text{ requerida}} = \frac{\phi R_n}{0.90 F_y} = \frac{H}{0.90 F_y} = \frac{548200}{0.90(250)} = 2436.44 \text{ mm}^2$$

Análisis a Rotura

$$\phi R_n = 0.75 A_n F_u$$

$$A_{n \text{ requerida}} = \frac{\phi R_n}{0.75 F_u} = \frac{H}{0.75 F_u} = \frac{548200}{0.75(400)} = 1827.333 \text{ mm}^2$$

Si se ensaya con un ancho de placa igual al del patín de la viga ($w_g = 166 \text{ mm}$).
Calcular el espesor necesario para satisfacer el requisito de área total:

$$A_g = 166t = 2436.44$$

$$t = 14.67 \text{ mm}$$

Calculando el espesor necesario para satisfacer el requisito de área neta:

$$A_n = t w_n = t (w_g - \sum d_{\text{agujero}}) = t(166 - 2(20.64)) = 124.72t$$

Igualándola al área neta requerida:

$$A_n = 1827.33 = 124.72t$$

$$t = 14.65 \text{ mm}$$

A partir de estos requerimientos se puede asumir una placa de 5/8" de espesor.

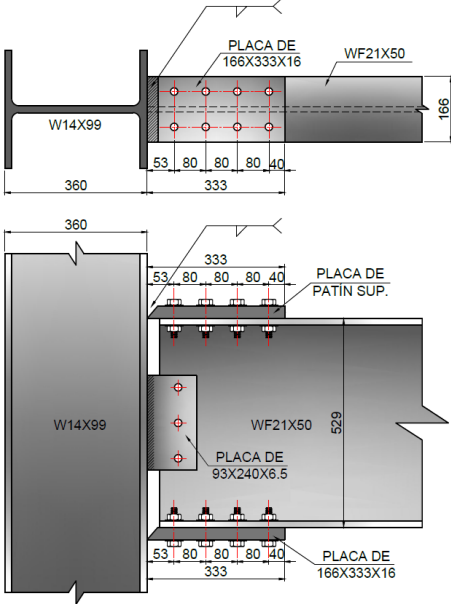
Recordando que como esta placa es un elemento a tensión no puede exceder de $0.85A_g$.

$$A_n = 16 * (166 - 2(20.64)) = 1995.52 \text{ mm}^2$$

$$0.85A_g = 0.85(16)(166) = 2257.6 > A_n \quad \text{(CUMPLE)}$$

La conexión quedaría:

Figura 48. Detalles de la Conexión Diseñada

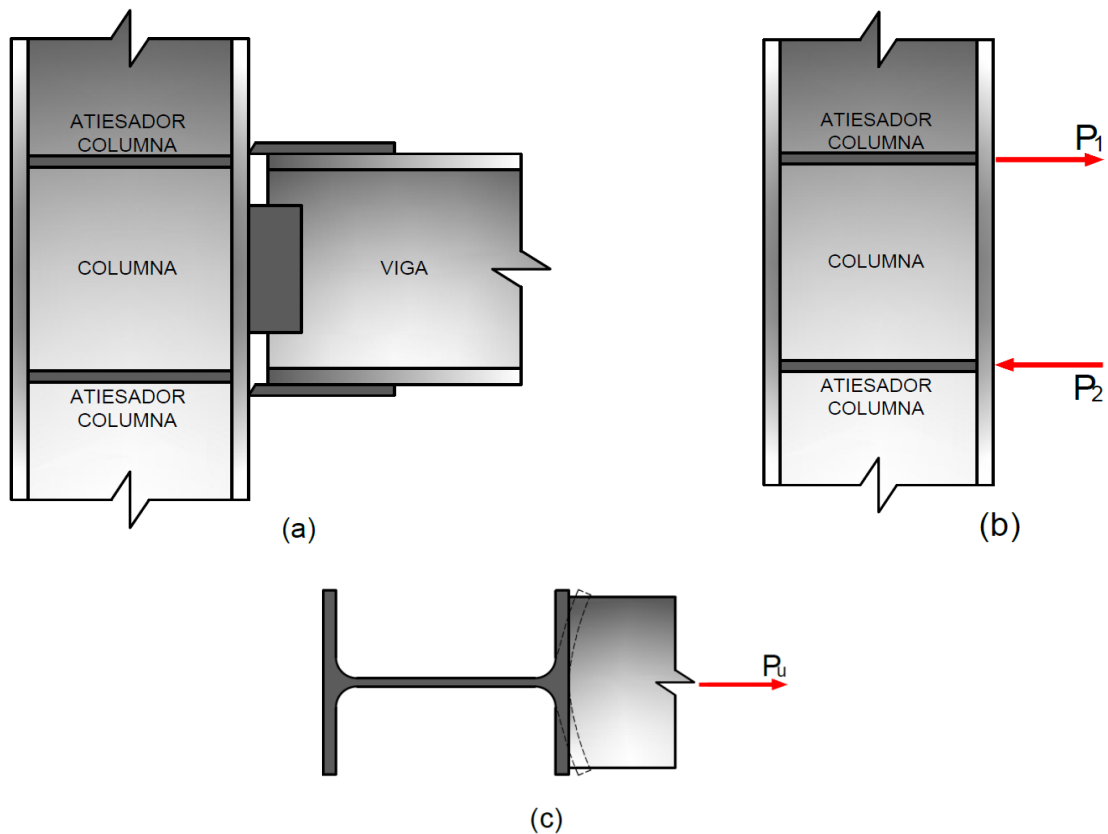


6. ATIESADORES DE COLUMNAS Y OTROS REFUERZOS

El momento que transmite la viga a la columna en una conexión rígida, se idealiza como un par de fuerzas, una a tensión y la otra a compresión en los patines de la viga. Dependiendo de la magnitud de estas fuerzas, se debe o no reforzar la columna.g

A continuación se observa una figura de la idealización.

Figura 49. Atiesadores



Este par de fuerzas es transmitido al alma de la columna; de las dos fuerzas, la de compresión resulta más crítica debido al problema de la estabilidad.

6.1 REQUISITOS SEGÚN LA NSR-10

La NSR-10 en F.2.10.10 trata el tema de aletas y almas con fuerzas concentradas, las cuales pueden ser dobles o simples.

Una fuerza concentrada simple puede ser de tensión o de compresión. Las fuerzas concentradas dobles consisten en una fuerza de tensión y una de compresión, que forman un par sobre el mismo lado del miembro cargado.

Cuando la resistencia requerida exceda la resistencia de diseño determinada por los estados límites considerados, se proporcionarán rigidizadores o placas de enchape dimensionados para atender la diferencia de resistencias.

6.2 FLEXIÓN LOCAL DE LAS ALETAS (F.2.10.10.1)

La resistencia de diseño para el estado límite de flexión local de la aleta, ϕR_n , se determinará con base en:

$$\phi R_n = \phi(6.25t_f^2 F_{yf}) \quad (16)$$

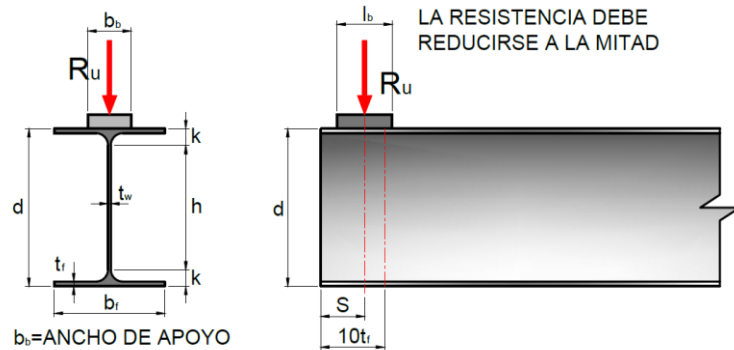
Donde

$$\phi = 0.90$$

F_{yf} = Esfuerzo de fluencia mínimo especificado para la aleta, MPa

t_f = espesor de la aleta cargada, mm

Figura 50. Flexión local de las aletas



Si la longitud de la zona cargada medida a lo ancho de la aleta es menor que $0.15 b_f$, donde b_f es el ancho de la aleta del miembro, **no** se necesita verificar la anterior fórmula.

Cuando la fuerza concentrada que se debe soportar está aplicada a una distancia menor que $10t_f$ desde el extremo del miembro, R_n se debe reducir en un 50%.

Cuando se requiera, se debe proporcionar un par de rigidizadores transversales.

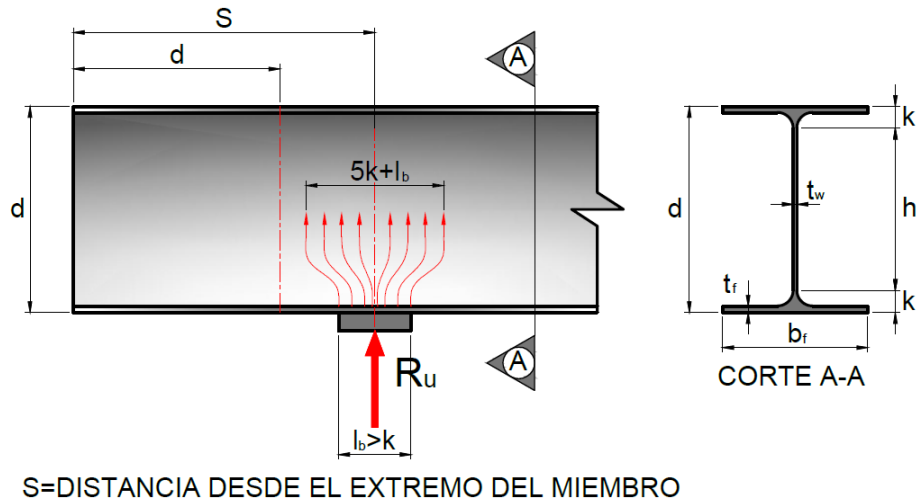
6.3 FLUENCIA LOCAL DEL ALMA (F.2.10.10.2)

La resistencia de diseño para el estado límite de fluencia local del alma se determina de acuerdo:

- Cuando la fuerza concentrada que ha de resistirse esta aplicada a una distancia, medida desde el extremo del miembro, mayor que el peralte (d) del miembro

$$\phi R_n = \phi(5k + l_b)F_{yw}t_w \quad (17)$$

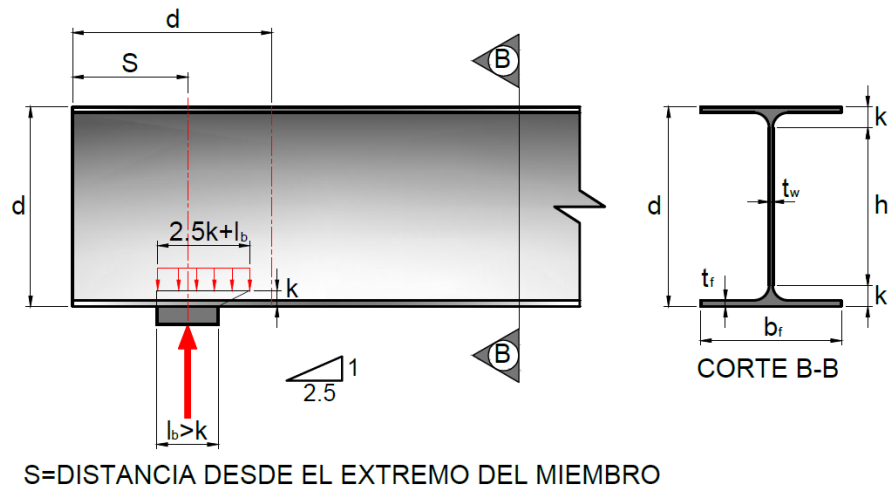
Figura 51. Fluencia local del alma (a)



- Cuando la fuerza concentrada que ha de resistirse esta aplicada a una distancia, medida desde el extremo del miembro, menor o igual que el peralte (d) del miembro.

$$\phi R_n = (2.5k + l_b)F_{yw}t_w \quad (183)$$

Figura 52. Fluencia local del alma



Dónde:

$$\phi=1.0$$

k = Distancia desde la cara exterior de la aleta hasta el pie del filete sobre el alma, mm

F_{yw} = esfuerzo de fluencia mínimo especificado para el alma, MPa.

l_b = Longitud de apoyo (no inferior a k para reacciones de extremo en vigas), mm

t_w = espesor del alma, mm

Cuando se requiera, se proveerá un par de rigidizadores transversales o una placa de enchape.

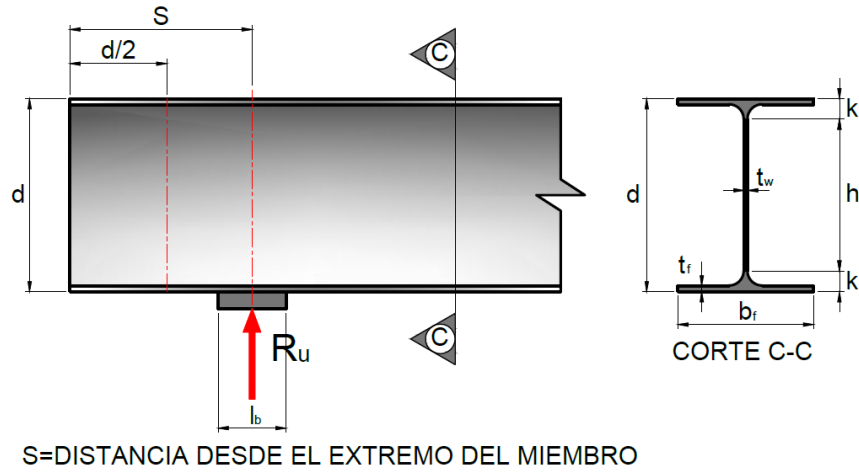
6.4 ARRUGAMIENTO DEL ALMA (F.2.10.10.3)

La resistencia de diseño para el estado límite de arrugamiento local del alma se determinará con base en:

- Cuando la fuerza concentrada de compresión a soportar se aplica a una distancia, medida desde el extremo del miembro, mayor o igual que $d/2$:

$$\phi R_n = \phi \left(0.80 t_w^2 \left[1 + 3 \left(\frac{l_b}{d} \right) \left(\frac{t_w}{t_f} \right)^{1.5} \right] \sqrt{\frac{E F_{yw} t_f}{t_w}} \right) \quad (19)$$

Figura 53. Arrugamiento del alma



- Cuando la fuerza concentrada de compresión a soportar se aplica a una distancia, medida desde el extremo del miembro, menor que $d/2$:

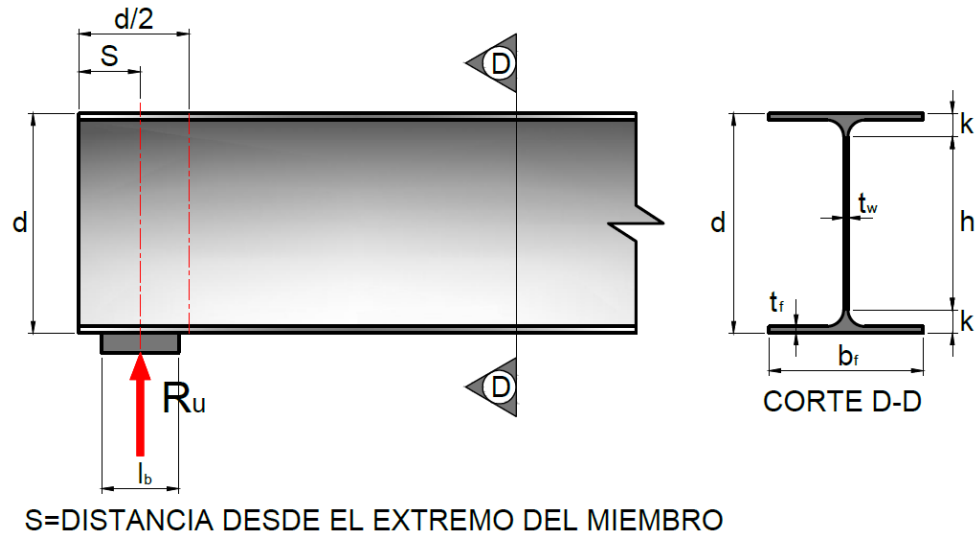
$$\text{Si } \frac{l_b}{d} \leq 0.2$$

$$\phi R_n = \phi \left(0.40 t_w^2 \left[1 + 3 \left(\frac{l_b}{d} \right) \left(\frac{t_w}{t_f} \right)^{1.5} \right] \sqrt{\frac{E F_{yw} t_f}{t_w}} \right) \quad (20)$$

$$\text{Si } \frac{l_b}{d} > 0.2$$

$$\phi R_n = \phi \left(0.40 t_w^2 \left[1 + \left(\frac{4(l_b)}{d} - 0.2 \right) \left(\frac{t_w}{t_f} \right)^{1.5} \right] \sqrt{\frac{E F_{yw} t_f}{t_w}} \right) \quad (21b) \quad (22)$$

Figura 54. Arrugamiento del alma



Dónde:

$$\phi=0.75$$

d =peralte del miembro, mm

t_w = Espesor de la aleta, mm

6.5 PANDEO DEL ALMA POR COMPRESIÓN (F.2.10.10.5)

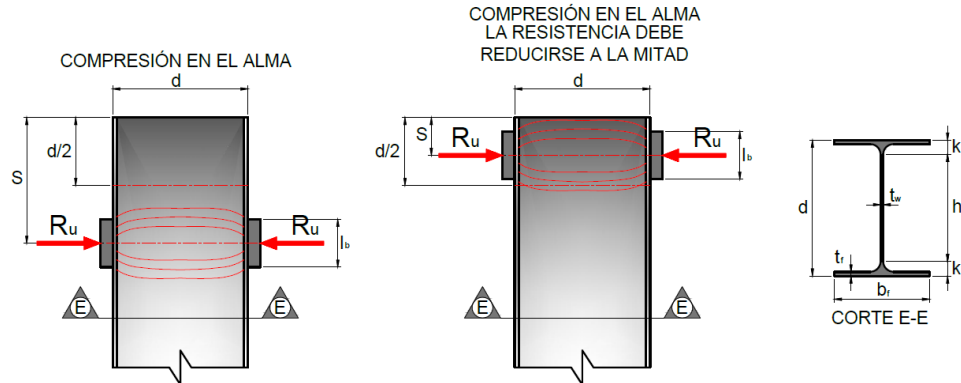
Este numeral se aplica a un par de fuerzas de compresión que actúan sobre una y otra aleta de una misma sección de un miembro, sean ellas fuerzas concentradas simples o a las componentes de compresión de un par de fuerzas concentradas dobles.

La resistencia de diseño para el estado límite de pandeo local del alma se determinará así:

Con $\phi = 0.9$

$$\phi R_n = \frac{24 t_w^3 \sqrt{E F_{yw}}}{h} \quad (\text{F.2.10.10-8})$$

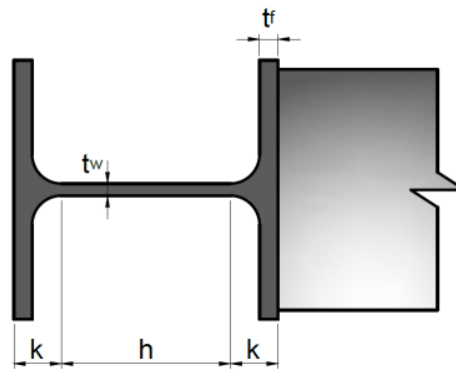
Figura 55. Pandeo del alma por compresión



Cuando el par de fuerzas concentradas de compresión a resistir se aplique a una distancia, medida desde el extremo del miembro, menor que $d/2$, R_n se reducirá en un 50%.

En la Figura 56, se observa la nomenclatura del perfil:

Figura 56. Nomenclatura del perfil Metálico



Cuando se requiera, se deberá proporcionar uno o dos rigidizadores transversales, o una placa de enchape, los cuales deberán extenderse sobre toda la profundidad del alma.

EN RESUMEN: ¿Cuándo hay necesidad de Atiesadores en Columnas?

Para realizar este análisis se deben revisar tres estados límites:

1. La flexión local del patín
2. La fluencia local del alma
3. El arrugamiento del alma o pandeo por compresión del alma: Si la carga de compresión se aplica a solo a un patín, revisar el aplastamiento del alma. Si la carga de compresión se aplica a ambos patines, revisar el pandeo por compresión del alma.

Entonces, si se requieren atiesadores por fluencia local del alma, el área de la sección transversal requerida para los atiesadores puede hallarse suponiendo que la resistencia de diseño adicional se obtiene con el área A_{st} de un atiesador que ha fluido. Entonces quedaría así:

$$\phi R_n = \phi[(5k + l_b)F_{yw}t_w + A_{st}F_{yst}] \quad (23)$$

Donde F_{yst} es el esfuerzo de fluencia del atiesador. Ahora, si se iguala el lado derecho de esta ecuación a la carga aplicada, que llamaremos P_{uf} y al despejar A_{st} se obtiene la siguiente expresión:

$$A_{st} = \frac{\frac{P_{uf}}{\phi} - (5k + l_b)F_{yw}t_w}{F_{yst}}$$

Como el valor de $\phi=1.0$, quedaría:

$$A_{st} = \frac{P_{uf} - (5k + l_b)F_{yw}t_w}{F_{yst}} \quad (24)$$

Esta ecuación también se puede usar para revisar la resistencia por fluencia local del alma de la columna. Al despejar el valor de A_{st} y se obtiene un resultado negativo, quiere decir que no se necesitan atiesadores.

6.6 RIGIDIZADORES TRANSVERSALES

Cuando la fuerza concentrada P_{uf} exceda la resistencia de la columna o de la viga, se deben colocar rigidizadores con dimensiones suficientes para soportar el exceso de carga; de esta manera, la fuerza R_{ust} que deben resistir los rigidizadores viene dada por:

$$R_{ust} = P_{uf} - \phi R_{min} \quad (25)$$

Donde ϕR_{min} es la menor entre las resistencias definidas en los estados límites de fuerzas concentradas que sean aplicables.

El área y las dimensiones mínimas del rigidizador están definidas en la Norma NSR-10 en F.2.10.10.8 y se resume a continuación:

a) El ancho de cada rigidizador más la mitad del espesor del alma de la columna no debe ser inferior a un tercio del ancho de la aleta o de la platina de la conexión a momento que transmite la fuerza concentrada.

$$b_{smin} + \frac{t_w}{2} \geq \frac{b_f}{3}$$

Por lo tanto:

$$b_{smin} \geq \frac{b_f}{3} - \frac{t_w}{2} \quad (26)$$

Donde,

b_s = ancho de cada rigidizador

b_f = ancho de la aleta o platina resistente a momento que transmite la fuerza concentrada.

t_w = espesor del alma de la columna o viga

b) El espesor de un rigidizador no será menor que la mitad del espesor de la aleta o de la platina de la conexión a momento que transmite la fuerza concentrada, ni menor que el ancho dividido entre 16.

$$t_{smin} = \frac{t_p}{2} \geq \frac{b_{smin}}{16} \quad (27)$$

t_s = espesor del rigidizador

t_p = espesor de la aleta o platina resistente a momento que transmite la fuerza concentrada.

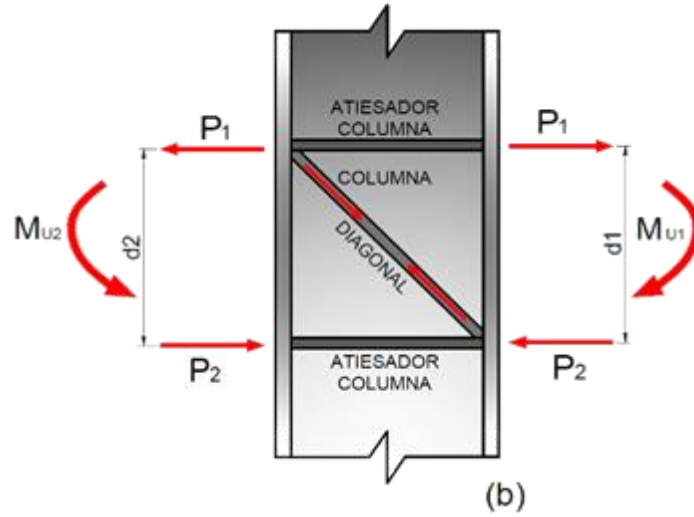
c) Los rigidizadores transversales deberán extenderse como mínimo sobre la mitad de la profundidad del miembro excepto lo especificado para pandeo del alma por compresión.

Estos criterios están definidos para rigidizadores concéntricos en los que el eje del rigidizador coincide con el eje de la aleta que desarrolla la fuerza concentrada. Cuando dos o más vigas de diferentes alturas se conectan a ambos lados de las aletas de la columna, se crea una excentricidad entre los rigidizadores y las platinas de la viga; si dicha excentricidad es menor que 50 mm, ella puede despreciarse, en caso contrario, debe diseñarse por separado cada rigidizador haciéndolo con cada viga.

6.7 RIGIDIZADORES DIAGONALES

Se requieren cuando la columna no es capaz de resistir las fuerzas transmitidas por las vigas en la zona de panel. El espesor necesario de los rigidizadores se determina por una suma de fuerzas y momentos como se indica a continuación para una conexión rígida. Es usual no tener en cuenta la cortante V_u en la columna conservadoramente.

Figura 57. Rigidizadores diagonales



Las fuerzas que llegan a la columna son:

$$\sum F_u = \frac{M_{u1}}{0.95 d_1} - \frac{M_{u2}}{0.95 d_2} \quad (28)$$

Estas fuerzas deben ser soportadas en la zona de panel por la resistencia del alma de la columna y del rigidizador diagonal:

$$\sum F_u = \phi R_v + T_s \cos \theta \quad (29)$$

La resistencia del rigidizador asumiendo $\frac{kl}{r} = 0$ es $T_s = \phi_c F_{cr} A_s = 0.85 F_y A_s$ de esta manera:

$$0.85 F_y A_s \cos \theta = \frac{M_{u1}}{0.95 d_1} - \frac{M_{u2}}{0.95 d_2} - \phi R_v \quad (30)$$

Ahora como se sabe que $\phi R_v = 0.9(0.6 F_y t_w d_c)$ se llega a:

$$A_{sreq} = \frac{1}{\cos \theta} \left(\frac{1.24M_{u1}}{d_1F_y} - \frac{1.24M_{u2}}{d_2F_y} - 0.64t_w d_c \right) \quad (31)$$

Dónde:

A_{sreq} =área transversal requerida por el rigidizador diagonal

M_u = Momento mayorado debido a las combinaciones de carga de análisis estructural.

$d_{1,2}$ = Altura total de la viga

t_w =espesor del alma de la columna

d_c =altura total de la sección transversal de la columna.

Es frecuente que el seleccionar una columna de mayores dimensiones sea más económico, se debe verificar cual opción es más favorable. Las soldaduras de unión del rigidizador a la columna deben ser capaces de transmitir la fuerza causada por los momentos no balanceados.

6.8 REFUERZO DEL ALMA

Son platinas que se sueldan directamente al alma de la columna para aumentar su sección, se requiere cuando la columna no es capaz de resistir las fuerzas transmitidas por las vigas en la zona de panel. El espesor del rigidizador se determina a partir de las ecuaciones que aparecen en **F.2.10.10.6**.

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

a. Cuando en el análisis no se considera el efecto de la deformación de la zona de panel sobre la estabilidad del marco:

1. Para $P_u \leq 0.4 P_y$

$$R_n = 0.60 F_y d_c t_w \quad (\text{F.2.10.10-9})$$

2. Para $P_u > 0.4 P_y$

$$R_n = 0.60 F_y d_c t_w \left(1.4 - \frac{P_u}{P_y} \right) \quad (\text{F.2.10.10-10})$$

b. Cuando en el análisis no se considera el efecto de la deformación de la zona de panel sobre la estabilidad del marco:

1. Para $P_u \leq 0.75 P_y$

$$R_n = 0.60 F_y d_c t_w \left(1 + \frac{3b_{cf} t_{cf}^2}{d_b d_c t_w} \right) \quad (\text{F.2.10.10-11})$$

2. Para $P_u > 0.75 P_y$

$$R_n = 0.60 F_y d_c t_w \left(1 + \frac{3b_{cf} t_{cf}^2}{d_b d_c t_w} \right) \left(1.9 - \frac{1.2P_u}{P_y} \right) \quad (\text{F.2.10.10-12})$$

Dónde:

A= área de la sección transversal de la columna, mm^2

b_{cf} = Ancho de la aleta de la columna, *mm*

d_b = Peralte de la viga, *mm*

d_c = Peralte de la columna, *mm*

F_y = Esfuerzo de fluencia mínimo especificado del alma de la columna, *MPa*.

P_u = Resistencia Requerida, *N*.

$P_y = F_y A$, Resistencia de la columna a la fluencia bajo carga axial, *N*.

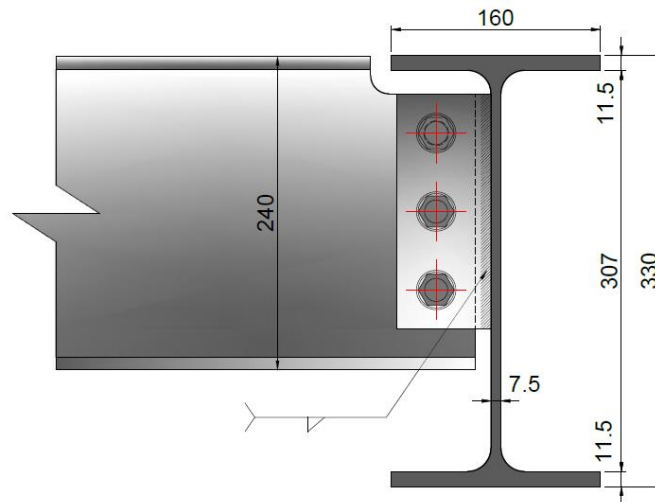
t_{cf} = espesor de la aleta de la columna, *mm*

t_w = espesor del alma de la columna, *mm*

7. CONEXIÓN DE CORTANTE. PLACA DE CORTANTE (SHEAR TAB)

Diseñar la siguiente conexión utilizando pernos A325, de diámetro $\frac{3}{4}$ " y acero A36 para una fuerza cortante, $P_u = 140 \text{ KN}$

Figura 58. Conexión De Cortante. Placa De Cortante (Shear Tab)



Vigueta IPE 240:

$$\begin{array}{llll} F_u = 400 \text{ MPa} & t_w = 6.2 \text{ mm} & d = 240 \text{ mm} & b_f = 120 \text{ mm} \\ F_y = 250 \text{ MPa} & t_f = 9.8 \text{ mm} & h = 190.4 \text{ mm} & k = 24.8 \text{ mm} \end{array}$$

Viga IPE 330:

$$\begin{array}{llll} F_u = 400 \text{ MPa} & t_w = 7.5 \text{ mm} & d = 330 \text{ mm} & b_f = 160 \text{ mm} \\ F_y = 250 \text{ MPa} & t_f = 11.5 \text{ mm} & h = 271 \text{ mm} & \end{array}$$

Para el desarrollo de este ejercicio se han planteado una serie de pasos que facilitará su correcto análisis y diseño:

PASO 1 PRE DIMENSIONAMIENTO DE LA CONEXIÓN

Paso 1.1 Distancias al borde y espaciamiento entre pernos

- La distancia al borde del alma de la viga: de la tabla F.2.10.3-4, la distancia mínima al borde es de 25.4 mm, se recomienda tener un mínimo de $L_e = 1.5d_b = 29 \text{ mm}$, usar 30 mm.
- Distancia al borde de la placa: la distancia al borde de la placa es la suma de L_e y la holgura ($a=12\text{mm}$) que se deja entre la vigueta y la viga principal, es decir:

$$L_e + a = 30 \text{ mm} + 12 \text{ mm} = 42 \text{ mm}$$

- Espaciamiento: el espaciamiento mínimo, s es de $3d_b = 57 \text{ mm}$, además se recomienda que $s \leq 5d_b = 95.5 \text{ mm}$, usar $s=60 \text{ mm}$.

Paso 1.2 Criterios de escogencia del número de pernos y la geometría de la conexión

- Aplastamiento y desgarramiento en el alma de la viga: la deformación alrededor del agujero será una consideración de diseño, pues aunque no interesa que la conexión se deforme por ser una conexión de cortante, se tendrá en cuenta para evitar deformaciones excesivas durante el montaje, especialmente para el vaciado de hormigón en caso de que lo haya.

$$R_n = 1.2L_c t F_u \leq 2.4 dt F_u \quad (\text{F.2.10.3-6a})$$

$$\phi = 0.75$$

$$t = t_w = 6.2 \text{ mm}$$

$$d_b = 19.1 \text{ mm}$$

$$\phi R_n = 0.75(1.2) * \left(30\text{mm} - \frac{(19.1\text{mm} + 1.6\text{mm})}{2} \right) * 6.2\text{mm} * 400\text{MPa} = 43858.8\text{N}$$

$$\phi R_n = 43858.8\text{N} \leq 0.75(2.4 * 19.1\text{mm} * 6.2\text{mm} * 400\text{MPa})$$

$$\phi R_n = 43858.8\text{N} \leq 85262.4\text{N}$$

- Cortante Simple: La longitud del perno se calculará para que la rosca quede excluida del plano de cortante; los pernos en esta viga están sometidos a cortante simple:

$$\phi R_n = 0.75 * 457\text{MPa} * 287\text{mm}^2 * \frac{1\text{KN}}{1000\text{N}} = 98.2 \text{ KN}$$

A partir de este análisis se sabe que el desgarramiento gobierna, pues la resistencia es menor. Ahora se debe calcular el mínimo número de pernos N_{min} para resistir la carga $P_u = 140 \text{ KN}$

$$N_{min} = \frac{140\text{kN}}{43.8 \text{ KN}} = 3.2 \approx 3 \text{ pernos}$$

Este criterio es conservador pues se está tomando como resistencia, la debida al desgarramiento de un perno en el borde de la viga pues se está pre dimensionando.

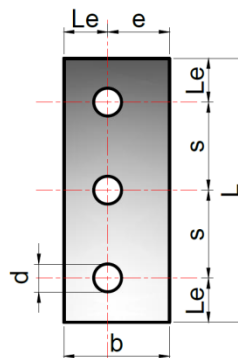
- Los pernos en la vigueta están sometidos a cortante excéntrica, debida a la reacción en la viga principal, esto exige que en la escogencia del número de pernos, se tenga en cuenta este efecto:

$$e = 42mm$$

$$n = \sqrt{\frac{6 P_u e}{\phi R_n s}} = \sqrt{\frac{6 * 140 * 42}{98.2 * 60}} = 2.45 \approx 3 \text{ pernos}^9$$

Paso 1.3 Dimensiones de la Placa

Figura 59. Dimensión de la placa



La longitud de la placa se determina por la suma de los espaciamientos más las distancias al borde así:

$$L = 2s + 2L_e$$

$$L = 2(60) + 2(30) = 180mm$$

El ancho de la placa, b , es la suma de la excentricidad y L_e , es decir:

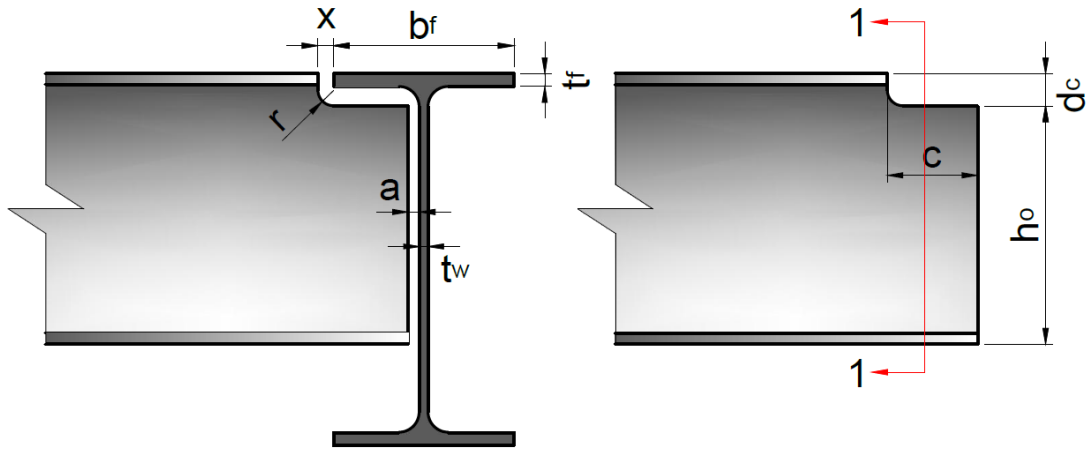
⁹ SALMON C. Y JOHNSON J. Steel Structures: Design and Behavior, 4ta ed. New York, Ed. Harper Collins. 1996

$$b = e + L_e = 42\text{mm} + 30\text{ mm} = 72\text{ mm}$$

PASO 2 VIGUETA

Paso 2.1 Criterios para la escogencia del desalete

Figura 60. Criterios para la escogencia del desalete



El mínimo corte vertical en la vigueta debe ser:

$$d_c = t_f + r_{min} \geq k$$

r_{min} : debe ser aproximadamente de 9 mm, lo recomendable es usar 13 mm. Según la AWS este corte circular se debe realizar para evitar concentraciones de esfuerzo en la sección 1-1. No se deben utilizar cortes rectos.

$$d_c = 7.5 + 13 \geq k \text{ mm}$$

$$d_c = 20.5\text{mm} \geq 24.8 \text{ mm}$$

Se debe usar $d_c = 25\text{mm}$

El mínimo corte horizontal c en la viga debe ser:

$$c = \frac{b_f - t_w}{2} - a + x$$

a : Espacio libre entre la viga principal y la soportada, generalmente de 12 mm.

x : Espacio libre entre la aleta de la viga principal y la sección de corte 1-1, generalmente entre 5 y 10 mm.

$$c = \frac{160 - 7.5}{2} - 12 + 5.75 = 70\text{mm}$$

Usar $c=70$ mm.

Es necesario verificar que la longitud de la placa sea menor que la longitud disponible entre filetes de la vigueta:

$$L = 180\text{ mm} < 240\text{mm} - 25\text{mm} - 24.8\text{ mm} = 190.2\text{ mm} \quad \text{¡CUMPLE!}$$

Paso 2.2 Pandeo local del alma en la sección 1-1

El cortante en el extremo de la viga debe ser tal que:

$$\phi R_n \leq \frac{\phi F_{bc} S_{net}}{e} \quad (32)$$

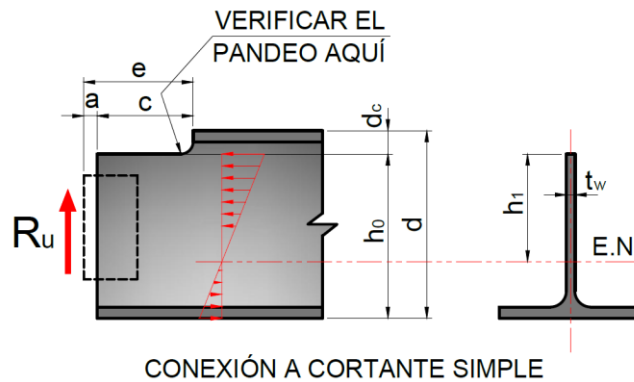
Donde,

F_{bc} : Esfuerzo que produce pandeo

S_{net} : Módulo elástico de la sección neta

e : Distancia desde el desalete a la conexión de la viga

Figura 61. Pandeo local del alma en la sección 1-1



Cuando una viga solo tiene desalete en uno de sus patines, las recomendaciones de diseño están basadas en la fórmula clásica de pandeo de placas con un factor (k) basado en tres bordes simplemente apoyados y un borde libre. Y un factor adicional (f) que generalmente representa la concentración de esfuerzo en el desalete.

Cuando $c \leq 2d$ y $d_c \leq d/2$

$$F_{cr} = \frac{\pi^2 E}{12(1 - \nu^2)} \left(\frac{t_w}{h_0} \right)^2 * f * k \geq 0.9F_y$$

Donde

E :Módulo de Elasticidad del Acero (200000MPa)

$\nu = 0.3$, Relación de Poisson

$h_0 = d - d_c$: Reducción del peralte de la viga

t_w : Espesor del alma de la viga

Entonces, el esfuerzo de diseño ϕF_{bc} para una viga con desalete en una ala es:

$$\phi = 0.90$$

$$\phi F_{bc} = 162686 \left(\frac{t_w}{h_0} \right)^2 f k \quad [MPa]$$

Donde f y k son determinados a partir de las siguientes ecuaciones:

$$f = 2 \left(\frac{c}{d} \right) \text{ cuando } \frac{c}{d} \leq 1.0$$

$$f = 1 + \left(\frac{c}{d} \right) \text{ cuando } \frac{c}{d} > 1.0$$

$$k = 2.2 \left(\frac{h_0}{c} \right)^{1.65} \text{ cuando } \frac{c}{h_0} \leq 1.0$$

$$k = 2.2 \left(\frac{h_0}{c} \right) \text{ cuando } \frac{c}{h_0} > 1.0$$

Para este análisis se deben tener los siguientes datos:

$$c = 70 \text{ mm}$$

$$d_c = 25 \text{ mm}$$

$$d = 240 \text{ mm}$$

$$h_0 = d - d_c = 240\text{mm} - 25\text{mm} = 215 \text{ mm}$$

Se revisa a que caso pertenece:

$$\left(\frac{c}{d}\right) = \frac{70}{240} = 0.29 < 1.0$$

$$\left(\frac{c}{h_0}\right) = \frac{70}{215} = 0.33 < 1.0$$

Entonces se aplican las siguientes ecuaciones

$$f = 2 * \left(\frac{c}{d}\right) = 2 \left(\frac{70}{240}\right) = 0.58$$

$$k = 2.2 * \left(\frac{h_0}{c}\right)^{1.65} = 2.2 * \left(\frac{215}{70}\right)^{1.65} = 14.01$$

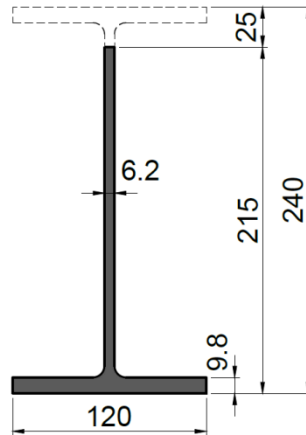
$$\phi F_{bc} = 162686 * \left(\frac{6.2}{215}\right)^2 * 0.58 * 14.01$$

$$\phi F_{bc} = 1099.32 \text{ MPa} > 0.9 * 250$$

$$\phi F_{bc} = 1099.32 \text{ MPa} > 225$$

Paso 2.3 Fluencia por Flexión en la Sección 1-1

Figura 62. Fluencia por Flexión en la Sección 1-1



$$\phi R_n = \frac{\phi F_{bc} S_{net}}{e}$$

Con el fin de hallar el módulo de sección, S , se calcula primero la \bar{y} , respecto al centroide del rectángulo inferior y el momento de inercia de la sección:

$$\bar{y} = \frac{6.2(215 - 9.8) \left(\frac{215}{2}\right) + (120 * 9.8)(9.8 * 0.5)}{9.8 * 120 + 6.2(215 - 9.8)} = 58.22 \text{ mm} \approx 59 \text{ mm}$$

$$I = \frac{120 * 9.8^3}{12} + 120 * 9.8 * (59 - 4.9)^2 + \frac{6.2(215 - 9.8)^3}{12} + 6.2(215 - 9.8) \left(\frac{215}{2} - 59\right)^2 = 109.08 * 10^5 \text{ mm}^4$$

$$S_{net} = \frac{I}{h_0 - \left(\bar{y} - \frac{t_f}{2}\right)} = \frac{109.08 * 10^5}{215 - \left(59 + \frac{9.8}{2}\right)} = 72.19 * 10^3 \text{ mm}^3$$

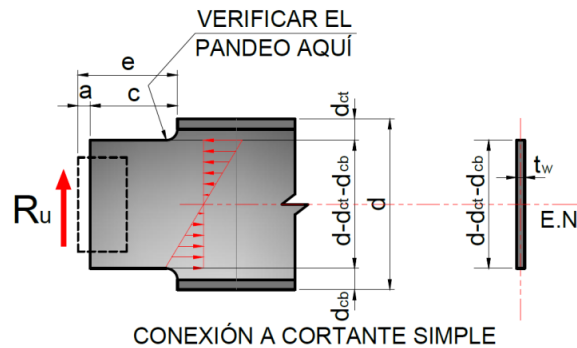
La excentricidad, e , es la longitud cortada, c , más el espacio libre, a , es decir

$$e = c + a$$

$$\phi R_n = \frac{1099.32 \text{ MPa} * 72190 \text{ mm}^3}{70 \text{ mm} + 12 \text{ mm}} * \frac{1 \text{ kN}}{1000 \text{ N}} = 967.8 \text{ KN} > 140 \text{ KN} \text{ ; CUMPLE!}$$

En caso que en un diseño se necesite el desalete de la parte inferior de la viga, el diagrama de esfuerzos sería el siguiente:

Figura 63. Diagrama de esfuerzos



Paso 2.4 Fluencia por Cortante en la Sección 1-1

$$R_n = 0.60 F_y A_{gv} \quad (\text{F.2.10.4-33})$$

$$\phi R_n = 0.9 * 0.6(215 \text{ mm} * 6.2 \text{ mm} * 250 \text{ MPa}) * \frac{1 \text{ kN}}{1000 \text{ N}} = 180 \text{ kN} > 140 \text{ KN} \text{ ; CUMPLE!}$$

Paso 2.5 Rotura por Cortante en la Sección desalexada

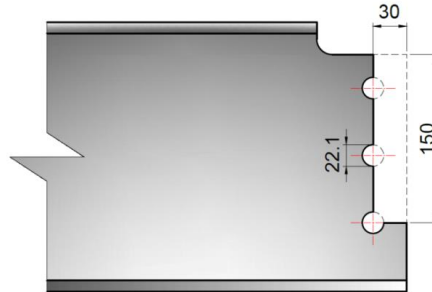
$$R_n = 0.60 F_u A_{nv} \quad (\text{F.2.10.4-4})$$

$$A_{nv} = (215 - 3(19.1 + 3)) * 6.2 = 922 \text{ mm}$$

$$\phi R_n = 0.75(0.6 * 400\text{MPa} * 922\text{mm}^2) * \frac{1\text{kN}}{1000\text{N}} = 166\text{kN} > 140\text{KN} ; \text{CUMPLE!}$$

Paso 2.6 Bloque de cortante en la Sección desaletada

Figura 64. Bloque de cortante en la Sección desaletada



$$A_{gv} = 150\text{ mm} * 6.2\text{ mm} = 930\text{ mm}^2$$

$$A_{nt} = (30\text{ mm} - 0.5(19.1\text{mm} + 3\text{mm})) * 6.2\text{ mm} = 118\text{ mm}^2$$

$$A_{nv} = (150\text{ mm} - 2.5(19.1\text{mm} + 3.0\text{mm})) * 6.2\text{ mm} = 587.45\text{ mm}^2$$

$$\phi = 0.75$$

$$R_n = 0.60F_u A_{nv} + U_{bs}F_u A_{nt} \leq 0.60F_y A_{gv} + U_{bs}F_u A_{nt} \quad (\text{F.2.10.4-5})$$

$$\begin{aligned} \phi R_n &= 0.75(0.60 * 400 * 587.45 + 400 * 117.49) \\ &\leq 0.75(0.60 * 250 * 930 + 400 * 118) \end{aligned}$$

$$\phi R_n = 140988\text{N} \leq 140025\text{N}$$

$$\phi R_n = 140.02\text{kN} > 140\text{kN} ; \text{CUMPLE!}$$

Paso 2.7 Aplastamiento y desgarramiento

Los pernos están sometidos a cortante excéntrica y por tanto existe un aumento de la fuerza de cortante y de aplastamiento por efectos de la carga horizontal adicional producida por el momento $P_u e$ debido a la excentricidad entre el eje de los conectores y alma de la viga. Esta resistencia se estimará después de conocer la verdadera resistencia de los pernos en el numeral siguiente.

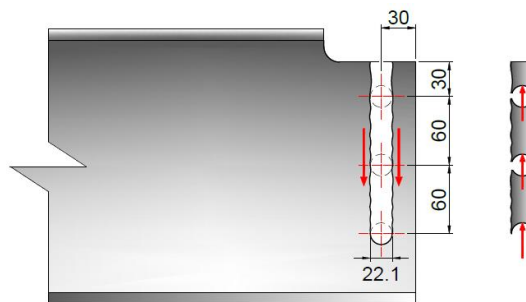
PASO 3 PERNOS DE UNIÓN DE LA VIGUETA A LA PLACA

Paso 3.1 Pernos en cortante excéntrica

Usando el método del centro instantáneo de rotación (C.I.R), El cual es el método utilizado por la AISC para determinar la resistencia de un grupo de pernos sometidos a cortante excéntrica, en el manual existen tablas para valores estándar de espaciamientos de 75 mm y 150 mm, la conexión tiene un espaciamiento de 60mm. Luego las tablas no son aplicables. En Excel, se desarrolló un pequeño programa para determinar el valor de C para diferentes espaciamiento, éste dio como resultado, para $s=60$ mm, un valor de $C=2.18$ (es el número efectivo de pernos que se utilizan para hallar la resistencia).

Paso 3.2 Aplastamiento y Desgarramiento en el alma de la viga

Figura 65. Aplastamiento y Desgarramiento en el alma de la viga



$$R_n = 1.2L_c t F_u \leq 2.4 dt F_u * n \quad (\text{F.2.10.3-6a})$$

Evaluando esta ecuación para el número determinado de pernos en el paso anterior se tiene:

$$\begin{aligned} \phi R_n &= 0.75(1.2) * \left(2(60 - (19.1 + 3)) + \left(30 - \frac{(19.1 + 3)}{2} \right) \right) * 6.2 * 400 \text{MPa} \\ &= 211482 \text{N} \end{aligned}$$

$$\phi R_n = 211482 \text{N} \leq 0.75 * 2.4 * 19.1 * 6.2 * 400 * 2.18$$

$$\phi R_n = 211 \text{kN} \leq 186 \text{kN}$$

$$\phi R_n = 186 \text{kN} > 140 \text{kN} \quad ; \text{CUMPLE!}$$

Para la conexión esta dominando el aplastamiento, debido a la reducción en el número de pernos por efecto de la cortante excéntrica.

$$\phi R_n = 0.75 * 457 \text{MPa} * 287 \text{mm}^2 * 2.18 * \frac{1 \text{KN}}{1000 \text{N}} = 214 \text{KN}$$

$$\phi R_n = 214 \text{KN} > 140 \text{KN} \quad ; \text{CUMPLE!}$$

PASO 4 PLACA

Paso 4.1 Criterios para elegir el espesor de la Placa

- **Fluencia por cortante**

$$R_n = 0.60 F_y A_{gv} \geq P_u \quad (\text{F.2.10.4-34})$$

A partir de esta ecuación, se deja como incógnita el espesor de la placa:

$$\phi R_n = 0.90(0.6 * 250 * 180\text{mm} * t_p) * \frac{1\text{KN}}{1000\text{N}} \geq 140\text{kN}$$

Entonces el espesor de la placa según este chequeo debe ser:

$$t_p \geq 5.8 \text{ mm}$$

- **Rotura por Cortante**

$$R_n = 0.60F_u A_{nv} \geq P_u \quad (\text{F.2.10.4-4})$$

$$A_{nv} = (180 - 3(19.1 + 3)) * t_p = 113.7 t_p$$

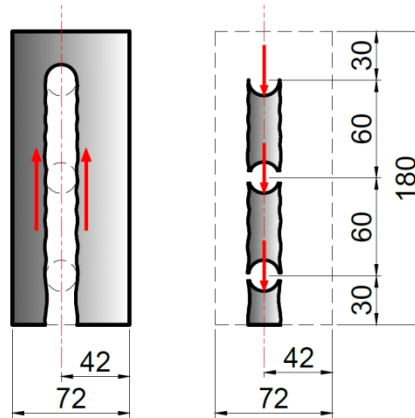
$$\phi R_n = 0.75(0.6 * 400\text{MPa} * 113.7 t_p) * \frac{1\text{kN}}{1000\text{N}} \geq 140 \text{ kN}$$

Despejando el espesor de la expresión anterior se tiene:

$$t_p \geq 6.84\text{mm}$$

- **Aplastamiento y Desgarramiento**

Figura 66. Aplastamiento y desgarramiento



$$R_n = 1.2L_c t F_u \leq 2.4 dt F_u * n \geq P_u \quad (\text{F.2.10.3-6a})$$

$$\phi R_n = 0.75(1.2 t_p * 400\text{MPa} * (2(60 - (19.1 + 3))) + \left(30 - \frac{19.1 + 3}{2}\right) * \frac{1\text{kN}}{1000\text{N}}$$

$$\phi R_n = 34 t_p \leq 0.75(2.4 * 19.1 * t_p * 400\text{MPa} * 2.18 * \frac{1\text{kN}}{1000\text{N}}$$

$$\phi R_n = 30 t_p \geq 140$$

$$t_p \geq 4.7 \text{ mm}$$

- **Fluencia por flexión**

$$M_u = P_u e = 140 * 42 = 5880 \text{ kN mm}$$

$$\phi M_n = \phi F_y S_x \geq M_u$$

$$\phi M_n = 0.9 * 250\text{MPa} * t_p * \frac{180^2}{6} * \frac{1\text{kN}}{1000\text{N}} \geq 5880\text{KN}.mm$$

$$t_p \geq 4.8 \text{ mm}$$

- **Rotura por flexión**

$$\phi M_n = \phi F_u S_{net} \geq M_u$$

$$S_{net} = \frac{t_p}{6} \left(180^2 - \frac{60^2 * 3(3^2 - 1)(19.1 + 3)}{180} \right)$$

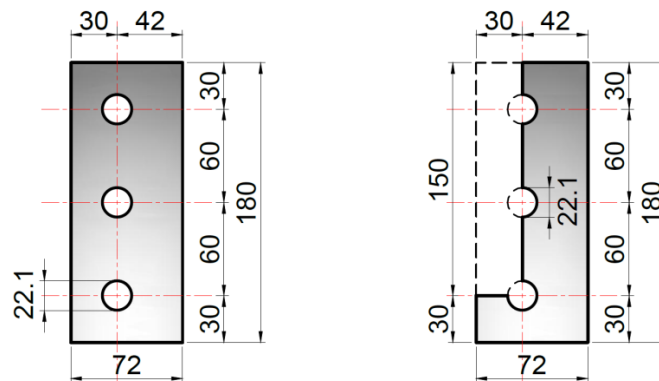
$$S_{net} = 3632 t_p \text{ [mm}^3\text{]}$$

$$\phi M_n = 0.75 * 400 \text{ MPa} * 3632 \text{ mm}^2 * t_p * \frac{1 \text{ kN}}{1000 \text{ N}} \geq 5880 \text{ kN} \cdot \text{mm}$$

Entonces el espesor solicitado a rotura por flexión es:

$$t_p \geq 5.4 \text{ mm}$$

Figura 67. Bloqueo de cortante



$$A_{gv} = 150 t_p$$

$$A_{nt} = (30 - 0.5(19.1 + 3)) * t_p = 19 t_p$$

$$A_{nv} = (150 - 2.5(19.1 + 3.0)) * t_p = 94.8 t_p$$

$$\phi = 0.75$$

$$R_n = 0.60F_u A_{nv} + U_{bs}F_u A_{nt} \leq 0.60F_y A_{gv} + U_{bs}F_u A_{nt} \quad (\text{F.2.10.4-5})$$

$$\begin{aligned} \phi R_n &= 0.75(0.60 * 400 * 94.8 t_p + 400 * 19 t_p) \\ &\leq 0.75(0.60 * 250 * 150 t_p + 400 * 19 t_p) \end{aligned}$$

$$\phi R_n = 22764 t_p \leq 22575 t_p$$

$$\phi R_n = 22575 t_p \geq 140000$$

$$t_p \geq 6.2 \text{ mm}$$

Luego de hacer los respectivos análisis, se pudo determinar que la sollicitación que gobierna para escoger el espesor de la platina fue el de rotura por cortante $t_p \geq 6.84\text{mm}$.

El espesor comercial que cumple con este requerimiento es una platina de 5/16", $t_p \geq 7.9 \text{ mm}$

Paso 4.2 Resistencia de la Platina

Se analiza el criterio que gobernó, para su diseño, en este caso fue el de rotura por cortante.

$$R_n = 0.60F_u A_{nv} \geq P_u \quad (\text{F.2.10.4-4})$$

$$A_{nv} = (180 - 3(19.1 + 3)) * 7.9 = 898.23 \text{ mm}^2$$

$$\phi R_n = 0.75(0.6 * 400 \text{ MPa} * 898.23 \text{ mm}^2) * \frac{1 \text{ kN}}{1000 \text{ N}} \geq 140 \text{ kN}$$

$$\phi R_n = 161.6 \text{ kN} \geq 140 \text{ kN} \quad \text{¡ CUMPLE!}$$

PASO 5 SOLDADURA DE UNIÓN DELA PLATINA A LA VIGA PRINCIPAL

Para unir la viga principal a la placa, se utilizarán dos líneas de soldadura de filete a cada lado de la placa.

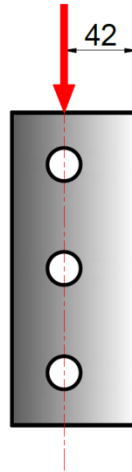
Paso 5.1 Criterios para escoger el tamaño de la soldadura

- Tamaño mínimo: el espesor de la placa de 7.9 mm, el mínimo tamaño de soldadura de filete será de 5 mm, como se puede encontrar en la Tabla 17 de este texto.

Paso 5.2 Cortante Excéntrica

La soldadura está sometida a cortante excéntrica, con base en las tablas realizadas para este fin, en el manual de la AISC, se calcula la resistencia de la soldadura.

Figura 68. Cortante excéntrica



$$a = \frac{e_x}{L} = \frac{42\text{mm}}{180\text{mm}} = 0.2$$

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

En la Tabla 20 (tabla 8.38 del manual AISC), con $\theta = 0^\circ$, y con los valores hallados de a y k , se halla $C=2.64$.

La formulación de la resistencia de la soldadura es:

Y la resistencia de la soldadura es entonces:

$$\phi R_{nw} = C_1 C D L \quad [kips]$$

Donde,

C_1 = Coeficiente del electrodo (1.0 para E70XX)

C = Coeficiente tabulado, incluye ϕ

D =Número en dieciseisavos de pulgada en la soldadura de filete

L =Longitud de la soldadura

Como los parámetros de la ecuación anterior están en unidades, que en el país poco se trabajan, se va a transformar para manejar las unidades en milímetros, y obtener la resistencia en Kilonewton (kN).

$$\phi R_{nw} = C_1 C q w L$$

Donde,

C_1 =Coeficiente del electrodo (1.0 para E70XX)

C = Coeficiente tabulado, incluye ϕ

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

$$\phi R_{nw} = C_1 C q w L = 1 * 2.64 * 0.1091 * 5mm * 180mm = 260KN$$

Tabla 20. Coeficientes C para excentricidad de grupo de soldaduras

Table 8-38.
Coefficients C for Eccentrically Loaded Weld Groups
Angle = 0°

$\phi R_n = CC_1 D l$ $C_{min} = \frac{P_u}{C_1 D l}$ $D_{min} = \frac{P_u}{CC_1 l}$ $l_{min} = \frac{P_u}{CC_1 D}$

where

- P_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 P_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	2.77	2.75	2.74	2.73	2.71	2.70	2.67	2.64	2.61	2.59	2.58	2.57
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

Fuente: Tabla 3-38. Manual AISC

Paso 5.3 Resistencia de Diseño

El espesor mínimo para garantizar que el metal base no falle por un plano de cortante a través de una línea de soldadura (LRFD) es:

$$t_{min} = \frac{1.18 F_{EXX} w}{F_y}$$

Con $w=5\text{mm}$, $F_y = 250\text{MPa}$, $F_{EXX} = 480\text{MPa}$

$$t_{min} = \frac{1.18(480\text{MPa}) * 5\text{mm}}{250\text{MPa}} = 11.3\text{mm} > 7.9\text{mm}$$

Como el espesor de la placa es menor que el espesor mínimo, la resistencia del material base es la que gobierna, por lo tanto la resistencia del electrodo debe disminuirse en la relación del espesor utilizado al mínimo, es decir:

$$\phi R_{nw} = 261\text{KN} * \frac{7.9\text{mm}}{11.3\text{mm}} = 182\text{KN} > 150\text{KN} \quad ; \text{CUMPLE!}$$

- **Resistencia del Electrodo (F.2.10.2.4)**

$$\phi R_{ne} = \phi(0.6F_{EXX})(0.707w) * 2 * L$$

$$\phi R_{ne} = 0.75(0.6 * 490\text{MPa})(0.707 * 5\text{mm}) * 2 * 180\text{mm} * \frac{1\text{KN}}{1000\text{N}} = 280.72\text{KN}$$

Resistencia del metal base: En este caso la placa con $t_p = 7.9\text{mm}$

- **Fluencia del material Base**

$$\phi R_{nMB} = \phi(0.6F_y) * t * L$$

$$\phi R_{nMB} = 0.9(0.6 * 250\text{MPa}) * 7.9\text{mm} * 180\text{mm}$$

$$\phi R_{nMB} = 192\text{kN}$$

- **Rotura del material base**

$$\phi R_{nMB} = \phi(0.6F_u) * t * L$$

$$\phi R_{nMB} = 0.75(0.6 * 400MPa) * 7.9mm * 180mm$$

$$\phi R_{nMB} = 256 kN$$

PASO 6 VIGA PRINCIPAL

Paso 6.1 Fluencia por Cortante

- **Fluencia por cortante**

$$\phi = 1.0$$

$$R_n = 0.60F_y A_{gv} \geq P_u \quad (\text{F.2.10.4-35})$$

$$\phi R_n = 0.90(0.6 * 250 * 330mm * 7.5mm) * \frac{1KN}{1000N} \geq 140kN$$

$$\phi R_n = 334kN \geq 140kN \quad ; \text{CUMPLE!}$$

- **Rotura por Cortante**

$$\phi = 0.75$$

$$R_n = 0.60F_u A_{nv} \geq P_u \quad (\text{F.2.10.4-4})$$

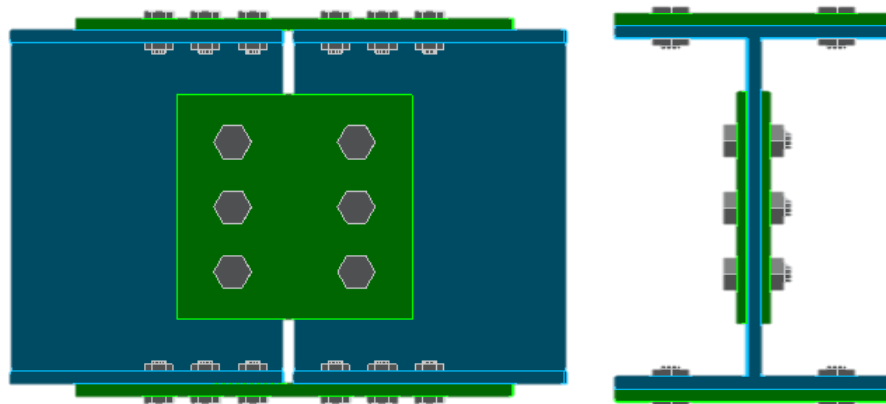
$$\phi R_n = 0.75(0.6 * 400MPa * (330mm * 7.5mm) * \frac{1kN}{1000N} \geq 140 kN$$

$$\phi R_n = 445.5kN \geq 140kN \quad ; \text{CUMPLE!}$$

8. CONEXIÓN DE MOMENTO. JUNTA DE VIGA PERNADA

Diseñar la siguiente conexión utilizando pernos A325, de diámetro $\phi = 3/4''$ para la placa de cortante, pernos de diámetro $\phi = 3/4''$ para platinas de momento y acero A36 para una fuerza cortante de 180 kN y un momento de 150 kN-m.

Figura 69. Conexión de momento junta de viga pernada



Viga VP 350:

$$\begin{array}{llll} F_u = 400 \text{ MPa} & t_w = 6.0 \text{ mm} & d = 350 \text{ mm} & b_f = 175 \text{ mm} \\ F_y = 250 \text{ MPa} & t_f = 12.0 \text{ mm} & h = 320 \text{ mm} & k = 15.0 \text{ mm} \end{array}$$

PASO 1 PREDIMENSIONAMIENTO DE LA CONEXIÓN DE CORTANTE

Paso 1.1 Criterios de escogencia de los pernos

- Aplastamiento y desgarramiento: la deformación alrededor del agujero será una consideración de diseño, pues aunque no interesa que la conexión se deforme por ser una conexión de cortante, se tendrá en cuenta para evitar

deformaciones excesivas durante el montaje, especialmente para el vaciado de hormigón en caso de que lo haya.

$$R_n = 1.2L_c t F_u \leq 2.4 dt F_u \quad (\text{F.2.10.3-6a})$$

$$\phi = 0.75$$

$$t = t_w = 6.2 \text{ mm}$$

$$d_b = 19.1 \text{ mm}$$

El desgarramiento no aplica para el alma de la viga, por lo que se estimara la resistencia con base en el aplastamiento producido.

$$\phi R_n = \phi 2.4 dt F_u$$

$$\phi R_n = 0.75(2.4 * 19.1\text{mm} * 6\text{mm} * 400\text{MPa}) * \frac{1\text{kN}}{1000\text{N}} = \mathbf{83 \text{ KN}}$$

- Cortante en los pernos: La longitud del perno se calculará para que la rosca quede excluida del plano de cortante; los pernos en esta viga están sometidos a cortante doble porque se utilizarán dos placas de cortante a cada lado del alma de la viga:

$$\phi R_n = 2 * \left(0.75 * 457\text{MPa} * 287\text{mm}^2 * \frac{1\text{KN}}{1000\text{N}} \right) = 196.4 \text{ KN}$$

Las placas en el alma de la viga se supone que resisten toda la cortante mientras que las platinas en las aletas resisten todo el momento. El **aplastamiento**

gobierna pues la resistencia es menor, sea n_{min} el mínimo número de pernos para resistir la carga:

$$P_u = 180 \text{ KN}$$

$$N_{min} = \frac{180 \text{ kN}}{83 \text{ KN}} = 2.2 \approx 3 \text{ pernos}$$

Paso 1.2 Distancia al borde y espaciamientos

- La distancia al borde del alma de la viga: de la tabla F.2.10.3-4, la distancia mínima al borde es de 25.4 mm, se recomienda tener un mínimo de $L_e = 1.5d_b = 29 \text{ mm}$, usar $L_e = 35 \text{ mm}$. Se observa que la distancia horizontal al borde se debe cumplir tanto para el extremo de la placa como para el corte de la viga.
- Espaciamiento: El espaciamiento mínimo es de $3d_b = 58 \text{ mm}$; Usar $s = 75 \text{ mm}$. Se recomienda no usar pernos espaciados a una distancia mayor a $5d_b$. $5 * 19.1 \text{ mm} = 95.5 \text{ mm} > 75 \text{ mm}$ (OK)

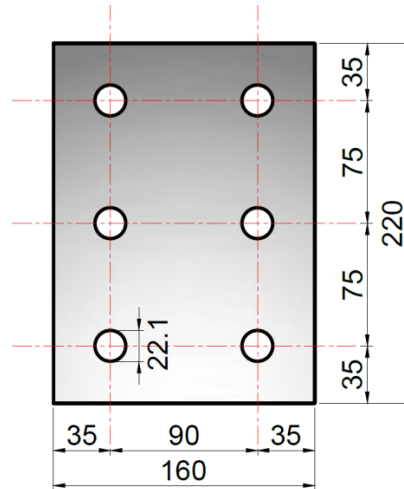
Paso 1.3 Dimensiones de la Placa

$$\text{Altura: } 2 * 75 \text{ mm} + 2 * 35 \text{ mm} = 220 \text{ mm}$$

$$\text{Ancho} \geq 4L_e + \text{holgura} = 4 * 35 \text{ mm} + 12 \text{ mm} = 152 \text{ mm}$$

Usar una platina PL 220 mm x 160 mm

Figura 70. Dimensiones de la placa



Paso 1.4 Pernos en Cortante Excéntrica

Los pernos en la viga están sometidos a cortante excéntrica por efecto del momento que se genera por la excentricidad entre los ejes de cada línea de conectores; la excentricidad e_x se toma con respecto al eje de la conexión porque la línea de acción de la fuerza es la línea media entre filas de conectores.

$$e_x = \frac{90\text{mm}}{2} = 45\text{mm}$$

$$n = \sqrt{\frac{6 P_u e}{\phi R_n s}} = \sqrt{\frac{6 * 180 * 45}{83 * 75}} = 2.79 \approx 3 \text{ pernos}^{10}$$

Usar 3 pernos a cada lado del corte de la viga.

¹⁰ SALMON C. Y JOHNSON J. Steel Structures: Design and Behavior, 4ta ed. New York, Ed. Harper Collins. 1996

PASO 2 ANÁLISIS DE LA VIGA

Paso 2.1 Fluencia por Cortante

$$R_n = 0.60F_y A_{gv} \quad (\text{F.2.10.4-36})$$

$$\phi R_n = 0.90(0.6 * 250 * 350\text{mm} * 6\text{mm}) * \frac{1\text{KN}}{1000\text{N}} \geq 180\text{kN}$$

$$\phi R_n = 283.5\text{kN} \geq 180\text{kN}$$

Paso 2.2 Rotura por Cortante

$$R_n = 0.60F_u A_{nv} \geq P_u \quad (\text{F.2.10.4-4})$$

$$A_{nv} = (350 - 3(19.1 + 3)) * 6 = 1702 \text{ mm}^2$$

$$\phi R_n = 0.75(0.6 * 400\text{MPa} * 1702\text{mm}^2) * \frac{1\text{kN}}{1000\text{N}} \geq 180 \text{ kN}$$

$$\phi R_n = 306 \text{ kN} \geq 180\text{kN}$$

Paso 2.3 Aplastamiento y desgarramiento

Los pernos están sometidos a cortante excéntrica y por tanto existe un aumento de la fuerza de cortante y de aplastamiento por efectos de la carga horizontal adicional producida por el momento $P_u e$ debido a la excentricidad entre el eje de los conectores y la línea de acción que se encuentra en la parte media de las filas de conectores. Esta resistencia se estimará después de conocer la verdadera resistencia de los pernos en el numeral siguiente.

PASO 3 PERNOS DE UNIÓN DE LA PLACA AL ALMA DE LA VIGA PRINCIPAL

Paso 3.1 Pernos en cortante excéntrica.

A partir del Método del centro instantáneo de rotación (C.I.R), en un procedimiento similar al explicado en el capítulo 3.12.6, se encuentra el valor del coeficiente:

$$C = 2.31$$

Paso 3.2 Aplastamiento en el Alma de la viga

$$\phi R_n = C * \phi 2.4 dt F_u$$

$$\phi R_n = 2.31 * 0.75(2.4 * 19.1\text{mm} * 6\text{mm} * 400\text{MPa}) * \frac{1\text{kN}}{1000\text{N}} = \mathbf{191.7 \text{ kN}}$$

$$\phi R_n = 191.7\text{kN} \geq 180 \text{ kN} \quad \text{¡ CUMPLE!}$$

Paso 3.3 Pernos a Cortante

$$\phi R_n = 2.31 * \left(2 * \left(0.75 * 457\text{MPa} * 287\text{mm}^2 * \frac{1\text{KN}}{1000\text{N}} \right) \right) = 453.68 \text{ KN}$$

$$\phi R_n = 453\text{kN} \geq 180\text{kN}$$

PASO 4 PLACAS DE UNIÓN DEL ALMA DE LA VIGA

Paso 4.1 Espesor de la Placa

- Fluencia por Cortante.

Como se tienen dos placas a lado y lado del alma de la viga.

$$R_n = 0.60F_y A_{gv} \geq \frac{P_u}{2} \quad (\text{F.2.10.4-37})$$

$$\phi R_n = 0.90(0.6 * 250 * 220\text{mm} * t_p) * \frac{1\text{KN}}{1000\text{N}} \geq \frac{180}{2} \text{kN}$$

$$t_p \geq 3.0 \text{ mm}$$

- **Rotura por Cortante.**

Se tienen dos placas a lado y lado del alma de la viga

$$R_n = 0.60F_u A_{nv} \geq \frac{P_u}{2} \quad (\text{F.2.10.4-4})$$

$$A_{nv} = (220 - 3(19.1 + 3)) * t_p = 153.7 t_p \text{ mm}^2$$

$$\phi R_n = 0.75(0.6 * 400\text{MPa} * 153.7 t_p \text{mm}^2) * \frac{1\text{kN}}{1000\text{N}} \geq \frac{180}{2} \text{kN}$$

$$t_p \geq 3.3 \text{ mm}$$

- **Bloque de Cortante**

$$A_{gv} = 185 t_p$$

$$A_{nt} = (35 - 0.5(19.1 + 3)) * t_p = 24 t_p$$

$$A_{nv} = (185 - 2.5(19.1 + 3.0)) * t_p = 130 t_p$$

$$\phi = 0.75$$

$$R_n = 0.60F_uA_{nv} + U_{bs}F_uA_{nt} \leq 0.60F_yA_{gv} + U_{bs}F_uA_{nt} \quad (\text{F.2.10.4-5})$$

$$\begin{aligned} \phi R_n &= 0.75(0.60 * 400 * 130t_p + 400 * 24 t_p) \\ &\leq 0.75(0.60 * 250 * 185 t_p + 400 * 24 t_p) \end{aligned}$$

$$\phi R_n = 30600 t_p \leq 28012.5 t_p$$

$$\phi R_n = 28012.5 t_p \geq 180000/2$$

$$t_p \geq 3.2 \text{ mm}$$

- **Fluencia por flexión**

El momento que debe resistir una placa en una junta simétrica es $\frac{P_u e}{2}$ donde “e” es la distancia entre la línea de pernos, es decir, se asume que la carga P_u se aplica en la línea media de la conexión, en esta junta se tienen dos placas, de esta manera

$$M_u = \frac{P_u e}{2} = \frac{180 \text{ kN} * 90 \text{ mm}}{2} = 8100 \text{ kN mm}$$

$$\phi M_n = \phi F_y S_x \geq M_u$$

$$\phi M_n = 0.9 * 250 \text{ MPa} * 2 * t_p * \frac{220^2}{6} * \frac{1 \text{ kN}}{1000 \text{ N}} \geq 8100 \text{ kN} \cdot \text{mm}$$

$$t_p \geq 2.23 \text{ mm}$$

- **Rotura por flexión**

$$\phi M_n = \phi F_u S_{net} \geq M_u$$

$$S_{net} = \frac{I}{\frac{h}{2}}$$

$$I = \frac{1}{12} * t_p * h^3 - \left(3 * \left(\frac{1}{12} * t * d_h^3 \right) + 2 * d_h * t_p * s^2 \right)$$

$$S_{net} = \frac{1}{6} * t_p \left(h^2 - \left(\frac{3d_h^3 + 24 d_h s^2}{h} \right) \right)$$

$$S_{net} = \frac{t_p}{6} \left(220^2 - \frac{3 * 22.1^3 + 24 * 22.1 * 75^2}{220} \right)$$

$$S_{net} = 5781.91 t_p \text{ [mm}^3\text{]}$$

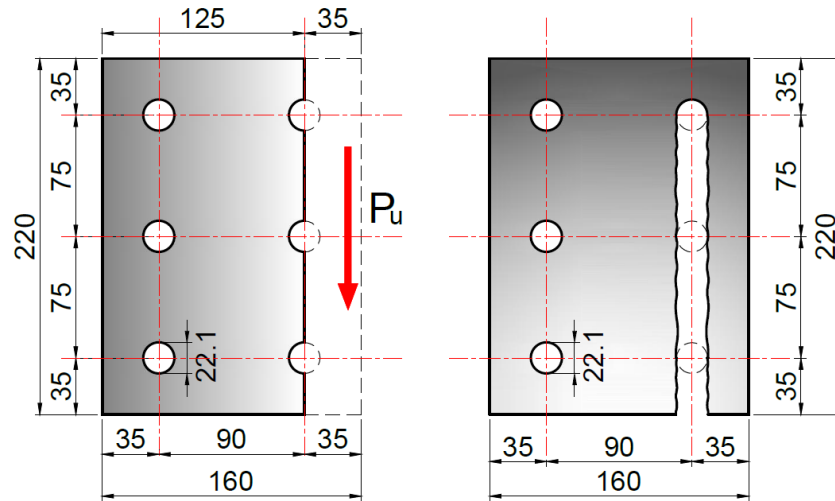
$$\phi M_n = 0.75 * 400 \text{ MPa} * 2 * 5781.91 \text{ mm}^2 * t_p * \frac{1 \text{ kN}}{1000 \text{ N}} \geq 8100 \text{ kN} \cdot \text{mm}$$

Entonces el espesor solicitado a rotura por flexión es:

$$t_p \geq 2.33 \text{ mm}$$

- **Aplastamiento y Desgarramiento**

Figura 71. Cortante, Aplastamiento y desgarramiento



$$R_n = 1.2L_c t F_u \leq 2.4 dt F_u * n \geq P_u \quad (\text{F.2.10.3-6a})$$

$$\phi R_n = 0.75(1.2 t_p * 400\text{MPa} * (2(75 - (19.1 + 3))) + \left(35 - \frac{19.1 + 3}{2}\right) * \frac{1\text{kN}}{1000\text{N}}$$

$$\phi R_n = 47 t_p \leq 0.75(2.4 * 19.1 * t_p * 400\text{MPa} * 2.31 * \frac{1\text{kN}}{1000\text{N}}$$

$$\phi R_n = 34 t_p \leq 32 t_p \geq \frac{180}{2}$$

$$32 t_p \geq 90$$

$$t_p \geq 2.8 \text{ mm}$$

Entonces de los criterios utilizados el que gobernó la escogencia del espesor de la platina fue rotura por cortante.

Entonces se aconseja usar dos platinas de espesor 4.5mm:

2PL 4.5 x 220 x 160.

Paso 4.2 Resistencia de la Platina

Se analiza el criterio que gobernó, para su diseño, en este caso fue el de rotura por cortante.

$$R_n = 0.60F_u A_{nv} \geq P_u \quad (\text{F.2.10.4-4})$$

$$A_{nv} = (220 - 3(19.1 + 3)) * 4.5 = 691.65 \text{ mm}^2$$

$$\phi R_n = 0.75(0.6 * 400\text{MPa} * 2 * 691.65 \text{ mm}^2) * \frac{1\text{kN}}{1000\text{N}} \geq 140 \text{ kN}$$

$$\phi R_n = 249\text{kN} \geq 140 \text{ kN} \quad ; \text{ CUMPLE!}$$

PASO 5 PREDIMENSIONAMIENTO DE LAS PLATINAS DE MOMENTO

Paso 5.1 Criterios de Escogencia de los Pernos

- Aplastamiento (considerando el límite superior de la ecuación): la deformación alrededor del agujero sea una consideración de diseño pues la conexión a las aletas de la viga es de momento.

$$\phi R_n = \phi 2.4 dtF_u$$

$$\phi R_n = 0.75(2.4 * 12\text{mm} * 22.2\text{mm} * 400\text{MPa}) * \frac{1\text{kN}}{1000\text{N}} = \mathbf{191.8 \text{ kN}}$$

$$\phi R_n = 191.8 \text{ kN}$$

- Cortante en los pernos: La longitud del perno se calculará para que la rosca quede excluida del plano de cortante; los pernos en esta viga están sometidos a cortante simple:

$$\phi R_n = \left(0.75 * 457 \text{ MPa} * 388 \text{ mm}^2 * \frac{1 \text{ KN}}{1000 \text{ N}} \right) = 133 \text{ KN}$$

El cortante gobierna pues su resistencia es menor.

Las fuerzas que deben soportar los pernos en las aletas inferior y superior de la viga son el par que resultan delo momento M_{ud} , estas fuerzas de tracción y compresión tienen la misma magnitud; el brazo de momento de estas fuerzas es la distancia entre los planos de cortante de los pernos inferiores y superiores. Las placas por ser elementos de conexión se diseñaran para el momento mayorado de diseño M_{ud} :

$$M_{ud} = 1.1 F_y Z_x = 1.1 * 250 \text{ MPa} * 869 * 10^3 \text{ mm}^3 = 239 * 10^3 \text{ kN} \cdot \text{mm}$$

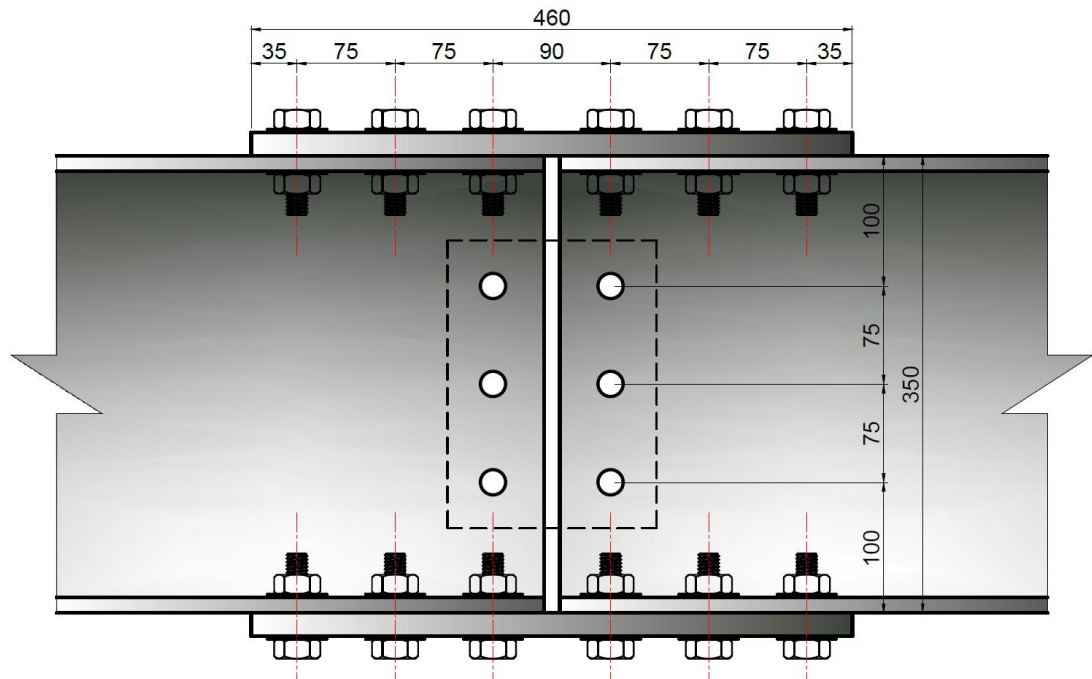
$$T_u = P_u = \frac{M_{ud}}{d} = \frac{239 * 10^3 \text{ kN} \cdot \text{mm}}{350 \text{ mm}} = 683 \text{ kN}$$

Luego el mínimo número de pernos para resistir la carga $T_u = 683 \text{ kN}$

$$n_{min} = \frac{683}{133} = 5.1 \text{ Por practicidad usar 6 pernos.}$$

Por simetría en la conexión usar doce pernos, seis a cada lado del corte de la viga.

Figura 72. Simetría en la conexión usar doce pernos, seis a cada lado del corte de la viga



Paso 5.2 Distancia al Borde y Espaciamientos

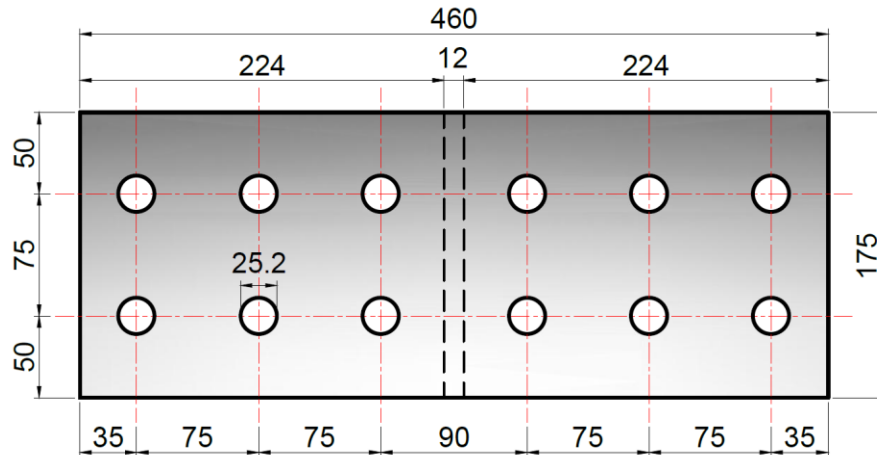
- La distancia al borde: de la tabla F.2.10.3-4, la distancia mínima al borde es de 29 mm, se recomienda tener un mínimo de $L_e = 1.5d_b = 33 \text{ mm}$, usar $L_e = 35 \text{ mm}$.
- Espaciamento: El espaciamento mínimo es de $3d_b = 67 \text{ mm}$; Usar $s = 75 \text{ mm}$. Se recomienda no usar pernos espaciados a una distancia mayor a $5d_b$. $5 * 22.2 \text{ mm} = 111 \text{ mm} > 75 \text{ mm}$ (OK)

Paso 5.3 Dimensiones de la Placa

Ancho: Igual al ancho de la aletas de la viga = 175 mm

Largo $\geq 4L_e + 4s + holgura = 4 * 35mm + 4 * 75 mm + 12mm = 452mm$ Usar una platina PL 460 mm x 175 mm

Figura 73. Dimensiones de la placa



PASO 6 ALETAS DE LA VIGA

Paso 6.1 Se debe chequear que la resistencia de la viga con los agujeros en las aletas sea mayor que la carga de diseño.

$$\phi M_n = 0.9 F_y Z_x \geq M_u$$

$$R_u = \frac{M_u}{d} = \frac{150 * 10^3 \text{ KN} - \text{mm}}{350 \text{ mm}} = 428.57 \text{ KN}$$

$$A_{fg} = b_f t_f = 175 \text{ mm} * 12 \text{ mm} = 2100 \text{ mm}^2$$

Se tienen dos líneas de pernos en las aletas de la viga, de esta manera:

$$A_{fn} = A_{fg} - 2(d_p + 3.0) * t_f$$

$$A_{fn} = 2100 \text{ mm}^2 - 2(22.2 \text{ mm} + 3 \text{ mm}) * 12 \text{ mm} = 1495 \text{ mm}^2$$

Ahora se realiza el chequeo por fluencia y por rotura:

$$0.75 F_u A_{fn} = 0.75 * 400 \text{ MPa} * 1495 \text{ mm}^2 * \frac{1 \text{ KN}}{1000 \text{ N}} = 448.5 \text{ KN} > 428.57 \text{ (ok)}$$

$$0.90 F_y A_{fg} = 0.90 * 250 \text{ MPa} * 2100 \text{ mm}^2 * \frac{1 \text{ KN}}{1000 \text{ N}} = 472.5 \text{ KN} > 428.57 \text{ (ok)}$$

La NSR-10 en F.2.6.13.1 trata la reducción de la resistencia para miembros con agujeros en la aleta a tensión.

a) Para $F_u A_{fn} \geq Y_t F_y A_{fg}$, no se aplica el estado límite de rotura por tensión

b) Para $F_u A_{fn} < Y_t F_y A_{fg}$, la resistencia nominal a la flexión, M_n , en una sección que contenga agujeros en la aleta a tensión, no se tomara mayor que:

$$M_n = \frac{F_u A_{fn}}{A_{fg}} S_x$$

$$Y_t = 1.0 \text{ Para } \frac{F_y}{F_u} \leq 0.8$$

$Y_t = 1.1$ En caso contrario

$$\frac{F_y}{F_u} = \frac{250}{400} = 0.625 < 0.8, \text{ entonces } Y_t = 1.0$$

$$F_u A_{fn} = 400 * 1495 = 598000$$

$$F_y A_{fg} = 250 * 2100 = 525000$$

Se cumple que $F_u A_{fn} \geq Y_t F_y A_{fg}$, entonces no se realiza análisis de estado límite de rotura por tensión

Paso 6.2 Aplastamiento

$$\phi R_n = \phi 2.4 dt F_u$$

$$\phi R_n = 6 * (0.75(2.4 * 12\text{mm} * 22.2\text{mm} * 400\text{MPa})) * \frac{1\text{kN}}{1000\text{N}} = \mathbf{1150.8\text{KN}}$$

$$\phi R_n = 1150.8 \text{ kN} > 683 \text{ kN} ; \text{CUMPLE!}$$

PASO 7 PERNOS DE UNIÓN DE LAS ALETAS DE LA VIGA A LAS PLATINAS DE MOMENTO

Paso 7.1 Pernos a Cortante Simple

$$\phi R_n = 6 * \left(0.75 * 457\text{MPa} * 388\text{mm}^2 * \frac{1\text{KN}}{1000\text{N}} \right) = 798 \text{ KN}$$

$$\phi R_n = 798 \text{ kN} > 683 \text{ kN} \quad ; \text{CUMPLE!}$$

PASO 8 PLATINA A TRACCIÓN EN LA ALETA SUPERIOR DE LA VIGA

Paso 8.1 Espesor de la Placa. Criterios de Selección

a) Para fluencia por tensión en elementos de conexión:

$$\phi = 0.90$$

$$\phi R_n = \phi F_y A_g \geq T_u \quad (\text{F.2.10.4.1-1})$$

$$\phi R_n = 0.90 * 250 * 175 * t_p * \frac{1 \text{KN}}{1000 \text{N}} \geq 683 \text{ kN}$$

$$t_p \geq 17.35 \text{ mm}$$

b) Para rotura por tensión en elementos de conexión:

$$\phi = 0.75$$

$$\phi R_n = \phi F_u A_e \geq T_u \quad (\text{F.2.10.4.1-2})$$

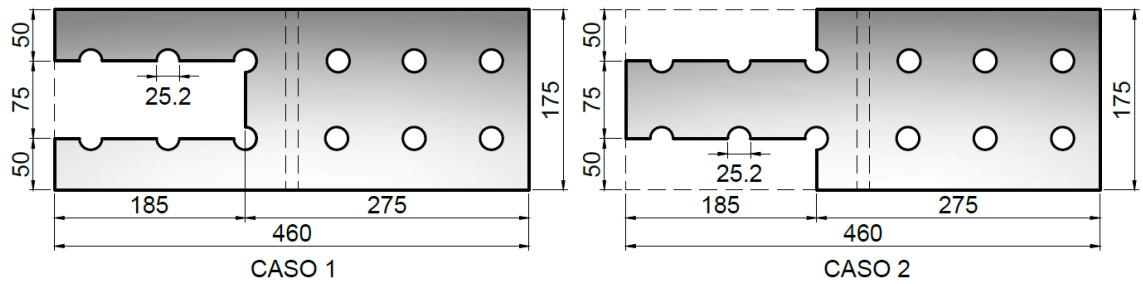
$$A_{nv} = (175 \text{ mm} - 2(22.2 \text{ mm} + 3 \text{ mm})) * t_p = 124.6 t_p$$

$$\phi R_n = 0.75 * 400 * 124.6 * t_p * \frac{1 \text{KN}}{1000 \text{N}} \geq 683 \text{ kN}$$

$$t_p \geq 18.27 \text{ mm}$$

- Bloque de Cortante: Como se muestra en la figura existen dos posibilidades de bloque de cortante en la platina: un bloque de cortante entre las dos filas de pernos de ancho 75 mm y otros dos más pequeños de 50 mm por fuera de estas dos líneas. El bloque más desfavorable será aquel con menor área a tensión pues el área a cortante es la misma; el segundo caso tiene un área total a tensión de: $2 * 50 \text{ mm} = 100 \text{ mm} > 75 \text{ mm}$. Lo que indica que el primer caso es el más desfavorable.

Figura 74. Bloque de corte



$$A_{gv} = 185 t_p$$

$$A_{nt} = (75 - 2 * 0.5(22.2 + 3)) * t_p = 49.8 t_p$$

$$A_{nv} = 2 * (185 - 2.5(22.2 + 3.0)) * t_p = 244 t_p$$

$$\phi = 0.75$$

$$R_n = 0.60 F_u A_{nv} + U_{bs} F_u A_{nt} \leq 0.60 F_y A_{gv} + U_{bs} F_u A_{nt} \quad (\text{F.2.10.4-5})$$

$$\begin{aligned} \phi R_n &= 0.75(0.60 * 400 * 244 t_p + 400 * 49.8 t_p) \\ &\leq 0.75(0.60 * 250 * 185 t_p + 400 * 49.8 t_p) \end{aligned}$$

$$\phi R_n = 58860 t_p \leq 35752.5 t_p$$

$$\phi R_n = 35752.5 t_p \geq 683000$$

$$t_p \geq 19.1 \text{ mm}$$

A partir de este análisis, se encuentra que se debe usar: 1PL 20 x 460 x 175.

PASO 9 PLATINA A COMPRESIÓN EN LA ALETA INFERIOR DE LA VIGA

Con el espesor de placa seleccionado para la platina a tracción se verifica el pandeo por compresión entre dos pernos consecutivos, el máximo espaciamiento entre ellos es de 90mm, este valor corresponde a la longitud sin arriostramiento. Se supone que el estado de la placa entre estos pernos es empotramiento-empotramiento, así:

$$k = 0.65$$

$$r = \sqrt{\frac{I_x}{A}} = \sqrt{\frac{175\text{mm} * (19\text{mm})^3 / 12}{175\text{mm} * 19\text{mm}}} = 5.48 \text{ mm}$$

$$\frac{kl}{r} = \frac{0.65 * 90 \text{ mm}}{5.48 \text{ mm}} = 10.7$$

$$\frac{kl}{r} \leq 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 4.71 \sqrt{\frac{200000}{250}} = 133.215$$

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{kl}{r}\right)^2} = \frac{\pi^2 * 200000}{(10.7)^2} = 17241 \text{ MPa}$$

$$F_{cr} = (0.658^{F_y/F_e}) F_y = (0.658^{250/17241}) * 250 \text{ MPa} = 248.5 \text{ MPa}$$

$$\phi P_n = 0.9 F_{cr} A_g = 0.85 * \left(248.5 * 175 * 19 * \frac{1 \text{ kN}}{1000 \text{ N}} \right) = 702.3 \text{ kN} > 683 \text{ kN (OK)}$$

La platina cumple 1PL 20 x 460 x 175.

9. PLACA DE BASE

9.1 CARGA AXIAL

Cuando una columna está sometida solo a cargas axiales, su placa base debe ser lo suficientemente grande y gruesa para resistir las presiones ejercidas por el concreto y la columna.

9.1.1 Capacidad de soporte del concreto. La resistencia de diseño del concreto está definido por:

$$\phi R_n = \phi (0.85 f'_c A_1) \quad (\text{PBA-1})$$

Cuando la superficie de soporte no es mayor que la placa base.

Cuando el área de soporte es mayor que la superficie cargada, entonces la resistencia anterior puede multiplicarse por:

$$\phi R_n = 0.85 f'_c A_1 \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} \leq \phi 1.7 f'_c A_1 \quad (\text{PBA-2})$$

$$\phi = 0.65.$$

9.1.2 Fluencia de la Placa Base. En placas base cargadas axialmente, la presión bajo la placa se asume uniformemente distribuida y puede expresarse como:

$$f_{pu} = \frac{P_u}{B N}$$

Esta presión genera flexiones en la placa base de acero. El grosor de una placa base puede determinarse a través del siguiente procedimiento.

La resistencia requerida para la placa se obtiene con la expresión siguiente:

$$M_{pl} = f_{pu} \left(\frac{l^2}{2} \right) \quad (\text{PBA-3})$$

Para el voladizo en la placa, la longitud crítica l se toma como la mayor de las dimensiones m, n y λn :

Donde

$$m = \frac{N - 0.95d}{2} \quad (\text{PBA-4})$$

$$n = \frac{B - 0.8b_f}{2} \quad (\text{PBA-5})$$

$$\lambda n = \lambda \frac{\sqrt{db_f}}{4} \quad (\text{PBA-6})$$

$$\lambda = \frac{2\sqrt{X}}{1 + \sqrt{1 - X}} \leq 1 \quad (\text{PBA-7})$$

$$X = \left(\frac{4db_f}{(d + b_f)^2} \right) \frac{P_u}{\phi R_n} \quad (\text{PBA-8})$$

Donde

P_u = La carga axial última

N = Largo de la placa base

B = Ancho de la placa base

b_f = Ancho de la aleta de la columna

d = Altura de la columna

Para el estado límite de fluencia, el espesor mínimo requerido en la placa base se calcula con la siguiente ecuación:

$$M_{pl} \leq \phi_y M_p$$

$$f_{pu} \frac{l^2}{2} \leq \phi_y Z F_y$$

$$\left(\frac{P_u}{B N}\right) \frac{l^2}{2} \leq \phi_y \left(\frac{t^2}{4}\right) F_y$$

$$t_{min} = l \sqrt{\frac{2P_u}{\phi F_y B N}} \quad (\text{PBA-9})$$

$$\phi = 0.9$$

F_y =Esfuerzo de fluencia de la placa base.

9.1.3 Procedimiento general de Diseño. Existen tres casos generales de diseño para placas base, sujetas solo a cargas axiales:

- Caso I: $A_2 = A_1$
- Caso II: $A_2 \geq 4A_1$
- Caso III: $A_1 < A_2 < 4A_1$

A continuación se presentan los pasos a seguir para el cálculo de las dimensiones de placas base sometidas a cargas axiales ¹¹

CASO I: NO SE UTILIZA CONFINAMIENTO DEL CONCRETO ($A_2 = A_1$)

1. Calcular la carga axial última P_u
2. Calcular el área mínima requerida para la placa base

$$A_{1req} = \frac{P_u}{\phi 0.85 f'_c}$$

3. Optimizar las dimensiones N y B de la placa base

$$N = \sqrt{A_{1req}} + \Delta$$

Dónde:

$$\Delta = \frac{0.95d - 0.8b_f}{2}$$

¹¹Fisher, J.M. and Kloiber, Lawrence A. Base Plate and Anchor Rod Design. Pág. 16

4. Calcular:

$$B = \frac{A_{1req}}{N}$$

5. Determinar el espesor mínimo requerido para la placa base
6. Con ayuda de las ecuaciones de la (BPA-4 a la BPA-8). Se Toma el dato mayor entre $(m, n$ y $\lambda n)$, para calcular el espesor mínimo.

$$t_{min} = l \sqrt{\frac{2 P_u}{\phi F_y B N}}$$

7. Determinar el tamaño y la cantidad de anclajes que serán utilizadas. Para columnas sometidas solo a cargas axiales, basta con utilizar cuatro anclajes ASTM F1664, Grado 36, de diámetro igual a $\frac{3}{4}$ de pulgada y una longitud de 12 pulgadas.

CASO II: UTILIZANDO CONFINAMIENTO DEL CONCRETO ($A_2 \geq 4A_1$)

1. Calcular la carga axial última P_u
2. Calcular el área mínima requerida para la placa base

$$A_{1req} = \frac{P_u}{2 * \phi 0.85 f'_c}$$

3. Optimizar las dimensiones N y B de la placa base. Usar el mismo procedimiento del caso I (Paso 3)

4. Verificar si existe un área de concreto A_2 suficiente para la aplicación del Caso II ($A_2 \geq 4A_1$). De ser así, calcular el espesor mínimo requerido para la placa base utilizando el mismo procedimiento mostrado en el Paso 4 del caso I, con la excepción de que:

$$\phi P_p = \phi f'_c 2A_1$$

5. Determinar el tamaño y la cantidad de anclajes que serán utilizadas. Para columnas sometidas solo a cargas axiales, basta con utilizar cuatro anclajes ASTM F1664, Grado 36, de diámetro igual a $\frac{3}{4}$ de pulgada y una longitud de 12 pulgadas.

CASO III: UTILIZANDO CONFINAMIENTO DEL CONCRETO ($A_2 \geq 4A_1$)

1. Calcular la carga axial última P_u
2. Calcular el área mínima requerida para la placa base

$$A_{1req} = \frac{P_u}{2 * \phi * 0.85 * f'_c}$$

3. Optimizar las dimensiones N y B de la placa base. Usar el mismo procedimiento del caso I (Paso 3)
4. Calcular el área de concreto A_2 , que es geoméricamente similar al área A_1
5. Determinar si se cumple que:

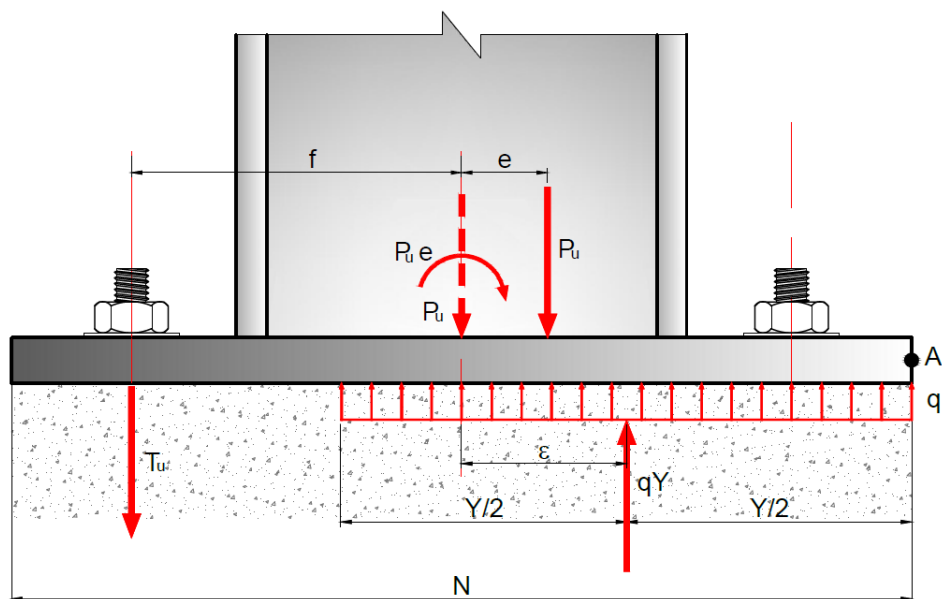
$$P_u \leq \phi P_p = \phi * 0.85 f'_c A_1 \sqrt{\frac{A_2}{A_1}}$$

De no ser así, volver a calcular las áreas, iterando N y B, hasta que se satisfaga la condición anterior.

6. Calcular el espesor mínimo requerido para la placa base utilizando el mismo procedimiento mostrado en el paso 4 del Caso I.
7. Determinar el tamaño y la cantidad de anclajes que serán utilizadas. Para columnas sometidas solo a cargas axiales, basta con utilizar cuatro anclajes ASTM F1664, Grado 36, de diámetro igual a $\frac{3}{4}$ de pulgada y una longitud de 12 pulgadas.

9.2 CARGA AXIAL, MOMENTO FLECTOR Y CORTANTE

Figura 75. DCL Carga axial, momento flector y cortante



A partir del diagrama de fuerzas mostrado en la figura 75. El concreto ejerce una presión cuya fuerza resultante se define como el producto $q * y$, donde:

$$q = f_p * B \quad (\text{BP1})$$

f_p = Presión entre la placa base y el concreto

B = Ancho de la placa base

La fuerza resultante actúa en el centro del área de soporte, es decir, en $Y/2$ a la izquierda del punto A, por lo tanto, la distancia " ε " que va desde la resultante hasta el centro de línea de la placa, se expresa como:

$$\varepsilon = \frac{N}{2} - \frac{Y}{2} \quad (\text{BP-2})$$

A medida que la dimensión " Y " disminuye, la distancia " ε " se hace más grande. La longitud " Y " alcanzará su menor valor cuando " q " llegue a su máximo valor, es decir:

$$Y_{min} = \frac{P_r}{q_{max}} \quad (\text{BP-3})$$

Dónde:

$$q_{max} = f_{pmax} * B$$

La expresión para ubicar la fuerza resultante, dada en la ecuación BP-2, muestra que la distancia " ε " alcanza su valor máximo cuando " Y " alcanza su mínimo valor, luego entonces:

$$\varepsilon_{max} = \frac{N}{2} - \frac{Y_{min}}{2} = \frac{N}{2} - \frac{P_u}{2 q_{max}} \quad (\text{BP-4})$$

Para lograr el equilibrio de momentos, la línea de acción de la carga aplicada, P_u , debe coincidir con la de la fuerza resultante qY . Esto sucede cuando $e = \varepsilon$.

Si la excentricidad $e = M_r/P_r$, excede el valor máximo que " ε " puede alcanzar, entonces los anclajes se encontrarán sometidos a tensión.

El valor crítico para la excentricidad puede expresarse como:

$$e_{crit} = \varepsilon_{max} = \frac{N}{2} - \frac{P_r}{2 q_{max}} \quad (\text{BP-5})$$

En resumen, cuando $e < e_{crit}$ las anclajes no intervienen en el equilibrio de momentos y se consideran momentos de magnitud pequeña. Por otro lado, si $e > e_{crit}$ las anclajes si intervienen y los momentos serán de gran magnitud.

- **Capacidad de Soporte en el Concreto.** La presión sobre el concreto puede asumirse como uniformemente distribuida en el área YxB . Tomando la ecuación BP-2 y asumiendo $e = \varepsilon$, entonces:

$$\frac{N}{2} - \frac{Y}{2} = e$$

Por lo tanto,

$$Y = N - 2e \quad (\text{BP-6})$$

Para la condición en que $e = \varepsilon_{crit}$, la longitud “Y” puede obtenerse utilizando las ecuaciones (BP-5) y (BP-6), de la siguiente manera.¹²

$$Y = N - 2 \left(\frac{N}{2} - \frac{P_r}{2q_{max}} \right) = \frac{P_r}{q_{max}} \quad (\text{BP-7})$$

- **Fluencia por Flexión de la Placa Base.** La presión entre el concreto y la placa base causará flexión sobre las longitudes en voladizo “m” y “n”. Cuando la flexión actúa sobre el eje fuerte de la placa, la longitud “m” se verá afectada. En este caso, la presión “ f_p ” se calcula como:

$$f_p = \frac{P_r}{B Y} = \frac{P_r}{B(N - 2e)} \quad (\text{BP-8})$$

La resistencia requerida en la placa base puede determinarse de la siguiente manera:

Para $Y \geq m$:

$$M_{pl} = f_p \left(\frac{m^2}{2} \right) \quad (\text{BP-9})$$

Para $Y < m$:

$$M_{pl} = f_{pmax} Y \left(m - \frac{Y}{2} \right) \quad (\text{BP-10})$$

Dónde:

¹² Fisher, J.M. and Doyle, J. M. Discussion: Beam-Column Base Plate Design-LRFD. Pág. 2

M_{pl} =Momento flector por unidad de ancho de placa

La resistencia nominal a la flexión por unidad de ancho puede expresarse como:

$$R_n = \frac{F_y t_p^2}{4}$$

Dónde:

F_y =Esfuerzo de fluencia especificado para la placa base

t_p^2 =Espesor de la placa base

La resistencia disponible a flexión, por unidad de ancho, en la placa es:

$$\phi = 0.9$$

$$\phi R_n = \phi \frac{F_y t_p^2}{4} \quad (\text{BP-11})$$

Para determinar el espesor de la placa se puede utilizar las ecuaciones (BP-9), (BP-10) y (BP-11). Sustituyendo $t_p = t_{p-req}$. Despejando esta variable se obtiene:

Para $Y \geq m$:

$$t_{p-req} = \sqrt{\frac{4 \left(f_p \left(\frac{m^2}{2} \right) \right)}{0.90 F_y}} = 1.5 m \sqrt{\frac{f_p}{F_y}} \quad (\text{BP-12})$$

Para $Y < m$:

$$t_{p-req} = 2.11 * \sqrt{\frac{f_p Y \left(m - \frac{Y}{2}\right)}{F_y}} \quad (\text{BP-13})$$

Dónde:

t_{p-req} =Espesor mínimo requerido para la placa base.

Cuando la dimensión de “n” es mayor que la de “m”, el espesor requerido está gobernado por “n”. Para determinar tal espesor se debe sustituir el valor de “n” por el de “m” en las ecuaciones (BP-12) y (BP-13).

9.2.1 Momento de Magnitud Pequeña. El siguiente procedimiento muestra los pasos a seguir para diseñar placas base, que soportan columnas sometidas a momentos de magnitud pequeña.¹³

1. Determinar la carga axial última P_u y el momento último M_u .
2. Proponer las dimensiones N y B de la placa base, para realizar una primera iteración.
3. Determinar la excentricidad equivalente

$$e = \frac{M_r}{P_r}$$

Y la excentricidad crítica:

¹³Fisher, J.M. and Kloiber, Lawrence A. Base Plate and Anchor Rod Design. Pág. 25

$$e_{crit} = \frac{N}{2} - \frac{P_r}{2q_{max}}$$

Si $e \leq e_{crit}$ pasar al siguiente punto, de lo contrario, revisar el diseño por momento de magnitud grande.

4. Determinar la longitud de soporte Y .

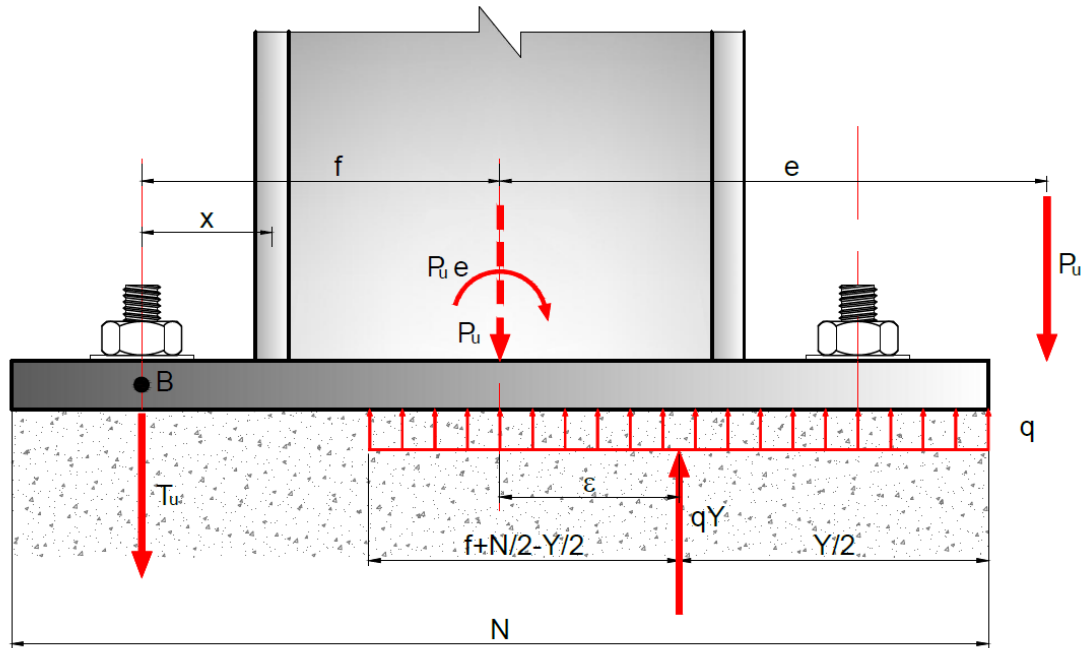
$$Y = N - 2e$$

5. Calcular el espesor mínimo requerido t_{p-req} para la placa base.

6. Determinar el tamaño y la cantidad de anclajes que serán utilizadas. Cuando el momento es de magnitud pequeña, $e = e_{crit}$, no hay tensión en las anclajes, $T_u = 0$.

9.2.2 Momento de Magnitud Grande. Los momentos de gran magnitud son comunes en marcos rígidos diseñados para resistir sismos o cargas laterales por viento. La figura 76, ilustra lo que ocurre en la base de una columna cuando se presentan estos fenómenos.

Figura 76. Momento de magnitud grande



El diseño de placas base por momento de magnitud grande, se presenta si cumple la siguiente condición:

$$e > e_{crit} = \frac{N}{2} - \frac{P_r}{2q_{max}} \quad (\text{BP-14})$$

Para excentricidades mayores que “ e_{crit} ”, la presión de soporte “ q ” es igual a su valor máximo q_{max} . Asumiendo lo anterior y utilizando la figura 76, se puede calcular la fuerza de tensión.

El equilibrio de fuerzas verticales requiere que:

$$\sum F_{vertical} = 0$$

Por lo tanto:

$$T = q_{max} Y - P_r \quad (\text{BP-15})$$

Dónde:

T =Fuerza de tensión requerida en los anclajes.

La sumatoria de momentos con respecto al punto B, también debe ser igual a cero, por lo tanto:

$$q_{max} Y \left(\frac{N}{2} - \frac{Y}{2} + f \right) - P_r(e + f) = 0$$

Reacomodando los términos de la expresión anterior se obtienen una ecuación de segundo orden. Si se resuelve dicha ecuación para la variable “Y”, resulta:

$$Y = \left(f + \frac{N}{2} \right) - \sqrt{\left(f + \frac{N}{2} \right)^2 - \frac{2P_r(e + f)}{q_{max}}} \quad (\text{BP-16})$$

Una vez obtenida la longitud de soporte “Y” de la fórmula anterior, basta con resolver la ecuación (BP-15) para obtener la fuerza de tensión “T” en las anclajes.

Cuando la expresión que está dentro de la raíz en la ecuación (BP-16) da negativa, no tendría solución, esto quiere decir, que se debe cambiar la geometría de la placa y aumentar las dimensiones.

- **Fluencia en la Interface de Compresión.** En situaciones donde se presentan momentos de gran magnitud, la presión se encuentra en su valor límite, es decir $f_p = f_{pmax}$. El espesor requerido para la placa puede determinarse

utilizando las ecuaciones (BP-12) y (BP-13). Cuando la dimensión de “n” es mayor que la de “m”, el espesor requerido está gobernado por “n”. Para determinar tal espesor, se debe sustituir el valor de “n” por el de “m” en las ecuaciones (BP-12) y (BP-13).

- **Fluencia en la Interface de Tensión.** La fuerza de tensión T_u en los anclajes, causa flexión en la placa base. La longitud “x” del claro en voladizo sometido a flexión, va desde el centro del patín hasta el centro de línea del anclaje. Para un ancho unitario de placa base, la resistencia a la flexión requerida puede determinarse como:

$$M_{pl} = \frac{T_u X}{B} \quad (\text{BP-17})$$

Dónde:

$$X = \frac{N}{2} - \frac{d}{2} - 38 \text{ [mm]} \quad (\text{BP-18})$$

El peralte total de la columna es “d” y “N” es el largo de la placa base.

La ecuación (BP-11) proporciona la resistencia disponible por unidad de longitud en la placa. Si la resistencia debe ser igual al momento obtenido en la ecuación (BP-17), entonces el espesor requerido para la placa puede calcularse como:

$$t_{preq} = 2.11 \sqrt{\frac{T_u X}{B F_y}} \quad (\text{BP-18})$$

El siguiente procedimiento muestra los pasos a seguir para diseñar una placa base, que soportan columnas sometidas a momentos de gran magnitud.¹⁴

1. Determinar la carga axial última P_u y el momento último M_u .
2. Proponer las dimensiones N y B de la placa base, para realizar una primera iteración.
3. Determinar la excentricidad equivalente

$$e = \frac{M_r}{P_r}$$

Y la excentricidad crítica:

$$e_{crit} = \frac{N}{2} - \frac{P_r}{2q_{max}}$$

Si $e > e_{crit}$ pasar al siguiente punto, de lo contrario, revisar el diseño por momento de magnitud pequeña.

4. Verificar si se satisface la siguiente expresión:

$$\left(f + \frac{N}{2}\right)^2 \geq \frac{2P_r(e + f)}{q_{max}}$$

Si no se cumple la desigualdad anterior, se deben proponer unas dimensiones mayores para la placa.

¹⁴Fisher, J.M. and Kloiber, Lawrence A. Base Plate and Anchor Rod Design. Pág. 27

5. Determinar la longitud de soporte Y , y la fuerza de tensión T_u en las anclajes.
6. Calcular el espesor requerido tanto en la interface de compresión, como en la de tensión. El espesor requerido t_{p-req} para la placa base, será la mayor de los anteriores.
7. Determinar el tamaño y la cantidad de anclajes que serán utilizadas.

9.3 DISEÑO DE ANCLAJES

El apéndice C-D de la norma NSR-10, trata los requisitos generales para la resistencia de los anclajes.

A continuación se describe el procedimiento para diseñar anclajes sometidas a tensión y cortante¹⁵.

1. Determinar el Cortante último V_u
2. Proponer un diámetro D_r para los anclajes.
3. Calcular la resistencia a la tensión en el anclaje. A partir de los planteamientos de la NSR-10, La resistencia nominal de un solo anclaje o de un grupo de anclajes en tracción, N_{sa} , no debe exceder:

$$\phi = 0.75$$

$$T_r = N_{sa} = \phi(n F_u A_{se}) \quad (\text{C-D-3 NSR-10})$$

¹⁵Fisher, James M. and Kloiber, Lawrence A. Base Plate and Anchor Rod Design. Pág. 42

Dónde:

A_{se} = área transversal efectiva del anclaje, mm^2

n = Número de anclajes en el grupo

F_u = No debe ser mayor que el menor de $1.9 F_{ya}$ o 860 MPa

4. Determinar el número de anclajes o grupos necesarios n_r para resistir la fuerza de tensión

$$n_r = \frac{T_u}{T_r}$$

5. Calcular el momento flector M_1 en los anclajes

$$M_1 = \frac{V_u * Brazo}{n_r}$$

$$Brazo = \frac{t_p + 3.175}{2}$$

6. Determinar el esfuerzo f_{ta} debido a la tensión y esfuerzo f_{tb} debido a la flexión.

$$f_{ta} = \frac{T_u}{n_r A_r}$$

$$f_{tb} = \frac{M_1}{S}$$

Dónde:

$$S = \frac{D_r^3}{6}$$

7. Verificar que se cumpla la siguiente desigualdad

$$f_t \leq \phi F'_{nt} = \phi \left(1.3F_{nt} - \frac{F_{nt}}{\phi F_{nv}} f_v \right) \leq \phi F_{nt} \quad (\text{F.2.10.3-3})$$

F_{nt} = Resistencia nominal a tensión por unidad de área de la tabla F.2.10.3-2, MPa

F_{nv} = Resistencia nominal a cortante por unidad de área de la tabla F.2.10.3-2, MPa.

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

8. Proponer una profundidad de anclaje h_{ef} y revisar que no ocurra arrancamiento del concreto.

La NSR-10, en el apéndice C-D.5.2, Resistencia al arrancamiento del concreto de un anclaje en tracción, están los parámetros definidos:

- Para un solo anclaje:

$$N_{cb} = \frac{A_{Nc}}{A_{Nco}} \psi_{ed,N} \psi_{c,N} \psi_{cp,N} N_b \quad (\text{C-D-4 NSR-10})$$

- Para un grupo de anclajes:

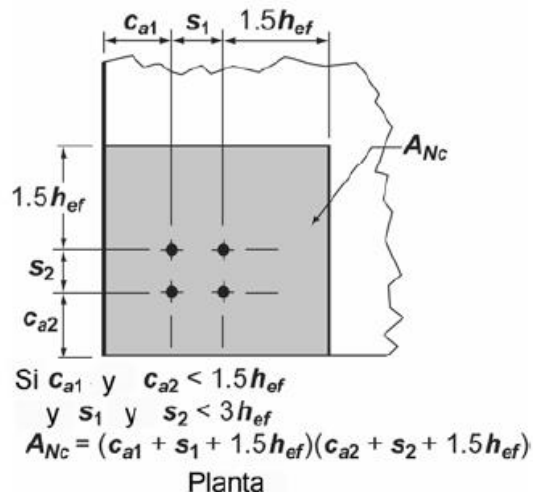
$$N_{cb,g} = \frac{A_{Nc}}{A_{Nco}} \psi_{ec,N} \psi_{ed,N} \psi_{c,N} \psi_{cp,N} N_b \quad (\text{C-D-5 NSR-10})$$

Los factores ψ se definirán a continuación, A_{Nc} es el área proyectada de la superficie de falla para un solo anclaje o grupo de anclajes, que debe ser aproximada a la base de la figura 77 geométrica rectilínea que resulta al proyectar la superficie de falla hacia afuera en $1.5h_{ef}$ desde la línea del eje del anclaje o, en el caso de un grupo de anclajes, desde una línea a través de una fila de anclajes adyacentes.

A_{Nc} No debe exceder a $n A_{Nco}$ donde n es el número de anclajes en tracción en el grupo. A_{Nco} Es el área proyectada de la superficie de falla de un solo anclaje con una distancia del borde igual o mayor a $1.5h_{ef}$.

Generalmente se usan cuatro anclajes, entonces se puede calcular de como se indica en el gráfico:

Figura 77. Cálculo de A_{Nc} , para grupo de anclajes



Fuente: Figura C-RD-5.2.1(b). NSR-10

$$A_{Nco} = 9h_{ef}^2 \quad (\text{C-D-6 NSR-10})$$

La resistencia básica al arrancamiento del concreto de un solo anclaje en tracción embebido en concreto fisurado, N_b no debe exceder de:

$$N_b = K_c \lambda \sqrt{f'_c} h_{ef}^{1.5} \quad (\text{C-D-7 NSR-10})$$

Dónde:

$K_c = 10$ Para los anclajes preinstalados

$K_c = 7$ Para los anclajes post-instalados

De manera alternativa, para pernos con cabeza preinstalados con:

$280 \text{ mm} \leq h_{ef} \leq 635 \text{ mm}$, N_b no debe exceder de:

$$N_b = 3.9 \lambda \sqrt{f'_c} h_{ef}^{5/3} \quad (\text{C-D-8 NSR-10})$$

A continuación se tratarán los diferentes factores de modificación

- El factor de modificación para anclajes sometidos a cargas excéntricas de tracción:

$$\psi_{ec,N} = \frac{1}{\left(1 + \frac{2e'_N}{3h_{ef}}\right)} \quad (\text{C-D-9 NSR-10})$$

No debe tomarse menor a 1.0

- El factor de modificación para los efectos de borde para anclajes solos o grupos de anclajes en tracción es:

$$\psi_{ed,N} = 1 \quad \text{si } c_{a,min} \geq 1.5h_{ef} \quad (\text{C-D-10 NSR-10})$$

$$\psi_{ed,N} = 0.7 + 0.3 \frac{c_{a,min}}{1.5h_{ef}} \quad \text{si } c_{a,min} < 1.5h_{ef} \quad (\text{C-D-11 NSR-10})$$

Dónde:

$c_{a,min}$ Es la mínima distancia medida desde el centro del fuste de un anclaje al borde del concreto, mm.

- Para anclajes ubicados en una región de un elemento de concreto, donde los análisis señalan que no hay fisuración para niveles de cargas de servicio, se permite el siguiente factor de modificación:

$\psi_{c,N} = 1.25$ Para anclajes preinstalados

$\psi_{c,N} = 1.4$ Para anclajes post-instalados, donde el valor de k_c usado en la ecuación (C-D-7) es igual a 7.

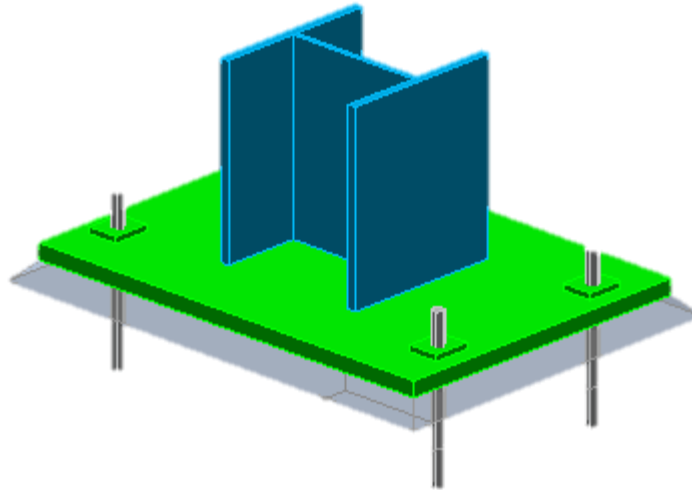
9.4 EJEMPLO: DISEÑO DE PLACA BASE

Diseñar una placa base para una columna W12 x 96 sometida a las siguientes solicitaciones:

- Carga Axial Muerta = 300kN

- Carga Axial Viva = 350 kN
- Momento debido a Carga Muerta = 100 kN-m.
- Momento debido a Carga Viva = 170 kN-m.

Figura 78. Diseño de placa base



El esfuerzo de fluencia de la placa base es $F_y = 250 \text{ MPa}$. La resistencia a la compresión del concreto es $f'_c = 28 \text{ MPa}$. Además, el elemento estará sometido a un cortante $V_u = 220 \text{ kN}$.

Columna W12 X 96:

$F_u = 400 \text{ MPa}$	$t_w = 14 \text{ mm}$	$d = 323 \text{ mm}$	$b_f = 309 \text{ mm}$
$F_y = 250 \text{ MPa}$	$t_f = 22.9 \text{ mm}$	$h = 247.2 \text{ mm}$	$f'_c = 21 \text{ MPa}$

1. Determinar la carga axial última P_u y el momento último M_u .

$$P_u = 1.2(300) + 1.6(350) = 920 \text{ KN}$$

$$M_u = 1.2(100) + 1.6(170) = 392 \text{ KN} - m$$

2. Proponer las dimensiones N y B de la placa Base

Probar con anclajes de diámetro $D_r = 2\frac{1}{4}'' = 57.15 \text{ mm}$

$$N > d + (10D_r) = 305 + 10 * 57.15 = 876.5 \text{ mm}$$

$$B > b_f + (6D_r) = 300 + 6 * 57.15 = 642.9 \text{ mm}$$

Probar con una placa de dimensiones $N = 900 \text{ mm}$ y $B = 650 \text{ mm}$

3. Dimensionar el pedestal de Concreto

$$D_b = 1.75 D_r$$

$$Largo > N + 2(6D_r - D_b) = 900 + 2(6 * 57.15 - 1.75 * 57.15)$$

$$Largo = 1385.8 \text{ mm}$$

$$Ancho > B + 2(6D_r - D_b) = 650 + 2(6 * 57.15 - 1.75 * 57.15)$$

$$Ancho = 1135.8 \text{ mm}$$

Probar con un pedestal de dimensiones $Largo = 1400 \text{ mm}$ y $Ancho = 1200 \text{ mm}$

4. Determinar A_2 geoméricamente similar a A_1

$$A_1 = N * B = 900 * 650 = 585 * 10^3 \text{ mm}^2$$

Tomar el lado mayor de la zapata: $N_2 = 1400 \text{ mm}$

$$\text{Proporción} = \frac{B}{N} = \frac{650}{900} = 0.722$$

$$B_2 = (\text{Proporción})N_2 = 0.722 * 1400 = 1011 \text{ mm}$$

$$A_2 = N_2 * B_2 = 1400 * 1011 = 1.415 * 10^6 \text{ mm}^2$$

5. Determinar la Excentricidad equivalente y la excentricidad Crítica

$$e = \frac{M_u}{P_u} = \frac{392000}{920} = 426.09 \text{ mm}$$

$$f_{pmax} = \phi(0.85f'_c) \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} = 0.65 * 0.85 * 28 * \sqrt{\frac{1.415 * 10^6}{585 * 10^3}}$$
$$f_{pmax} = 24.06 \text{ MPa}$$

$$q_{max} = f_{pmax} * B = 24.06 \text{ MPa} * 650 \text{ mm} = 15.639 \text{ kN/mm}$$

$$e_{crit} = \frac{N}{2} - \frac{P_u}{2q_{max}} = \frac{900}{2} - \frac{920}{2 * 15.639} = 420.586 \text{ mm}$$

Debido a que $e > e_{crit}$ se cumple el criterio para el diseño por momento de magnitud grande.

6. Verificar si se cumple la siguiente desigualdad

$$\left(f + \frac{N}{2}\right)^2 \geq \frac{2P_u(e + f)}{q_{max}}$$

$$f = \frac{N}{2} - 38 = \frac{900}{2} - 38 = 412 \text{ mm}$$

$$\left(412 + \frac{900}{2}\right)^2 \geq \frac{2 * (920)(426.09 + 412)}{15.639}$$

$$743044 \text{ mm}^2 \geq 98605.12 \text{ mm}^2 \quad (OK)$$

7. Determinar la longitud de soporte equivalente Y y la fuerza de tensión T_u en las anclajes

$$Y = \left(f + \frac{N}{2}\right) - \sqrt{\left(f + \frac{N}{2}\right)^2 - \frac{2P_r(e + f)}{q_{max}}}$$

$$Y = \left(412 + \frac{900}{2}\right) - \sqrt{\left(412 + \frac{900}{2}\right)^2 - 98605.12} = 59.23 \text{ mm}$$

$$T_u = q_{max} * Y - P_u$$

$$T_u = 15.639 \frac{kN}{mm} * 59.23mm - 920kN = 6.30 \text{ kN}$$

8. Determinar el espesor mínimo requerido en la interface de compresión

$$m = \frac{N - 0.95 d}{2} = \frac{900 - 0.95 * 300}{2} = 307.5 \text{ mm}$$

$$n = \frac{B - 0.8 b_f}{2} = \frac{650 - 0.8 * 300}{2} = 205 \text{ mm}$$

$$f_p = f_{pmax} = 24.06 \text{ MPa}$$

Como $Y < m$ entonces:

$$t_{p-req} = 2.11 * \sqrt{\frac{f_p Y \left(m - \frac{Y}{2}\right)}{F_y}} \quad (\text{BP-13})$$

$$t_{p-req} = 2.11 * \sqrt{\frac{24.06 \text{ MPa} * 59.23 \text{ mm} * \left(307.5 - \frac{59.23}{2}\right) \text{ mm}}{250 \text{ MPa}}} = 83.98 \text{ mm}$$

Como $Y < n$ entonces:

$$t_{p-req} = 2.11 * \sqrt{\frac{24.06 \text{ MPa} * 59.23 \text{ mm} * \left(205 - \frac{59.23}{2}\right) \text{ mm}}{250 \text{ MPa}}} = 66.72 \text{ mm}$$

9. Determinar el espesor mínimo requerido en la interface de tensión

$$X = \frac{N}{2} - \frac{d}{2} - 38 \text{ [mm]} \quad (\text{BP-18})$$

$$X = \frac{900}{2} - \frac{305}{2} - 38 = 259.5 \text{ mm}$$

Ahora se procede a calcular el espesor requerido:

$$t_{preq} = 2.11 \sqrt{\frac{T_u X}{B F_y}} \quad (\text{BP-18})$$

$$t_{preq} = 2.11 \sqrt{\frac{6300 * 259.5mm}{650mm * 250MPa}} = 6.69mm$$

A partir los tres resultados calculados, se toma el que requiere mayor espesor:

Utilizar un espesor de placa $t_{preq} = 83.98mm$

El espesor de placa comercial que cumple con este requerimiento es una placa de:

$$t_p = 3 \frac{1''}{2} = 88.9 \text{ mm}$$

10. Determinar el Cortante último V_u

$$V_u = 220 \text{ kN}$$

11. Calcular el esfuerzo Cortante de los Anclajes

$$f_v = \frac{V_u}{n_r A_r}$$

Dónde:

n_r =Número de anclajes que están sometidos a tensión

A_r =área del anclaje

En este caso, de los 4 anclajes, dos están a tensión.

$$f_v = \frac{220000 \text{ N}}{2 * \frac{\pi}{4} (57.15)^2} = 42.88 \text{ MPa}$$

12. Calcular el momento flector M_1 en los anclajes

$$\text{Brazo} = \frac{t_p + 3.175}{2} = \frac{88.9 + 3.175}{2} = 46.04 \text{ mm}$$

$$M_1 = \frac{V_u * \text{Brazo}}{n_r} = \frac{220 \text{ kN} * 46.04 \text{ mm}}{2} = 5064.4 \text{ kN. mm}$$

13. Determinar el esfuerzo f_{ta} debido a la tensión y esfuerzo f_{tb} debido a la flexión.

$$S = \frac{D_r^3}{6} = \frac{57.15^3}{6} = 31109.82 \text{ mm}^3$$

$$f_{tb} = \frac{M_1}{S} = \frac{5064400 \text{ N. mm}}{31109.82 \text{ mm}^3} = 162.79 \text{ MPa}$$

$$f_{ta} = \frac{T_u}{n_r A_r} = \frac{6300 \text{ N}}{2 * \frac{\pi}{4} (57.15)^2 \text{ mm}^2} = 1.23 \text{ MPa}$$

14. Verificar que se cumpla la siguiente desigualdad

$$f_t \leq \phi F'_{nt} = \phi \left(1.3F_{nt} - \frac{F_{nt}}{\phi F_{nv}} f_v \right) \leq \phi F_{nt} \quad (\text{F.2.10.3-3})$$

$$f_t = f_{ta} + f_{tb} = 164.02 \text{ MPa}$$

F_{nt} = Resistencia nominal a tensión por unidad de área de la tabla F.2.10.3-2, MPa

$$F_{nt} = 0.75 * 400 = 300 \text{ MPa}$$

F_{nv} = Resistencia nominal a cortante por unidad de área de la tabla F.2.10.3-2, MPa.

$$F_{nv} = 0.4 * 400 \text{ MPa} = 160 \text{ MPa}$$

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

$$f_v = \frac{220000 \text{ N}}{2 * \frac{\pi}{4} (57.15)^2} = 42.88 \text{ MPa}$$

$$\phi F'_{nt} = 0.75 * \left(1.3(300) - \frac{300}{0.75 * (160)} 42.88 \right) \leq \phi F_{nt}$$

$$\phi F'_{nt} = 212.1 \text{ MPa} \leq 300 \text{ MPa}$$

La desigualdad se cumple:

$$164.02 \text{ MPa} \leq 212.1 \text{ MPa} \leq 300 \text{ MPa} (\text{OK})$$

15. Proponer una profundidad de anclaje h_{ef} y revisar si es suficiente para evitar la rotura del concreto

Probar con $h_{ef} = 250 \text{ mm}$

$$A_{Nc} = (c_{a1} + s_1 + 1.5h_{ef}) * (c_{a2} + s_2 + 1.5h_{ef})$$

Para este caso se tomó:

$$c_{a1} = 100 \text{ mm}$$

$$c_{a2} = 100 \text{ mm}$$

$$s_1 = 700 \text{ mm}$$

$$s_2 = 450 \text{ mm}$$

$$A_{Nc} = (100 + 700 + 1.5 * 250) * (100 + 450 + 1.5 * 250)$$

$$A_{Nc} = 1086875 \text{ mm}^2$$

$$A_{Nco} = (3h_{ef})^2$$

A_{Nco} = Cono de ruptura de concreto para un anclaje

$$A_{Nco} = (3 * 250)^2 = 562500 \text{ mm}^2$$

$$\phi N_{cbg} = \phi_p * \psi_{c,N} * 3.9 * \sqrt{f'_c} * h_{ef}^{\frac{5}{3}} * \frac{A_{Nc}}{A_{Nco}}$$

$$\phi N_{cbg} = 0.70 * 1.25 * 3.9 * \sqrt{21} * (250)^{\frac{5}{3}} * \frac{1086875}{562500} = 299782N$$

$$\phi N_{cbg} > T_u$$

$$299.7 \text{ kN} > 6.3 \text{ kN (OK)}$$

Utilizar cuatro anclajes, Grado 36, de diámetro igual a 2 ¼" y una longitud de 250 mm.

- **Diseño De Soldadura del alma de la columna a la placa base**

$$V_u = 220 \text{ KN}$$

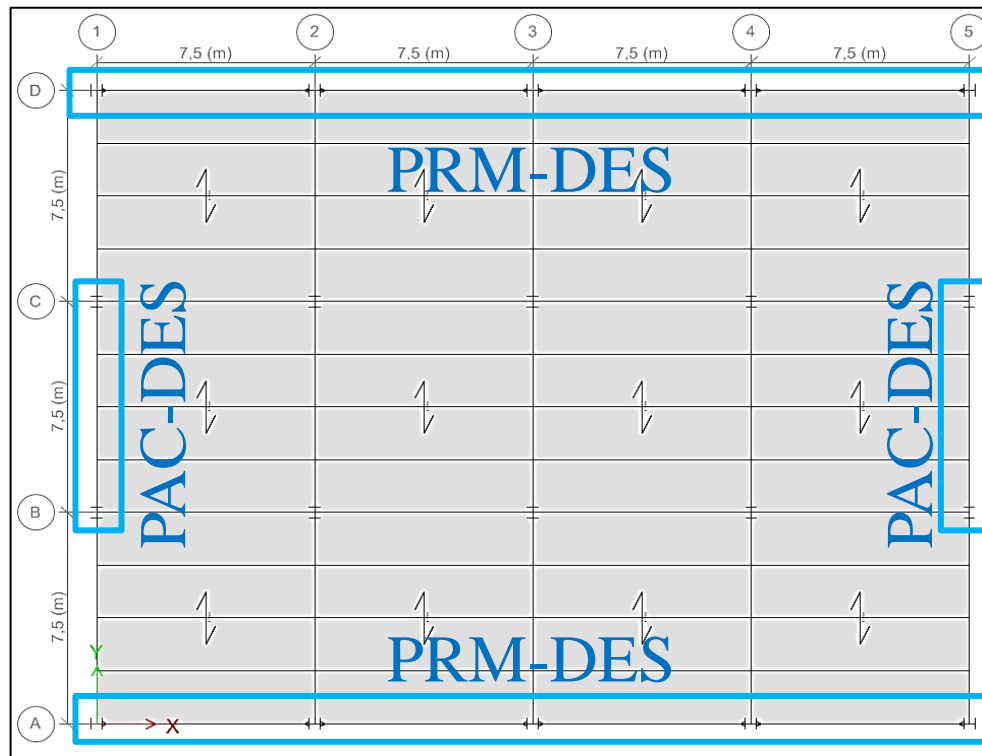
$$w = \frac{220000}{2(0.707 * 247.2 * 0.75 * 0.60 * 490)} = 2.85 \text{ mm} \approx 3/16''$$

10. ANALISIS ESTRUCTURAL EDIFICIO EN ZONA DE AMENAZA SISMICA ALTA

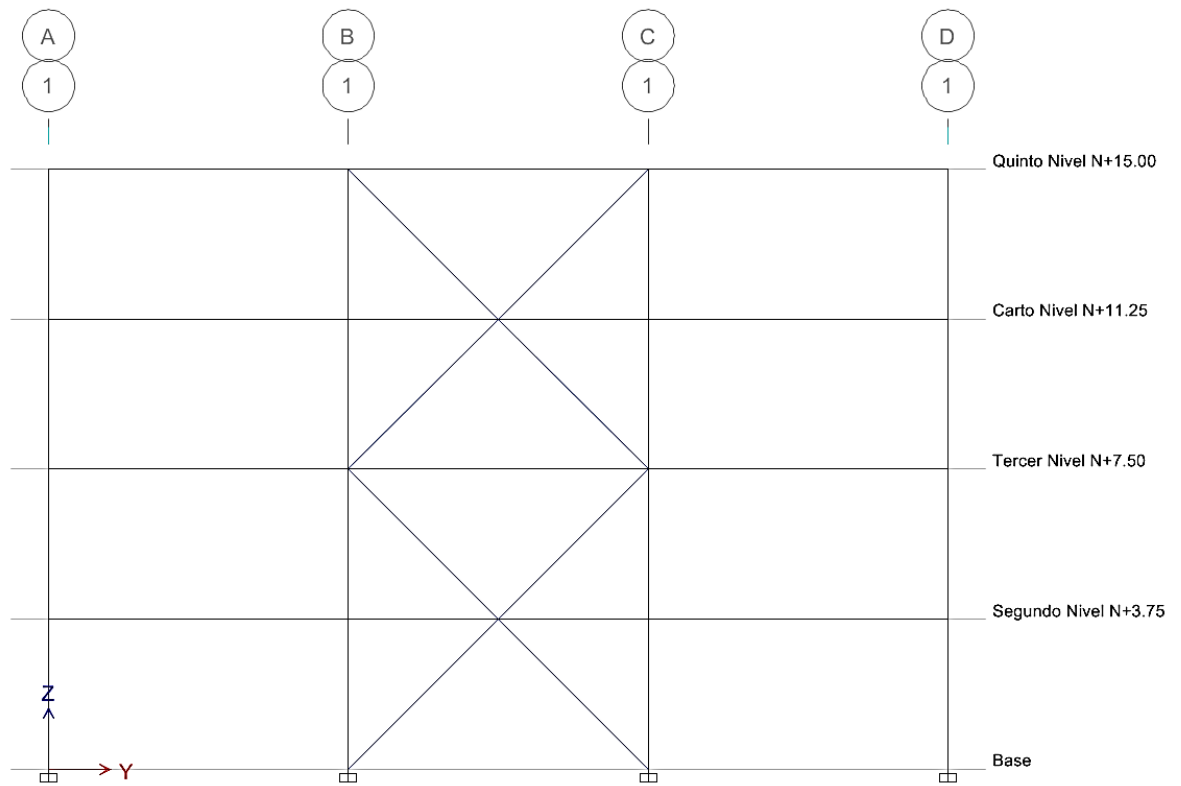
En la Figura 79 se presenta la estructura convencional de un edificio de acero de cuatro pisos, ubicado en la ciudad de Bucaramanga, su ocupación se destina a la instalación de oficinas moduladas con particiones livianas. En una dirección se presenta un sistema de arriostamiento concéntrico (PAC) y en la otra se dispone de pórticos con resistentes a momentos (PRM) con sección de viga reducida.

Para el entrepiso se requiere emplear lámina colaborante con placa de concreto, que conforme un diafragma rígido en cada nivel de entrepiso. El estudio geotécnico determina que las características del suelo en el lugar de la edificación lo clasifican como suelo tipo C.

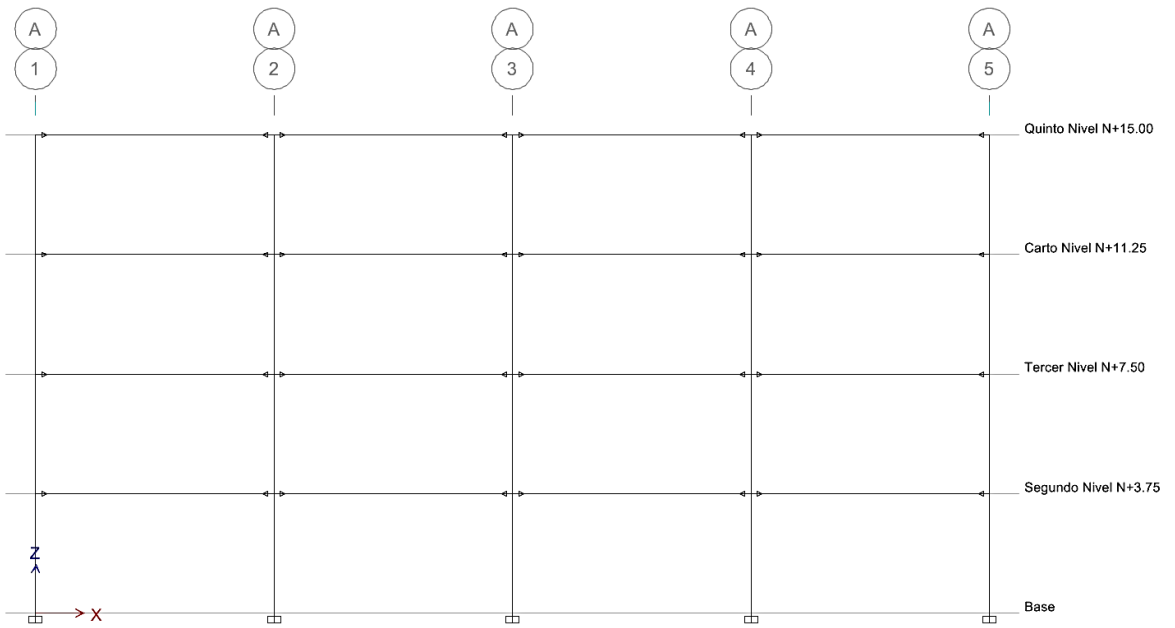
Figura 79. Geometría de la estructura DES



Vista en planta (a)



Vista lateral sobre el eje 1 (b)



Vista frontal sobre el eje A (c)

Análisis de cargas vivas. El código de diseño Colombiano NSR-10 establece que la carga viva requerida para el diseño de la estructura según su uso no puede ser menor que el valor establecido en la Tabla 21.

Tabla 21. Cargas Vivas mínimas Uniformemente distribuidas

Tabla B.4.2.1-1
Cargas vivas mínimas uniformemente distribuidas

Ocupación o uso		Carga uniforme (kN/m ²) m ² de área en planta	Carga uniforme (kgf/m ²) m ² de área en planta
<i>Oficinas</i>	Corredores y escaleras	3.0	300
	Oficinas	2.0	200
	Restaurantes	5.0	500

Zona de amenaza sísmica. La edificación en estudio, ubicada en la ciudad de Bucaramanga, se encuentra ubicada en la zona de amenaza sísmica alta. De la tabla 22 se obtienen los valores de la aceleración pico efectiva, A_a , y la velocidad pico efectiva, A_v .

Tabla 22. Valor de A_a y de A_v para las ciudades capitales de departamento

Tabla A.2.3-2
Valor de A_a y de A_v para las ciudades capitales de departamento

Ciudad	A_a	A_v	Zona de Amenaza Sísmica
Bucaramanga	0.25	0.25	Alta

En la Tabla 23 se dan los valores del coeficiente F_a que amplifica las ordenadas del espectro en roca para tener en cuenta los efectos de sitio en el rango de períodos cortos.

Tipo de suelo: C

Tabla 23. Valores de Coeficiente F_a , para la zona de periodos cortos del espectro

Tabla A.2.4-3
Valores del coeficiente F_a , para la zona de periodos cortos del espectro

Tipo de Perfil	Intensidad de los movimientos sísmicos				
	$A_a \leq 0.1$	$A_a = 0.2$	$A_a = 0.3$	$A_a = 0.4$	$A_a \geq 0.5$
A	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
B	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
C	1.2	1.2	1.1	1.0	1.0
D	1.6	1.4	1.2	1.1	1.0
E	2.5	1.7	1.2	0.9	0.9
F	véase nota	véase nota	véase nota	Véase nota	véase nota

Nota: Para el perfil tipo **F** debe realizarse una investigación geotécnica particular para el lugar específico y debe llevarse a cabo un análisis de amplificación de onda de acuerdo con A.2.10.

En la Tabla 24 se dan los valores del coeficiente F_v que amplifica las ordenadas del espectro en roca para tener en cuenta los efectos de sitio en el rango de periodos intermedios.

Tabla 24. Valores de Coeficiente F_v , para la zona de periodos cortos del espectro

Tabla A.2.4-4
Valores del coeficiente F_v , para la zona de periodos intermedios del espectro

Tipo de Perfil	Intensidad de los movimientos sísmicos				
	$A_v \leq 0.1$	$A_v = 0.2$	$A_v = 0.3$	$A_v = 0.4$	$A_v \geq 0.5$
A	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
B	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
C	1.7	1.6	1.5	1.4	1.3
D	2.4	2.0	1.8	1.6	1.5
E	3.5	3.2	2.8	2.4	2.4
F	véase nota	véase nota	véase nota	Véase nota	véase nota

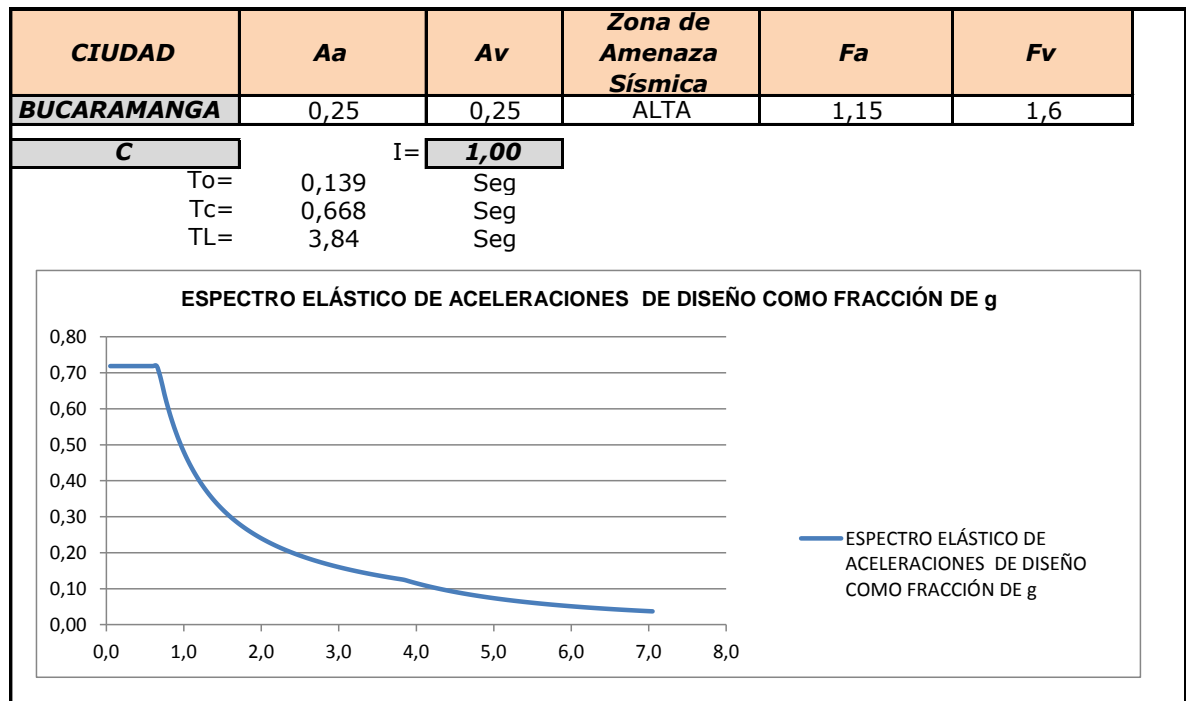
Nota: Para el perfil tipo **F** debe realizarse una investigación geotécnica particular para el lugar específico y debe llevarse a cabo un análisis de amplificación de onda de acuerdo con A.2.10.

Coficiente de Importancia. La estructura en estudio se cataloga dentro de las estructuras de ocupación normal, grupo I, según la tabla A.2.5-1 de la NSR-10 el coeficiente de importancia, I , tiene un valor de **1.00**

Espectro de aceleraciones. La forma del espectro elástico de aceleraciones, S_a expresada como fracción de la gravedad, para un coeficiente de cinco por ciento (5%) del amortiguamiento crítico, que se debe utilizar en el diseño, se da en la

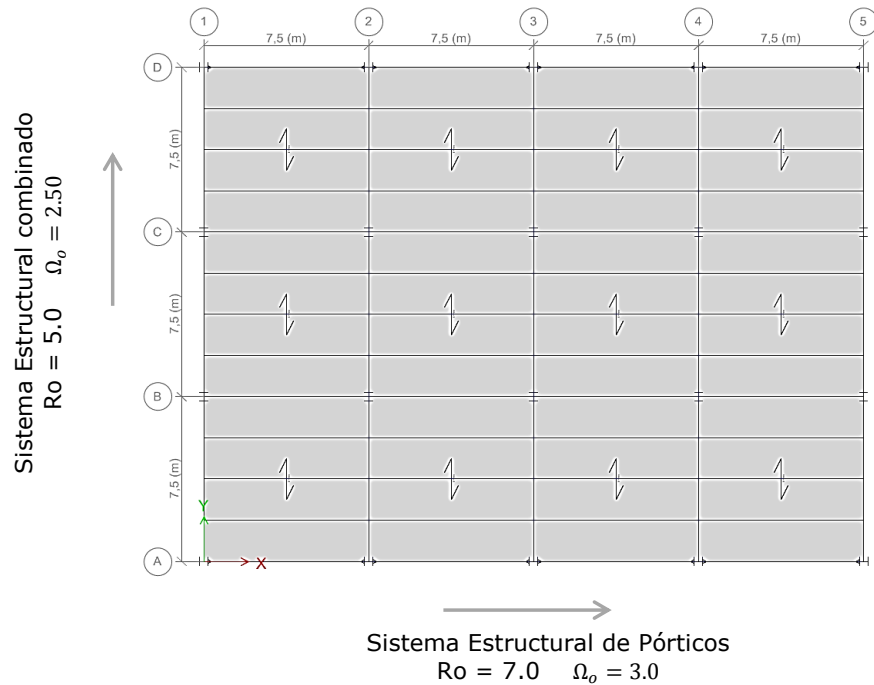
figura 80 y se define por medio de la ecuación A.2.6-1, con las limitaciones dadas en A.2.6.1.1 a A.2.6.1.3 de la NSR-10.

Figura 80. Espectro de Diseño



Sistema estructural. En la estructura en estudio se considera un sistema estructural en cada dirección principal debido a la configuración de elementos utilizados para resistir las fuerzas sísmicas, tal como lo establece la NSR-10 en el A.3.2.1

Figura 81. Sistema Estructural



Configuración estructural de la edificación. La estructura se clasifica como regular, no se presentan irregularidades en planta, irregularidades en altura y no se presenta ausencia de redundancias tal como lo establece el reglamento Colombiano en el capítulo A.3.3

$$R = R_o$$

Modelamiento estructural. Para la realización del modelo matemático de la edificación se emplea el software de diseño estructural ETABS.

Materiales. La NSR-10, F.2.1.5.1 Y F.3.1.4.1, cataloga las especificaciones que deben cumplir los aceros estructurales que son aptos para ser usados en los criterios y estándares del título F y en los sistemas de resistencia sísmica, las propiedades del material de los perfiles que componen estructura descrita son:

ASTM A572

$$F_y = 350 \text{ MPA}$$

$$F_u = 450 \text{ MPA}$$

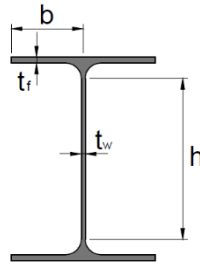
ASTM A36

$$F_y = 250 \text{ MPA}$$

$$F_u = 405 \text{ MP}$$

Propiedades geométricas de los elementos. Las propiedades geométricas de los elementos se seleccionan en base al uso y comercialización de los perfiles metálicos en la zona.

Figura 82. Relación ancho espesor de la aleta y el alma



Vigas principales

Perfil	Altura		Ala		Distancia			Area
	h	t _w	b	t _f	r	h _i	d	mm ²
	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	x10 ²
W24X76	608	11,2	228	17,3	13	573,4	547,4	144,6

Vigas secundarias

Perfil	Altura		Ala		Distancia			Area
	h	t _w	b	t _f	r	h _i	d	mm ²
	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	x10 ²
W14X30	352	6,9	171	9,8	10	332,4	312,4	57,3

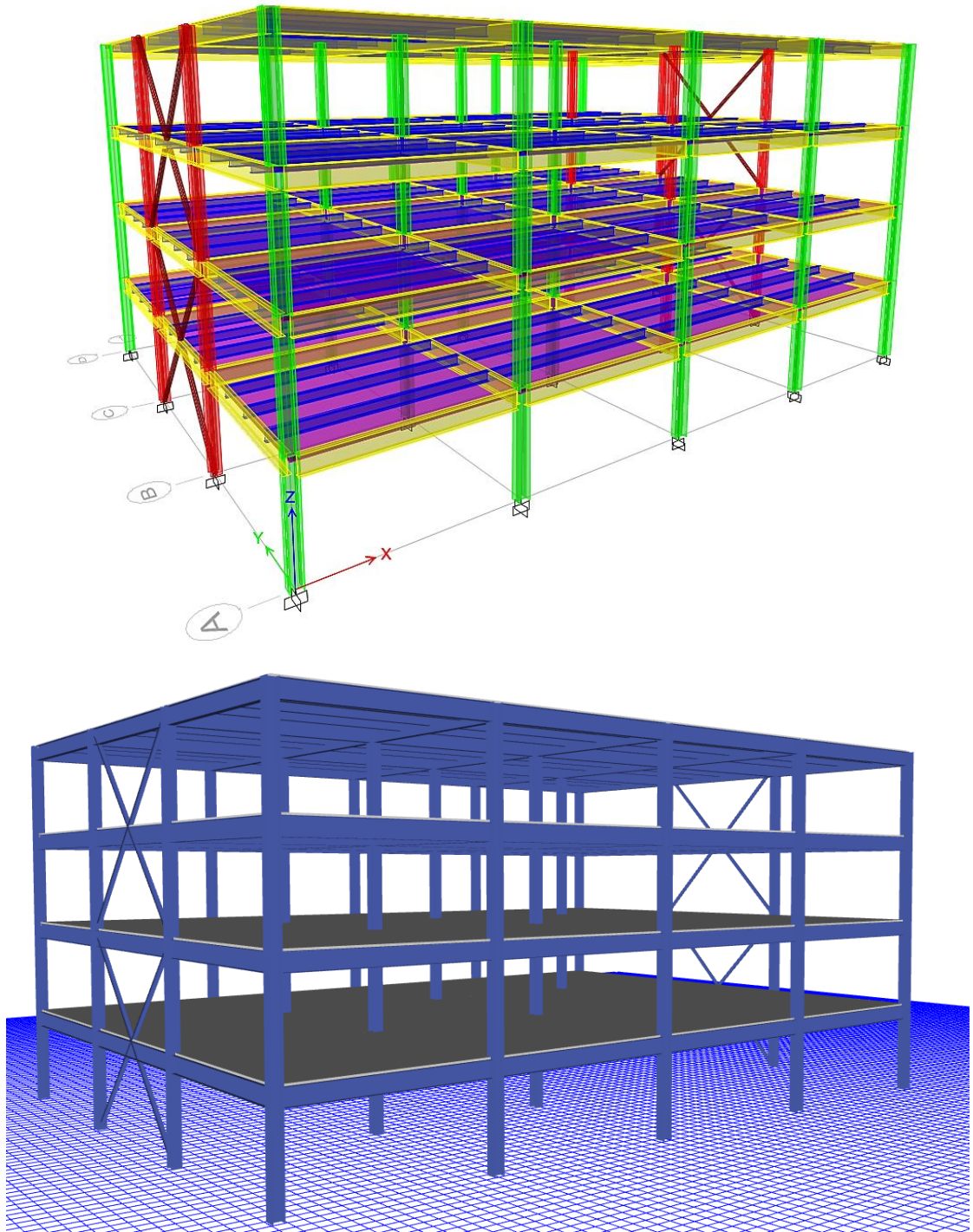
Columnas

Perfil	Altura		Ala		Distancia			Area
	h	t _w	b	t _f	r	h _i	d	mm ²
	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	x10 ²
W14x132	372	16,4	374	26,2	15	319,6	289,6	250,3
W14X176	387	21,1	398	33,3	15	320,4	290,4	334,6

Riostras

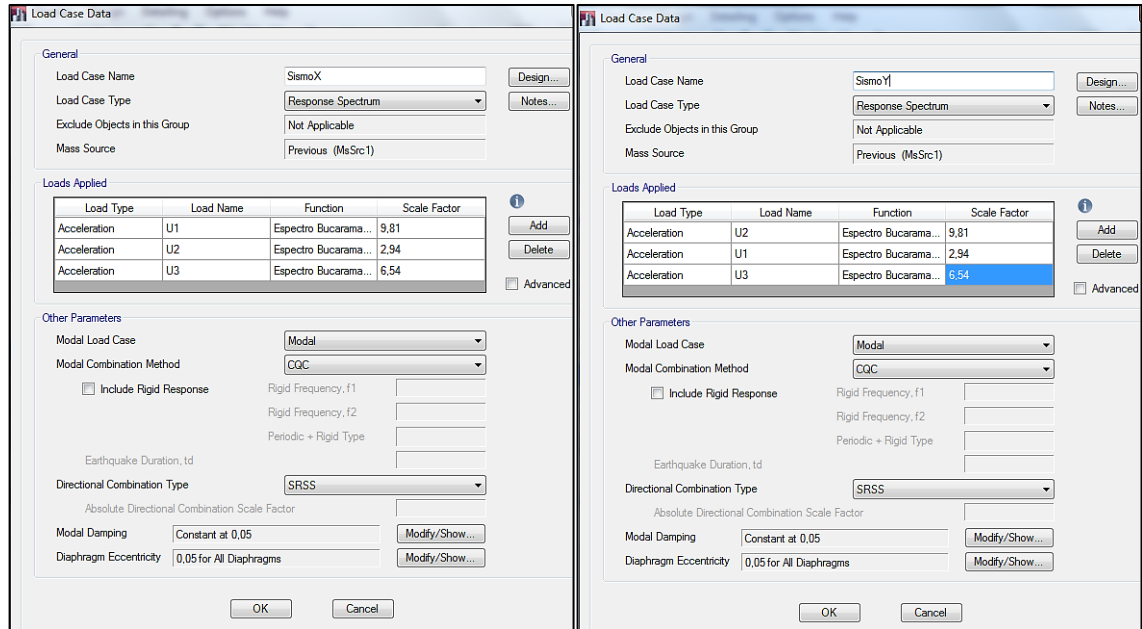
Perfil	Diámetro		Espesor de pared	Area
	Exterior d	Interior d _{int}	e	mm ²
	mm	mm	mm	x10 ²
HSS 6,875X0,500	254	222.2	15.9	60.4

Figura 83. Modelo tridimensional con diafragma rígido



Dirección de aplicación de las fuerzas sísmicas: se han establecido considerando los efectos ortogonales de acuerdo con A.3.6.3

Figura 84. Dirección aplicación de Cargas de Sismo (Etabs)



Fuente: Etabs 2015

Diseño por estabilidad: Los requisitos para el diseño por estabilidad se presentan en el numeral F.2.3 de la NSR-10, para el análisis de la estructura en estudio se emplea el método de análisis directo tal como lo establece la norma colombiana en F.2.3.1.1

Cálculo de las resistencias requeridas. Análisis de segundo orden considerando los efectos P-δ: Este efecto no se tiene en cuenta dado que el índice de estabilidad, Q_i , es menor que 0.1, tal como lo establece A.6.2.3 de la NSR-10

Consideración de las imperfecciones iniciales: El efecto de las imperfecciones iniciales en la estructura se tiene en cuenta aplicando cargas ficticias según se especifica en la sección F.2.3.2.2.2 de la NSR-10

Las cargas ficticias se aplican como cargas laterales en todos los niveles, la magnitud de la carga ficticia será:

$$N_i = 0.002Y_i$$

Figura 85. Aplicación de las cargas ficticias por consideración de las imperfecciones iniciales (Etabs)

Load	Type	Self Weight Multiplier	Auto Lateral Load
Carga ficticiaX	Notional	0	Auto
Dead	Dead	1	
Live	Live	0	
Carga ficticiaX	Notional	0	Auto
Carga ficticiaY	Notional	0	Auto

Notional Load Value

Base Load Pattern:

Load Ratio:

Notional Load Direction

Global X Global Y

Fuente: Etabs 2015

Estas cargas ficticias son aplicadas con la dirección especificada en la sección F.2.3.2.2.2 (2), en todas las combinaciones de cargas.

Reducción de rigidez: Se usan resistencias reducidas en el análisis de la estructura, siguiendo los requisitos de la sección F.2.3.2.3, numeral 1 y 2, de la NSR-10, aplicando un factor 0.8 a los valores de todos los parámetros de rigidez de la estructura y aplicando un factor adicional, τ_b , a la rigidez flexional de los miembros que contribuyen a la estabilidad de la estructura.

Se halla máxima carga axial, P_u , en la estructura:

Nivel	Columna	Combinación de carga	P _u	Estado
			kN	
Segundo Nivel N+3.75	C5	1.2D+L+E _y Min	2345,2552	Compresión

Evaluando la relación P_u/P_y se tiene que:

$$P_y = A * F_y$$

$$\frac{2345.26 \times 10^3}{350 * 250.3 \times 10^2} = 0.2677$$

Para relaciones $\frac{P_u}{P_y} \leq 0.5$ la NSR-10 establece que $\tau_b = 1.0$

Combinaciones de Carga: Las combinaciones de carga son asignadas de acuerdo a lo establecido por la NSR-10 - B.2.4.2.

Tabla 25. Combinaciones de Carga

1.4(D+F)	(B.2.4-1)
1.2(D+F+T)+1.6(L+H)+0.5(L_r ó G ó L_e)	(B.2.4-2)
1.2D+1.6(L_r ó G ó L_e)+(L ó 0.8W)	(B.2.4-3)
1.2D+1.6W+1.0L+0.5(L_r ó G ó L_e)	(B.2.4-4)
1.2D+1.0E+1.0L	(B.2.4-5)
0.9D+1.6W+1.6H	(B.2.4-6)
0.9D+1.0E+1.6H	(B.2.4-7)

Consideraciones para el límite de la deriva: Las NSR-10 establece la deriva máxima para cualquier piso como un porcentaje de la altura de piso:

Tabla 26. Derivas máximas como porcentaje de h_{pi}

Tabla A.6.4-1
Derivas máximas como porcentaje de h_{pi}

Estructuras de:	Deriva máxima
concreto reforzado, metálicas, de madera, y de mampostería que cumplen los requisitos de A.6.4.2.2	1.0% $\left(\Delta_{\max}^i \leq 0.010 h_{pi} \right)$
de mampostería que cumplen los requisitos de A.6.4.2.3	0.5% $\left(\Delta_{\max}^i \leq 0.005 h_{pi} \right)$

Sin embargo la NSR-10, A.6.4.1.1, establece que para el caso de la estructura en estudio las derivas pueden multiplicarse por 0.70 antes de hacer la comparación con los límites establecidos en la tabla anterior.

Las Derivas obtenidas para la estructura se encuentran en la Tabla 27.

Tabla 27. Tabla de Derivas

Derivas de la Estructura							
Piso	Nodo	Caso de carga	Desplazamiento X	Desplazamiento Y	Deriva X	Deriva Y	Deriva %
			mm	mm			
Quinto Nivel N+15.00	1	SismoX Max	167,1	31	0,00706	0,001535	0,51%
Quinto Nivel N+15.00	37	SismoX Max	167,1	29,2	0,00706	0,001444	0,50%
Quinto Nivel N+15.00	38	SismoX Max	167,1	31,2	0,00706	0,001535	0,51%
Quinto Nivel N+15.00	43	SismoX Max	165,1	31	0,006969	0,001535	0,50%
Quinto Nivel N+15.00	44	SismoX Max	165,1	29,2	0,006969	0,001444	0,50%
Quinto Nivel N+15.00	47	SismoX Max	165,1	31,2	0,006969	0,001535	0,50%
Quinto Nivel N+15.00	48	SismoX Max	165,1	29,1	0,006969	0,001444	0,50%
Quinto Nivel N+15.00	49	SismoX Max	165,1	27,2	0,006969	0,001353	0,50%
Quinto Nivel N+15.00	52	SismoX Max	167,1	29,1	0,00706	0,001444	0,50%
Quinto Nivel N+15.00	53	SismoX Max	167,1	27,2	0,00706	0,001353	0,50%
Quinto Nivel N+15.00	56	SismoX Max	167,1	31	0,00706	0,001535	0,51%
Quinto Nivel N+15.00	57	SismoX Max	167,1	29,2	0,00706	0,001444	0,50%
Quinto Nivel N+15.00	58	SismoX Max	167,1	31,2	0,00706	0,001535	0,51%
Quinto Nivel N+15.00	59	SismoX Max	167,1	29,1	0,00706	0,001444	0,50%
Quinto Nivel N+15.00	60	SismoX Max	167,1	27,2	0,00706	0,001353	0,50%
Quinto Nivel N+15.00	61	SismoX Max	165,1	31	0,006969	0,001535	0,50%
Quinto Nivel N+15.00	62	SismoX Max	165,1	29,2	0,006969	0,001444	0,50%
Quinto Nivel N+15.00	63	SismoX Max	165,1	31,2	0,006969	0,001535	0,50%
Quinto Nivel N+15.00	64	SismoX Max	165,1	29,1	0,006969	0,001444	0,50%
Quinto Nivel N+15.00	65	SismoX Max	165,1	27,2	0,006969	0,001353	0,50%
Carto Nivel N+11.25	1	SismoX Max	142,1	25,4	0,012245	0,002192	0,87%
Carto Nivel N+11.25	37	SismoX Max	142,1	23,9	0,012245	0,002061	0,87%
Carto Nivel N+11.25	38	SismoX Max	142,1	25,5	0,012245	0,002197	0,87%
Carto Nivel N+11.25	43	SismoX Max	140,5	25,4	0,01211	0,002192	0,86%
Carto Nivel N+11.25	44	SismoX Max	140,5	23,9	0,01211	0,002061	0,86%
Carto Nivel N+11.25	47	SismoX Max	140,5	25,5	0,01211	0,002197	0,86%
Carto Nivel N+11.25	48	SismoX Max	140,5	23,8	0,01211	0,002058	0,86%
Carto Nivel N+11.25	49	SismoX Max	140,5	22,2	0,01211	0,001925	0,86%
Carto Nivel N+11.25	52	SismoX Max	142,1	23,8	0,012245	0,002058	0,87%
Carto Nivel N+11.25	53	SismoX Max	142,1	22,2	0,012245	0,001925	0,87%
Carto Nivel N+11.25	56	SismoX Max	142,1	25,4	0,012245	0,002192	0,87%
Carto Nivel N+11.25	57	SismoX Max	142,1	23,9	0,012245	0,002061	0,87%
Carto Nivel N+11.25	58	SismoX Max	142,1	25,5	0,012245	0,002197	0,87%
Carto Nivel N+11.25	59	SismoX Max	142,1	23,8	0,012245	0,002058	0,87%
Carto Nivel N+11.25	60	SismoX Max	142,1	22,2	0,012245	0,001925	0,87%
Carto Nivel N+11.25	61	SismoX Max	140,5	25,4	0,01211	0,002192	0,86%
Carto Nivel N+11.25	62	SismoX Max	140,5	23,9	0,01211	0,002061	0,86%
Carto Nivel N+11.25	63	SismoX Max	140,5	25,5	0,01211	0,002197	0,86%
Carto Nivel N+11.25	64	SismoX Max	140,5	23,8	0,01211	0,002058	0,86%
Carto Nivel N+11.25	65	SismoX Max	140,5	22,2	0,01211	0,001925	0,86%
Carto Nivel N+11.25	71	SismoX Max	139,7	25,4	0,01219	0,002192	0,87%
Carto Nivel N+11.25	75	SismoX Max	139,7	25,5	0,01219	0,002197	0,87%
Tercer Nivel N+7.50	1	SismoX Max	97,1	17,3	0,013459	0,002716	0,96%
Tercer Nivel N+7.50	37	SismoX Max	97,1	16,2	0,013459	0,002554	0,96%
Tercer Nivel N+7.50	38	SismoX Max	97,1	17,4	0,013459	0,002725	0,96%
Tercer Nivel N+7.50	43	SismoX Max	96	17,3	0,01329	0,002716	0,95%
Tercer Nivel N+7.50	44	SismoX Max	96	16,2	0,01329	0,002554	0,95%
Tercer Nivel N+7.50	47	SismoX Max	96	17,4	0,01329	0,002725	0,95%
Tercer Nivel N+7.50	48	SismoX Max	96	16,2	0,01329	0,002549	0,95%
Tercer Nivel N+7.50	49	SismoX Max	96	15,1	0,01329	0,002383	0,95%
Tercer Nivel N+7.50	52	SismoX Max	97,1	16,2	0,013459	0,002549	0,96%
Tercer Nivel N+7.50	53	SismoX Max	97,1	15,1	0,013459	0,002383	0,96%
Tercer Nivel N+7.50	56	SismoX Max	97,1	17,3	0,013459	0,002716	0,96%
Tercer Nivel N+7.50	57	SismoX Max	97,1	16,2	0,013459	0,002554	0,96%
Tercer Nivel N+7.50	58	SismoX Max	97,1	17,4	0,013459	0,002725	0,96%
Tercer Nivel N+7.50	59	SismoX Max	97,1	16,2	0,013459	0,002549	0,96%
Tercer Nivel N+7.50	60	SismoX Max	97,1	15,1	0,013459	0,002383	0,96%

Tercer Nivel N+7.50	61	SismoX Max	96	17,3	0,01329	0,002716	0,95%
Tercer Nivel N+7.50	62	SismoX Max	96	16,2	0,01329	0,002554	0,95%
Tercer Nivel N+7.50	63	SismoX Max	96	17,4	0,01329	0,002725	0,95%
Tercer Nivel N+7.50	64	SismoX Max	96	16,2	0,01329	0,002549	0,95%
Tercer Nivel N+7.50	65	SismoX Max	96	15,1	0,01329	0,002383	0,95%
Segundo Nivel N+3.75	1	SismoX Max	39,4	7,1	0,010501	0,001895	0,75%
Segundo Nivel N+3.75	37	SismoX Max	39,4	6,7	0,010501	0,001783	0,75%
Segundo Nivel N+3.75	38	SismoX Max	39,4	7,2	0,010501	0,001913	0,75%
Segundo Nivel N+3.75	43	SismoX Max	38,9	7,1	0,010375	0,001895	0,74%
Segundo Nivel N+3.75	44	SismoX Max	38,9	6,7	0,010375	0,001783	0,74%
Segundo Nivel N+3.75	47	SismoX Max	38,9	7,2	0,010375	0,001913	0,74%
Segundo Nivel N+3.75	48	SismoX Max	38,9	6,6	0,010375	0,001773	0,74%
Segundo Nivel N+3.75	49	SismoX Max	38,9	6,2	0,010375	0,001653	0,74%
Segundo Nivel N+3.75	52	SismoX Max	39,4	6,6	0,010501	0,001773	0,75%
Segundo Nivel N+3.75	53	SismoX Max	39,4	6,2	0,010501	0,001653	0,74%
Segundo Nivel N+3.75	56	SismoX Max	39,4	7,1	0,010501	0,001895	0,75%
Segundo Nivel N+3.75	57	SismoX Max	39,4	6,7	0,010501	0,001783	0,75%
Segundo Nivel N+3.75	58	SismoX Max	39,4	7,2	0,010501	0,001913	0,75%
Segundo Nivel N+3.75	59	SismoX Max	39,4	6,6	0,010501	0,001773	0,75%
Segundo Nivel N+3.75	60	SismoX Max	39,4	6,2	0,010501	0,001653	0,74%
Segundo Nivel N+3.75	61	SismoX Max	38,9	7,1	0,010375	0,001895	0,74%
Segundo Nivel N+3.75	62	SismoX Max	38,9	6,7	0,010375	0,001783	0,74%
Segundo Nivel N+3.75	63	SismoX Max	38,9	7,2	0,010375	0,001913	0,74%
Segundo Nivel N+3.75	64	SismoX Max	38,9	6,6	0,010375	0,001773	0,74%
Segundo Nivel N+3.75	65	SismoX Max	38,9	6,2	0,010375	0,001653	0,74%
Segundo Nivel N+3.75	71	SismoX Max	38,7	7,1	0,010312	0,001895	0,73%
Segundo Nivel N+3.75	75	SismoX Max	38,7	7,2	0,010312	0,001913	0,73%
Quinto Nivel N+15.00	1	SismoY Max	55,1	98,4	0,002342	0,004869	0,38%
Quinto Nivel N+15.00	37	SismoY Max	55,1	94,8	0,002342	0,004691	0,37%
Quinto Nivel N+15.00	38	SismoY Max	55,1	98,8	0,002342	0,004869	0,38%
Quinto Nivel N+15.00	43	SismoY Max	51,2	98,4	0,002164	0,004869	0,37%
Quinto Nivel N+15.00	44	SismoY Max	51,2	94,8	0,002164	0,004691	0,36%
Quinto Nivel N+15.00	47	SismoY Max	51,2	98,8	0,002164	0,004869	0,37%
Quinto Nivel N+15.00	48	SismoY Max	51,2	94,6	0,002164	0,004692	0,36%
Quinto Nivel N+15.00	49	SismoY Max	51,2	90,8	0,002164	0,004514	0,35%
Quinto Nivel N+15.00	52	SismoY Max	55,1	94,6	0,002342	0,004692	0,37%
Quinto Nivel N+15.00	53	SismoY Max	55,1	90,8	0,002342	0,004514	0,36%
Quinto Nivel N+15.00	56	SismoY Max	55,1	98,4	0,002342	0,004869	0,38%
Quinto Nivel N+15.00	57	SismoY Max	55,1	94,8	0,002342	0,004691	0,37%
Quinto Nivel N+15.00	58	SismoY Max	55,1	98,8	0,002342	0,004869	0,38%
Quinto Nivel N+15.00	59	SismoY Max	55,1	94,6	0,002342	0,004692	0,37%
Quinto Nivel N+15.00	60	SismoY Max	55,1	90,8	0,002342	0,004514	0,36%
Quinto Nivel N+15.00	61	SismoY Max	51,2	98,4	0,002164	0,004869	0,37%
Quinto Nivel N+15.00	62	SismoY Max	51,2	94,8	0,002164	0,004691	0,36%
Quinto Nivel N+15.00	63	SismoY Max	51,2	98,8	0,002164	0,004869	0,37%
Quinto Nivel N+15.00	64	SismoY Max	51,2	94,6	0,002164	0,004692	0,36%
Quinto Nivel N+15.00	65	SismoY Max	51,2	90,8	0,002164	0,004514	0,35%
Carto Nivel N+11.25	1	SismoY Max	46,8	80,5	0,004017	0,006959	0,56%
Carto Nivel N+11.25	37	SismoY Max	46,8	77,5	0,004017	0,006698	0,55%
Carto Nivel N+11.25	38	SismoY Max	46,8	80,9	0,004017	0,006974	0,56%
Carto Nivel N+11.25	43	SismoY Max	43,5	80,5	0,003745	0,006959	0,55%
Carto Nivel N+11.25	44	SismoY Max	43,5	77,5	0,003745	0,006698	0,54%
Carto Nivel N+11.25	47	SismoY Max	43,5	80,9	0,003745	0,006974	0,55%
Carto Nivel N+11.25	48	SismoY Max	43,5	77,3	0,003745	0,006691	0,54%
Carto Nivel N+11.25	49	SismoY Max	43,5	74,2	0,003745	0,006422	0,52%
Carto Nivel N+11.25	52	SismoY Max	46,8	77,3	0,004017	0,006691	0,55%
Carto Nivel N+11.25	53	SismoY Max	46,8	74,2	0,004017	0,006422	0,53%
Carto Nivel N+11.25	56	SismoY Max	46,8	80,5	0,004017	0,006959	0,56%
Carto Nivel N+11.25	57	SismoY Max	46,8	77,5	0,004017	0,006698	0,55%
Carto Nivel N+11.25	58	SismoY Max	46,8	80,9	0,004017	0,006974	0,56%

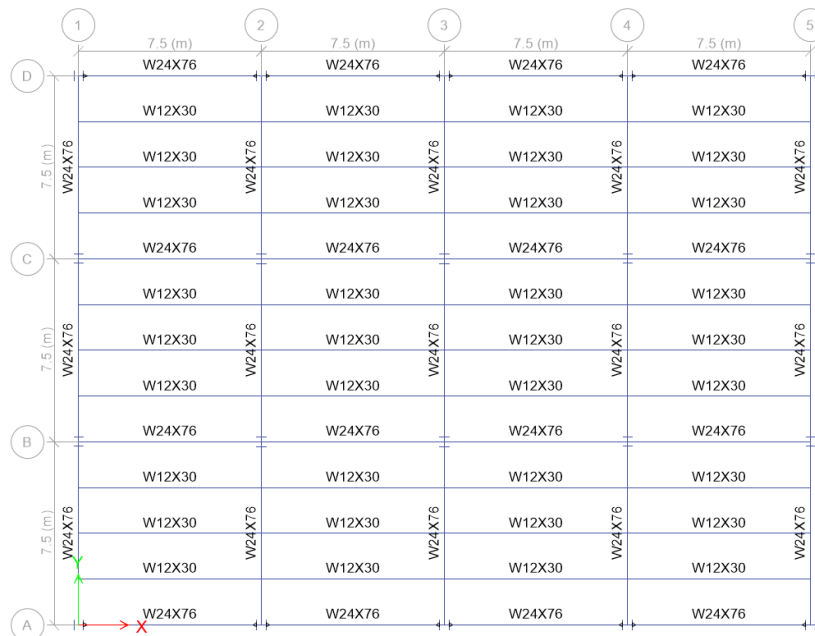
Carto Nivel N+11.25	59	SismoY Max	46,8	77,3	0,004017	0,006691	0,55%
Carto Nivel N+11.25	60	SismoY Max	46,8	74,2	0,004017	0,006422	0,53%
Carto Nivel N+11.25	61	SismoY Max	43,5	80,5	0,003745	0,006959	0,55%
Carto Nivel N+11.25	62	SismoY Max	43,5	77,5	0,003745	0,006698	0,54%
Carto Nivel N+11.25	63	SismoY Max	43,5	80,9	0,003745	0,006974	0,55%
Carto Nivel N+11.25	64	SismoY Max	43,5	77,3	0,003745	0,006691	0,54%
Carto Nivel N+11.25	65	SismoY Max	43,5	74,2	0,003745	0,006422	0,52%
Carto Nivel N+11.25	71	SismoY Max	41,9	80,5	0,003909	0,006959	0,56%
Carto Nivel N+11.25	75	SismoY Max	41,9	80,9	0,003909	0,006974	0,56%
Tercer Nivel N+7.50	1	SismoY Max	32	54,7	0,005072	0,008622	0,70%
Tercer Nivel N+7.50	37	SismoY Max	32	52,7	0,005072	0,008302	0,68%
Tercer Nivel N+7.50	38	SismoY Max	32	55	0,005072	0,008653	0,70%
Tercer Nivel N+7.50	43	SismoY Max	29,7	54,7	0,004729	0,008622	0,69%
Tercer Nivel N+7.50	44	SismoY Max	29,7	52,7	0,004729	0,008302	0,67%
Tercer Nivel N+7.50	47	SismoY Max	29,7	55	0,004729	0,008653	0,69%
Tercer Nivel N+7.50	48	SismoY Max	29,7	52,5	0,004729	0,008286	0,67%
Tercer Nivel N+7.50	49	SismoY Max	29,7	50,4	0,004729	0,007951	0,65%
Tercer Nivel N+7.50	52	SismoY Max	32	52,5	0,005072	0,008286	0,68%
Tercer Nivel N+7.50	53	SismoY Max	32	50,4	0,005072	0,007951	0,66%
Tercer Nivel N+7.50	56	SismoY Max	32	54,7	0,005072	0,008622	0,70%
Tercer Nivel N+7.50	57	SismoY Max	32	52,7	0,005072	0,008302	0,68%
Tercer Nivel N+7.50	58	SismoY Max	32	55	0,005072	0,008653	0,70%
Tercer Nivel N+7.50	59	SismoY Max	32	52,5	0,005072	0,008286	0,68%
Tercer Nivel N+7.50	60	SismoY Max	32	50,4	0,005072	0,007951	0,66%
Tercer Nivel N+7.50	61	SismoY Max	29,7	54,7	0,004729	0,008622	0,69%
Tercer Nivel N+7.50	62	SismoY Max	29,7	52,7	0,004729	0,008302	0,67%
Tercer Nivel N+7.50	63	SismoY Max	29,7	55	0,004729	0,008653	0,69%
Tercer Nivel N+7.50	64	SismoY Max	29,7	52,5	0,004729	0,008286	0,67%
Tercer Nivel N+7.50	65	SismoY Max	29,7	50,4	0,004729	0,007951	0,65%
Segundo Nivel N+3.75	1	SismoY Max	13	22,5	0,003474	0,005993	0,48%
Segundo Nivel N+3.75	37	SismoY Max	13	21,7	0,003474	0,005781	0,47%
Segundo Nivel N+3.75	38	SismoY Max	13	22,7	0,003474	0,00605	0,49%
Segundo Nivel N+3.75	43	SismoY Max	12,1	22,5	0,003218	0,005993	0,48%
Segundo Nivel N+3.75	44	SismoY Max	12,1	21,7	0,003218	0,005781	0,46%
Segundo Nivel N+3.75	47	SismoY Max	12,1	22,7	0,003218	0,00605	0,48%
Segundo Nivel N+3.75	48	SismoY Max	12,1	21,6	0,003218	0,005751	0,46%
Segundo Nivel N+3.75	49	SismoY Max	12,1	20,7	0,003218	0,005513	0,45%
Segundo Nivel N+3.75	52	SismoY Max	13	21,6	0,003474	0,005751	0,47%
Segundo Nivel N+3.75	53	SismoY Max	13	20,7	0,003474	0,005513	0,46%
Segundo Nivel N+3.75	56	SismoY Max	13	22,5	0,003474	0,005993	0,48%
Segundo Nivel N+3.75	57	SismoY Max	13	21,7	0,003474	0,005781	0,47%
Segundo Nivel N+3.75	58	SismoY Max	13	22,7	0,003474	0,00605	0,49%
Segundo Nivel N+3.75	59	SismoY Max	13	21,6	0,003474	0,005751	0,47%
Segundo Nivel N+3.75	60	SismoY Max	13	20,7	0,003474	0,005513	0,46%
Segundo Nivel N+3.75	61	SismoY Max	12,1	22,5	0,003218	0,005993	0,48%
Segundo Nivel N+3.75	62	SismoY Max	12,1	21,7	0,003218	0,005781	0,46%
Segundo Nivel N+3.75	63	SismoY Max	12,1	22,7	0,003218	0,00605	0,48%
Segundo Nivel N+3.75	64	SismoY Max	12,1	21,6	0,003218	0,005751	0,46%
Segundo Nivel N+3.75	65	SismoY Max	12,1	20,7	0,003218	0,005513	0,45%
Segundo Nivel N+3.75	71	SismoY Max	11,6	22,5	0,00309	0,005993	0,47%
Segundo Nivel N+3.75	75	SismoY Max	11,6	22,7	0,00309	0,00605	0,48%

11. DISEÑO DE SISTEMA DE PISO, VIGUETAS Y VIGA CARGUERA

11.1 DISEÑO DEL SISTEMA DE ENTREPISO CON TABLERO METÁLICO

Los miembros que se diseñan a continuación, no hacen parte del sistema de resistencia sísmica (SRS). La planta estructural del edificio en consideración se presenta a continuación y es la misma para los 4 niveles del edificio.

Figura 86. Planta estructural entrepiso tipo



Fuente: Etabs 2013

La dirección de armado del tablero es paralelo a los ejes 1, 2, 3, 4 y 5. Las viguetas se encuentran separadas una distancia entre ejes de 1875mm.

Evaluación de cargas sobre-impuestas para un metro de ancho de tablero metálico. La carga sobre impuesta no incluye el peso propio del sistema de losa con tablero metálico.

- **Cargas muertas sobre-impuestas (Ds)**

Acabados 1.60 N/mm

Muros divisorios livianos 2.00 N/mm

- **Cargas vivas**

Oficinas 2.00 N/mm

Carga de servicio sobre-impuesta $D_{cs}+L= 5.60$ N/mm

Carga última sobre-impuesta $1.2D_{cs}+1.6L= 7.52$ N/mm

Los tableros metálicos para trabajo en sección compuesta de entrepisos con comportamiento compuesto (NSR-10 F.4.7), son formados en frío y actúan como una formaleta permanente y como el refuerzo positivo a flexión para el concreto estructural. Cuando se sujeta adecuadamente, el tablero en acero también actúa como una plataforma de trabajo para las diferentes actividades en la construcción. Después que el tablero ha curado genera un vínculo con el tablero en acero debido a la geometría del panel metálico, medios mecánicos, adherencia superficial o por una combinación de estos medios.

En el mercado se encuentran diversos tipos de tablero metálico y todas coinciden en tabular cada una de las propiedades mecánicas de la sección sin revelar detalladamente la geometría, curvaturas de los dobleces y demás información que ponga en peligro la clonación de su producto. Por esta razón las propiedades del tablero metálico se tomaran directamente del catálogo comercial.

El acero utilizado para su formación debe tener un esfuerzo mínimo de fluencia de 230MPa (33ksi). El espesor mínimo de la lámina, aceptado para fabricación del tablero metálico de trabajo en sección compuesta, corresponde a una sección de acero base de 0.71 mm (tipo o calibre 22), de acuerdo con la sección F.4.7.2.1 y la tabla F.4.7.2-2 del reglamento de construcción sismo resistente NSR-10.

Para el desarrollo del ejercicio, escogeremos una lámina de 3" calibre 22 y un espesor total de placa de 130mm. Como se mencionó anteriormente, muchos de los valores se extraen de las tablas suministradas por el fabricante del tablero metálico. Entre muchas marcas comerciales y disponibles en Colombia, se usó el manual técnico metaldeck Grado 40 de ACESCO.

Figura 87. Lámina de 3" calibre 22 y un espesor total de placa de 130mm.

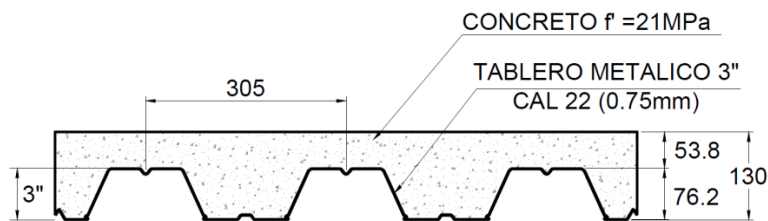


Figura 88. Manual técnico metaldeck Grado 40 de ACESCO

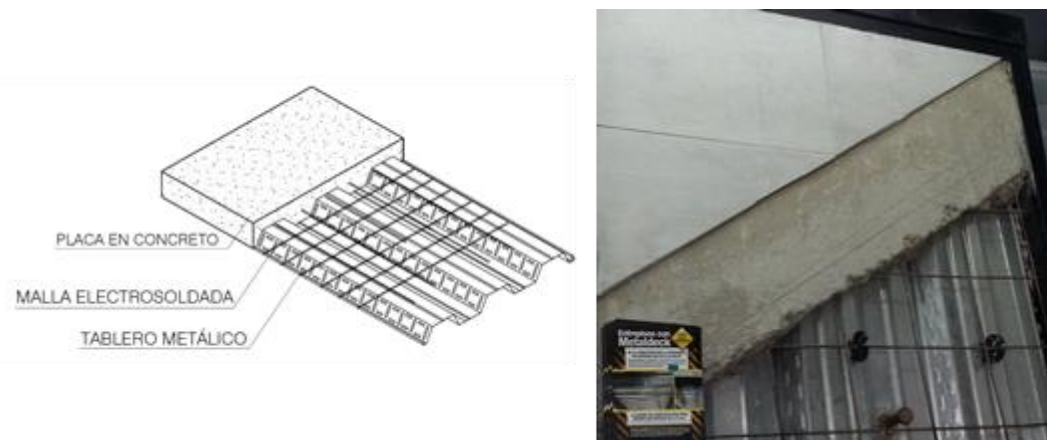


Tabla 28. Consideraciones de Diseño

CONSIDERACIONES DE DISEÑO	
Altura de la lámina (pulg)=	3”(76.2mm)
Calibre de la lámina =	22 (0.75mm)
Espesor total de la losa =	130 mm
Módulo de elasticidad E_c =	17000 MPa
Esfuerzo de fluencia GR40 =	275 MPa
Resistencia del concreto f'_c =	21 MPa
Densidad del concreto reforzado =	24 kN/m ³
Módulo de elasticidad E_s =	203000 MPa
Luz entre apoyos =	1875 mm
Luz libre entre apoyos =	1750 mm
Espesor equivalente de concreto =	90.75 mm

Propiedades de la lámina

Propiedades del panel Metaldeck 3” cal 22											
Calibre	Espesor (mm)	$S_s(+)$ (mm ³ /mm)	$S_i(+)$ (mm ³ /mm)	$S_s(-)$ (mm ³ /mm)	$S_i(-)$ (mm ³ /mm)	A_s mm ²	I_3 (mm ⁴ /mm)	I_2 mm ⁴ /mm)	J (mm ⁴ /mm)	ϕV_n (kgf/mm)	Y_b (mm)
22	0.75	21.99	26.35	25.57	20.49	1.055	1037.328	68582.46	0.1977	3.8149	37.83

Propiedades de la sección compuesta Metaldeck 3” cal 22, espesor: 130 mm							
Peso propio kgf/mm/mm	I_c Agrietado mm ⁴ /mm	I_c No agrietado mm ⁴ /mm	I_c Promedio mm ⁴ /mm	S_{cc} mm ³ /mm	S_{ic} mm ³ /mm	V_r kg/mm	A_c mm ² /mm
2.2633E-4	5722.3696	13380.295	9551.3324	156.22	61.2867	2.2045	74.2314

- **Deflexiones del tablero como formaleta (max 20mm) (NSR-10 F.4.7.3.3.)**

$$\delta_{cal} < \delta_{adm} = \frac{L}{180} = \frac{1875}{180} = 10.41mm < 20mm \quad \text{Cumple!}$$

Del manual de la lámina:

Peso del concreto fresco + peso del tablero: $q = 2.27N/mm^2$

Inercia efectiva de la lámina: $I_3 = 1037328mm^4$

w_{lc} = Peso de la losa de concreto

w_{tm} = Peso del tablero metálico

q_{pp} = Peso propio losa de concreto + peso del tablero metálico

Peso por carga concentrada por acumulación o montículo de un metro cúbico de concreto fresco durante la construcción: $p = 2200N$

Los cálculos se realizarán teniendo en cuenta el comportamiento de tres luces continuas por la continuidad de la lámina.

Carga de construcción: $q_{cc} = 1.0N/mm$

$$q_{pp} = w_{lc} + w_{tm} = 2.27N/mm^2$$

$$\delta_{cal} = \frac{0.0069 \times q_{pp} \times L^4}{E \cdot I_{ex}} = \frac{0.0069 \times 2.27 \times 1875^4}{203000 \cdot 1037328} = 0.919mm < 10.41mm \quad o.k.$$

- **Diseño de tablero metálico como formaleta con coeficientes de carga y resistencia (DCCR) (NSR-10 F.4.7.3.2.)**

$$M_{ux} = 1.6M_{conc+MD} + 1.4M_{cc}$$

$$V_{ux} = 1.6V_{conc+MD} + 1.4V_{cc}$$

Para el momento positivo, negativo y el cortante:

$$M_{ux}^+ = 0.20P \cdot L \cdot 1.4 + 0.094 \cdot q_{pp} \cdot L^2 \cdot 1.6$$

$$M_{ux}^+ = 0.20 \cdot 2200 \cdot 1875 \cdot 1.4 + 0.094 \cdot 2.27 \cdot 1875^2 \cdot 1.6 = 2355262.5N - mm$$

$$M_{ux}^- = 0.117 \cdot (1.6 \cdot q_{pp} + 1.4 \cdot q_{cc}) \cdot L^2 = 0.117 \cdot (1.6 \cdot 2.27 + 1.4 \cdot 1.0) \cdot 1875^2 = 2069803N - mm$$

$$V_{uy} = 0.6 \cdot (1.6 \cdot q_{pp} + 1.4 \cdot q_{cc}) \cdot L = 0.6 \cdot (1.6 \cdot 2.27 + 1.4 \cdot 1.0) \cdot 1875 = 5661N$$

La resistencia de la lámina está dada por:

$$M_{nx}^+ = 0.95 \cdot F_y \cdot S_s^+ = 0.95 \cdot 275 \cdot 21990 = 5744887.5N - mm$$

$$M_{nx}^- = 0.95 \cdot F_y \cdot S_s^- = 0.95 \cdot 275 \cdot 25570 = 6680162.5N - mm$$

$$\phi_v V_{ny} = 38149N$$

Por lo tanto, la interacción simultanea de la flexión y el cortante en el apoyo:

$$\left(\frac{M_{ux}^-}{\phi_b M_{nx}^-} \right)^2 + \left(\frac{V_{uy}}{\phi_v V_{ny}} \right)^2 = \left(\frac{2069803}{0.95 \cdot 6680162.5} \right)^2 + \left(\frac{5661}{38149} \right)^2 = 0.1283 < 1.00 \text{ Cumple!!}$$

Y en el centro de luz:

$$\left(\frac{M_{ux}^+}{\phi_b M_{nx}^+} \right)^2 + \left(\frac{V_{uy}}{\phi_v V_{ny}} \right)^2 = \left(\frac{2355262.5}{0.95 \cdot 5744887.5} \right)^2 + \left(\frac{0}{38149} \right)^2 = 0.1862 < 1.00 \text{ Cumple!!}$$

- **Diseño del tablero y concreto como una unidad completa por el método de esfuerzos admisibles (DEA) (NSR-10 F.4.7.5.6.)**

$$M_{adm} = C \cdot F_y \cdot S_c$$

Donde:

M_{adm} = Resistencia admisible a flexión:.

No existe una correlación entre las capacidades de carga halladas por los dos diferentes métodos de diseño, DCCR o DEA.

$F_y = 275MPa$ = Esfuerzo de fluencia de diseño:

$S_{ic} = 61286mm^4$ = Módulo elástico mínimo de la sección transversal transformada agrietada:

$C = 0.6$ = Factor de seguridad. No se consideran conectores de cortante:

$$M_{adm} = 0.60 \cdot 275 \cdot 61286 = 10112190$$

De este valor se obtiene la carga actuante para este valor de momento:

$$q_{act} = \frac{8 \cdot M_{adm}}{L^2} = \frac{8 \cdot 10112190}{1875^2} = 23.01N/mm$$

$$q_{act} = q_{pp} + q_{cs} \Rightarrow q_{cs} = q_{act} - q_{pp} = 23.01 - 2.27 = 20.74N/mm$$

$$q_{cs} \geq D_{cs} + L$$

$$20.74 > (3.6 + 2.0) = 5.60 \quad o.k.$$

- **Diseño del tablero y concreto como una unidad completa por el método de diseño con coeficientes de carga y resistencia (DCCR) (NSR-10 F.4.7.5.6.2.)**

$$\phi M_n = \phi \cdot A_s \cdot F_y \cdot \left(d - \frac{a}{2} \right) \quad (\text{F.4.7.5-2})$$

ϕM_n = Resistencia de diseño a flexión ancho unitario (N-mm).

$\phi = 0.85$ Factor de resistencia.

$F_y = 275$ Esfuerzo de fluencia de diseño. MPa.

Distancia desde la parte superior de la losa de concreto hasta el centriode del tablero metálico. $d = 130 - y_b = 130 - 37.83 = 92.17 \text{ mm}$

Área transversal del tablero metálico: $A_s = 1050 \text{ mm}^2$.

$$a = \frac{A_s \cdot F_y}{0.85 \cdot f'_c \cdot b} = \frac{1050 \cdot 275}{0.85 \cdot 21 \cdot 1000} = 16.17 \text{ mm}$$

Resistencia mínima a la compresión del concreto: $f'_c = 21 \text{ MPa}$

$$\phi M_n = 0.85 \cdot 1050 \cdot 275 \cdot \left(92.17 - \frac{16.17}{2} \right) = 20637612.19 \text{ N} - \text{mm}$$

$$q_u = \frac{8 \cdot \phi \cdot M_n}{L^2} = \frac{8 \cdot 20637612.19}{1875^2} = 46.962 \text{ N/mm}$$

$$q_u = q_{upp} + q_{ucs} \Rightarrow q_{ucs} = q_u - q_{upp} = 46.962 - 1.2 \cdot 2.27 = 44.23 \text{ N/mm}$$

$$q_{ucs} \geq 1.2D_{cs} + 1.6L$$

$$44.23 > 7.52 \quad \text{o.k.}$$

- **Revisión de la resistencia al cortante por el método de diseño con coeficientes de carga y resistencia (DCCR) (NSR-10 F.4.7.5.7):**

$$\phi V_n = \phi V_{tab} + \phi V_c \quad (\text{F-4.7.5-6})$$

Donde,

$\phi = 0.85$: Factor de resistencia.

ϕV_n = Resistencia de diseño a cortante del sistema de entrepiso compuesto.

ϕV_{tab} = Resistencia de diseño a cortante del tablero metálico según tabla.

ϕV_c = Resistencia de diseño a cortante suministrada por el concreto.

$f'_c = 21$ Resistencia mínima a la compresión del concreto. MPa

A_c = Área de concreto disponible para cortante en mm^2 . (ver F.4.7.5-7 NSR-10)

$$\phi V_{tab} = 38149 \text{ N}$$

$$\phi V_c = 0.85 \cdot 0.17 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'_c} \cdot A_c = 0.85 \cdot 0.17 \cdot 1.0 \cdot \sqrt{21} \cdot 74230 = 49153.78 \text{ N}$$

$$\phi V_n = \phi V_{tab} + \phi V_c = 38149 + 49153.78 = 87302.78 \text{ N}$$

$$q_u = \frac{1.25 \cdot \phi \cdot V_n}{L} = \frac{1.25 \cdot 87302.78}{1875} = 58.20 \text{ N/mm}$$

$$q_u = q_{upp} + q_{ucs} \Rightarrow q_{ucs} = q_u - q_{upp} = 58.2 - 1.2 \cdot 2.27 = 55.47 \text{ N/mm}$$

$$q_{ucs} \geq 1.2D_{cs} + 1.6L$$

$$55.47 > 7.52 \quad o.k.$$

- **Control de deflexiones de la losa**

$$\frac{L}{360} = \frac{1875}{360} = 5.208 \text{ mm}$$

$$q_{si} = D_{cs} + L = 5.60 \text{ N/mm}$$

$$I_{prom} = \frac{I_{agr} + I_{noagr}}{2} = \frac{5722336 + 13380295}{2} = 9551332.4 \text{ mm}^4$$

$$\Delta = \frac{0.0069 \cdot q_{si} \cdot L^4}{E_c \cdot I_{prom}} = \frac{0.0069 \cdot 5.60 \cdot 1875^4}{17000 \cdot 9551332.4} = 2.94 \text{ mm}$$

$$5.208 > 2.94 \quad o.k.$$

- **Diseño de conectores de cortante.** El número de pernos conectores de cortante de diámetro de 19mm por metro de ancho para anclar la losa de manera que pueda alcanzarse la resistencia nominal a flexión en la sección transversal, será estimado por la siguiente ecuación:

$$N_s = \frac{F_y \cdot \left(A_s - \frac{A_{webs}}{2} - A_{bf} \right)}{142.58 \cdot \sqrt{f'_c \cdot E_c}} \quad (\text{F.4.7.5-5})$$

Donde:

N_s = Numero de pernos conectores de 19mm requerido por metro de ancho.

$A_s = \frac{1050}{0.94} = 1117.02$ Área de acero en mm^2 por metro de ancho. El valor de 0.94 corresponde al ancho útil de la lámina comercial.

A_{webs} = Área de las almas en mm^2 por metro de ancho.

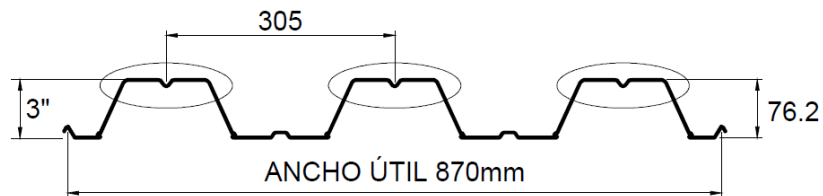
A_{bf} = Área de acero de la aleta inferior en mm^2 por metro de ancho.

$F_y = 275$: Esfuerzo de fluencia de diseño. MPa.

$E_c = 17000$: Módulo de elasticidad del concreto en MPa de acuerdo con el Título C del reglamento de construcción sismo-resistente NSR-10. MPa.

Debido a que en los manuales comerciales del tablero metálico no se encuentra desglosada cada una de las áreas correspondientes al ala inferior y a las almas, para efectos de resolver el problema, se puede estimar observando el grafico que el área de las crestas o mesetas de la lámina esta por el orden del 35% del área total de la sección del tablero por metro de ancho.

Figura 89. Geometría del Steel Deck



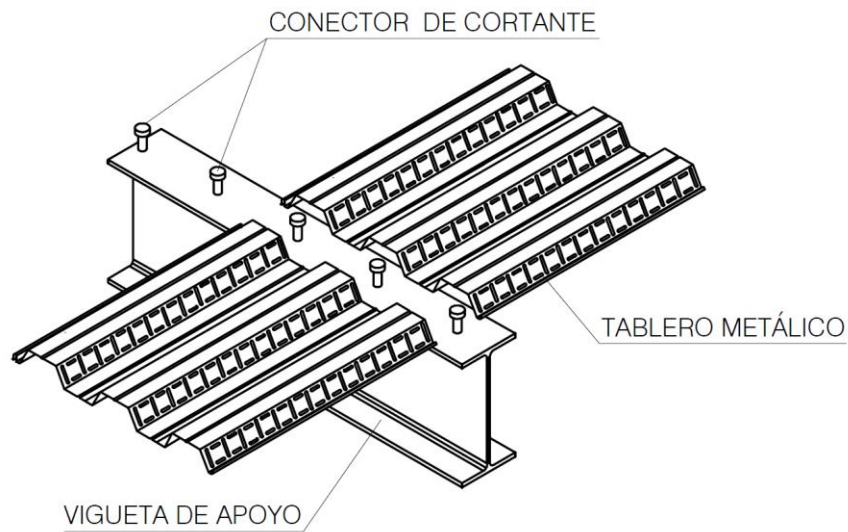
$$\left(A_s - \frac{A_{webs}}{2} - A_{bf} \right) \approx 0.35 \cdot A_s$$

Calculamos la cantidad de conectores por metro de ancho de tablero.

$$N_s = \frac{F_y \cdot \left(A_s - \frac{A_{webs}}{2} - A_{bf} \right)}{142.58 \cdot \sqrt{f'_c \cdot E_c}} = \frac{275 \cdot 1050 \cdot 0.35}{142.58 \cdot \sqrt{21 \cdot 17000}} = 1.186 \approx 2$$

Según el cálculo anterior se deben instalar mínimo 2 conectores por metro de ancho de lámina. Sin embargo, el tablero metálico estará apoyado en las viguetas de apoyo, es decir que el tablero está orientado perpendicularmente al eje longitudinal de las viguetas. Los conectores irán igualmente espaciados, sin restricciones por la distancia entre valles del tablero, ya que se corta el tamaño de la aleta.

Figura 90. Instalación del Steel Deck



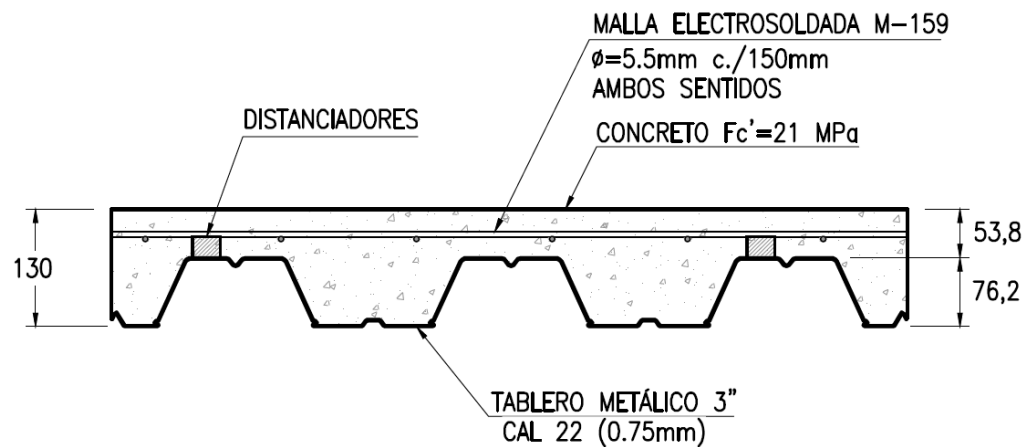
No es compatible, en términos de esfuerzos, soldar los conectores de 19mm de diámetro, a elementos de lámina delgada formados en frío. Se espera un mejor comportamiento con una viga laminada.

- **Refuerzo por retracción y temperatura**

$$A_s = 1.25 \cdot \rho \cdot b \cdot t = 1.20 \cdot 0.0018 \cdot 100 \cdot 7.4 = 1.59$$

Usar malla electrosoldada tipo M-159 $\Phi=5.5\text{mm}$ c./150mm ambos sentidos. La lámina debe estar separada del tablero metálico mediante distanciadores.

Figura 91. Diseño sistema de placa de piso.

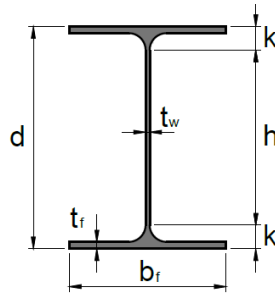


Diseño de vigueta como sección compuesta. (Ver F.2.9.3 NSR-10)

En este caso, el tablero se encuentra orientado perpendicularmente al eje longitudinal de la vigueta que no hace parte del sistema de resistencia sísmica. Como se presentó al inicio del capítulo, las viguetas están separadas a 1875mm entre ejes y por lo tanto esa es su carga aferente.

Revisaremos el diseño con un perfil W12X30 con una altura de 313mm.

Figura 92. Geometría Perfil W12X30



$d = 313mm$	$r_x = 132mm$
$t_w = 6.60mm$	$r_y = 38.8mm$
$b_f = 166mm$	$S_x = 635000mm^3$
$t_f = 11.20mm$	$S_y = 103000mm^3$
$A = 5690mm^2$	$Z_x = 708000mm^3$
$I_x = 99340000mm^4$	$Z_y = 158000mm^3$
$I_y = 8550000mm^4$	$J = 193000mm^4$

- **Diseño por cargas de construcción.** El concreto en estado fluido se considera una carga y en el proceso de vaciado se forman montículos de concreto fresco que la concentran un poco más en zonas locales del entrepiso. Otras cargas como el tránsito de los operarios, implica que para el diseño del sistema compuesto, vale la pena analizar las cargas denominadas de construcción.

El trabajo en conjunto del tablero y los miembros de acero, se da cuando el concreto alcanza la resistencia de diseño. En muchos de los casos, mientras se ejecuta la etapa de construcción, se hace necesario realizar apuntalamientos y la incorporación de miembros que proporcionen estabilidad lateral a las viguetas y vigas que trabajarán hasta cuando el sistema funcione como sección compuesta. Por las razones anteriormente mencionadas, se realiza un diseño teniendo en cuenta las deflexiones, la estabilidad de los miembros durante la construcción y la

resistencia del sistema sin el aporte a compresión del concreto y con este último en estado fluido.

Del diseño del tablero metálico, obtenemos las siguientes cargas con concreto fresco y las cargas por construcción. La vigueta se supone arriostrada lateralmente por 2 ejes de arrostramiento que se definirán más adelante.

$$L = 7500$$

$$A_A = 1875 \text{ Ancho aferente}$$

$$L_b = 2500 \text{ mm}$$

$$q_{pp} = 2.27 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{cc} = 1.00 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{arr} = 0.10 \text{ kN/m}^2$$

$$q = q_{pp} + q_{cc} + q_{arr} = 2.27 + 1.00 + 0.10 = 3.37 \text{ kN/m}^2$$

q_{pp} = Peso propio losa de concreto + peso del tablero metálico

q_{cc} = Cargas por operaciones de construcción

q_{arr} = Cargas por arriostramiento lateral de viguetas para la etapa constructiva.

$w = q \cdot A_A + w_{pp} = 3.37 \cdot 1.875 + 0.4465 = 6.76 \text{ kN/m}$ Carga de diseño por construcción.

w_{pp} = Peso propio del perfil W14x30 = 0.446 kN/m

- **Control de deflexiones por construcción**

$$\text{límite } \frac{L}{180} = \frac{7500}{180} = 41.6666$$

$$\Delta = \frac{5 \cdot w \cdot L^4}{384 \cdot E \cdot I} = \frac{5 \cdot 6.76 \cdot 7500^4}{384 \cdot 200000 \cdot 99340000} = 14.02 \text{ mm}$$

$$41.66 > 14.02 \quad \text{o.k.}$$

- **Resistencia por flexión por cargas de construcción**

$$M_{uc} = \frac{1.4 \cdot w \cdot L^2}{8} = \frac{1.40 \cdot 6.76 \cdot 7500^2}{8} = 66.54 \times 10^6 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

$$L_b = 2500 \text{ mm}$$

$$L_p = 1.76 \cdot r_y \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 1.76 \cdot 38.8 \cdot \sqrt{\frac{200000}{350}} = 1632.39 \text{ mm} \quad (F.2.6.2-5)$$

$$r_{ts} = \sqrt{\frac{I_y \cdot h_0}{2 \cdot S_x}} = \sqrt{\frac{8550000 \cdot (313 - 11.2)}{2 \cdot 635000}} = 45.08 \quad (F.2.6.2-7)$$

$$L_r = 1.95 \cdot r_{ts} \cdot \frac{E}{0.7 \cdot F_y} \sqrt{\frac{J \cdot c}{S_x \cdot h_0} + \sqrt{\left(\frac{J \cdot c}{S_x \cdot h_0}\right)^2 + 6.76 \cdot \left(\frac{0.7 \cdot F_y}{E}\right)^2}} \quad (F.2.6.2-6)$$

$$L_r = 1.95 \cdot 45.08 \cdot \frac{200000}{0.7 \cdot 350} \sqrt{\frac{193000 \cdot 1}{635000 \cdot (313 - 11.2)} + \sqrt{\left(\frac{193000 \cdot 1}{635000 \cdot (313 - 11.2)}\right)^2 + 6.76 \cdot \left(\frac{0.7 \cdot 350}{200000}\right)^2}}$$

$$L_r = 4646.19 \text{ mm}$$

Como $L_p < L_b < L_r$, el momento resistente se calcula:

$$M_p = F_y \cdot Z_x = 350 \cdot 708000 = 247.8 \times 10^6 \text{ N} - \text{mm} \quad (F.2.6.2-1)$$

$$M_n = C_b \left[M_p - (M_p - 0.70 \cdot F_y \cdot S_x) \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] \leq M_p \quad (F.2.6.2-1)$$

$$M_n = 1.0 \left[247.8 \times 10^6 - (247.8 \times 10^6 - 0.70 \cdot 350 \cdot 635000) \left(\frac{2500 - 1632}{4646 - 1632} \right) \right]$$

$$M_n = 221.24 \times 10^6 \text{ N} - \text{mm}$$

$$\phi_b M_n = 0.9 \cdot 221.24 \times 10^6 = 199.11 \times 10^6 \text{ N} - \text{mm}$$

$$M_{uc} \leq \phi_b M_n$$

$$66.54 < 199.11 \quad \text{o.k.}$$

- **Diseño a cortante por cargas de construcción**

$$V_u = \frac{1.4 \cdot w \cdot L}{2} = \frac{1.4 \cdot 6.76 \cdot 7500}{2} = 35490 \text{ N}$$

$$\frac{h}{t_w} = \frac{274.6}{6.60} = 41.61 \leq 2.24 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 2.24 \sqrt{\frac{200000}{350}} = 53.54 \text{ Cumple!} \quad (F.2.7.2-2)$$

$$\phi_v = 1.00$$

$$C_v = 1.00$$

$$A_w = d \cdot t_w = 313 \cdot 6.60 = 2065.8 \text{ mm}^2$$

$$V_n = 0.60 \cdot F_y \cdot A_w \cdot C_v = 0.60 \cdot 350 \cdot 2065.8 \cdot 1.0 = 433818 \text{ N} \quad (F.2.7.2-1)$$

$$\phi_v V_n = 433.82 \text{ kN} > V_u = 35.49 \text{ kN}$$

- **Diseño como sección compuesta**

Evaluación de cargas

q_{pp} = Peso propio losa de concreto + peso del tablero metálico

q_{arr} = Cargas por peso propio de viguetas

q_{si} = Carga muerta sobre impuesta

q_L = Carga viva en el diseño

$q_D = q_{pp} + q_{arr} + q_{si}$ Carga muerta en el diseño

$$A_A = 1875 \text{ Ancho afacente}$$

$$q_{pp} = 2.27 \text{ kN} / \text{m}^2$$

$$q_{arr} = 0.10 \text{ kN} / \text{m}^2$$

$$q_L = 2.00 \text{ kN} / \text{m}^2$$

$$q_{si} = (1.60 + 2.0 = 3.60) \text{ kN} / \text{m}^2$$

$$q_D = q_{pp} + q_{arr} + q_{si} = 2.27 + 0.10 + 3.60 = 5.97 \text{ kN} / \text{m}^2$$

w_{pp} = Peso propio del perfil W14x30=0.446 kN/m

$$w_u = 1.20(q_D \cdot A_A + w_{pp}) + 1.60 \cdot (q_L \cdot A_A)$$

$$w_u = 1.20(5.97 \cdot 1.875 + 0.446) + 1.60 \cdot (2.0 \cdot 1.875) = 19.96 \text{ kN} / \text{m}$$

$$M_u = \frac{w_u \cdot L^2}{8} = \frac{19.96 \cdot 7.50^2}{8} = 140.34 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$V_u = \frac{w_u \cdot L}{2} = \frac{19.96 \cdot 7.50}{2} = 74.85 \text{ kN}$$

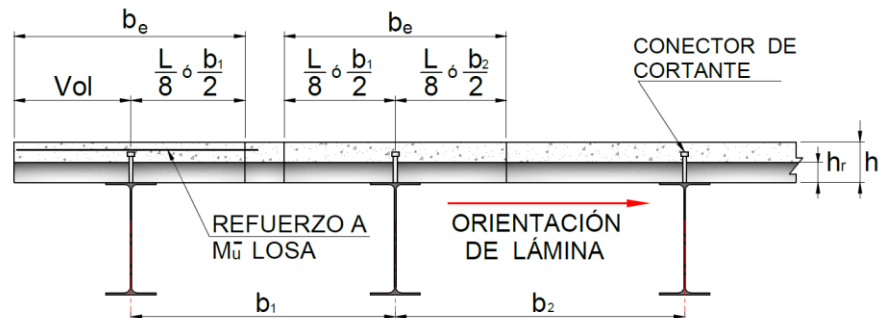
- **Geometría de la sección transversal**

t_p = Distancia entre la superficie de concreto y la cresta del tablero metálico

h = Espesor del sistema de placa compuesta

b_e = Ancho efectivo de concreto. (F.2.9.3.1 NSR-10)

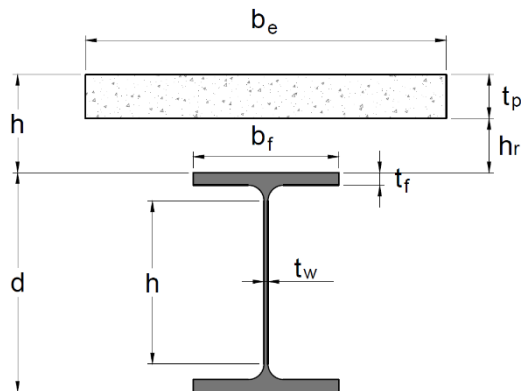
Figura 93. Aferencia las vigas adyacentes



Para el caso del ejercicio, la separación de las viguetas adyacentes se encuentran a igual longitud y no hay voladizos, es decir que $b_1 = b_2 = 1875mm$, y

$$2 \cdot \left(\frac{L}{8}\right) = 2 \cdot \left(\frac{7500}{8}\right) = 1875mm, \text{ por lo tanto, } b_e = 1875mm$$

Figura 94. Geometría de la sección transversal compuesta



$$\begin{aligned}
 b_e &= 1875\text{mm} \\
 t_p &= h - h_r = 130 - 76.2 = 53.8\text{mm} \\
 d &= 313\text{mm} \\
 h &= 130\text{mm} \\
 d + h &= 443\text{mm}
 \end{aligned}$$

Se debe realizar un cálculo para encontrar la ubicación del eje neutro. Existen tres casos:

Caso 1: Que el eje neutro se encuentre por encima de la aleta superior del perfil.

Caso 2: Que el eje neutro se encuentre dentro del espesor de la aleta superior del perfil.

Caso 3: Que el eje neutro, se encuentre por debajo de la aleta superior del perfil. Se hallara la posición del eje neutro mediante el siguiente equilibrio estático.

$$\begin{aligned}
 C_c &= 0.85 \cdot f'_c \cdot A_c = 0.85 \cdot f'_c \cdot b_f \cdot t_p = 0.85 \cdot 21 \cdot 1875 \cdot 53.8 = 1800619\text{N} \\
 T &= A \cdot F_y = 5690 \cdot 350 = 1991500\text{N}
 \end{aligned}$$

Como la fuerza calculada para la totalidad del perfil es mayor que la fuerza calculada para la totalidad del área de concreto, entonces el eje neutro está dentro del área del perfil para poder lograr el equilibrio al realizar la sumatoria de fuerzas horizontales.

Esto quiere decir que parte del perfil estará en compresión. Ahora determinaremos si el eje neutro se encuentra dentro del espesor de la aleta superior del perfil:

T' = Fuerza que puede desarrollar la aleta

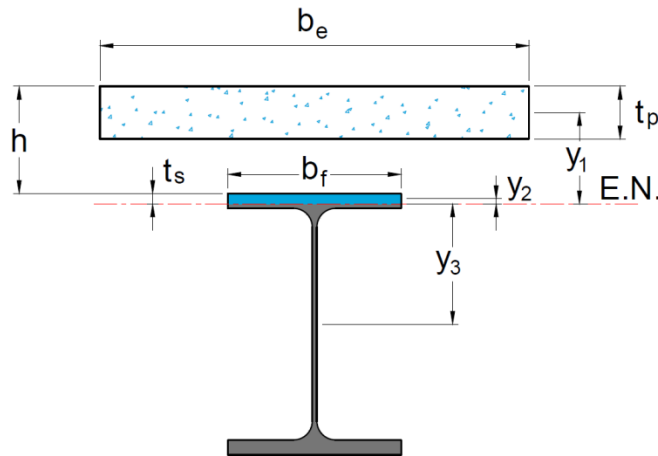
$$T' = b_f \cdot t_f \cdot F_y = 166 \cdot 11.2 \cdot 350 = 650720 N$$

$$C_c + 2T' = 1800619 + 2 \cdot 650720 = 3102059 N > T = 1991500 N$$

El eje neutro de la sección se encuentra dentro de la aleta superior del perfil W12x30

t_s = Espesor de aleta superior en compresión

Figura 95. Diagrama de áreas y distancias para el Caso 2



$$C_c + (2 \cdot b_f \cdot t_s \cdot F_y) = T$$

$$t_s = \frac{T - C_c}{2 \cdot b_f \cdot F_y} = \frac{1991500 - 1800619}{2 \cdot 166 \cdot 350} = 1.64 \text{ mm}$$

Para que la sección compuesta para el estado límite de plastificación de la sección, desarrolle una distribución plástica de esfuerzos debe cumplirse que:

$$\frac{h}{t_w} \leq 3.76 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

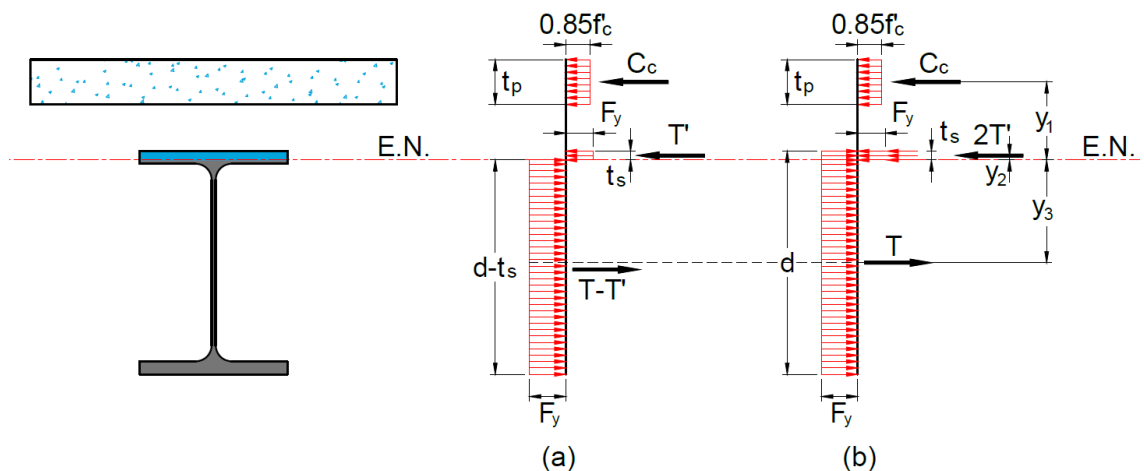
$$\frac{274.6}{6.60} \leq 3.76 \sqrt{\frac{200000}{350}} \quad \text{Ver F.2.9.3.2 NSR-10}$$

$$41.60 \leq 89.88$$

Cumple! La sección puede desarrollar momento plástico con un factor de reducción $\phi_b = 0.90$.

Pensando en facilitar los cálculos, podemos expresar la siguiente distribución de esfuerzos de la siguiente manera: la distribución real de esfuerzos, se describe en el diagrama (a). Nótese que este diagrama es complejo si intentamos calcular el centriode del área del perfil que se encuentra por debajo del eje neutro. Si realizamos una adición de T' en cada dirección de fuerzas, sin afectar el equilibrio del sistema, calcular las distancias y_i , es una tarea más sencilla (ver diagrama (b)):

Figura 96. Diagrama de fuerzas



La capacidad a momento plástico se calcula haciendo momentos con respecto al eje neutro de la sección:

$$M_n = C_c \cdot y_1 + 2T' \cdot y_2 + T \cdot y_3$$

$$M_n = C_c \cdot y_1 + (2 \cdot b_f \cdot t_s \cdot F_y) \cdot y_2 + T \cdot y_3$$

$$y_1 = \left(h - \frac{t_p}{2} \right) + t_s = \left(130 - \frac{53.8}{2} \right) + 1.64 = 104.74 \text{ mm}$$

$$y_2 = \frac{t_s}{2} = \frac{1.64}{2} = 0.82 \text{ mm}$$

$$y_3 = \frac{d}{2} - t_s = \frac{313}{2} - 1.64 = 154.86 \text{ mm}$$

$$M_n = 1800619 \cdot 104.74 + (2 \cdot 166 \cdot 1.64 \cdot 350) \cdot 0.82 + 1991500 \cdot 154.86$$

$$M_n = 497.15 \text{ E} + 06 \text{ N} - \text{ mm}$$

$$\phi_b M_n = 0.9 \cdot 497.15 = 447.4 \text{ kN} - \text{ m}$$

$$M_u \leq \phi_b M_n$$

$$140.34 < 447.4$$

La sección cumple satisfactoriamente la sollicitación a momento positivo en el centro de luz

- **Verificación a cortante**

$$\phi_v V_n = 433.82 \text{ kN} > V_u = 74.85 \text{ kN} \quad o.k.$$

- **Verificación de deflexiones**

Cálculos basados en los conceptos de sección transformada:

$$n = \frac{E_s}{E_c} = \frac{200000}{17000} = 11.76$$

$$y_{trf} = \frac{\left[\left(\frac{b_f \cdot t_p}{n} \right) \cdot (d + h - 0.5 \cdot t_p) \right] + \left[\frac{A \cdot d}{2} \right]}{\left(\frac{b_f \cdot t_p}{n} \right) + A} = \frac{\left[\left(\frac{1875 \cdot 53.8}{11.76} \right) \cdot (313 + 130 - 0.5 \cdot 53.8) \right] + \left[\frac{5690 \cdot 313}{2} \right]}{\left(\frac{1875 \cdot 53.8}{11.76} \right) + 5690}$$

$$y_{trf} = 312.57 \text{ mm}$$

$$I_{trf} = I_x + \left[\frac{1}{12} \cdot \left(\frac{b_e \cdot t_p^3}{n} \right) \right] + \left[A \cdot \left(y_{trf} - \frac{d}{2} \right)^2 \right] + \left[\left(\frac{b_e \cdot t_p}{n} \right) \cdot \left(d + h - \frac{t_p}{2} - y_{trf} \right)^2 \right]$$

$$I_{trf} = 99340000 + \left[\frac{1}{12} \cdot \left(\frac{1875 \cdot 53.8^3}{11.76} \right) \right] + \left[5690 \cdot \left(312.57 - \frac{313}{2} \right)^2 \right]$$

$$+ \left[\left(\frac{1875 \cdot 53.8}{11.76} \right) \cdot \left(313 + 130 - \frac{53.8}{2} - 312.57 \right)^2 \right]$$

$$I_{trf} = 99340000 + 2068995 + 138596136 + 91940879 = 331946010 \text{ mm}^4$$

Deflexión instantánea por carga viva

$$\text{límite } \frac{L}{360} = \frac{7500}{360} = 20.83 \text{ mm}$$

$$w_l = q_L \cdot A_A = 2.0 \cdot 1.875 = 3.75 \text{ KN / m} = 3.75 \text{ N / mm}$$

$$\Delta = \frac{5 \cdot w_l \cdot L^4}{384 \cdot E \cdot I_{trf}} = \frac{5 \cdot 3.75 \cdot 7500^4}{384 \cdot 200000 \cdot 331946010} = 2.327 \text{ mm} \quad \text{cumple}$$

Deflexiones a largo plazo por carga sobre-impuesta

$$\text{límite } \frac{L}{240} = \frac{7500}{240} = 31.25 \text{ mm}$$

$$w_{si} = q_{si} \cdot A_A = 3.60 \cdot 1.875 = 6.75 \text{ KN / m} = 6.75 \text{ N / mm}$$

$$\Delta = \frac{5 \cdot w_{si} \cdot L^4}{384 \cdot E \cdot I_{trf}} = \frac{5 \cdot 6.75 \cdot 7500^4}{384 \cdot 200000 \cdot 331946010} = 4.19 \text{ mm} \quad \text{cumple}$$

- **Transferencia de carga entre la viga de acero y la losa de concreto.**

F.2.9.3.2.4 NSR-10

$$V_r' = 0.85 \cdot f_c' \cdot A_c = 0.85 \cdot 21 \cdot 1875 \cdot 53.8 = 1800619N$$

$$V_r' = F_y \cdot A_s = 350 \cdot 5690 = 1991500N$$

$$\text{gobierna } V_r' = 1800619N$$

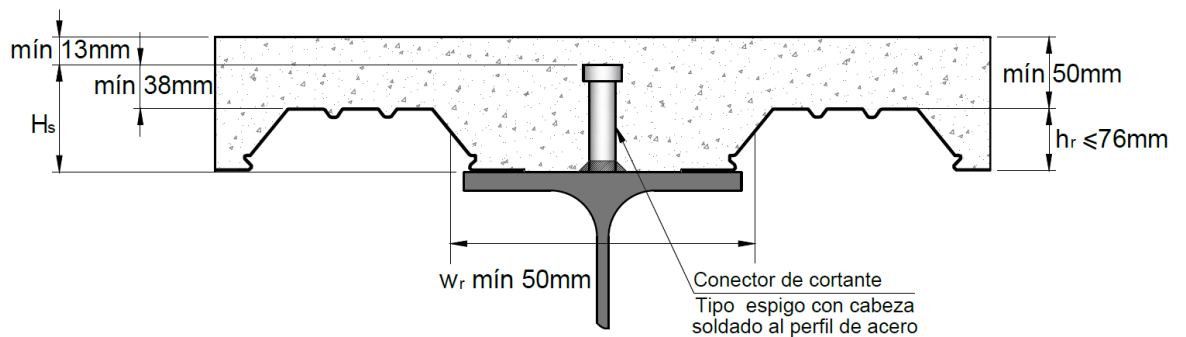
Teniendo en cuenta que la relación entre $\frac{M_u}{\phi M_n} = \frac{140.34}{447.4} = 0.31$, no necesitamos

transferir el 100% de la fuerza proporcionada por el concreto. Podemos calcular los conectores con el 85%.

$$V_r' = 0.85 \cdot 1800619 = 1530526N$$

- **Requisitos dimensionales (F.2.9.3.2.3 NSR-10):**

Figura 97. Requisitos dimensionales F.2.9.3.2.3 NSR-10



La losa de concreto se conectará a la viga de acero por medio de conectores tipo espiga con cabeza o tipo perno, soldados, con diámetro menor o igual que 19mm (AWS D1.1). Los espigos o pernos pueden soldarse ya sea a través de la lámina o directamente a la viga de acero. Los espigos o pernos, una vez instalados, deberán extenderse por lo menos 38mm por encima del nivel superior del tablero

metálico, y deberán quedar con un recubrimiento de concreto de 13mm como mínimo por encima de su extremo superior.

$$\text{Altura del espigo } H_s = 76.2 + 38 = 114.2\text{mm} \Rightarrow H_s = 115\text{mm}$$

El espesor de losa por encima del tablero es 53.8mm.

El recubrimiento superior del espigo, $r = 130 - 115 = 15\text{mm}$, cumple.

- **Requisitos geométricos de los conectores**

Diámetro del conector

$$\phi_{\max} = 2.5t_f \text{ Si se ponen fuera del alma.}$$

$$\phi_{\max} \leq 3/4'' \text{ Con tablero metálico}$$

Altura del conector H_s

$$H_{s \text{ min}} = 4\phi > (h_r + 38\text{mm})$$

$$H_{s \text{ max}} < (h_r + 75\text{mm})$$

Separaciones entre conectores S

$$S_{\min} = 4\phi \text{ En dirección longitudinal con tablero metálico}$$

$$S_{\min} = 4\phi \text{ En dirección transversal con tablero metálico}$$

$S_{\min} = 6\phi$ En dirección longitudinal sin tablero metálico

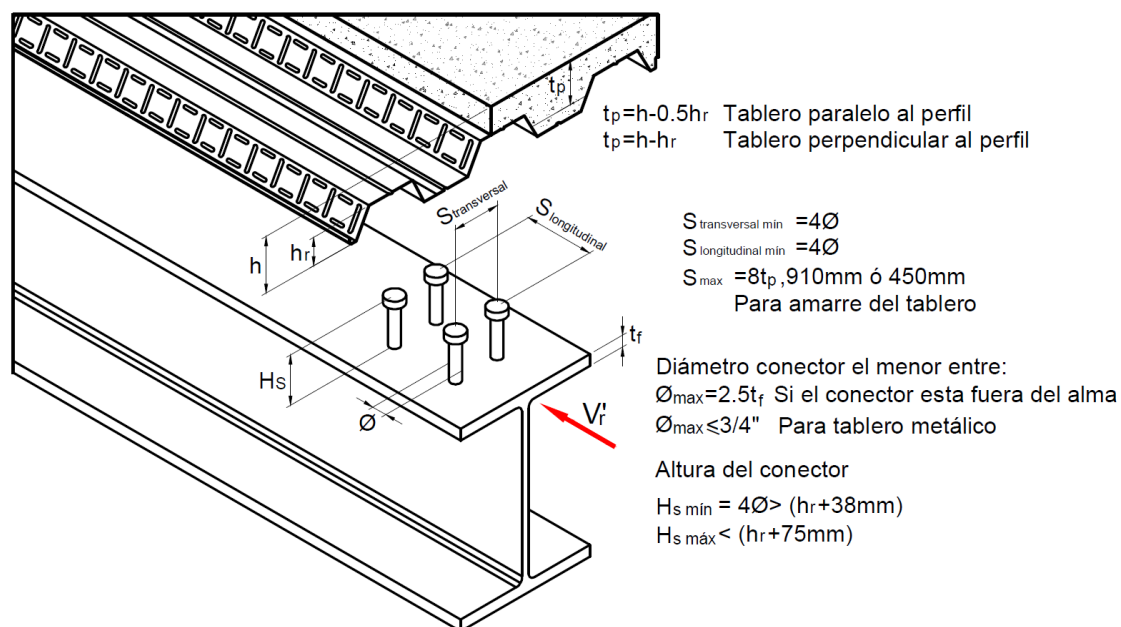
$S_{\min} = 4\phi$ En dirección transversal sin tablero metálico

$S_{\max} = 8t_p < 910\text{mm}$ ó 450mm para amarre del tablero metálico.

Recubrimiento lateral mínimo $r = 25\text{mm}$ en la dirección perpendicular de la fuerza y
 $r = 200\text{mm}$ en la dirección de la fuerza

Recubrimiento superior mínimo $r = 13\text{mm}$

Figura 98. Requisitos dimensionales de los conectores



- **Resistencia de los conectores de acero tipo espigo con cabeza**

$$Q_n = 0.5 \cdot A_{sc} \cdot \sqrt{f_c' \cdot E_c} \leq R_g \cdot R_p \cdot A_{sc} \cdot F_u \quad (\text{F.2.9.8-1})$$

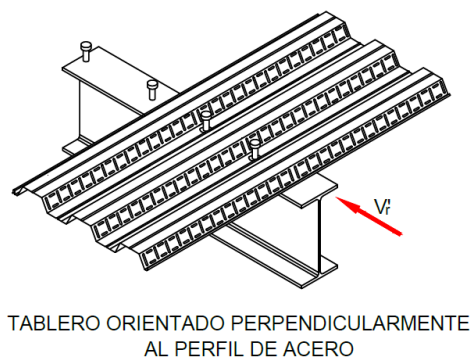
A_{sc} = Área de la sección transversal del conector de espigo, mm²

f'_c = Resistencia especificada a compresión del concreto, MPa.

E_c = Módulo de elasticidad del concreto = 17000 MPa.

F_u = Resistencia a tensión mínima especificada de los conectores tipo espigo con cabeza, MPa.

Figura 99. Valores de R_g y R_p para cuando el tablero se encuentra orientado perpendicularmente al perfil de acero.



TABLERO ORIENTADO PERPENDICULARMENTE AL PERFIL DE ACERO

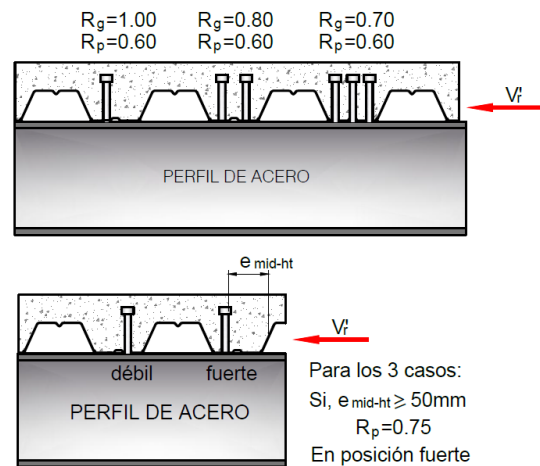
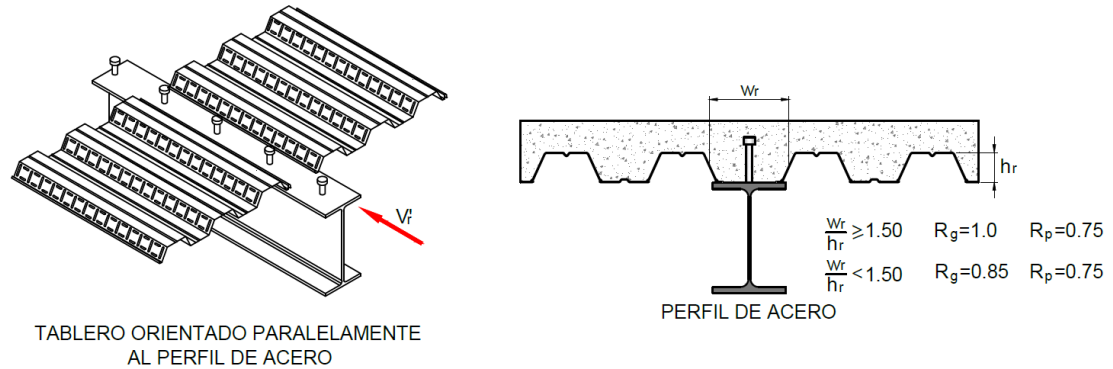


Figura 100. Valores de R_g y R_p para cuando el tablero se encuentra orientado paralelamente al perfil de acero.



Para el caso de nuestro ejercicio, el tablero metálico se encuentra orientado perpendicularmente al perfil de acero W12x30.

Se instalarán dos conectores de acero tipo espigo con cabeza soldados al perfil en cada nervadura del tablero metálico. $R_g = 0.8$ y $R_p = 0.60$, por la dificultad de controlar en la obra que los conectores queden en la posición fuerte con respecto a la fuerza V_r' .

Usando espigos de 19mm ($\frac{3}{4}$ ") de diámetro, calculamos la resistencia para un espigo.

$$A_{sc} = \frac{\pi}{4} \cdot 19^2 = 283.52$$

$$Q_n = 0.5 \cdot A_{sc} \cdot \sqrt{f_c' \cdot E_c} \leq R_g \cdot R_p \cdot A_{sc} \cdot F_u$$

$$Q_n = 0.5 \cdot 283.52 \cdot \sqrt{21 \cdot 17000} \leq 0.8 \cdot 0.60 \cdot 283.52 \cdot 490$$

$$Q_n = 84700N \leq 66684$$

$$\text{gobierna } Q_n = 66684N$$

El número de conectores sería:

$$N = \frac{V_r'}{Q_n} = \frac{1530526N}{66684} = 22.95 \rightarrow 24 \text{ Conectores para cada lado a partir del centro de luz, que es donde ocurre el momento máximo, hasta donde el momento es igual a cero, es decir en el apoyo.}$$

que es donde ocurre el momento máximo, hasta donde el momento es igual a cero, es decir en el apoyo.

Sin embargo, se asumió en el anterior cálculo que cada nervadura contiene dos conectores y si la separación entre pares de conectores es 305mm, que corresponde a la distancia entre valles de la lámina, necesitaremos una longitud disponible de $0.5 \cdot 24 \cdot 305 = 3660mm$ y la mitad de la viga disponible para conectores tiene $0.5 \cdot 7400 = 3700$ por lo tanto caben correctamente.

Figura 101. Aleta superior libre para distribución de conectores por corte del tablero metálico

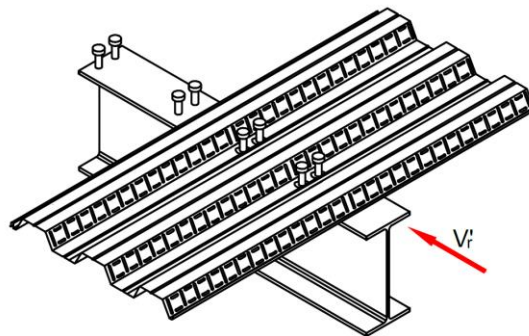


Figura 102. Conectores para cada lado a partir del centro de luz, que es donde ocurre el momento máximo, hasta donde el momento es igual a cero

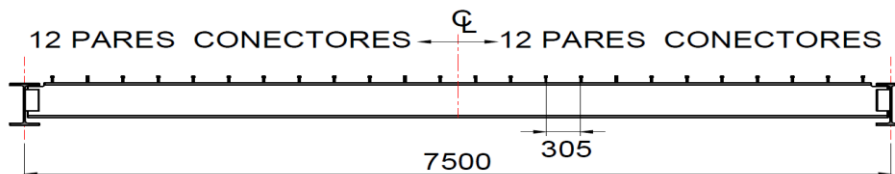
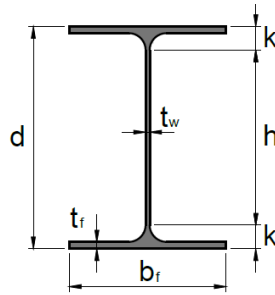


Figura 104. Diseño con un perfil W24X76 con una altura de 608mm



$$\begin{array}{ll}
 d = 608mm & r_x = 246mm \\
 t_w = 11.20mm & r_y = 48.7mm \\
 b_f = 228mm & S_x = 2882000mm^3 \\
 t_f = 17.3mm & S_y = 300000mm^3 \\
 A = 14500mm^2 & Z_x = 3292000mm^3 \\
 I_x = 876000000mm^4 & Z_y = 469000mm^3 \\
 I_y = 34250000mm^4 & J = 1130000mm^4
 \end{array}$$

- Diseño por cargas de construcción.** Del diseño del tablero metálico, obtenemos las siguientes cargas con concreto fresco y las cargas por construcción. La viga se encuentra arriostrada lateralmente por las viguetas que apoyan el tablero metálico, mediante las placas de cortante que van soldadas al alma. Por lo tanto puede suponerse que $L_b = 1875mm$

$$\begin{array}{l}
 L = 7500 \\
 A_A = 7500 \text{ Ancho aferente} \\
 L_b = 1875mm \\
 q_{pp} = 2.27kN/m^2 \\
 q_{cc} = 1.00kN/m^2 \\
 q_{vias} = \frac{0.4465}{1.875} = 0.238kN/m^2 \\
 q_{arr} = 0.10kN/m^2 \\
 q = q_{pp} + q_{cc} + q_{vias} + q_{arr} = 2.27 + 1.00 + 0.238 + 0.10 = 3.61kN/m^2
 \end{array}$$

q_{pp} = Peso propio losa de concreto + peso del tablero metálico

q_{pp} = Cargas por operaciones de construcción

q_{vtas} = Cargas por viguetas

q_{arr} = Cargas por arriostamiento lateral de viguetas para la etapa constructiva.

$w = q \cdot A_A + w_{pp} = 3.61 \cdot 7.5 + 1.13 = 28.2 \text{ kN/m}$ Carga de diseño por construcción.

w_{pp} = Peso propio del perfil W24x76 = 1.13 kN/m

- **Control de deflexiones por construcción**

$$\text{límite } \frac{L}{180} = \frac{7500}{180} = 41.6666$$

$$\Delta = \frac{5 \cdot w \cdot L^4}{384 \cdot E \cdot I} = \frac{5 \cdot 28.2 \cdot 7500^4}{384 \cdot 200000 \cdot 876000000} = 6.63 \text{ mm}$$

$$41.66 > 6.63 \quad \text{o.k.}$$

- **Resistencia por flexión por cargas de construcción**

$$M_{uc} = \frac{1.4 \cdot w \cdot L^2}{8} = \frac{1.40 \cdot 28.2 \cdot 7500^2}{8} = 277.59 \times 10^6 \text{ N} - \text{mm}$$

$$L_b = 1875 \text{ mm}$$

$$L_p = 1.76 \cdot r_y \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 1.76 \cdot 48.7 \cdot \sqrt{\frac{200000}{350}} = 2049 \text{ mm} \quad (\text{F.2.6.2-5})$$

$$L_b < L_p$$

Como $L_b < L_p$, el momento resistente se calcula:

$$M_n = M_p = F_y \cdot Z_x = 350 \cdot 3292000 = 1152.2 \times 10^6 \text{ N} \cdot \text{mm} \quad (\text{F.2.6.2-1})$$

$$\phi_b M_n = 0.9 \cdot 1152.2 = 1036.98$$

$$M_{uc} \leq \phi_b M_n$$

$$277.59 < 1036.98 \quad \text{o.k.}$$

- **Diseño a cortante por cargas de construcción**

$$V_u = \frac{1.4 \cdot w \cdot L}{2} = \frac{1.4 \cdot 28.2 \cdot 7500}{2} = 148050 \text{ N}$$

$$\frac{h}{t_w} = \frac{573.4}{11.2} = 51.19 \leq 2.24 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 2.24 \sqrt{\frac{200000}{350}} = 53.54 \text{ Cumple!} \quad (\text{F.2.7.2-2})$$

$$\phi_v = 1.00$$

$$C_v = 1.00$$

$$A_w = d \cdot t_w = 603 \cdot 11.2 = 6753.6 \text{ mm}^2$$

$$V_n = 0.60 \cdot F_y \cdot A_w \cdot C_v = 0.60 \cdot 350 \cdot 6753.6 \cdot 1.0 = 1418256 \text{ N} \quad (\text{F.2.7.2-1})$$

$$\phi_v V_n = 1418.26 \text{ kN} > V_u = 148.05 \text{ kN}$$

- **Diseño como sección compuesta.**

Evaluación de cargas

$$q_D = q_{pp} + q_{vias} + q_{arr} + q_{si} \quad \text{Carga muerta en el diseño}$$

$$A_A = 1875 \text{ Ancho aferente}$$

$$q_{pp} = 2.27 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{vias} = 0.238 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{arr} = 0.10 \text{ kN/m}^2$$

$$q_L = 2.00 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{si} = (1.60 + 2.0 = 3.60) \text{ kN/m}^2$$

$$q_D = q_{pp} + q_{vias} + q_{si} = 2.27 + 0.238 + 0.10 + 3.60 = 6.208 \text{ kN/m}^2$$

$$w_{pp} = \text{Peso propio del perfil W24x76} = 0.1.13 \text{ kN/m}$$

$$w_u = 1.20(q_D \cdot A_A + w_{pp}) + 1.60 \cdot (q_L \cdot A_A)$$

$$w_u = 1.20(6.208 \cdot 7.50 + 1.13) + 1.60 \cdot (2.0 \cdot 7.50) = 81.23 \text{ kN/m}$$

$$M_u = \frac{w_u \cdot L^2}{8} = \frac{81.23 \cdot 7.50^2}{8} = 571.15 \text{ kN-m}$$

$$V_u = \frac{w_u \cdot L}{2} = \frac{81.23 \cdot 7.50}{2} = 304.6 \text{ kN}$$

- **Geometría de la sección transversal.** A diferencia del diseño de la vigueta, la orientación del tablero influye en los cálculos de capacidad de la sección.

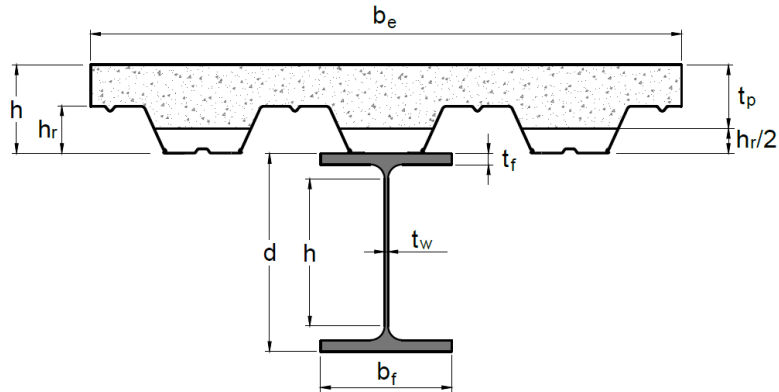
t_p = Distancia entre la superficie de concreto y la cresta del tablero metálico

h = Espesor del sistema de placa compuesta

b_e = Ancho efectivo de concreto. (F.2.9.3.1 NSR-10)

$$b_1 = b_2 = 7500\text{mm}, \text{ y } 2 \cdot \left(\frac{L}{8}\right) = 2 \cdot \left(\frac{7500}{8}\right) = 1875\text{mm}, \text{ por lo tanto, } b_e = 1875\text{mm}$$

Figura 105. Geometría de Instalación



$$b_e = 1875\text{mm}$$

$$t_p = h - \frac{h_r}{2} = 130 - \frac{76.2}{2} = 91.9\text{mm}$$

$$d = 608\text{mm}$$

$$h = 130\text{mm}$$

$$d + h = 738\text{mm}$$

Se debe realizar un cálculo para encontrar la ubicación del eje neutro.

$$C_c = 0.85 \cdot f'_c \cdot A_c = 0.85 \cdot f'_c \cdot b_f \cdot t_p = 0.85 \cdot 21 \cdot 1875 \cdot 91.9 = 3075778\text{N}$$

$$T = A \cdot F_y = 14500 \cdot 350 = 5075000\text{N}$$

Como la fuerza calculada para la totalidad del perfil es mayor que la fuerza calculada para la totalidad del área de concreto, entonces el eje neutro está dentro del área del perfil para poder lograr el equilibrio al realizar la sumatoria de fuerzas horizontales.

Esto quiere decir que parte del perfil estará en compresión. Ahora determinaremos si el eje neutro se encuentra dentro del espesor de la aleta superior del perfil:

T' = Fuerza que puede desarrollar la aleta

$$T' = b_f \cdot t_f \cdot F_y = 228 \cdot 17.3 \cdot 350 = 1380540N$$

$$C_c + 2T' = 3075778 + 2 \cdot 1380540 = 5836858N > T = 5075000N$$

El eje neutro de la sección se encuentra dentro de la aleta superior del perfil W24x75

t_s = Espesor de aleta superior en compresión

$$C_c + (2 \cdot b_f \cdot t_s \cdot F_y) = T$$

$$t_s = \frac{T - C_c}{2 \cdot b_f \cdot F_y} = \frac{5075000 - 3075778}{2 \cdot 228 \cdot 350} = 12.52mm$$

Para que la sección compuesta para el estado límite de plastificación de la sección, desarrolle una distribución plástica de esfuerzos debe cumplirse que:

$$\frac{h}{t_w} \leq 3.76 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$\frac{573.4}{11.2} \leq 3.76 \sqrt{\frac{200000}{350}} \quad \text{Ver F.2.9.3.2 NSR-10}$$

$$51.19 \leq 89.88$$

Cumple! La sección puede desarrollar momento plástico con un factor de reducción $\phi_b = 0.90$.

$$M_n = C_c \cdot y_1 + 2T' \cdot y_2 + T \cdot y_3$$

$$M_n = C_c \cdot y_1 + (2 \cdot b_f \cdot t_s \cdot F_y) \cdot y_2 + T \cdot y_3$$

$$y_1 = \left[\frac{\left[\left(h - \frac{h-h_r}{2} \right) \cdot (h-h_r) \right] + \left[\left(h - h_r - \frac{h_r}{4} \right) \cdot \frac{h_r}{2} \right]}{\left(h - h_r + \frac{h_r}{2} \right)} \right] + t_s$$

$$y_1 = \left[\frac{\left[\left(130 - \frac{130-76.2}{2} \right) \cdot (130-76.2) \right] + \left[\left(130 - 76.2 - \frac{76.2}{4} \right) \cdot \frac{76.2}{2} \right]}{\left(130 - 76.2 + \frac{76.2}{2} \right)} \right] + 12.52 = 87.28mm$$

$$y_2 = \frac{t_s}{2} = \frac{12.52}{2} = 6.26mm$$

$$y_3 = \frac{d}{2} - t_s = \frac{608}{2} - 12.52 = 291.48mm$$

$$M_n = 3075778 \cdot 87.28 + (2 \cdot 228 \cdot 12.52 \cdot 350) \cdot 6.26 + 5075000 \cdot 291.48$$

$$M_n = 1760E + 06N - mm$$

$$\phi_b M_n = 0.9 \cdot 1760 = 1584.2KN - m$$

$$M_u \leq \phi_b M_n \quad \text{cumple!}$$

$$571.15 < 1584.2$$

La sección satisface la sollicitación a momento positivo en el centro de luz

- **Verificación a cortante**

$$\phi_v V_n = 1418.26kN > V_u = 304.6kN \quad o.k.$$

- **Verificación de deflexiones.** Cálculos basados en los conceptos de sección transformada:

$$n = \frac{E_s}{E_c} = \frac{200000}{17000} = 11.76$$

$$y_{trf} = \frac{\left[\left(\frac{b_f \cdot t_p}{n} \right) \cdot (d + h - 0.5 \cdot t_p) \right] + \left[\frac{A \cdot d}{2} \right]}{\left(\frac{b_f \cdot t_p}{n} \right) + A} = \frac{\left[\left(\frac{1875 \cdot 91.9}{11.76} \right) \cdot (608 + 130 - 0.5 \cdot 91.9) \right] + \left[\frac{14500 \cdot 608}{2} \right]}{\left(\frac{1875 \cdot 91.9}{11.76} \right) + 14500}$$

$$y_{trf} = 499.04 \text{ mm}$$

$$I_{trf} = I_x + \left[\frac{1}{12} \cdot \left(\frac{b_e \cdot t_p^3}{n} \right) \right] + \left[A \cdot \left(y_{trf} - \frac{d}{2} \right)^2 \right] + \left[\left(\frac{b_e \cdot t_p}{n} \right) \cdot \left(d + h - \frac{t_p}{2} - y_{trf} \right)^2 \right]$$

$$I_{trf} = 876000000 + \left[\frac{1}{12} \cdot \left(\frac{1875 \cdot 91.9^3}{11.76} \right) \right] + \left[14500 \cdot \left(499.04 - \frac{608}{2} \right)^2 \right]$$

$$+ \left[\left(\frac{1875 \cdot 91.9}{11.76} \right) \cdot \left(608 + 130 - \frac{91.9}{2} - 499.04 \right)^2 \right]$$

$$I_{trf} = 876000000 + 10312388 + 551588723 + 545844681 = 1983745793 \text{ mm}^4$$

Deflexión instantánea por carga viva

$$\text{límite } \frac{L}{360} = \frac{7500}{360} = 20.83 \text{ mm}$$

$$w_l = q_L \cdot A_A = 2.0 \cdot 7.50 = 15.0 \text{ kN/m} = 15.0 \text{ N/mm}$$

$$\Delta = \frac{5 \cdot w_l \cdot L^4}{384 \cdot E \cdot I_{trf}} = \frac{5 \cdot 15.0 \cdot 7500^4}{384 \cdot 200000 \cdot 1983745793} = 1.56 \text{ mm} \quad \text{cumple}$$

Deflexiones a largo plazo por carga sobre-impuesta

$$\text{límite } \frac{L}{240} = \frac{7500}{240} = 31.25 \text{ mm}$$

$$w_{si} = q_{si} \cdot A_A = 3.60 \cdot 7.50 = 27.0 \text{ kN/m} = 27.0 \text{ N/mm}$$

$$\Delta = \frac{5 \cdot w_{si} \cdot L^4}{384 \cdot E \cdot I_{trf}} = \frac{5 \cdot 27 \cdot 7500^4}{384 \cdot 200000 \cdot 1983745793} = 2.81 \text{ mm} \quad \text{cumple}$$

- **Transferencia de carga entre la viga de acero y la losa de concreto.**

F.2.9.3.2.4 NSR-10

$$V_r' = 0.85 \cdot f_c' \cdot A_c = 0.85 \cdot 21 \cdot 1875 \cdot 91.9 = 3075778N$$

$$V_r' = F_y \cdot A_s = 350 \cdot 14500 = 5075000N$$

gobierna $V_r' = 3075778N$

- **Resistencia de los conectores de acero tipo espigo con cabeza**

$$Q_n = 0.5 \cdot A_{sc} \cdot \sqrt{f_c' \cdot E_c} \leq R_g \cdot R_p \cdot A_{sc} \cdot F_u \quad (\text{F.2.9.8-1})$$

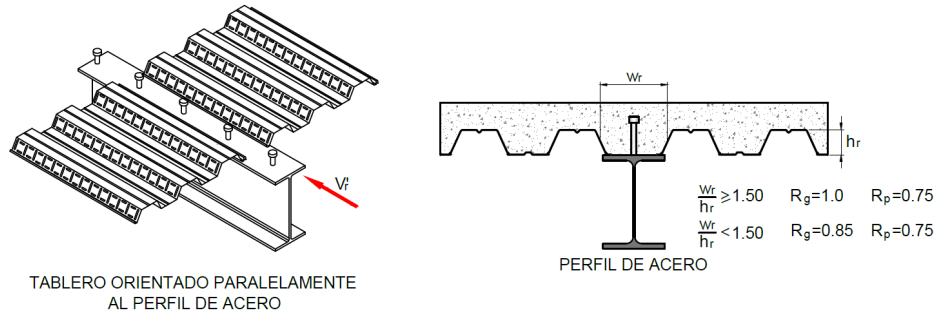
A_{sc} = Área de la sección transversal del conector de espigo, mm²

f_c' = Resistencia especificada a compresión del concreto, MPa.

E_c = Módulo de elasticidad del concreto = 17000 MPa.

F_u = Resistencia a tensión mínima especificada de los conectores tipo espigo con cabeza, MPa.

Figura 106. Valores de R_g y R_p para cuando el tablero se encuentra orientado paralelamente al perfil de acero



Para el caso de nuestro ejercicio, el tablero metálico se encuentra orientado perpendicularmente al perfil de acero W24x76.

Se instalará un conector de acero tipo espigo con cabeza soldado en una nervadura del tablero metálico. $R_g = 1.0$ y $R_p = 0.75$:

$$A_{sc} = \frac{\pi}{4} \cdot 19^2 = 283.52$$

$$Q_n = 0.5 \cdot A_{sc} \cdot \sqrt{f_c' \cdot E_c} \leq R_g \cdot R_p \cdot A_{sc} \cdot F_u$$

$$Q_n = 0.5 \cdot 283.52 \cdot \sqrt{21 \cdot 17000} \leq 1.0 \cdot 0.75 \cdot 283.52 \cdot 490$$

$$Q_n = 84700N \leq 104193$$

$$\text{gobierna } Q_n = 84700N$$

Se propone instalar dos filas de conectores. El número de pares de conectores sería:

$$N = \frac{V_r'}{Q_n} = \frac{3075778N}{2 \cdot 84700} = 18.16 \rightarrow 19 \text{ pares de conectores de cortante para cada lado a}$$

partir del centro de luz, que es donde ocurre el momento máximo, hasta donde el momento es igual a cero, es decir en el apoyo.

La separación de los pares de conectores se calcula como:

$$S = \frac{L}{N+1} = \frac{7500}{19+1} = 187.5\text{mm} \Rightarrow 180\text{mm}$$

Distancia entre ejes de pares de conectores.

Figura 107. Conectores para cada lado a partir del centro de luz, que es donde ocurre el momento máximo, hasta donde el momento es igual a cero

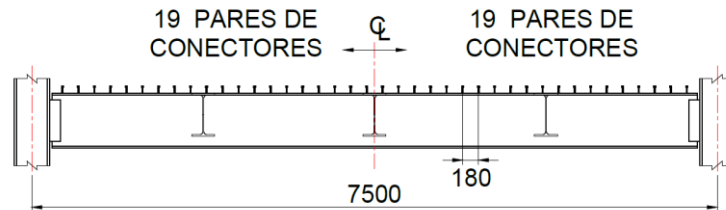
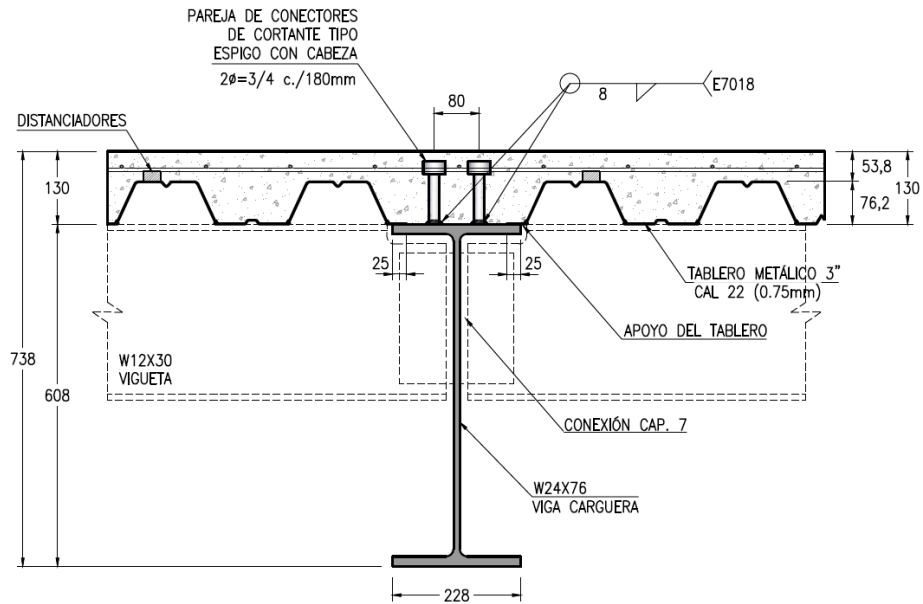


Figura 108. Diseño Final



- Análisis de vibraciones de un módulo interior con los resultados del diseño de entrepiso del capítulo 12. (consultar la guía 11 del AISC - Floor vibrations due to human activity")

- Respuesta humana al movimiento del suelo: La respuesta humana al movimiento del piso es un fenómeno muy complejo, que implica la magnitud del movimiento, el entorno que rodea al sensor, y el sensor humano. Un movimiento continuo (estado estable) puede ser más molesto que el movimiento causado por un impacto poco frecuente (transitorio). El umbral de percepción del movimiento del suelo en un lugar de trabajo ocupado puede ser mayor que en un apartamento tranquilo. La reacción de una persona mayor que vive en el piso 15 puede ser considerablemente diferente de la de un joven adulto que vive en el segundo piso de un complejo de apartamentos, si ambos están sometidos al mismo movimiento. La reacción de la gente que siente la vibración depende en gran medida de lo que están haciendo. La gente en oficinas o residencias no les gusta la vibración "claramente perceptible" (aceleración máxima de alrededor de 0,5 por ciento de la aceleración de la gravedad, g), mientras que las personas que participan en una actividad aceptará vibraciones aproximadamente 10 veces mayor (5 por ciento o más g). Personas cenando junto a una pista de baile, levantando pesas junto a un gimnasio de aeróbicos, o de pie en un centro comercial, aceptarán algo intermedio (1,5 por ciento g). Sensibilidad dentro de cada espacio ocupado también varía con la duración de la vibración y la lejanía de la fuente. Los límites anteriores son para frecuencias de vibración entre 4 Hz y 8 Hz.

En el ejercicio a continuación, se estudiará el panel comprendido entre los ejes 2, 3 y B, C, sabiendo que la estructura tendrá un uso de oficina, en donde la mayoría de la información se maneja de manera digital y no se considera la existencia de grandes archivadores con gran contenido de papel. El amortiguamiento estimado es $\beta = 0.5\%$

Las variables de diseño se tomarán del resultado de los ejercicios anteriores para el sistema de piso, la vigueta W12X30 y la viga carguera W24X76. El área de análisis, consiste en un cuadrado de 7.50x7.50 metros cuadrado y con viguetas de

apoyo tipo W12x30 separadas a 1.875m. Todos los elementos de contorno al panel, corresponden a la viga W24X76.

Figura 109. Panel contemplado para el desarrollo del ejercicio



Fuente: Etabs 2015

- **Losa de piso**

Figura 110. Calculo de espesor efectivo



$$d_e = t_p + \frac{h_r}{2} = 53.8 + \frac{76.2}{2} = 91.9 \text{ mm}$$

Calculo de la inercia transformada por metro de ancho:

$$\text{Necesitamos calcular } n = \frac{E_s}{1.35 \cdot E_c} = \frac{200000}{1.35 \cdot 17000} = 8.71$$

$$D_s = \frac{d_e^3}{12 \cdot n} = \frac{91.9^3}{12 \cdot 8.71} = 7425.87 \frac{\text{mm}^4}{\text{mm}}$$

- **Análisis de la vigueta.** Inercia de la Sección transformada para $n = 8.71$

$$y_{trf} = \frac{\left[\left(\frac{b_f \cdot t_p}{n} \right) \cdot (d + h - 0.5 \cdot t_p) \right] + \left[\frac{A \cdot d}{2} \right]}{\left(\frac{b_f \cdot t_p}{n} \right) + A} = \frac{\left[\left(\frac{1875 \cdot 53.8}{8.71} \right) \cdot (313 + 130 - 0.5 \cdot 53.8) \right] + \left[\frac{5690 \cdot 313}{2} \right]}{\left(\frac{1875 \cdot 53.8}{8.71} \right) + 5690}$$

$$y_{trf} = 330.57 \text{ mm}$$

$$I_{trf} = I_x + \left[\frac{1}{12} \cdot \left(\frac{b_e \cdot t_p^3}{n} \right) \right] + \left[A \cdot \left(y_{trf} - \frac{d}{2} \right)^2 \right] + \left[\left(\frac{b_e \cdot t_p}{n} \right) \cdot \left(d + h - \frac{t_p}{2} - y_{trf} \right)^2 \right]$$

$$I_{trf} = 99340000 + \left[\frac{1}{12} \cdot \left(\frac{1875 \cdot 53.8^3}{8.71} \right) \right] + \left[5690 \cdot \left(330.57 - \frac{313}{2} \right)^2 \right]$$

$$+ \left[\left(\frac{1875 \cdot 53.8}{8.71} \right) \cdot \left(313 + 130 - \frac{53.8}{2} - 330.57 \right)^2 \right]$$

$$I_{trf} = 99340000 + 2973500 + 172409076.3 + 84723197 = 359445773.6 \text{ mm}^4$$

$$I_j = 359445773.6 \text{ mm}^4$$

Carga muerta y viva sobre la vigueta

$$\begin{aligned}
A_A &= 1.875m \text{ Ancho aferente} \\
q_{pp} &= 2.27kN/m^2 \\
q_{arr} &= 0.10kN/m^2 \\
q_{si} &= (1.60 + 2.0 = 3.60)kN/m^2 \\
q_D &= q_{pp} + q_{arr} + q_{si} = 2.27 + 0.10 + 3.60 = 5.97kN/m^2 \\
w_D &= 5.97 \cdot 1.875 + 0.446 = 11.64kN/m \\
q_L &= 2.00kN/m^2 \\
w_L &= 2.00 \cdot 1.875 = 3.75kN/m \\
w_j &= w_D + 0.25w_L = 11.64 + 0.25 \cdot 3.75 = 12.57N/mm
\end{aligned}$$

Deflexión de la vigueta

$$\Delta_j = \frac{5 \cdot w_j \cdot L_j^4}{384 \cdot E_s \cdot I_j} = \frac{5 \cdot 12.57 \cdot 7500^4}{384 \cdot 200000 \cdot 359445773.6} = 7.203mm = 0.007203m$$

Cálculo de la frecuencia

$$\begin{aligned}
f_j &= 0.18 \sqrt{\frac{9.81}{0.007203}} = 6.64Hz \\
D_j &= \frac{I_j}{S} = \frac{359445773.6}{1875} = 191704.41
\end{aligned}$$

Calculo del ancho efectivo

$$\begin{aligned}
B_j &= C_j \cdot \left(\frac{D_s}{D_j} \right)^{0.25} \cdot L_j < \frac{2}{3} \cdot 22.5m \\
B_j &= C_j \cdot \left(\frac{7425.87}{191704.41} \right)^{0.25} \cdot L_j < 15m \\
B_j &= 2 \cdot 0.44 \cdot 7.50 < 15.0m \\
B_j &= 6.5 < 15.0m
\end{aligned}$$

$$W_j = \left(\frac{w_j}{S}\right) \cdot B_j \cdot L_j = \left(\frac{12.57}{1875}\right) \cdot 6500 \cdot 7500 = 326820N$$

- **Análisis de la viga de carga**

Carga muerta y viva sobre la viga

$$w_g = \left(\frac{w_j}{S}\right) \cdot L_j + 1.13$$

$$w_g = \left(\frac{12.57}{1875}\right) \cdot 7500 + 1.13 = 51.41N/mm$$

Inercia de la Sección transformada para $n = 8.71$

$$y_{trf} = \frac{\left[\left(\frac{b_f \cdot t_p}{n}\right) \cdot (d + h - 0.5 \cdot t_p)\right] + \left[\frac{A \cdot d}{2}\right]}{\left(\frac{b_f \cdot t_p}{n}\right) + A} = \frac{\left[\left(\frac{1875 \cdot 91.9}{8.71}\right) \cdot (608 + 130 - 0.5 \cdot 91.9)\right] + \left[\frac{14500 \cdot 608}{2}\right]}{\left(\frac{1875 \cdot 91.9}{8.71}\right) + 14500}$$

$$y_{trf} = 527.92mm$$

$$I_{trf} = I_x + \left[\frac{1}{12} \cdot \left(\frac{b_e \cdot t_p^3}{n}\right)\right] + \left[A \cdot \left(y_{trf} - \frac{d}{2}\right)^2\right] + \left[\left(\frac{b_e \cdot t_p}{n}\right) \cdot \left(d + h - \frac{t_p}{2} - y_{trf}\right)^2\right]$$

$$I_{trf} = 876000000 + \left[\frac{1}{12} \cdot \left(\frac{1875 \cdot 91.9^3}{8.71}\right)\right] + \left[14500 \cdot \left(527.92 - \frac{608}{2}\right)^2\right]$$

$$+ \left[\left(\frac{1875 \cdot 91.9}{8.71}\right) \cdot \left(608 + 130 - \frac{91.9}{2} - 527.92\right)^2\right]$$

$$I_{trf} = 876000000 + 13923500 + 727032413 + 532935398 = 2149891311mm^4$$

Deflexión de la viga

$$\Delta_g = \frac{5 \cdot w_g \cdot L_j^4}{384 \cdot E_s \cdot I_j} = \frac{5 \cdot 51.41 \cdot 7500^4}{384 \cdot 200000 \cdot 2149891311} = 4.926 \text{ mm} = 0.00496 \text{ m}$$

$$f_g = 0.18 \sqrt{\frac{9.81}{0.00496}} = 8.0 \text{ Hz}$$

$$D_g = \frac{I_g}{L_j} = \frac{2149891311}{7500} = 286652$$

$$B_g = C_g \cdot \left(\frac{D_j}{D_g} \right)^{0.25} \cdot L_g < \frac{2}{3} \cdot 30 \text{ m}$$

$$C_g = 1.80$$

$$B_g = 1.80 \cdot \left(\frac{191704}{286652} \right)^{0.25} \cdot L_g < \frac{2}{3} \cdot 30 \text{ m}$$

$$B_g = 1.8 \cdot 0.904 \cdot 7.50 < 20.0 \text{ m}$$

$$B_g = 12.2 < 20.0 \text{ m}$$

$$W_g = \left(\frac{w_g}{L_j} \right) \cdot B_g \cdot L_g = \left(\frac{51.41}{7500} \right) \cdot 12200 \cdot 7500 = 627202 \text{ N}$$

- **Peso por el modo combinado equivalente**

$$W = \frac{\Delta_j}{\Delta_j + \Delta_g} \cdot W_j + \frac{\Delta_g}{\Delta_j + \Delta_g} \cdot W_g$$

$$W = \frac{7.203}{7.203 + 4.926} \cdot 326820 + \frac{4.926}{7.203 + 4.926} \cdot 627202 = 448815.35 \text{ N}$$

La frecuencia natural de vano se calcula de la siguiente manera:

$$f_n = 0.18 \sqrt{\frac{9}{(\Delta_j + \Delta_g)}} = 0.18 \sqrt{\frac{9810}{(7.203 + 4.926)}} = 5.11 \text{ Hz}$$

$$\frac{a_p}{g} = \frac{P_o \cdot \exp(-0.35 \cdot f_n)}{\beta W} \leq \frac{a_0}{g}$$

$$P_o = 0.29 \text{ KN} = 290 \text{ N}$$

$$\frac{a_p}{g} = \frac{290 \cdot \exp(-0.35 \cdot 5.11)}{0.05 \cdot 448815.35} \leq \frac{a_0}{g}$$

$$\frac{a_p}{g} = 0.00216 \leq \frac{a_0}{g}$$

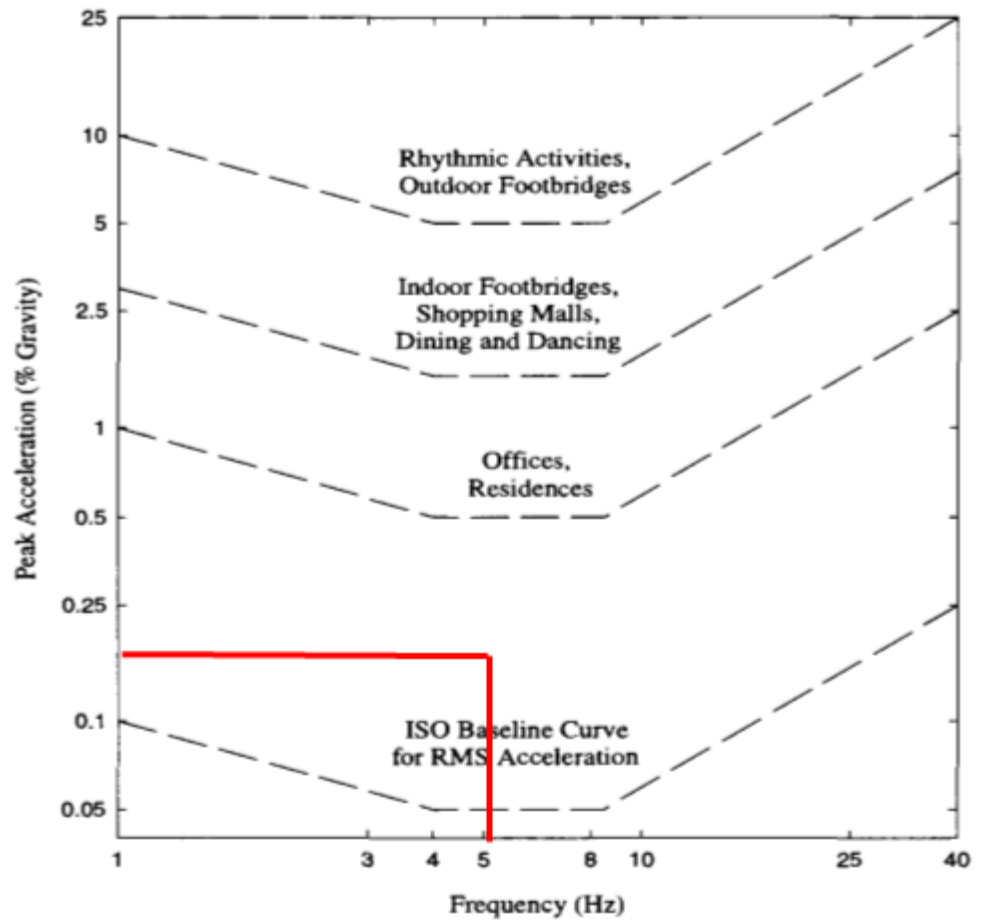
Tabla 29. Valores Recomendados para los Parámetros a_0/g

Valores recomendados de parámetros y límites de a_0/g			
	Fuerza Constante P_o	Coefficiente de Amortiguamiento β	Límite de aceleración a_0/g
Oficinas, residencia, Iglesias	0.29 kN	0.02-0.05*	0.5%
Centros comerciales	0.29 kN	0.02	1.5%
Puentes Peatonales Interiores	0.41 kN	0.01	1.5%
Puentes Peatonales Exteriores	0.41 kN	0.01	5.0%

*0.02 para picos con pocos componentes no estructurales (celdas, ductos, particiones, etc) como puede ocurrir en áreas abiertas de trabajo e iglesias.
0.03 para pisos con componentes no estructurales y muebles, pero con sólo pequeñas particiones desmontables, típico de muchas áreas modulares de oficina
0.05 para particiones de altura completa entre los pisos

Fuera de este rango de frecuencia, la gente acepta aceleraciones más altas de vibración como se muestra en la Figura 111:

Figura 111. Aceleración Pico Vs Frecuencia



Fuente: (Allen and Murray, 1993; ISO 2631-2: 1989).

Pico de aceleración recomendado para comodidad humana por vibraciones debidas a las actividades humanas.

Se comprueba que el sistema estructural presenta niveles de confort adecuados a su uso.

12. DISEÑO DE PÓRTICO RESISTENTE A MOMENTOS (PRM-DES)

Luego de realizar el chequeo de las derivas, que corresponde al análisis de la rigidez de la estructura, se procede a realizar los chequeos de resistencia de los elementos.

Figura 112. Sistema de Pórticos Resistentes a Momento



Fuente: Etabs 2015

De este pórtico resistente a momento se diseñará la conexión viga-Columna (C36-B78), con la conexión precalificada de sección de Viga Reducida (RBS).

Primero se deben realizar los chequeos por resistencia de los elementos del pórtico.

Chequeo por Resistencia a de la Columna (C36). La columna C36 es un perfil W74x176, y la carga a la que está sometida fue tomada del modelo de ETABS:

Tabla 30. Resumen de Cargas ultimas

Columna	Load Case/Combo	P	V2	M3
		kN	kN	kN-m
C36	Dead	-928.45	0.47	0.52
C36	Live	-224.69	-0.01	-0.01
C36	0.9D+Ex Max	-795.93	151.67	370.23
C36	0.9D+Ex Min	-876.05	-144.31	-353.70
C36	0.9D+Ey Max	-800.48	49.53	120.37
C36	0.9D+Ey Min	-870.74	-48.66	-119.42
C36	1.2D+1.6L	-1473.66	0.5446	0.59
C36	1.2D+L+Ex Max	-1299.29	152.89	372.98
C36	1.2D+L+Ex Min	-1379.41	-143.09	-350.95
C36	1.2D+L+Ey Max	-1303.72	49.66	120.52
C36	1.2D+L+Ey Min	-1373.97	-48.53	-119.28
C36	1.4D	-1299.84	0.66	0.73

Entonces a partir del modelo se encuentra que:

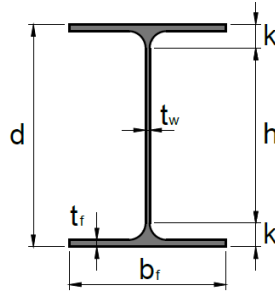
$$P_u = 1473.6 \text{ kN}$$

$$V_u = 152.89 \text{ kN}$$

$$M_u = 372.98 \text{ kN} * m$$

Ahora, para el análisis por resistencia a compresión se seguirán los requisitos señalados en el Capítulo F.2.5 de la NSR-10.

Figura 113. Diseño con un perfil W14X176



Perfil	$d = 387 \text{ mm}$	$t_f = 33.3 \text{ mm}$	$I_x = 89410 \text{ cm}^4$	$I_y = 35020 \text{ cm}^4$
W14X176	$b_f = 396 \text{ mm}$	$t_w = 21.1 \text{ mm}$	$r_y = 10.2 \text{ cm}$	$S_x = 4620 \text{ cm}^3$
	$A_g = 335 \text{ cm}^2$	$r_x = 16.3 \text{ cm}$	$Z_x = 5260 \text{ cm}^3$	$k = 48.3 \text{ mm}$
	$h/t_w = 13.7$	$b_f/2t_f = 5.95$	$J = 1103 \text{ cm}^4$	$C_w = 1.0875 * 10^{13} \text{ mm}^6$

- **Chequeo por resistencia a compresión.** La NSR-10 Título F.3.5.3.5.1 especifica que las vigas y columnas deben ser miembros con ductilidad alta λ_{da} . Entonces deben cumplir los requisitos de relación ancho-espesor definidos en la tabla F.3.4-1.

$$\lambda_{da} = 0.30 \sqrt{E/F_y}$$

$$\lambda_{da} = 0.30 \sqrt{200000/350} = 7.17$$

Como la relación $\lambda = \frac{b_f}{2t_f} = 5.95 < 7.17$, las aletas de la columna satisfacen los requerimientos de miembros de alta ductilidad.

El análisis para el alma de la columna se encuentra en la Tabla F.3.4-1.

C_a = Relación entre la resistencia requerida y la resistencia de diseño

$$C_a = \frac{P_u}{\phi_c F_y A_g}$$

$$C_a = \frac{1473660 \text{ N}}{0.90 * 350 * 335 * 10^2} = 0.14$$

Se presenta el caso en que $C_a > 0.125$ entonces se debe cumplir:

$$\lambda_{da} = 0.77 \sqrt{\frac{E}{F_y}} (2.93 - C_a) \geq 1.49 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$\lambda_{da} = 0.77 \sqrt{\frac{200000}{350}} (2.93 - 0.14) \geq 1.49 \sqrt{\frac{200000}{350}}$$

$$\lambda_{da} = 51.35 \geq 35.62 \quad (OK)$$

$$\lambda = \frac{h}{t_w} = 13.7 < \lambda_{da}$$

Se cumplen los requerimientos de relación ancho-espesor tanto para la aleta como para el alma de la columna.

La resistencia nominal a la compresión, P_n , para el estado límite de pandeo por flexión, se tomará igual a:

$$P_n = F_{cr} A_g \quad (F.2.5.3-1)$$

El factor de longitud efectiva tomado es de $K = 1$

$$\frac{K_x L_x}{r_x} = \frac{1.0 * 3.75m}{16.3 * 10^{-2}m} = 23$$

$$\frac{K_y L_y}{r_y} = \frac{1.0 * 3.75m}{10.2 * 10^{-2}m} = 36.76$$

La mayor es la obtenida respecto al eje Y, y es menor a 200, como se recomienda en F.2.5.2.

$$\frac{4.71}{\sqrt{E/F_y}} = 4.71 * \sqrt{\frac{200000}{350}} = 112.59 > \frac{K_y L_y}{r_y}$$

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2} = \frac{\pi^2 * 200000}{36.76^2} = 1460.76 \text{ MPa}$$

$$F_{cr} = \left(0.658^{\frac{F_y}{F_e}}\right) * F_y = \left(0.658^{\frac{350}{1460.76}}\right) * 350 = 316.6 \text{ MPa}$$

$$\phi P_n = \frac{0.90 * 316.6 * 335 * 10^2}{1000} = 9545.5 \text{ kN} > P_u = 1473.66 \text{ kN (ok)}$$

Chequeo a Flexión. Se seguirán los requisitos señalados en el Capítulo F.2.6 de la NSR-10

Primero se revisa a que caso corresponde el análisis a realizar a partir de la relación ancho-espesor:

- **Aletas**

$$\frac{b_f}{2t_f} = 5.95$$

$$\lambda_p = 0.38 \sqrt{E/F_y} = 0.38 * \sqrt{\frac{200000}{350}} = 9.084 > \frac{b_f}{2t_f}$$

Entonces las aletas son compactas.

- **Alma**

$$\frac{h}{t_w} = 13.7$$

$$\lambda_p = 3.76 \sqrt{E/F_y} = 3.76 * \sqrt{\frac{200000}{350}} = 89.88 > \frac{h}{t_w}$$

Entonces el alma es compacta.

La plastificación de la sección (Momento plástico):

$$M_n = M_p = F_y Z_x \quad (F.2.6.2-1)$$

$$M_p = F_y Z_x = \frac{\left(350 \frac{N}{mm^2}\right) (5260 * 10^3 mm^3)}{1 * 10^6} = 1841 kN * m$$

$$L_p = 3750 mm$$

$$L_p = 1.76 \cdot r_y \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 1.76 \cdot 102 \cdot \sqrt{\frac{200000}{350}} = 4291.3 mm \quad (F.2.6.2-5)$$

Como $L_b < L_p$, No se aplica el estado límite de pandeo lateral-torsional.

Entonces la resistencia a flexión es $\phi M_n = 0.9 * 1841 = 1656.9 \text{ kN.m}$

$$\phi M_n > M_u = 372.9757 \text{ kN * m (OK)}$$

- **Carga combinada**

La capacidad de la columna solicitada por flexión y carga axial,

$$\frac{P_u}{\phi P_n} = \frac{1473.66}{9545.5} = 0.15 < 0.2 \quad (F.2.8.1-1b)$$

$$\frac{P_u}{2\phi P_n} + \left(\frac{M_{ux}}{\phi_b \cdot M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b \cdot M_{ny}} \right) \leq 1.0$$

$$\frac{1473.66}{2 \cdot 9545.5} + \left(\frac{372.9757}{1656.9} \right) = 0.30 \leq 1.0$$

- **Chequeo de la resistencia a cortante**

$$\frac{h}{t_w} = 13.7 \leq 2.24 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 2.24 \sqrt{\frac{200000}{350}} = 53.54 \quad \text{Cumple!} \quad (F.2.7.2-2)$$

$$\phi_v = 1.00$$

$$C_v = 1.00$$

$$A_w = d \cdot t_w = 387 \cdot 21.1 = 8165.7 \text{ mm}$$

$$V_n = 0.60 \cdot F_y \cdot A_w \cdot C_v = 0.60 \cdot 350 \cdot 8165.7 \cdot 1.0 = 1714797 \text{ N} \quad (F.2.7.2-1)$$

$$\phi_v V_n = 1714.8 \text{ KN} > V_u = 152.89 \text{ KN}$$

La columna cumple con todas las solicitaciones de carga.

Chequeo Resistencia de la Viga (B78 N+3.75). La viga es un perfil W24x76, el momento y cortante actuante en la cara de la columna se tomaron del modelo de Etabs, se resumen a continuación:

Tabla 31. Mayores solicitaciones para diseño

Viga	Load Case/Combo	V2	M3
		kN	kN-m
B78	1.2D+L+Ex Max	-11.2933	142.6605
B78	1.2D+L+Ex Min	-136.6231	-301.2414
B78	1.2D+L+Ey Max	-55.6743	-14.5296
B78	1.2D+L+Ey Min	-95.6162	-155.9996

Entonces a partir del modelo se encuentra que:

$$V_u = 136.6231 \text{ kN}$$

$$M_u = 301.2414 \text{ kN} * m$$

Tabla 32. Geometría del Perfil W24X76

Perfil	$d = 608 \text{ mm}$	$t_w = 11.2 \text{ mm}$	$I_x = 87600 \text{ cm}^4$	$I_y = 3425 \text{ cm}^4$
W24X76	$A_g = 145 \text{ cm}^2$	$r_x = 24.6 \text{ cm}$	$r_y = 4.87 \text{ cm}$	$S_x = 2882 \text{ cm}^3$
	$Z_x = 3292 \text{ cm}^3$	$b_f = 228 \text{ mm}$	$t_f = 17.3 \text{ mm}$	$k = 30.3 \text{ mm}$
	$h/t_w = 48.9$	$b_f/2t_f = 6.6$		

Chequeo a Flexión. Se seguirán los requisitos señalados en el Capítulo F.2.6 de la NSR-10

Primero se revisa a que caso corresponde el análisis a realizar a partir de la relación ancho-espesor:

- **Aletas**

$$\frac{b_f}{2t_f} = 6.6$$

$$\lambda_p = 0.38 \sqrt{E/F_y} = 0.38 * \sqrt{\frac{200000}{350}} = 9.084 > \frac{b_f}{2t_f}$$

Entonces las aletas son compactas.

- **Alma**

$$\frac{h}{t_w} = 48.9$$

$$\lambda_p = 3.76 \sqrt{E/F_y} = 3.76 * \sqrt{\frac{200000}{350}} = 89.88 > \frac{h}{t_w}$$

Entonces el alma es compacta.

La plastificación de la sección (Momento plástico):

$$M_n = M_p = F_y Z_x \quad (\text{F.2.6.2-1})$$

$$M_p = F_y Z_x = \frac{\left(350 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}\right) (3292 * 10^3 \text{mm}^3)}{1 * 10^6} = 1152.2 \text{ kN} * \text{m}$$

$$L_b = 1875 \text{ mm}$$

$$L_p = 1.76 \cdot r_y \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 1.76 \cdot 48.7 \cdot \sqrt{\frac{200000}{350}} = 2048.9 \text{ mm} \quad (F.2.6.2 - 5)$$

Como $L_b < L_p$, No se aplica el estado límite de pandeo lateral-torsional.

Entonces la resistencia a flexión es $\phi M_n = 0.9 \cdot 1152.2 = 1036.98 \text{ kN.m}$

$\phi M_n > M_u = 301.2414 \text{ kN} \cdot \text{m}$ (OK)

- **Chequeo de la resistencia a cortante**

$$\frac{h}{t_w} = 48.9 \leq 2.24 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 2.24 \sqrt{\frac{200000}{350}} = 53.54 \quad \text{Cumple!} \quad (F.2.7.2-2)$$

$$\phi_v = 1.00$$

$$C_v = 1.00$$

$$A_w = d \cdot t_w = 608 \cdot 11.1 = 6748.8 \text{ mm}$$

$$V_n = 0.60 \cdot F_y \cdot A_w \cdot C_v = 0.60 \cdot 350 \cdot 6748.8 \cdot 1.0 = 1417248 \text{ N} \quad (F.2.7.2-1)$$

$$\phi_v V_n = 1417.25 \text{ KN} > V_u = 136.62 \text{ KN}$$

La viga cumple con todas las solicitaciones de carga.

12.1 PLACA DE EXTREMO EXTENDIDA (Extended End-Plate)

A continuación se presentan las tres configuraciones a diseñar:

Figura 114. Placa de extremo extendida



(a) Four Bolt Unstiffened,
4E

(b) Four Bolt Stiffened, 4ES

(c) Eight Bolt Stiffened, 8ES

Fuente: AISC 358

Los pasos para el diseño de este tipo de conexión están en la guía de la AISC 358 (Prequalified Connections for Special and Intermediate Steel Moment Frames for Seismic Applications).

A continuación se presentan los pasos para el diseño:

1. Diseño de la Placa

Paso 1: Determinar los tamaños de los miembros conectados (Viga y columna) y calcular el momento en la cara de la columna, M_f

$$M_f = M_{pr} + V_u S_h \quad (\text{EEP-1})$$

Donde

$$M_{pr} = C_{pr} R_y F_y Z_e \quad (\text{EEP-2})$$

M_{pr} = Momento máximo probable en rotura plástica, N – mm

C_{pr} = Factor que muestra la resistencia máxima de la conexión, incluyendo el endurecimiento por deformación, las restricciones locales, refuerzo adicional, y otras condiciones de conexión.

$$C_{pr} = \frac{F_y + F_u}{2F_y} \leq 1.2 \quad (\text{EEP-3})$$

R_y : Relación del esfuerzo de fluencia esperado y el mínimo especificado

Z_e : Módulo Plástico del elemento a conectar

V_u = Fuerza cortante al final de la viga, N

$$V_u = \frac{2M_{pr}}{L_h} + V_{gravity} \quad (\text{EEP-4})$$

S_h = Distancia de la cara de la columna a la rotula plástica, mm

= el menor de $\frac{d}{2}$ o $3b_{bf}$ para una conexión no rigidizada (4E)

= $L_{st} + t_p$ para conexiones rigidizadas (4ES, 8ES)

b_{bf} = ancho del ala de la viga, mm

d = altura del perfil de la viga conectada, mm

$$V_{gravity} = \text{Fuerza cortante en la viga resultante de } 1.2D + 1.6 L$$

$$L_h = \text{Distancia entre la localización de las rotulas plásticas, mm}$$

$$L_{st} = \text{Longitud del rigidizador de la placa de extremo, mm}$$

$$t_p = \text{espesor de la placa de extremo, mm}$$

Paso 2: Seleccionar uno de los tres tipos de conexión de placa extendida y establecer los valores preliminares de la geometría.

En la Tabla 33, se muestran las limitaciones de cada uno de los parámetros geométricos de la conexión precalificada.

Tabla 33. Limitaciones de los Parámetros en la conexión precalificada

Limitaciones Paramétricas de Precalificación						
Parametro	Cuatro Pernos Sin rigidizador (4E)		Cuatro Pernos con Rigidizador (4ES)		Ocho Pernos con Rigidizador (8ES)	
	Maximo in. (mm)	Mínimo in. (mm)	Maximo in. (mm)	Mínimo in. (mm)	Maximo in. (mm)	Mínimo in. (mm)
t_{bf}	3/4 (19)	3/8 (10)	3/4 (19)	3/8 (10)	1 (25)	9/16 (14)
b_{bf}	9 1/4 (235)	6 (152)	9 (229)	6 (152)	12 1/4 (311)	7 1/2 (190)
d	55 (1400)	13 3/4 (349)	24 (610)	13 3/4 (349)	36 (914)	18 (457)
t_p	2 1/4 (57)	1/2 (13)	1 1/2 (38)	1/2 (13)	2 1/2 (64)	3/4 (19)
b_p	10 3/4 (273)	7 (178)	10 3/4 (273)	7 (178)	15 (381)	9 (229)
g	6 (152)	4 (102)	6 (152)	3 1/4 (83)	6 (152)	5 (127)
P_{fi}, P_{fo}	4 1/2 (114)	1 1/2 (38)	5 1/2 (140)	1 3/4 (44)	2 (51)	1 5/8 (41)
P_b	-	-	-	-	3 3/4 (95)	3 1/2 (89)

b_{bf} =Ancho aleta de la viga
 b_p =Ancho de la placa de extremo
 d =Ancho aleta de la viga
 g =distancia horizontal entre pernos, in. (mm)
 P_b =Distancia vertical entre la fila interior y exterior de los pernos en una conexión 8ES, in. (mm)
 P_{fi} =Distancia vertical desde el interior de la aleta de la viga a tensión a la fila de tornillos interiores mas cercana, in. (mm)
 P_{fo} =Distancia vertical desde el extremo de la aleta de la viga a tensión a la fila de tornillos exteriores mas cercana, in. (mm)
 t_{bf} =Espesor de la aleta de la viga, in. (mm)
 t_p =Espesor de la placa de extremo, in. (mm)

Fuente: AISC 358

Además para que la conexión sea precalificada se debe cumplir:

- a) La altura no debe ser menor que 24 in (610mm)
- b) No tener conectores a cortante en 1.5 veces la altura de la viga desde la cara del ala de la columna conectada.

Paso 3: Determinar el diámetro de los pernos requerido $d_{B\text{Req'd}}$, usando una de las siguientes expresiones.

- Para conexiones de cuatro pernos (4E, 4ES)

$$d_{B\text{Req'd}} = \sqrt{\frac{2 M_f}{\pi \phi_n F_{nt} (h_0 + h_1)}} \quad (\text{EEP-5})$$

- Para conexiones de ocho pernos (8ES)

$$d_{B\text{Req'd}} = \sqrt{\frac{2 M_f}{\pi \phi_n F_{nt} (h_1 + h_2 + h_3 + h_4)}} \quad (\text{EEP-6})$$

Donde

$$\phi_n = 0.75$$

F_{nt} : Esfuerzo de tensión nominal del perno, *MPa*

h_i : Distancia desde el eje del ala a compresión de la viga a cada perno en tensión

h_o : Distancia desde el eje del ala a compresión a la ultima fila de pernos en tensión

Paso 4: Seleccionar el diámetro del perno, d_b , no menos que el requerido, calculado en el paso anterior.

Paso 5: Determinar el espesor requerido de la Placa de extremo

$$t_{p \text{ Req'd}} = \sqrt{\frac{1.11 M_f}{\phi_d F_{yp} Y_p}} \quad (\text{EEP-7})$$

Donde

$$\phi_d = 0.90$$

F_{yp} : Esfuerzo de fluencia del material de la placa, MPa

Y_p : Parámetro obtenido a partir de las siguientes Tablas 34 y 35

Tabla 34. Resumen Diseño de la placa de extremo de cuatro pernos sin Rigidizador

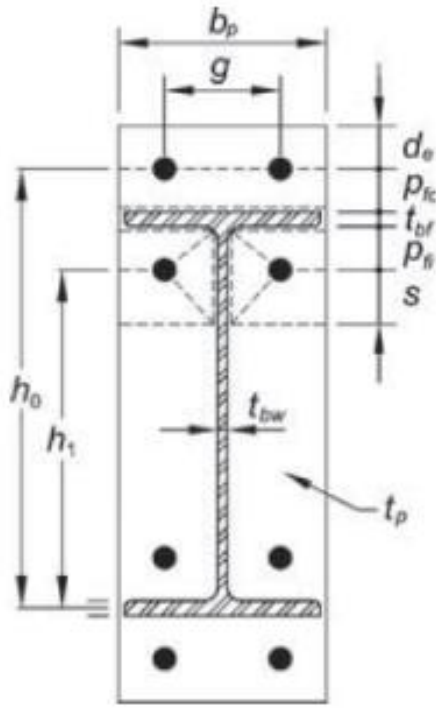
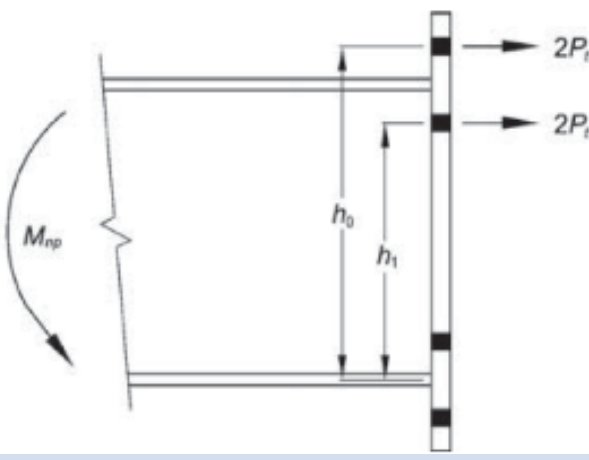
Geometría de la Placa de Extremo y Modelo de la línea de Fluencia	Modelo de Fuerzas en Pernos
	
Placa de Extremo	$Y_p = \frac{b_p}{2} \left[h_1 \left(\frac{1}{p_{fi}} + \frac{1}{s} \right) + h_0 \left(\frac{1}{p_{fo}} - \frac{1}{2} \right) + \frac{2}{g} [h_1(p_{fi} + s)] \right]$ $s = \frac{1}{2} \sqrt{b_p g}$ <p style="text-align: right;"><i>Si $p_{fi} > s$, usar $p_{fi} = s$</i></p>

Tabla 35. Resumen Diseño la placa de extremo de cuatro pernos con Rigidizador

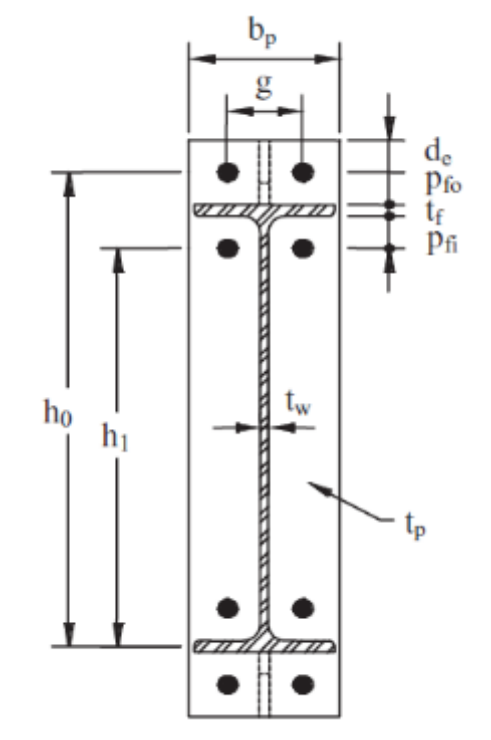
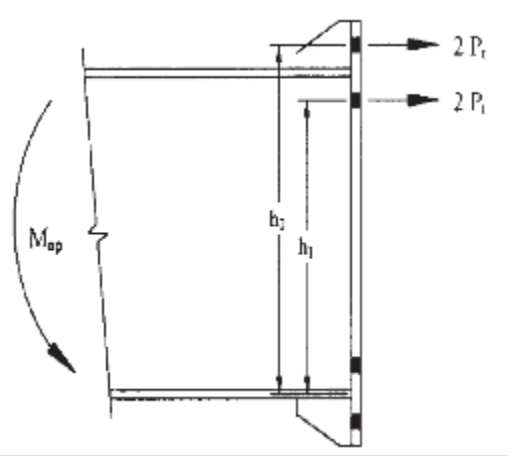
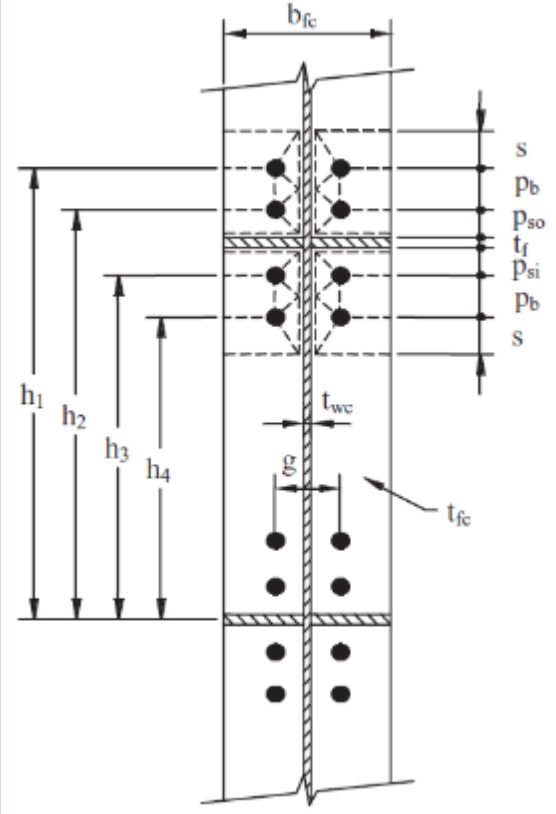
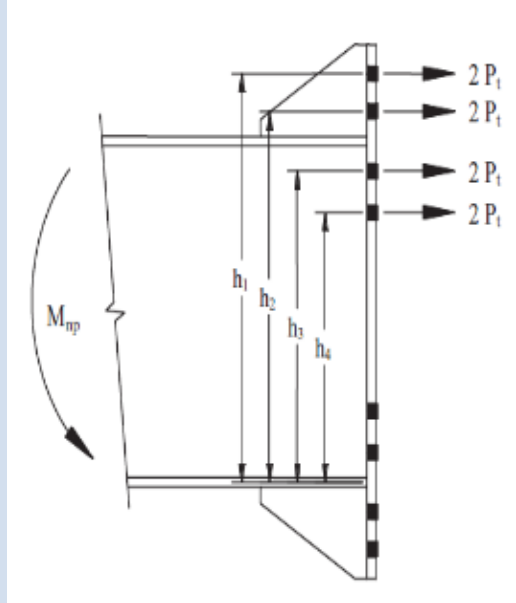
Geometría de la Placa de Extremo y Modelo de la línea de Fluencia	Modelo de Fuerzas en Pernos
	 $s = \frac{1}{2} \sqrt{b_p g}$ <p><i>Si $p_{fi} > s$, usar $p_{fi} = s$</i></p>
Caso 1 ($d_e \leq s$)	$Y_p = \frac{b_p}{2} \left[h_1 \left(\frac{1}{p_{fi}} + \frac{1}{s} \right) + h_0 \left(\frac{1}{p_{io}} + \frac{1}{2s} \right) \right] + \frac{2}{g} [h_1(p_{fi} + s) + h_0(d_e + p_{io})]$
Caso 2 ($d_e > s$)	$Y_p = \frac{b_p}{2} \left[h_1 \left(\frac{1}{p_{fi}} + \frac{1}{s} \right) + h_0 \left(\frac{1}{s} + \frac{1}{p_{io}} \right) \right] + \frac{2}{g} [h_1(p_{fi} + s) + h_0(s + p_{io})]$

Tabla 36. Resumen Diseño EndPlate de ocho pernos con Rigidizador

Geometría de Placa de extremo	Modelo de Fuerzas en Pernos
	 $s = \frac{1}{2} \sqrt{b_p g}$ <p><i>Si $p_{fi} > s$, usar $p_{fi} = s$</i></p>
<p>Caso 1 ($d_e \leq s$)</p> $Y_p = \frac{b_p}{2} \left[h_1 \left(\frac{1}{s} \right) + h_2 \left(\frac{1}{p_{fo}} \right) + h_3 \left(\frac{1}{p_{fi}} \right) + h_4 \left(\frac{1}{s} \right) \right]$ $+ \frac{2}{g} \left[h_1 \left(s + \frac{p_b}{4} \right) + h_2 \left(p_{fo} + \frac{3p_b}{4} \right) + h_3 \left(p_{fi} + \frac{p_b}{4} \right) + h_4 \left(s + \frac{3p_b}{4} \right) + p_b^2 \right] + g$	
<p>Caso 2 ($d_e > s$)</p> $Y_p = \frac{b_p}{2} \left[h_1 \left(\frac{1}{2d_e} \right) + h_2 \left(\frac{1}{p_{fo}} \right) + h_3 \left(\frac{1}{p_{fi}} \right) + h_4 \left(\frac{1}{s} \right) \right]$ $+ \frac{2}{g} \left[h_1 \left(d_e + \frac{p_b}{4} \right) + h_2 \left(p_{fo} + \frac{3p_b}{4} \right) + h_3 \left(p_{fi} + \frac{p_b}{4} \right) + h_4 \left(s + \frac{3p_b}{4} \right) + p_b^2 \right] + g$	

Paso 6. Seleccionar un espesor de Placa de extremo, t_p , mayor al valor requerido

Paso 7. Calcular la fuerza actuante en el ala de la viga.

$$F_{fu} = \frac{M_f}{d - t_{bf}} \quad (\text{EEP-8})$$

Paso 8. Chequear la resistencia a fluencia del cortante, si es conexión de cuatro pernos no rigidizado (4E).

$$\frac{F_{fu}}{2} < \phi R_n = \phi 0.6 F_{yp} b_p t_p \quad (\text{EEP-9})$$

Donde

$$\phi = 0.90$$

$b_p =$ ancho de la placa extendida, mm. No debe ser más grande que el ancho del ala de la columna más 1 pulgada (25mm).

Si la inecuación no se satisface, se debe incrementar el espesor de la Placa de extremo.

Paso 9. Chequear la resistencia a rotura del cortante de la conexión de cuatro pernos no rigidizado (4E)

$$\frac{F_{fu}}{2} < \phi R_n = \phi 0.6 F_{up} A_n \quad (\text{EEP-10})$$

Donde

$$\phi = 0.75$$

F_{up} = Esfuerzo mínimo a tensión de la End Plate

A_n = Área neta de la placa extendida

$$A_n = (b_p - 2(d_b + 3)) * t_p \text{ [mm}^2\text{]} \quad (\text{EEP-11})$$

d_b = diametro de los pernos, mm

Si la inecuación no se satisface, se debe incrementar el espesor de la Placa de extremo, hasta que se cumpla.

Paso 10. Si se van a usar conexiones de tipo (4ES) o (8ES). Seleccionar el espesor del rigidizador:

$$t_s \geq t_{bw} \left(\frac{F_{yb}}{F_{ys}} \right) \quad (\text{EEP-12})$$

Donde

t_{bw} = espesor del alma de la viga, mm

t_s = espesor del rigidizador de la placa, mm

F_{yb} = Esfuerzo mínimo a fluencia del material de la viga, MPa

F_{ys} = Esfuerzo mínimo del material del rigidizador, MPa

Para evitar el pandeo local del rigidizador se debe chequear el siguiente criterio de anchura-espesor:

$$\frac{h_{st}}{t_s} \leq 0.56 \sqrt{\frac{E}{F_{ys}}} \quad (\text{EEP-13})$$

h_{st} = La altura del rigidizador, mm

La soldadura del rigidizador deberá diseñarse para que se desarrolle la placa del rigidizador en cortante en el ala de la viga y en tensión en la placa extendida.

Soldadura de filete, de penetración completa (CJP) y de ranura son adecuadas para la soldadura del rigidizador al ala de la viga. Las soldaduras de juntas con penetración completa se utilizarán para la unión del rigidizador a la placa de extremo.

Si la placa de extremo es de 3/8 pulg. (10 mm) de espesor o menos, se permite la soldadura de filete a lado y lado.

Paso 11. Esfuerzo de rotura a cortante en los pernos

$$V_u < \phi R_n = \phi n_b F_{nv} A_b \quad (\text{EEP-14})$$

Donde

$$\phi = 0.75$$

n_b = número de tornillos en el ala a compresión

= 4 para conexiones 4E y 4ES

= 8 para conexiones 8ES

F_{nv} = Esfuerzo nominal a cortante. Tabla F.2.10.3 – 2

A_b = área del tornillo

Si la desigualdad no se satisface, incrementar el diámetro o el número de pernos.

Paso 12. Chequear el desprendimiento de la placa de extremo de la columna

$$V_u < \phi R_n = (n_i)\phi R_n + (n_o)\phi R_n \quad (\text{EEP-15})$$

Donde

$$\phi = 0.75$$

n_i = número de tornillos internos (dos para 4E y 4ES, y cuatro para 8ES)

n_o = número de tornillos externos (dos para 4E y 4ES, y cuatro para 8ES)

$$R_n = 1.2L_c t F_u \leq 2.4 dt F_u \quad (\text{F.2.10.3-6a o EEP-16})$$

Si la desigualdad no se satisface, incrementar el espesor de la Placa de extremo.

Paso 13. Diseñar la soldadura de la viga a la Placa de extremo

a) No se utilizarán agujeros de acceso para soldadura

b) Para la unión del ala de la viga a la placa de extremo se utilizará soldadura de ranura sin respaldo con penetración completa (CJP), esta soldadura se hará de tal manera que la raíz de la soldadura este sobre el alma de la viga al lado del ala. La cara interior del ala tendrá una soldadura de filete de 5/16" (8 mm). Estas soldaduras deberán ser de demanda crítica.

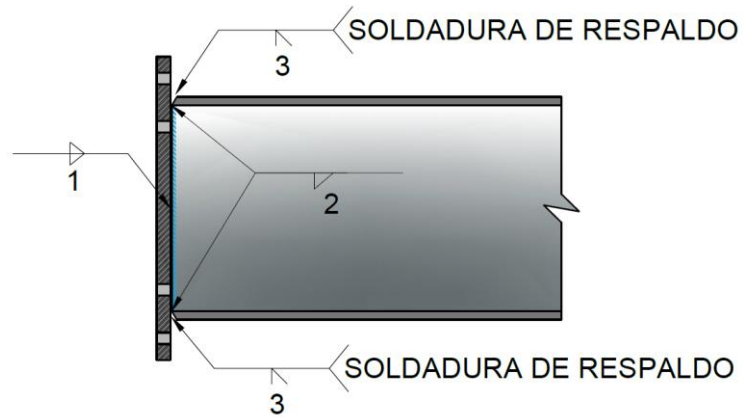
c) Para unir el alma de la viga a la placa de extremo se podrá utilizar soldadura de filete o de ranura de penetración completa. Cuando se usan soldaduras de filete será del tamaño suficiente para desarrollar la resistencia del alma de la viga en tensión desde la cara interior del ala a 6" (150 mm) hasta la fila de tornillos más alejada del ala de la viga.

d) La soldadura de penetración de la raíz no es requerida 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 del filete de la soldadura del ala). Se permite la soldadura de penetración parcial.

e) 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 115. Soldadura del ala y el alma a la Placa de extremo



2. Diseño del lado de la Columna

Paso 1: Chequear el ala de la columna por flexión

$$t_{fc} \geq \sqrt{\frac{1.11 M_f}{\phi_d F_{yc} Y_c}} \quad (\text{EEP-20})$$

Si no se satisface la desigualdad, incrementar el tamaño de la columna o colocar placas de continuidad.

Si las placas de continuidad son agregadas, chequear la ecuación anterior usando Y_c para el ala de la columna rigidizada tomado de las tablas 37 y 38.

Donde

$$\phi_d = 1.00$$

F_{yc} : Esfuerzo de fluencia del material de la columna

t_{fc} : espesor del ala de la columna, mm

Y_c : Parámetro obtenido a partir de las Tablas 37 y 38

Tabla 37. Fuerzas en la placa del ala de la columna para conexión de cuatro pernos

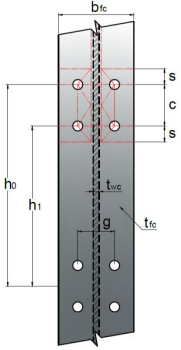
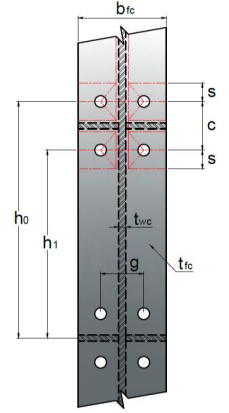
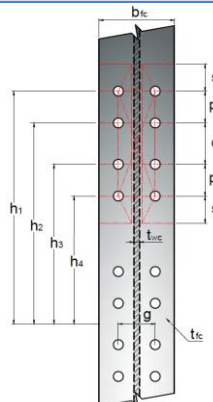
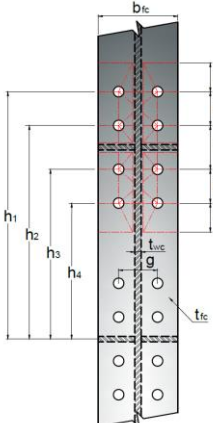
Geometría del ala de la columna sin rigidizar	
$Y_c = \frac{b_{cf}}{2} \left[h_1 \left(\frac{1}{s} \right) + h_0 \left(\frac{1}{s} \right) \right] + \frac{2}{g} \left[h_1 \left(s + \frac{3c}{4} \right) + h_0 \left(s + \frac{c}{4} \right) + \frac{c^2}{2} \right] + \frac{g}{2}$	
	$s = \frac{1}{2} \sqrt{b_{cf} \cdot g}$ <p>Si :</p> $p_{si} > s, usar \rightarrow p_{si} = s$
Geometría del ala de la columna con Rigidizador	
$Y_c = \frac{b_{cf}}{2} \left[h_1 \left(\frac{1}{s} + \frac{1}{p_{si}} \right) + h_0 \left(\frac{1}{s} + \frac{1}{p_{so}} \right) \right] + \frac{2}{g} \left[h_1 (s + p_{si}) + h_0 (s + p_{so}) \right]$	
	$s = \frac{1}{2} \sqrt{b_{cf} \cdot g}$ <p>Si :</p> $p_{si} > s, usar \rightarrow p_{si} = s$

Tabla 38. Fuerzas en la placa del ala de la columna para conexión de ocho pernos

Geometría del ala de la columna sin rigidizar	
$Y_c = \frac{b_{cf}}{2} \left[h_1 \left(\frac{1}{s} \right) + h_4 \left(\frac{1}{s} \right) \right]$ $+ \frac{2}{g} \left[h_1 \left(p_b + \frac{c}{2} + s \right) + h_2 \left(\frac{p_b}{2} + \frac{c}{4} \right) + h_3 \left(\frac{p_b}{2} + \frac{c}{2} \right) + h_4 (s) \right] + \frac{g}{2}$	
	$s = \frac{1}{2} \sqrt{b_{cf} \cdot g}$ <p><i>Si :</i></p> $p_{si} > s, usar \rightarrow p_{si} = s$
Geometría del ala de la columna con rigidizador	
$Y_c = \frac{b_{cf}}{2} \left[h_1 \left(\frac{1}{s} \right) + h_2 \left(\frac{1}{p_{so}} \right) + h_3 \left(\frac{1}{p_{si}} \right) + h_4 \left(\frac{1}{s} \right) \right]$ $+ \frac{2}{g} \left[h_1 \left(s + \frac{p_b}{4} \right) + h_2 \left(p_{so} + \frac{3p_b}{4} \right) + h_3 \left(p_{si} + \frac{p_b}{4} \right) + h_4 \left(s + \frac{3p_b}{4} \right) + p_b^2 \right] + g$	
	$s = \frac{1}{2} \sqrt{b_{cf} \cdot g}$ <p><i>Si :</i></p> $p_{si} > s, usar \rightarrow p_{si} = s$

Paso 2. Si se requieren placas de continuidad por la flexión producida en el ala de la columna, determine la fuerza requerida del rigidizador.

La resistencia de diseño a flexión en el ala de la columna es:

$$\phi_d M_{cf} = \phi_d F_{yc} Y_c t_{cf}^2 \quad (\text{EEP-21})$$

Y_c : Parámetro obtenido de las tablas 38 y 39

La fuerza de diseño equivalente en el ala de la columna es:

$$\phi_d R_n = \frac{\phi_d M_{cf}}{(d - t_{bf})} \quad (\text{EEP-22})$$

Usando $\phi_d R_n$, la fuerza requerida para diseñar las placas de continuidad están determinadas en el paso 6.

Paso 3: Chequear el pandeo local del alma de la columna sin rigidizar.

Esfuerzo requerido

$$F_{fu} \leq \phi_d R_n \quad (\text{EEP-23})$$

$$R_n = C_t (6k_c + t_{bf} + 2t_p) F_{yc} t_{cw} \quad (\text{EEP-24})$$

Dónde,

$$\phi_d = 1.0$$

C_t : 0.5 Si la distancia desde la parte superior de columna a la cara superior del ala de la viga es menor que el peralte de la columna

C_t : 1.0 para los demás casos

k_c : Distancia desde la cara exterior del ala de la columna al pie de la soldadura del alma (valor de diseño) o soldadura de filete, mm

N : Espesor del ala de la viga más dos veces el tamaño de la soldadura de ranura

t_p : Espesor de la Placa (Placa de extremo)

F_{yc} : Esfuerzo de fluencia del material del alma de la columna

t_{cw} : Espesor del alma de la Columna, mm

d : Peralte de la Viga

t_{fb} : Espesor de ala de la viga

Si el requisito de resistencia ($\phi R_n > F_{fu}$) no se cumple, entonces se requieren placas de continuidad en el alma de la columna

Paso 4. Chequear el pandeo del alma de la columna no rigidizada en el ala a compresión de la viga.

$$F_{fu} \leq \phi R_n \quad (\text{EEP-25})$$

$$\phi = 0.75$$

Cuando F_{fu} es aplicado a una distancia mayor o igual que $\frac{d_c}{2}$ desde el final de la columna.

$$\phi R_n = \frac{\phi 24 t_{wc}^3 \sqrt{E F_{yc}}}{h} \quad (\text{EEP-26 o F.2.10.10-8})$$

Cuando F_{fu} es aplicado a una distancia menor que $\frac{d_c}{2}$ desde el final de la columna:

$$\phi R_n = \frac{\phi 12 t_{wc}^3 \sqrt{E F_{yc}}}{h} \quad (\text{EEP-27})$$

Donde,

$$\phi = 0.9$$

h = Distancia libre entre aletas menos el filete o el radio de la transición alma-aleta para perfiles laminados; distancia entre líneas adyacentes de conectores, o distancia libre entre aletas cuando se usa soldadura, para perfiles armados, mm.

Si el requisito de resistencia ($\phi R_n > F_{fu}$) no se cumple, entonces se requieren placas de continuidad en el alma de la columna

Paso 5. Chequear el arrugamiento en el alma (F.2.10.10.3)

$$\phi R_n > F_{fu} \quad (\text{EEP-28})$$

Cuando F_{fu} es aplicado a una distancia mayor o igual que $\frac{d_c}{2}$ desde el final de la columna.

$$\phi R_n = \phi 0.80 t_{wc}^2 \left(1 + 3 \left(\frac{N}{d_c} \right) \left(\frac{t_{wc}}{t_{fc}} \right)^{1.5} \right) \sqrt{\frac{E F_{yc} t_{fc}}{t_{wc}}} \quad (\text{EEP-29})$$

Esta fórmula corresponde a F.2.10.10-4 de la NSR-10

Cuando F_{fu} es aplicado a una distancia menor que $\frac{d_c}{2}$ desde el final de la columna:

- Para $\frac{N}{d_c} < 0.2$

$$\phi R_n = \phi 0.40 t_{wc}^2 \left(1 + 3 \left(\frac{N}{d_c} \right) \left(\frac{t_{wc}}{t_{fc}} \right)^{1.5} \right) \sqrt{\frac{E F_{yc} t_{fc}}{t_{wc}}} \quad (\text{EEP-30})$$

Esta fórmula corresponde a F.2.10.10-5a de la NSR-10

- Para $\frac{N}{d_c} > 0.2$

$$\phi R_n = \phi 0.40 t_{wc}^2 \left(1 + \left(\frac{4N}{d_c} - 0.2 \right) \left(\frac{t_{wc}}{t_{fc}} \right)^{1.5} \right) \sqrt{\frac{E F_{yc} t_{fc}}{t_{wc}}} \quad (\text{EEP-31})$$

Esta fórmula corresponde a F.2.10.10-5b de la NSR-10

Donde

$$\phi = 0.75$$

N = Espesor del ala de la viga más 2 veces el tamaño de la soldadura de ranura, mm

d_c =Altura total de la columna

Si el requisito de resistencia ($\phi R_n > F_{fu}$) no se cumple, entonces se requieren placas de continuidad en el alma de la columna.

Paso 6. Si se requieren placas rigidizadoras para cualquier estado límite para el tamaño de la columna, la fuerza requerida de diseño es:

$$F_{su} = F_{fu} - \min \phi R_n \quad (\text{EEP-32})$$

Donde $\min \phi R_n$ es el menor valor de los obtenidos en los análisis de los pasos 2 (Flexión del ala de la columna), paso 3 (Fluencia del alma de la columna), paso 4 (Pandeo del alma de la columna) y paso 5 (Arrugamiento del alma de la columna).

El diseño de las placas de continuidad se realiza siguiendo los requerimientos del título F de la NSR-10, en F.3.5.3.6.6.

- **Espesor de las placas de continuidad**

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.

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.

Las placas de continuidad deben cumplir también los requisitos de F.2.10.10 (Fluencia local, arrugamiento, pandeo lateral)

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

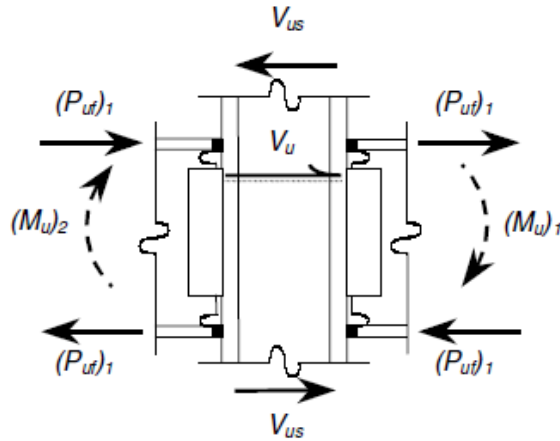
Deben soldarse al alma de la columna utilizando soldaduras acanaladas o de filete. La resistencia requerida de la suma de las uniones soldadas de las placas de continuidad al alma de la columna debe ser la menor de las siguientes:

- a) La suma de las resistencias de diseño a tensión de las áreas de contacto de las placas de continuidad con las aletas de la columna que tienen conectadas aletas de vigas.
- b) La resistencia de diseño a cortante del área de contacto de la placa con el alma de la columna.
- c) La resistencia de diseño a cortante de la zona de panel de la columna
- d) La suma de las resistencias a la fluencia esperadas de las aletas de la viga que transmiten la fuerza a las placas de continuidad.

Paso 7. Chequear la zona del panel

- **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 a cortante determinado de acuerdo con F.2.10.10.6.

Figura 116. El cortante en la zona del panel del alma de la columna



Nota: Las fuerzas cortantes en vigas y momentos y fuerzas axiales en la columna son omitidos para mayor claridad

El numeral F.2.10.10.6 de la NSR-10, se aplica a fuerzas concentradas dobles que actúan sobre una o ambas aletas de un miembro en la misma localización.

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

$$\phi = 0.9$$

Y la resistencia nominal R_n , se calcula así:

a. Cuando en el análisis no se considera el efecto de la deformación de la zona de panel sobre la estabilidad del marco:

- Para $P_u \leq 0.4 P_y$

$$R_n = 0.60 F_y d_c t_w \quad (\text{F.2.10.10-9})$$

- Para $P_u > 0.4 P_y$

$$R_n = 0.60 F_y d_c t_w \left(1.4 - \frac{P_u}{P_y} \right) \quad (\text{F.2.10.10-10})$$

b. Cuando en el análisis se considera el efecto de la deformación plástica de la zona de panel sobre la estabilidad del marco:

- Para $P_u \leq 0.75 P_y$

$$R_n = 0.60 F_y d_c t_w \left(1 + \frac{3 b_{cf} t_{cf}^2}{d_b d_c t_{wf}} \right) \quad (\text{F.2.10.10-11})$$

- Para $P_u > 0.75 P_y$

$$R_n = 0.60 F_y d_c t_w \left(1 + \frac{3 b_{cf} t_{cf}^2}{d_b d_c t_{wf}} \right) \left(1.9 - \frac{1.2 P_u}{P_y} \right) \quad (\text{F.2.10.10-12})$$

En las anteriores ecuaciones se aplican las siguientes definiciones:

A = área de la sección transversal de la columna, mm^2

b_{cf} = ancho de la aleta de la columna, mm

d_b = peralte de la viga, mm

d_c = peralte de la columna, mm

F_y = esfuerzo de fluencia mínimo especificado del alma de la columna, MPa

P_u = resistencia requerida, N

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

t_{cf} = espesor del patín de la columna, mm

t_{wf} = espesor del alma de la columna, mm

- **Espesor de la zona de Panel.** Los espesores individuales, t , de las almas de la columna y placas de enchape, en caso de utilizarse, deben cumplir el siguiente requisito:

$$t \geq \frac{d_z + w_z}{90} \quad (\text{F.3.5.3-7})$$

t = espesor del alma 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 columna, mm

Una de las guías de la AISC¹⁶, sugiere un procedimiento para calcular las dimensiones del rigidizador:

- **Area mínima del rigidizador.** Como proporciona un área a la sección transversal de la columna, a partir de las solicitaciones de carga, el area mínima requerida es:

¹⁶ AISC Design Guide 13 Wide-Flange Column Stiffening at Moment Connections-Wind and Seismic Applications (Carter,1999).

$$A_{smin} = \frac{F_{su}}{\phi F_{yst}}$$

Donde

$$\phi = 0.9$$

A_{smin} : La mínima área del rigidizador, mm^2

F_{su} : Fuerza de diseño, calculada en el paso 19, N

F_{yst} : Esfuerzo de fluencia del material del rigidizador, MPa

- **Ancho del rigidizador**

$$b_{smin} = \frac{b_f}{3} - \frac{t_w}{2}$$

b_f = Ancho del ala de la viga, mm

t_w = Espesor del alma de la columna, mm

b_{smin} = Ancho mínimo

- **Espesor mínimo del rigidizador**

$$t_{smin} = \frac{t_f}{2} \geq 0.004 * b_s * \sqrt{F_{yst}}$$

t_f = Espesor de la aleta de la viga, mm

b_s = Ancho del rigidizador, mm

t_{smin} = espesor minimo, mm

F_{yst} : Esfuerzo de fluencia del material del rigidizador, MPa

- **La longitud del rigidizador**

$$l = d_c - 2t_{fc}$$

d_c = peralte de la columna, mm

t_{cf} = espesor del patin de la columna, mm

Finalmente, a partir las dimensiones seleccionadas se chequea que el area suministrada sea mayor a la requerida.

$$A_s > A_{smin}$$

12.1.1 Diseño de conexión placa de extremo para el caso de aplicación. A continuación se aplica el procedimiento de diseño revisado anteriormente, para una conexión de placa de extremo de cuatro pernos sin rigidizador:

Figura 117. Placa de extremo extendida a diseñar

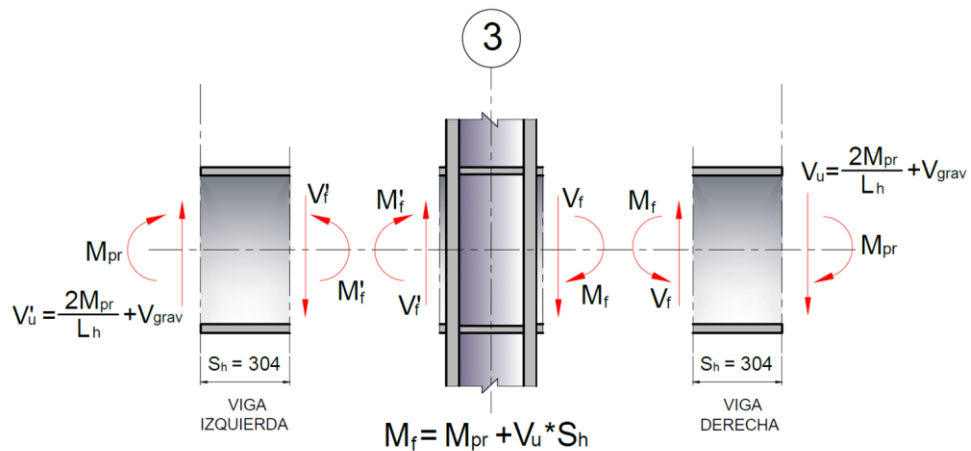


Los pasos para el diseño de este tipo de conexión están en la guía de la AISC 358 (Prequalified Connections for Special and Intermediate Steel Moment Frames for Seismic Applications)

1. Diseño de la Placa

Paso 1: Determinar los tamaños de los miembros conectados (Viga y columna) y calcular el momento en la cara de la columna, M_f

Figura 118. Diagrama de Cuerpo libre en la cara de la columna



$$M_f = M_{pr} + V_u S_h \quad (\text{EEP-1})$$

Donde

$$M_{pr} = C_{pr} R_y F_y Z_e \quad (\text{EEP-2})$$

$$C_{pr} = \frac{F_y + F_u}{2F_y} \leq 1.2 \quad (\text{EEP-3})$$

$$C_{pr} = \frac{F_y + F_u}{2F_y} = \frac{350 + 450}{2 * 350} = 1.14$$

$$M_{pr} = \frac{1.14 * 1.1 * 350 * 3292 * 10^3}{1 * 10^6} = 1444.86 \text{ kN.m}$$

$$V_u = \frac{2M_{pr}}{L_h} + V_{gravity} \quad (\text{EEP-4})$$

$S_h =$ Distancia de la cara de la columna a la rotula plástica, mm

= el menor de $\frac{d}{2}$ o $3b_{bf}$ para una conexión no rigidizada (4E)

= $L_{st} + t_p$ para conexiones rigidizadas (4ES, 8ES)

$$S_h = \left(\frac{d}{2}\right) = \frac{608}{2} = 304 \text{ mm}$$

$$S_h = 3b_{bf} = 3 * 228 = 684 \text{ mm}$$

Como se toma el menor, se tiene que $S_h = \left(\frac{d}{2}\right) = \frac{608}{2} = 304 \text{ mm}$

La distancia entre rotulas plásticas.

$$L_h = L - 2\left(\frac{d_{col}}{2}\right) - 2S_h$$

$$L_h = 7500 - 2\left(\frac{387}{2}\right) - 2 * 304 = 6505 \text{ mm}$$

$$w_u = 1.2D + 1.6L$$

$$w_u = 1.2(20.4) + 1.6(3.75) = 30.48 \text{ kN/m}$$

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

$$V_u = \frac{2 * 1444.858}{6.505} + \frac{30.48 * 6.505}{2} = 543.37 \text{ kN}$$

$$M_f = M_{pr} + V_u S_h$$

$$M_f = 1444.858 + 543.37 * 0.304 = 1610.04 \text{ kN.m}$$

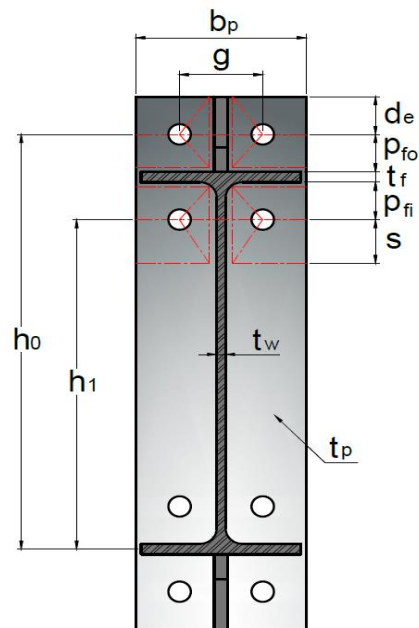
Paso 2: Seleccionar uno de los tres tipos de conexión de placa extendida y establecer los valores preliminares de la geometría.

En la Tabla 39, se muestran las limitaciones y parámetros geométricos escogidos de la conexión precalificada.

Tabla 39. Resumen de Cargas ultimas

4 PERNOS SIN RIGIDIZAR (4E)			
Conexión con Cuatro pernos sin rigidizar, (4E)			
parámetro	Máximo (mm)	Mínimo (mm)	Parámetro Escogido
tbf	19	10	17.3
bbf	235	152	228
db	1400	349	608
tp	57	13	38
bp	273	178	270
g	152	102	145
pfi,pfo	114	38	50
pb	-	-	-

Figura 119. Geometría de la Conexión



Usando las dimensiones asignadas, se calcula:

$$h_0 = d_p + p_{fo} - \frac{t_f}{2}$$

$$h_0 = 608 + 50 - \frac{17.3}{2} = 649.35 \text{ mm}$$

$$h_1 = d_p - t_f - p_{fi} - \frac{t_f}{2}$$

$$h_1 = 608 - 17.3 - 50 - \frac{17.3}{2} = 532.05 \text{ mm}$$

Paso 3: Determinar el diámetro de los pernos requerido $d_{B \text{ Req'd}}$, usando una de las siguientes expresiones.

- Para conexiones de cuatro pernos (4E, 4ES)

$$d_{B \text{ Req'd}} = \sqrt{\frac{2 M_f}{\pi \Phi_n F_{nt} (h_0 + h_1)}} \quad (\text{EEP-5})$$

$F_t =$	790	MPa (A490)
---------	------------	-------------------

$$d_{B \text{ Req'd}} = \sqrt{\frac{2 * 1610.04 * 10^6}{\pi * 0.90 * 790 * (649.35 + 532.05)}}$$

$$d_{B \text{ Req'd}} = 34.93 \text{ mm}$$

Paso 4: Seleccionar el diámetro del perno, d_b , no menos que el requerido, calculado en el paso anterior.

Se puede usar pernos de 1 ½" , $d_b = 38.1 \text{ mm}$

Paso 5: Determinar el espesor requerido de la Placa de extremo

$$t_{p \text{ Req'd}} = \sqrt{\frac{1.11 M_f}{\phi_d F_{yp} Y_p}} \quad (\text{EEP-7})$$

$$s = \frac{1}{2} \sqrt{b_p * g} = \frac{1}{2} \sqrt{270 * 145} = 98.93 \text{ mm} > p_{fi}$$

$$Y_p = \frac{b_p}{2} \left[h_1 \left(\frac{1}{p_{fi}} + \frac{1}{s} \right) + h_0 \left(\frac{1}{p_{fo}} \right) - \frac{1}{2} \right] + \frac{2}{g} [h_1(p_{fi} + s)]$$

$$Y_p = \frac{270}{2} \left[532.05 \left(\frac{1}{50} + \frac{1}{98.93} \right) + 649.35 \left(\frac{1}{50} \right) - \frac{1}{2} \right] + \frac{2}{145} [532.05(50 + 98.93)]$$

$$Y_p = 4941.26 \text{ mm}$$

$$t_{p \text{ Req'd}} = \sqrt{\frac{1.11 * 1610.04 * 10^6}{1.0 * 350 * 4941.26}} = 32.15 \text{ mm}$$

Paso 6. Seleccionar un espesor de Placa de extremo, t_p , mayor al valor requerido

Usar una placa de 1 3/8" , $t_p = 34.9 \text{ mm} > 32.15 \text{ mm}$

Paso 7. Calcular la fuerza actuante en el ala de la viga.

$$F_{fu} = \frac{M_f}{d - t_{bf}} \quad (\text{EEP-8})$$

$$F_{fu} = \frac{1610.04 * 10^3}{608 - 17.3} = 2725.6 \text{ kN}$$

Paso 8. Chequear la resistencia a fluencia del cortante, si es conexión de cuatro pernos no rigidizado (4E).

$$\frac{F_{fu}}{2} < \phi R_n = \phi 0.6 F_{yp} b_p t_p \quad (\text{EEP-9})$$

$$\phi R_n = 0.9 * 0.6 * 350 * 270 * 34.9 = 1780947 \text{ N}$$

Realizando el chequeo, quedaría

$$1362.8 \text{ kN} < 1780.94 \text{ kN} (\text{OK})$$

Se satisface la expresión.

Paso 9. Chequear la resistencia a rotura del cortante de la conexión de cuatro pernos no rigidizado (4E)

$$\frac{F_{fu}}{2} < \phi R_n = \phi 0.6 F_{up} A_n \quad (\text{EEP-10})$$

Donde

$$\phi = 0.75$$

F_{up} = Esfuerzo mínimo a tensión de la End Plate

A_n = Área neta de la placa extendida

$$A_n = (b_p - 2(d_b + 3)) * t_p \text{ [mm}^2\text{]} \quad (\text{EEP-11})$$

$$A_n = (270 - 2 * (38.1 + 3)) * 34.9 = 6554.22 \text{ mm}^2$$

$$\phi R_n = 0.75 * 0.6 * 450 * 6554.22 = 1327229.55 \text{ N}$$

Realizando el respectivo chequeo, se tiene:

$$1537.6 \text{ kN} < 1327.22 \text{ kN} \text{ (No Cumple)}$$

Como no se satisface la expresión se debe aumentar el espesor de la placa extendida.

$$\phi R_n = 0.75 * 0.6 * F_y * A_n$$

$$\frac{2725.65 * 10^3}{2} = 0.75 * 0.6 * 450 * [(270 - 2 * (38.1 + 3)) * t]$$

$$t = 35.84 \text{ mm}$$

El espesor de la placa se debe incrementar a $t_p = 1\frac{1}{2}'' = 38.1 \text{ mm}$

Paso 10. No aplica para este ejercicio, porque no se utilizan rigidizadores.

Paso 11. Esfuerzo de rotura a cortante en los pernos

$$V_u < \phi R_n = \phi n_b F_{nv} A_b \quad (\text{EEP-14})$$

$$\phi R_n = 0.75 * 4 * 457 * \left(\frac{\pi(1.5 * 25.4)^2}{4} \right) = 1563065.9 \text{ N}$$

$$V_u = 543.37 \text{ kN}$$

$$543.37 \text{ kN} < 1563.1 \text{ kN (OK)}$$

Paso 12. Chequear el desprendimiento de la placa de extremo de la columna

$$V_u < \phi R_n = (n_i)\phi R_n + (n_o)\phi R_n \quad (\text{EEP-15})$$

$$r_{ni} = 1.2L_c t F_u \leq 2.4 d_b t F_u \quad \text{Resistencia para un perno interior}$$

$$r_{no} = 1.2L_c t F_u \leq 2.4 d_b t F_u \quad \text{Resistencia para un perno exterior}$$

$n_i = 2$, Número de pernos interiores

$n_o = 2$, Número de pernos exteriores

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

$$L_{ci} = (50 + 17.3 + 50) - (38.1 + 3.2) = 76 \text{ mm}$$

$$\phi r_{ni} = 0.75 * (1.2 * 76 * 38.1 * 450) = 1172718 \text{ N}$$

$$< 0.75 * (2.4 * 38.1 * 38.1 * 450) = 1175804.1 \text{ N}$$

$$\phi r_{ni} = 1172718 \text{ N} < 1175804.1 \text{ N}$$

$$L_{co} = \left(\left(\frac{d_p - h_o - P_{fo}}{2} \right) - 0.5 * (d_b + 3.2) \right)$$

$$L_{c0} = \left(\left(\frac{850 - 649.35 - 50}{2} \right) - 0.5 * (38.1 + 3.2) \right) = 54.68 \text{ mm}$$

$$\phi r_{n0} = 0.75 * (1.2 * 54.68 * 38.1 * 450) < 0.75 * (2.4 * 38.1 * 38.1 * 450)$$

$$\phi r_{n0} = 843739.74 < 1175804.1$$

$$\phi r_{n0} = 843739.74 \text{ N}$$

Realizando el chequeo

$$543.37 \text{ kN} < \phi R_n = 2 * 1172.7 + 2 * 843.74$$

$$543.37 \text{ kN} < \phi R_n = 4032.88 \text{ kN (OK)}$$

Paso 13. Diseñar la soldadura de la viga a la Placa de extremo. Se realizará de acuerdo a lo especificado en el capítulo anterior.

2. Diseño de la Columna

Paso 1: Chequear el ala de la columna por flexión

$$s = \frac{1}{2} \sqrt{b_{fc} * g} = \frac{1}{2} \sqrt{396 * 145} = 119.81 \text{ mm}$$

$$c = P_{fi} + t_{fb} + P_{fo} = 50 + 17.3 + 50 = 117.3 \text{ mm}$$

$$Y_c = \frac{b_{fc}}{2} \left[h_1 \left(\frac{1}{s} \right) + h_0 \left(\frac{1}{s} \right) \right] + \frac{2}{g} \left[h_1 \left(s + \frac{3c}{4} \right) + h_0 \left(s + \frac{c}{4} \right) + \frac{c^2}{2} \right] + \frac{g}{2}$$

$$Y_c = \frac{396}{2} \left[532.05 \left(\frac{1}{119.81} \right) + 649.35 \left(\frac{1}{119.81} \right) \right] +$$

$$P_{so} = P_{si} = \frac{c - t_s}{2} = \frac{117.3 - 12.7}{2} = 52.3 \text{ mm} < s = 119.81$$

$$Y_c = \frac{b_{fc}}{2} \left[h_1 \left(\frac{1}{p_{si}} + \frac{1}{s} \right) + h_0 \left(\frac{1}{s} + \frac{1}{p_{so}} \right) \right] + \frac{2}{g} [h_1(p_{si} + s) + h_0(s + p_{so})]$$

$$Y_c = \frac{396}{2} \left[532.05 \left(\frac{1}{52.3} + \frac{1}{119.81} \right) + 649.35 \left(\frac{1}{119.81} + \frac{1}{52.3} \right) \right] \\ + \frac{2}{125} [532.05(52.3 + 119.81) + 649.35(119.81 + 52.3)]$$

$$Y_c = 9397.83 \text{ mm}$$

Ahora se puede revisar, si la columna cumple con estos rigidizadores o definitivamente hay que aumentar la sección.

$$t_{p \text{ Req'd}} = \sqrt{\frac{1.11 * 1816.523 * 10^6}{0.9 * 350 * 9397.83}} = 26.1 \text{ mm} \leq 33.3 \text{ mm} \quad (OK)$$

Paso 2. Si se requieren placas de continuidad por la flexión producida en el ala de la columna, determine la fuerza requerida del rigidizador.

La resistencia de diseño a flexión en la aleta de la columna es:

$$\phi_d M_{cf} = \phi_d F_{yc} Y_c t_{cf}^2 \quad (EEP-21)$$

Y_c : Parámetro obtenido de las tablas 28 y 29

$$\phi M_{cf} = 0.9 * 350 * 5075.28 * 33.3^2 = 1772797080 \text{ N.mm}$$

La fuerza de diseño equivalente en el ala de la columna es:

$$\phi_d R_n = \frac{\phi_d M_{cf}}{(d - t_{bf})} \quad (\text{EEP-22})$$

Usando $\phi_d R_n$, la fuerza requerida para diseñar las placas de continuidad están determinadas en el paso 6.

$$\phi R_n = \frac{1772797080}{(608 - 17.3)} = 3001180.09 \text{ N}$$

$$2725.65 \text{ kN} < 3001.18 \text{ kN} \quad (\text{Cumple})$$

Paso 3: Chequear el pandeo local del alma de la columna sin rigidizar.

Esfuerzo requerido

$$F_{fu} \leq \phi_d R_n \quad (\text{EEP-23})$$

$$R_n = C_t(6k_c + t_{bf} + 2t_p)F_{yc}t_{cw} \quad (\text{EEP-24})$$

$$\phi R_n = 1.0 * 1.0 * (6 * 48.3 + 17.3 + 2 * 44.45) * 350 * 21.1 = 2924460 \text{ N}$$

$$2725.65 \text{ kN} < 2924.46 \text{ kN} \quad (\text{Cumple})$$

El requisito de resistencia ($\phi R_n > F_{fu}$) se cumple.

Paso 4. Chequear el pandeo del alma de la columna no rigidizada en el ala a compresión de la viga.

$$F_{fu} \leq \phi R_n \quad (\text{EEP-25})$$

$$\phi = 0.75$$

Figura 121. Diagrama de Cuerpo libre en la viga

$$F_{fu} = 2725.65 \text{KN}$$



Cuando F_{fu} es aplicado a una distancia mayor o igual que $\frac{d_c}{2}$ desde el final de la columna.

$$\phi R_n = \frac{\phi 24 t_{wc}^3 \sqrt{E F_{yc}}}{h} \quad (\text{EEP-26 o F.2.10.10-8})$$

$$\phi R_n = \frac{0.9 * 24 * 21.1^3 * \sqrt{200000 * 350}}{289}$$

$$\phi R_n = 5874248.225 \text{ N}$$

Se cumple que $\phi R_n > F_{fu}$, no se requieren Rigidizadores ni placa de enchape.

Paso 5. Chequear el arrugamiento en el alma (F.2.10.10.3)

$$\phi R_n > F_{fu} \quad (\text{EEP-28})$$

Cuando F_{fu} es aplicado a una distancia mayor o igual que $\frac{d_c}{2}$ desde el final de la columna.

$$\phi R_n = \phi 0.80 t_{wc}^2 \left(1 + 3 \left(\frac{N}{d_c} \right) \left(\frac{t_{wc}}{t_{fc}} \right)^{1.5} \right) \sqrt{\frac{E F_{yc} t_{fc}}{t_{wc}}} \quad (\text{EEP-29})$$

Esta fórmula corresponde a F.2.10.10-4 de la NSR-10

$$\phi R_n = 0.75 * 0.80 * 21.1^2 * \left(1 + 3 \left(\frac{33.3}{387} \right) \left(\frac{21.1}{33.3} \right)^{1.5} \right) \sqrt{\frac{200000 * 350 * 33.3}{21.1}}$$

$$\phi R_n = 3173229.43$$

El requisito de resistencia ($\phi R_n > F_{fu}$) se cumple.

$$3173.229 \text{ kN} > 2725.65 \text{ kN}$$

Paso 6. Chequear los requerimientos de las placas de continuidad

Resumiendo los resultados de requerimiento de placas de continuidad por resistencia se tiene:

- Resistencia a flexión en la aleta de la Columna:

$$\phi R_n = 3211.9 \text{ KN}$$

- Resistencia a fluencia local del alma de la Columna:

$$\phi R_n = 2924.46KN$$

- Resistencia a pandeo local del alma de la Columna:

$$\phi R_n = 5874.2KN$$

- Resistencia al arrugamiento del alma de la Columna:

$$\phi R_n = 3173.23KN$$

$$\min(\phi R_n) = 2924.46KN$$

$$F_{su} = F_{fu} - \min(\phi R_n)$$

$$F_{su} = 2725.6kN$$

Se puede observar que:

$$\min(\phi R_n) > F_{fu}$$

Es decir por resistencia no se requieren placas de continuidad.

- **Requisitos adicionales para placas de continuidad.** El Titulo F de la Norma de Sismo Resistencia Colombiana NSR-10, en F.3.5.3.6.6 define los requisitos así:

1. Deben suministrarse placas de continuidad exceptuando los siguientes casos:

a) **Cuando así lo determine una conexión precalificada.** Cuando la aleta de la viga este soldada a la aleta de una columna laminada o armada con sección I que tenga un espesor que satisfaga las siguientes ecuaciones:

$$t_{cf} = 33.3 \text{ mm}$$

$$t_{cf} \geq 0.4 \sqrt{1.8 b_{bf} t_{bf} \frac{F_{yb} R_{yb}}{F_{yc} R_{yc}}} \quad (\text{F.3.5.3-8})$$

$$t_{cf} \geq 0.4 \sqrt{1.8 * 228 * 17.3 \frac{350 * 1.1}{350 * 1.1}}$$

$$33.3 \text{ mm} < 33.7 \text{ mm} \text{ (No Cumple)}$$

$$t_{cf} \geq \frac{b_{bf}}{6} \quad (\text{F.3.5.3-9})$$

$$t_{cf} \geq \frac{228}{6}$$

$$33.3 \text{ mm} < 38 \text{ mm} \text{ (No Cumple)}$$

Ninguna de las anteriores ecuaciones cumplió, entonces se requieren placas de continuidad.

- **Espesor de la placa de continuidad.** 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.

El espesor de la aleta del perfil W24x76 es $t_{bf}=17.3\text{mm}$.

Entonces se puede usar una placa de $t_{cp}= 13/16''$ (20.64mm) ASTM A572 Gr.50

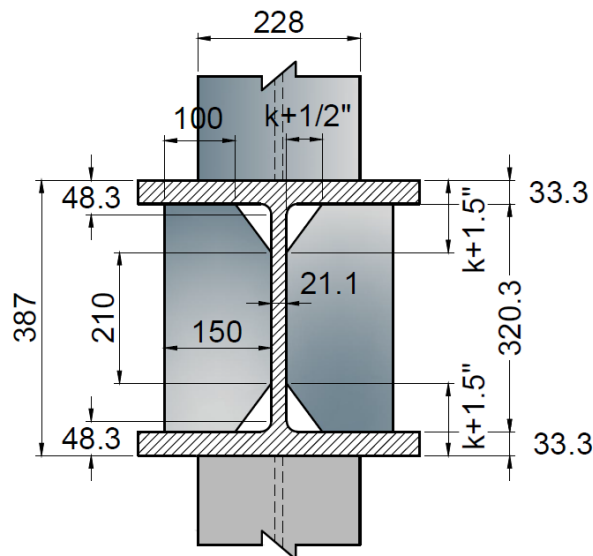
- **Ancho de las Placas de Continuidad (b).** La AISC Specification Section J10.8 dice que el ancho mínimo de cada placa de continuidad más $t_{wc}/2$ debe ser mayor que $b_{bf}/3$, escrito como ecuación sería:

$$b > \frac{b_{bf}}{3} - \frac{t_{wc}}{2}$$

$$b = \frac{228}{3} - \frac{21.1}{2} = 65.45\text{mm}$$

Este es el ancho mínimo permitido. Pero realmente es muy pequeña la longitud de contacto que se genera si se tienen en cuenta los agujeros de acceso para la soldadura como se observa en la figura 122:

Figura 122. Geometría de las placas rigidizadoras



Si se desea colocar el ancho de la placa de continuidad hasta el borde de la aleta de la viga:

$$b = \frac{228}{2} - \frac{21.1}{2} = 103.45 \text{ mm}$$

Si se desea colocar el ancho de la placa de continuidad hasta el borde de la aleta de la columna:

$$b = \frac{396}{2} - \frac{21.1}{2} = 187.4 \text{ mm}$$

Se puede tomar un valor intermedio, que sea más práctico para la construcción es decir:

$$b = 150 \text{ mm}$$

La NSR-10 en F.3.4.2.4, especifica que en el diseño de las placas de continuidad y atiesadores localizados en el alma de perfiles laminados deben considerar las longitudes de contacto reducidas de las aletas y el alma del miembro basadas en las dimensiones del filete de esquina.

Las esquinas de placas de continuidad y los atiesadores colocados en el alma de 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 $k_1 + 0.5''$. Es decir la longitud de contacto de la placa de continuidad y la aleta de la columna es:

$$l_{cf} = b_{cp} - \left[(k_1 + 12.7) - \frac{t_{wc}}{2} \right] \text{ [mm]}$$

$$l_{cf} = 150\text{mm} - \left[(48.3\text{mm} + 12.7\text{mm}) - \frac{21.1}{2} \right]$$

$$l_{cf} = 99.55 \approx 100 \text{ mm}$$

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 $k_{det} + 1.5''$. Es decir que la longitud de contacto de la placa de continuidad y el alma de la columna es:

$$l_{cw} = d_c - 2 * (k_{det} + 38.1) \text{ [mm]}$$

$$l_{cw} = 387 - 2 * (48.3 + 38.1) = 214.2 \approx 210 \text{ [mm]}$$

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

Deben soldarse al alma de la columna utilizando soldaduras acanaladas o de filete. La resistencia requerida de la suma de las uniones soldadas de las placas de continuidad al alma de la columna debe ser la menor de las siguientes:

- a) La suma de las resistencias de diseño a tensión de las áreas de contacto de las placas de continuidad con las aletas de la columna que tienen conectadas aletas de vigas.

$$\phi R_n = \phi F_y (\text{area de contacto})$$

$$\phi R_n = \frac{0.90 * 350 * 2 * 100 * 20.64}{1000} = 1300.3 \text{ kN}$$

b) La resistencia de diseño a cortante del área de contacto de la placa con el alma de la columna.

La resistencia a cortante está definida como:

$$\phi V_n = \phi (0.60 F_y (\text{area de contacto}))$$

$$\phi V_n = \frac{1.0 * (0.60)(350)(210)(20.64)}{1000} = 910.22 \text{ kN}$$

c) La resistencia de diseño a cortante de la zona de panel de la columna

Asumiendo que: $P_u \leq 0.75 P_y$, la resistencia de diseño de la zona de panel es:

$$\phi R_n = \phi 0.60 F_y d_c t_w \left(1 + \frac{3b_{cf} t_{cf}^2}{d_b d_c t_w} \right) \quad (\text{F.2.10.10-11})$$

$$\phi R_n = 1.0 * 0.60 * 350 * 387 * 21.1 \left(1 + \frac{3 * 396 * 33.3^2}{608 * 387 * 21.1} \right)$$

$$\phi R_n = 2169.8 \text{ kN}$$

Ya que este requisito se aplica a toda la zona de panel, se divide por 2, para compararlos con lo realizado en los pasos a y b.

$$\phi R_n = \frac{2169.8}{2} = 1084.9 \text{ KN}$$

d. La suma de las resistencias a la fluencia esperadas de las aletas de la viga que transmiten la fuerza a las placas de continuidad.

$$T = 2R_y F_y b_f t_f$$

$$T = \frac{2(1.1)(350)(228)(17.3)}{1000} = 3037.19 \text{ kN}$$

Ya que este requisito se aplica a toda la zona de panel, se divide por 2, para compararlos con lo realizado en los pasos a y b.

$$T = 1518.59 \text{ kN}$$

Entonces, la resistencia de diseño es 910.22 kN

Ahora se calcula el tamaño de la soldadura de filete recordando que son dos cordones y que se usará electrodos E70XX.

$$w = \frac{910220}{2(0.707 * 177 * 0.75 * 0.60 * 490)} = 13.9 \text{ mm} \approx 9/16''$$

El tamaño de la soldadura debe ser de 9/16''.

Paso 11. Chequear la relación Viga-Columna

Debe satisfacer una relación de momentos (F.3.4.3.4.1):

$$\frac{\sum M_{pc}^*}{\sum M_{pb}^*} > 1 \quad (\text{F.3.5.3-1})$$

$$\sum M^*_{pc} = \sum Z_c \left(F_{yc} - \frac{P_{uc}}{A_g} \right) \quad (\text{F.3.5.3-2})$$

P_{uc} =Carga tomada del modelo de análisis estructural (Etabs).

$$P_{uc} = 1470 \text{ kN}$$

$$\sum M^*_{pc} = 5260 * 10^3 \left(350 - \frac{1470000}{335 * 10^2} \right) + 5260 * 10^3 \left(350 - \frac{1470000}{335 * 10^2} \right)$$

$$\sum M^*_{pc} = 3220 \text{ kN} * m$$

$$\sum M^*_{pb} = \sum (1.1R_y F_{yb} Z_{RBS} + M_{uv}) \quad (\text{F.3.5.3-4})$$

$$\sum (1.1 \cdot R_y \cdot F_{yb} \cdot Z_b) = 2 \cdot \left(\frac{1.1 \cdot 1.1 \cdot 350 \cdot 3292000}{1000000} \right) = 2788.3 \text{ kN} - m$$

$$\sum M_{uv} = \sum V_u * \left(\frac{d_b}{2} + \frac{d_c}{2} \right)$$

$$\sum M_{uv} = 543.37 * \left(\frac{0.608}{2} + \frac{0.387}{2} \right) + 266.68 * \left(\frac{0.608}{2} + \frac{0.387}{2} \right)$$

$$\sum M_{uv} = 403 \text{ kN} - m$$

$$\sum M^*_{pb} = (2788.3 + 403) \text{ kN} * m$$

$$\sum M^*_{pb} = 3191.3 \text{ kN} - m$$

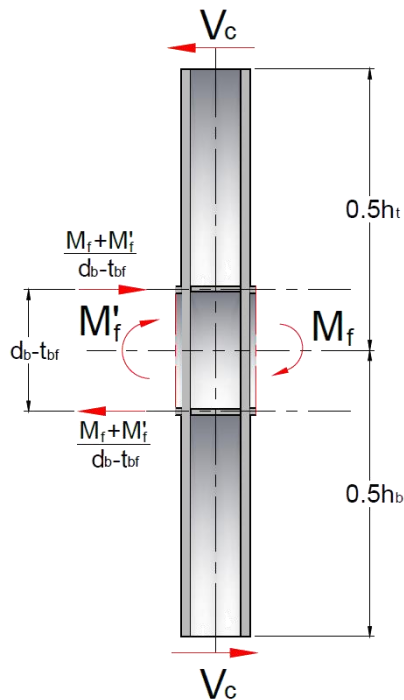
Entonces la relación de momentos sería:

$$\frac{\sum M_{pc}^*}{\sum M_{pb}^*} = \frac{3220.3 \text{ kN} \cdot \text{m}}{3191.3 \text{ kN} \cdot \text{m}} = 1.01 > 1.0$$

Es decir se cumple el requisito de columna fuerte viga débil.

- **Chequeo Zona de Panel**

Figura 123. Diagrama de Cuerpo libre en la cara de la columna



$$M_f = M_{pr} + V_u S_h$$

$$M_f = 1444.858 + 543.37 \cdot 0.304 = 1610.04 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M'_f = M_{pr} - V_u S_h$$

$$M'_f = 1444.858 - 543.37 * 0.304 = 1279.67 \text{ kN.m}$$

$$V_c \cdot \left(\frac{h_t}{2} + \frac{h_b}{2} \right) = M_f + M'_f$$

$$V_c = \frac{M_f + M'_f}{\left(\frac{h_t}{2} + \frac{h_b}{2} \right)} = \frac{1610.04 + 1279.67}{\left(\frac{3.75}{2} + \frac{3.75}{2} \right)} = 770.59 \text{ KN}$$

La resistencia requerida de la zona de panel es:

$$R_u = \frac{M_f + M'_f}{d_b - t_f} - V_c$$

$$R_u = \frac{1610.04 + 1279.67}{(608 - 17.3) * 10^{-3}} - 770.59$$

$$R_u = 4892 \text{ kN}$$

En el análisis se considera el efecto de la deformación plástica de la zona de panel sobre la estabilidad del marco.

$P_u = 1470 \text{ kN}$ Si la comparamos con $P_y = F_y A$, resistencia de la columna a fluencia bajo carga axial:

$$P_y = 350 * 335 * 10^2 = 11725000 \text{ N}$$

Entonces, al comparar $P_u \leq 0.75 P_y$

$$1470 \text{ kN} \leq 0.75 (11725 \text{ kN})$$

$$1470 \text{ kN} \leq 8793.75 \text{ kN (OK)}$$

El caso de análisis que corresponde es:

La resistencia de diseño de la zona de panel cuando se considera el efecto de deformación plástica de la zona de panel sobre la estabilidad del marco y se cumple que $P_u \leq 0.75 P_y$:

$$\phi R_n = \phi 0.60 F_y d_c t_w \left(1 + \frac{3 b_{cf} t_{cf}^2}{d_b d_c t_w} \right) \quad (\text{F.2.10.10-11})$$

$$\phi R_n = 1.0 * 0.60 * 350 * 387 * 21.1 \left(1 + \frac{3 * 396 * 33.3^2}{608 * 387 * 21.1} \right)$$

$$\phi R_n = 2169.8 \text{ kN}$$

Comparando los resultados:

$R_u = 4892 \text{ kN} > \phi R_n$, Se requiere placas de enchape.

- **Tamaño de las Placas de Enchape**

$$t \geq \frac{d_z + w_z}{90} \quad (\text{F.3.5.3-7})$$

t = Espesor del alma 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

$$d_z = d_b - 2 * t_{placadeconti} = 608 - 2 * 20.64 = 566.72 \text{ mm}$$

$$w_z = d_c - 2 * t_{fc} = 387 - 2 * 33.3 = 320.4 \text{ mm}$$

$$t \geq \frac{566.72 + 320.4}{90} = 9.86 \text{ mm}$$

El alma de la columna satisface la expresión.

$$t_w = 21.1 > 9.86 \text{ (ok)}$$

Si la placa de enchape satisface este mínimo espesor, entonces es permitido colocarla directamente al alma de la columna.

Para hacer esta comprobación se toma nuevamente la ecuación F.2.10.10-11:

$$\phi R_n = \phi 0.60 F_y d_c t_w \left(1 + \frac{3b_{cf} t_{cf}^2}{d_b d_c t_w} \right)$$

Ahora, donde aparece t_w se reemplaza por $t_w + t_p$, y reordenando la expresión para resolver t_p , se tiene:

$$t_p = \left[R_u - \frac{0.60 F_y (3b_{cf} t_{cf}^2)}{d_b} \right] \left[\frac{1}{0.60 F_y d_c} \right] - t_w$$

$$t_p = \left[4892000 - \frac{0.60 * 350 (3 * 396 * 33.3^2)}{608} \right] \left[\frac{1}{0.60 * 350 * 387} \right] - 21.1$$

$$t_p = 33.49 \text{ mm}$$

Usar dos platinas $t_p = 11/16'' (17.46 \text{ mm})$

Figura 124. Conexión Final 3D

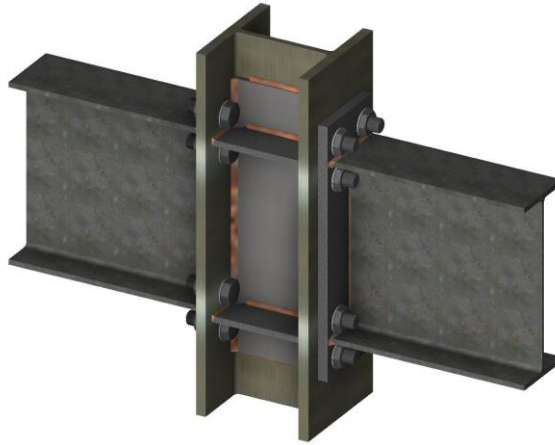
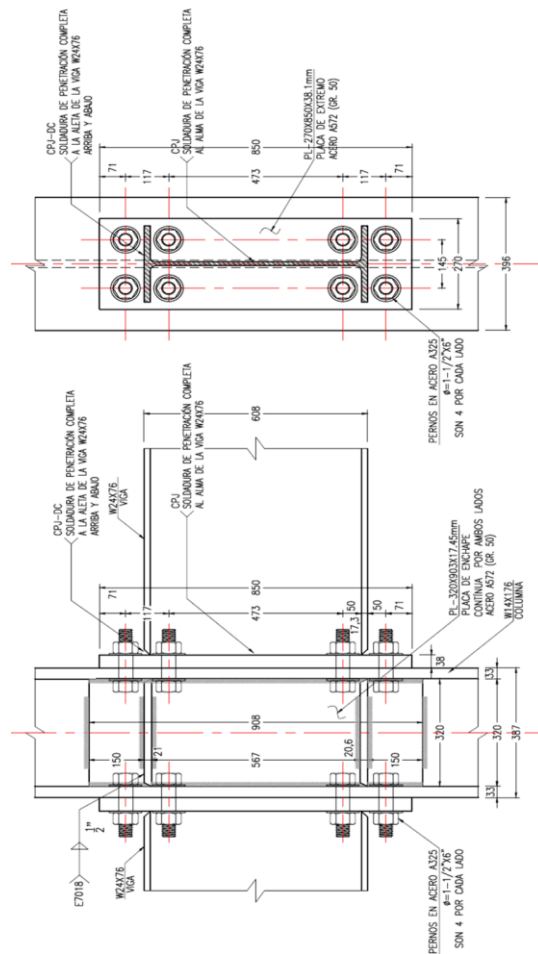


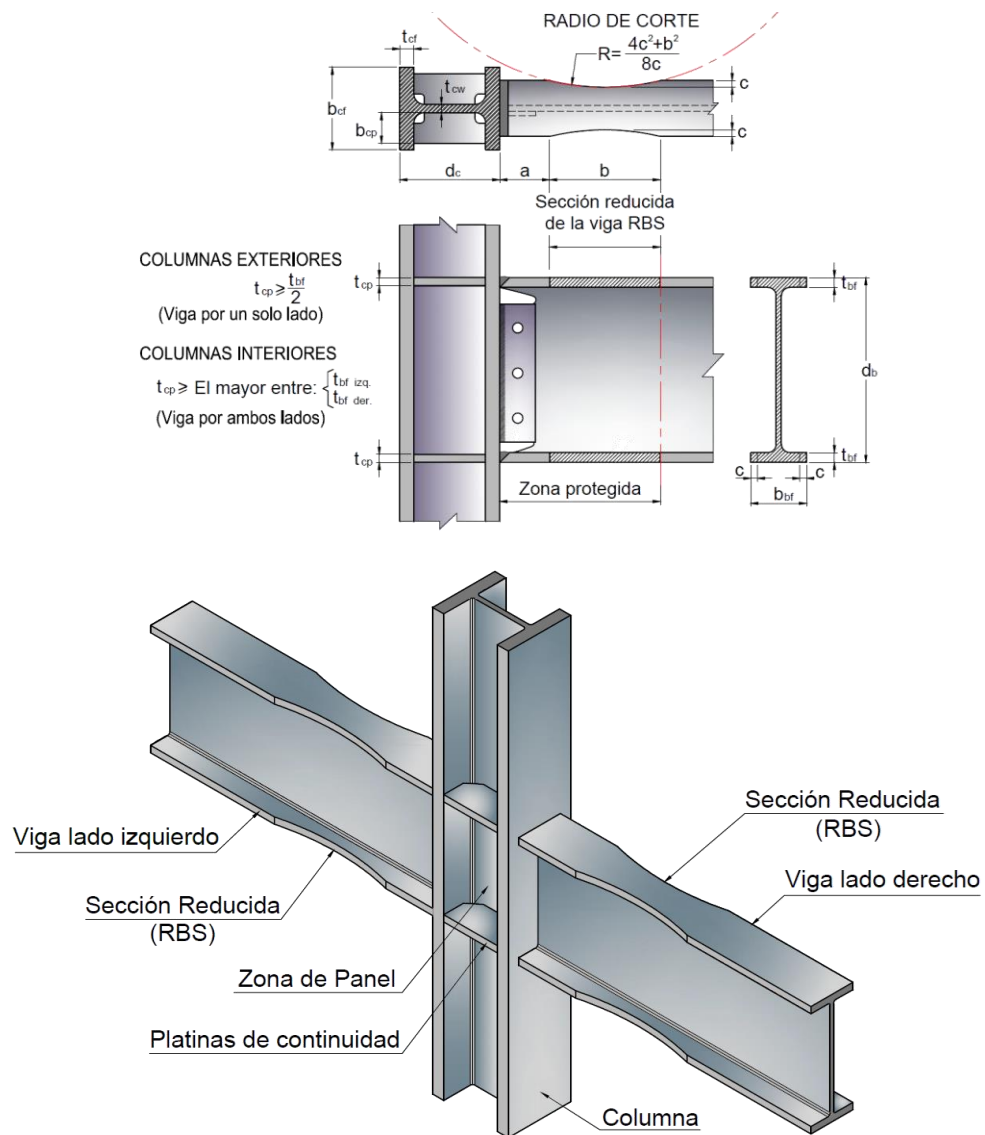
Figura 125. Detallado Final de la conexión



12.2 DISEÑO DE CONEXIÓN (PRM-RBS-DES)

En una sección de viga reducida (RBS) de conexión momento (Figura 126), partes de las alas de la viga se recortan de forma selectiva en la región adyacente a la conexión de viga-columna. La fluencia y formación de articulaciones ocurrirá principalmente dentro de la sección reducida de la viga.

Figura 126. Geometría de la Conexión RBS



Los pasos para el diseño de este tipo de conexión están en la guía de la AISC 358 (Prequalified Connections for Special and Intermediate Steel Moment Frames for Seismic Applications)

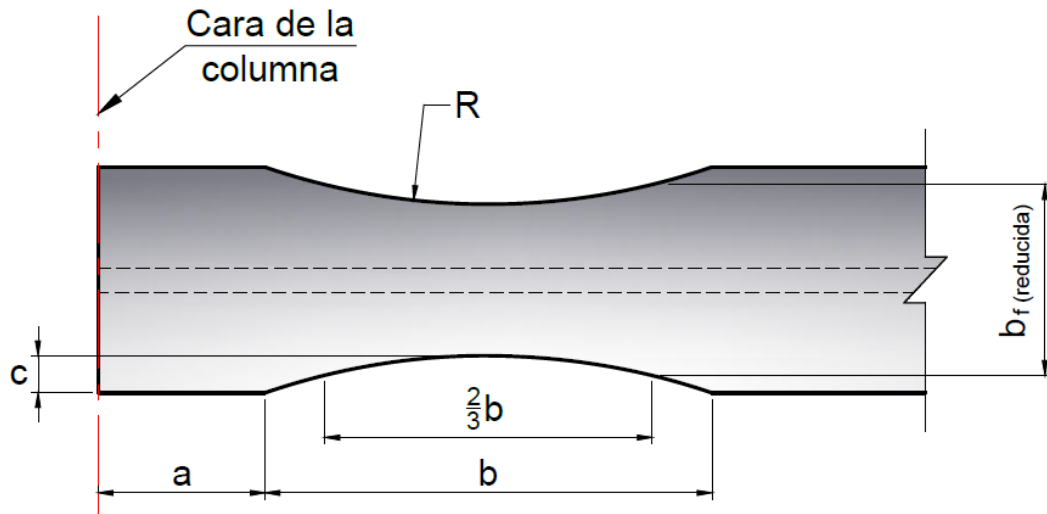
Limitaciones de la conexión precalificada

- **Limitaciones para la Viga**

- a) La altura de la viga, d_b , está limitada hasta el perfil W36
- b) El peso de la viga no debe exceder 300 libras/pie (447 kg/m)
- c) El espesor de la aleta no debe ser mayor a $1\frac{3}{4}$ pulg (44mm)
- d) La relación entre la luz y la altura de la viga deberá ser 7 o más.
- e) Cuando se calcule la relación ancho-espesor, el valor de b_f no se tomará como menor que el ancho del aleta en los extremos del centro de dos tercios de la sección reducida.

$$b_{f,RBS} = 2(R - c) + b_f - 2\sqrt{R^2 - \left(\frac{b}{3}\right)^2}$$

Figura 127. Dimensiones de la Sección Reducida



- **Limitaciones para la Columna**

- f) La altura de la columna, d_c está limitada hasta el perfil W36
- g) No hay límites en la relación de peso por unidad de longitud
- h) Cumplir los requisitos de ancho-espesor especificados en la norma NSR-10.

12.2.1 Procedimiento de Diseño. Se deben realizar la verificación de los requisitos y limitaciones que rigen la conexión como precalificada, los cuales fueron expuestos anteriormente.

Paso 1: Seleccionar valores de prueba para las secciones de la viga, la columna, y la sección reducida a, b, c , (Figura 127) que están sujetos a los siguientes límites:

$$0.5b_{bf} \leq a \leq 0.75b_{bf} \quad (\text{RBS-1})$$

$$0.65d \leq b \leq 0.85d \quad (\text{RBS-2})$$

$$0.1b_{bf} \leq c \leq 0.25b_{bf} \quad (\text{RBS-3})$$

Donde

b_{bf} = ancho de la aleta de la viga, mm

a = Distancia horizontal desde la cara de la columna hasta donde inicia el corte de reducción de la sección de la viga, mm

b = Longitud del corte de la sección reducida de la viga (RBS), (mm)

c = Profundidad en centro del corte de la RBS, (mm)

d = Altura de la viga (RBS), (mm)

Como se va a diseñar la conexión de tipo Sección de Viga reducida (RBS), se debe realizar el dimensionamiento de los valores a, b, c ,

Probando con los valores:

$$a = 150 \text{ mm}$$

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

$$c = 50 \text{ mm}$$

Revisando si cumple los siguientes límites:

$$0.5b_{bf} \leq a \leq 0.75b_{bf} \quad (\text{RBS-1})$$

$$0.5(228) \leq a \leq 0.75(228)$$

La expresión se cumple: $114 \leq 150 \leq 171$

$$0.65d \leq b \leq 0.85d \quad (\text{RBS-2})$$

$$0.65(608) \leq b \leq 0.85(608)$$

La expresión se cumple: $395 \leq 450 \leq 516$

$$0.1b_{bf} \leq c \leq 0.25b_{bf} \quad (\text{RBS-3})$$

$$0.1(228) \leq c \leq 0.25(228)$$

La expresión se cumple: $22.8 \leq 50 \leq 57$

Se verifico que los valores asumidos para a, b, c cumplen los requisitos.

El radio (R) de la viga RBS es:

$$R = \frac{4c^2 + b^2}{8c} = \frac{4 * 50^2 + 450^2}{8 * 50} = 531.25 \text{ mm}$$

Entonces, el ancho reducido de la aleta de la RBS es:

$$b_{f,RBS} = 2(R - c) + b_f - 2\sqrt{R^2 - \left(\frac{b}{3}\right)^2}$$

$$= 2(531.25 - 50) + 228 - 2\sqrt{531.25^2 - \left(\frac{450}{3}\right)^2}$$

$$b_{f,RBS} = 171.23 \text{ mm}$$

Chequeo de relación de Esbeltez

$$\lambda = \frac{b_{f,RBS}}{2t_f} = \frac{171.23}{2 * 17.3} = 4.95$$

La NSR-10 Título F.3.5.3.5.1 especifica que las vigas y columnas deben ser miembros con ductilidad alta λ_{da} . Entonces deben cumplir los requisitos de relación ancho-espesor definidos en la tabla F.3.4-1.

$$\lambda_{da} = 0.30 \sqrt{E/F_y}$$

$$\lambda_{da} = 0.30 \sqrt{200000/350} = 7.17$$

Como la relación $\lambda = \frac{b_{f,RBS}}{2t_f} = 4.95 < 7.17$, las aletas de la viga satisfacen los requerimientos de miembros de alta ductilidad.

C_a = Relación entre la resistencia requerida y la resistencia de diseño

$$C_a = \frac{P_u}{\phi_c F_y A_g}$$

Como asumimos que la viga no tiene carga axial, $C_a = 0$

Se presenta el caso en que $C_a \leq 0.125$ entonces se debe cumplir:

$$\lambda_{da} = 2.45 \sqrt{\frac{E}{F_y}} (1 - 0.93C_a)$$

$$\lambda_{da} = 2.45 \sqrt{\frac{200000}{350}} \quad (1)$$

$$\lambda_{da} = 58.6$$

$$\lambda = \frac{h}{t_w} = 48.9 < \lambda_{da}$$

El alma de la viga satisface los requerimientos de alta ductilidad.

Adicionalmente, El arriostamiento de vigas con alta ductilidad debe tener un espaciamiento máximo de:

$$L_{bm\acute{a}x} = 0.086 r_y \left(\frac{E}{F_y} \right) \quad (F.3.4.1.2.2)$$

$$L_{bm\acute{a}x} = 0.086 * 48.7 \left(\frac{200000}{350} \right) = 2393.28 \text{ mm}$$

En este caso, la luz es de 7.5 m y se colocaron tres riostras espaciadas 1.875 m.

$$L_b = 1.875 \text{ m}$$

Se debe verificar la deriva de piso. Para el cálculo de la deriva elástica se debe tener en cuenta el efecto de la sección de la viga reducida. Se puede calcular multiplicando las derivas elásticas a partir de las secciones de viga bruta por 1.1 para la reducción hasta de un 50% del ancho de la aleta de la viga.

La interpolación lineal puede ser usada para valores menores al ancho de la reducción de la viga.

Paso 2. Calcular el módulo de la sección plástico en el centro de la sección reducida.

$$Z_{RBS} = Z_x - 2ct_{bf}(d - t_{bf}) \quad (\text{RBS-4})$$

Z_{RBS} =Módulo de sección plástico, (mm^3)

Z_x =Módulo de sección plástico alrededor del eje x, para la sección transversal de la viga completa, (mm^3)

t_{bf} =Espesor de la aleta de la viga, mm

Paso 3. Calcular el momento más probable, M_{pr} , en el centro de la sección reducida de la viga

$$M_{pr} = C_{pr} R_y F_y Z_{RBS} \quad (\text{RBS-5})$$

M_{pr} = *Momento máximo probable en rotura plástica, N – mm*

R_y : Relación del esfuerzo de fluencia esperado y el mínimo especificado

Z_{RBS} =Módulo de sección plástico, (mm^3)

C_{pr} =Factor que muestra la resistencia máxima de la conexión, incluyendo el endurecimiento por deformación, las restricciones locales, refuerzo adicional, y otras condiciones de conexión.

$$C_{pr} = \frac{F_y + F_u}{2F_y} \leq 1.2 \quad (\text{RBS-5a})$$

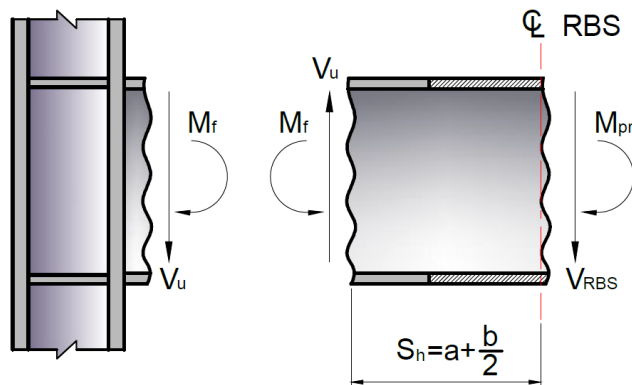
Paso 4. Calcular la fuerza cortante en el centro de la sección reducida y en los extremos de la viga.

El cortante en el centro de la RBS, se determina a partir de un diagrama de cuerpo libre entre los centros de las secciones de viga reducidas. Este cálculo debe tener en cuenta el momento máximo probable, M_{pr} , además debe incluir las cargas gravitacionales.

Paso 5. Calcular el momento más probable en la cara de la columna.

El momento en la cara de la columna deberá ser calculado a partir de un diagrama de cuerpo libre del tramo de la viga comprendido entre la sección reducida y la cara de la columna, como se ilustra en la figura 128.

Figura 128. Diagrama de Cuerpo Libre entre el centro de la RBS y la cara de la columna



Basado en este diagrama de cuerpo libre, el momento en la cara de la columna es:

$$M_f = M_{pr} + V_{RBS}S_h \quad (\text{RBS-6})$$

M_f = Momento máximo probable en la cara de la columna, (N – mm)

S_h = Distancia de la cara de la columna a la rótula plástica, (mm)

$$= a + \frac{b}{2}, (\text{mm})$$

V_{RBS} = El mayor de los dos valores de la fuerza cortante desde el centro de la sección reducida a cada extremo de la viga, (N)

Paso 6. Calcular el momento plástico de la viga, M_{pe}

$$M_{pe} = R_y F_y Z_x \quad (\text{RBS-7})$$

Paso 7. Calcular la resistencia a flexión de la viga en la cara de la columna, M_f

$$M_f \leq \phi_d M_{pe} \quad (\text{RBS-8})$$

$$\phi_d = 1.0$$

Si esta desigualdad no se satisface, se deben ajustar los valores de a, b, c , o cambiar el tamaño de la sección, y repetir los pasos 2 al 7.

Paso 8. Calcular la resistencia a cortante de la viga y la conexión del alma de la viga a la columna, V_u

$$V_u = \frac{2M_{pr}}{L_h} + V_{gravity} \quad (\text{RBS-9})$$

$L_h =$ Distancia entre rótulas plásticas, mm

$V_{gravity} =$ Fuerza cortante en la viga resultante de $(1.2D + 1.6 L) * S_h$

Paso 9. Diseñar la conexión del alma de la viga a la columna.

El alma de la viga debe estar conectada a la aleta de la columna mediante una soldadura acanalada de penetración completa (CJP) entre los agujeros de acceso. El espesor de la placa de cortante colocada no debe ser menor a 3/8" (10mm).

Verificar si el alma de la viga resiste el cortante, de acuerdo a lo definido en F.2.7 de la NSR-10:

$$\phi V_n = \phi (0.60 F_y A_w C_v) \quad (\text{F.2.7.2-1})$$

$$\phi = 1.0$$

$C_v =$ Coeficiente de Cortante en el alma

$A_w =$ Área del alma, producto del peralte de una sección por el espesor del alma, $d * t_w$, mm²

Paso 10. Chequear los requerimientos de las placas de continuidad

El Título F de la Norma de Sismo Resistencia Colombiana NSR-10, en F.3.5.3.6.6 define los requisitos así:

(1) Se requieren placas de continuidad en los siguientes casos:

a) Cuando así lo determine una conexión precalificada

b) Cuando la aleta de la viga este soldada a la aleta de una columna laminada o armada con sección I que tenga un espesor que satisfaga las siguientes ecuaciones:

$$t_{cf} \geq 0.4 \sqrt{1.8 b_{bf} t_{bf} \frac{F_{yb} R_{yb}}{F_{yc} R_{yc}}} \quad (\text{F.3.5.3-8})$$

$$t_{cf} \geq \frac{b_{bf}}{6} \quad (\text{F.3.5.3-9})$$

t_{cf} = Espesor mínimo requerido de la aleta de la columna cuando no se colocan placas de continuidad, *mm*

b_{bf} =Ancho de la aleta de la viga, *mm*

t_{bf} =Espesor de la aleta de la viga, *mm*

F_{yb} =Esfuerzo de fluencia mínimo especificado de la aleta de la columna, *MPa*

R_{yb} =Relación del esfuerzo de fluencia esperado del material de la viga y el esfuerzo de fluencia mínimo especificado.

R_{yc} =Relación del esfuerzo de fluencia esperado del material de la columna y el esfuerzo de fluencia mínimo especificado.

c) Cuando la aleta de la viga este soldada a la aleta de una columna formada por un perfil I encajonado y que tenga un espesor que cumpla las ecuaciones F.3.5.3.10 y F.3.5.3.11 no necesita placas de continuidad.

$$t_{cf} \geq 0.4 \sqrt{\left[1 - \frac{b_{bf}}{b_{cf}^2} \left(b_{cf} - \frac{b_{bf}}{4}\right)\right] * 1.8 b_{bf} t_{bf} \frac{F_{yb} R_{yb}}{F_{yc} R_{yc}}} \quad (\text{F.3.5.3-10})$$

$$t_{cf} \geq \frac{b_{bf}}{12} \quad (\text{F.3.5.3-11})$$

- **Espesor de las placas de continuidad (t_{pc})**

c) 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.

$$t_{pc} \geq \frac{t_{fc}}{2}$$

d) 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.

$$t_{pc} = t_{fc}$$

Las placas de continuidad deben cumplir también los requisitos de F.2.10.10 (Fluencia local, arrugamiento, pandeo lateral)

- **Ancho de las Placas de Continuidad (b).** La *AISC Specification Section J10.8* dice que el ancho mínimo de cada placa de continuidad más $t_{wc}/2$ debe ser mayor que $b_{bf}/3$, escrito como ecuación sería:

$$b > \frac{b_{bf}}{3} - \frac{t_{wc}}{2}$$

En la práctica se acostumbra colocar el ancho de la placa de continuidad hasta el borde de la aleta de la viga.

$$b = \frac{b_{bf}}{2} - \frac{t_{wc}}{2}$$

O también se acostumbra a colocar el ancho de la placa de continuidad hasta el borde de la aleta de la columna.

$$b = \frac{b_{cf}}{2} - \frac{t_{wc}}{2}$$

La NSR-10 en F.3.4.2.4, especifica que en el diseño de las placas de continuidad y atiesadores localizados en el alma de perfiles laminados deben considerar las longitudes de contacto reducidas de las aletas y el alma del miembro basadas en las dimensiones del filete de esquina.

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.

La AWS D.1.8 especifica que el corte en la esquina no debe ser mayor al valor de $k_1 + 0.5''$. Es decir la longitud de contacto de la placa de continuidad y la aleta de la columna es:

$$= b - \left[(k_1 + 12.7) - \frac{t_{wc}}{2} \right] \text{ [mm]}$$

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

Deben soldarse al alma de la columna utilizando soldaduras acanaladas o de filete. La resistencia requerida de la suma de las uniones soldadas de las placas de continuidad al alma de la columna debe ser la menor de las siguientes:

13. La suma de las resistencias de diseño a tensión de las áreas de contacto de las placas de continuidad con las aletas de la columna que tienen conectadas aletas de vigas.

14. La resistencia de diseño a cortante del área de contacto de la placa con el alma de la columna.

15. La resistencia de diseño a cortante de la zona de panel de la columna

16. La suma de las resistencias a la fluencia esperadas de las aletas de la viga que transmiten la fuerza a las placas de continuidad.

Paso 11. Verificar las limitaciones de la relación Viga-Columna.

- Columna fuerte-Viga Débil
- Zona de Panel

Columna fuerte-Viga Débil

Debe satisfacer una relación de momentos (F.3.4.3.4.1):

$$\frac{\sum M_{pc}^*}{\sum M_{pb}^*} > 1 \quad (\text{F.3.5.3-1})$$

$\sum M^*_{pc}$ = Suma de las proyecciones al eje de la viga, 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 de la columna. Se puede calcular como:

$$\sum M^*_{pc} = \sum Z_c \left(F_{yc} - \frac{P_{uc}}{A_g} \right) \quad (\text{F.3.5.3-2})$$

Cuando los ejes de vigas opuestas en la misma conexión no coincidan se debe utilizar la línea intermedia entre ejes.

$\sum M^*_{pb}$ = Suma de las proyecciones al eje de la columna de las resistencias esperadas a flexión de las vigas en la rótula plástica. Se puede calcular como:

$$\sum M^*_{pb} = \sum (1.1R_y F_{yb} Z_b + M_{uv}) \quad (\text{F.3.5.3-3})$$

Cuando los ejes de vigas opuestas en la misma conexión no coincidan se debe utilizar la línea intermedia entre ejes.

Para el caso de vigas de sección reducidas se puede calcular como:

$$\sum M^*_{pb} = \sum (1.1R_y F_{yb} Z_{RBS} + M_{uv}) \quad (\text{F.3.5.3-4})$$

A_g = Área bruta de la columna, mm

F_{yc} = Esfuerzo de fluencia mínimo especificado de la columna, MPa

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, $N - mm$

P_{uc} = Resistencia a la compresión requerida (valor absoluto), N

Z_b = Módulo de sección plástico de la viga, mm^3

Z_c = Módulo de sección de la columna, mm^3

Z_{RBS} = Módulo de sección plástico mínimo en la sección reducida de la viga, mm^3

Excepción — Este requisito no aplica si se cumplen las siguientes dos condiciones:

(1) Para columnas con $P_{uc} < 0.3P_c$ para todas las combinaciones excepto las que incluyan la carga sísmica amplificada y que cumplan cualquiera de las siguientes condiciones:

a) Columnas de edificios de un piso o el piso superior de un edificio de varios pisos.

b) Columnas donde: (1) la suma de las resistencias a cortante de diseño de todas las columnas del piso a las que se aplicará la excepción sea menor que 20% de la suma de las resistencias de diseño a cortante de todas las columnas de pórticos resistentes a momento en el piso y que actúen en la misma dirección; y

(2) la suma de las resistencias a cortante de diseño de todas las columnas a las que se aplicará la excepción en cada eje de columnas de pórticos resistentes a momentos en dicho piso sea menor que 33% de la resistencia a cortante de diseño de todas las columnas de la estructura en ese eje de columnas. Para efectos de esta excepción se define el eje de columnas como una línea de columnas o líneas paralelas de columnas separadas menos del 10% de la dimensión plana perpendicular al eje de columnas.

Para efectos de esta excepción la resistencia de diseño de las columnas debe calcularse como la resistencia límite considerando la resistencia a flexión en cada extremo y limitada por la resistencia a flexión de las vigas que conectan, o por la resistencia a flexión de las columnas mismas, dividida por H, donde H es la altura de piso en mm.

Donde:

$$P_c = F_{yc}A_g \quad (\text{F.3.5.3-3})$$

$$P_c = F_{yc}A_g$$

$$P_{uc} = \text{Resistencia requerida a la compresión, } N$$

(3) Las columnas en cualquier piso tienen una relación de resistencia de diseño a cortante a resistencia requerida a cortante 50% mayor que el piso inmediatamente superior.

Zona de Panel. En NSR-10, Título F.3.5.3.6.5, se encuentran las especificaciones que se deben seguir para el análisis de la zona de panel.

- **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 a cortante determinado de acuerdo con F.2.10.10.6.

Esta formulación se encuentra expuesta en esta tesis en el Paso 20 del diseño de la Placa de Extremo.

- **Espesor de la Zona de Panel.** Los espesores individuales, t , de las almas de la columna y placas de enchape, en caso de utilizarse, deben cumplir el siguiente requisito:

$$t \geq \frac{d_z + w_z}{90} \quad (\text{F.3.5.3-7})$$

t = Espesor del alma 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

Alternativamente, cuando el pandeo local del alma de la columna y placa de enchape se previene uniendo estas mediante soldaduras de tapón, y dividiendo la placa para cumplir la ecuación F.3.5.3-7, el espesor total de la zona de panel debe satisfacer la ecuación F.3.5.3-7. Cuando se requieran soldaduras de tapón se deben suministrar 4 como mínimo.

- **Placas de enchape en la zona de panel.** Las placas de enchape deben colocarse directamente en el alma de la columna cuando el alma no satisface la ecuación F.3.5.3-7.

Las placas de enchape deben soldarse a las aletas de la columna por medio de soldaduras acanaladas de penetración completa o soldaduras de filete que sean capaces de desarrollar toda la resistencia de diseño a cortante de las placas de

enchape. Cuando no se usen placas de continuidad, las placas de enchape deben ser unidas con soldadura de filete a lo largo de la parte superior e inferior.

Si hay placas de continuidad, cada placa de enchape debe soldarse a las placas de continuidad para desarrollar la porción de la fuerza total que transmiten las placas de enchape.

Cuando no se usen placas de continuidad las placas de enchape deben extenderse un mínimo de 150 mm arriba y debajo de la parte superior e inferior de la viga de mayor peralte conectada a momento.

12.2.2 Diseño de conexión para el caso de aplicación (PRM-RBS-DES).

Aplicando el procedimiento anteriormente descrito para el ejercicio planteado.

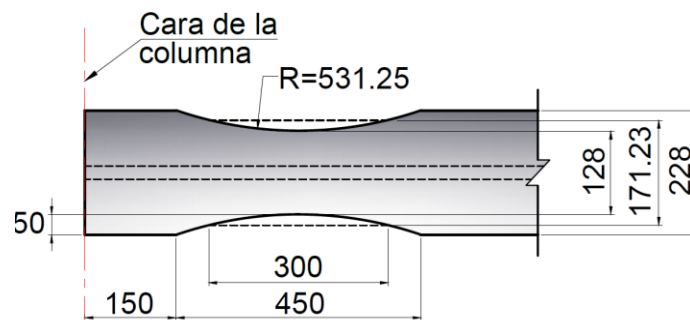
Paso 1: Seleccionar valores de prueba para las secciones de la viga, la columna, y la sección reducida a, b, c ,

$$a = 150 \text{ mm}$$

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

$$c = 50 \text{ mm}$$

Figura 129. Pre-dimensionamiento de la RBS



Revisando si cumple los siguientes límites:

$$0.5b_{bf} \leq a \leq 0.75b_{bf} \quad (\text{RBS-1})$$
$$0.5(228) \leq a \leq 0.75(228)$$

La expresión se cumple: $114 \leq 150 \leq 171$

$$0.65d \leq b \leq 0.85d \quad (\text{RBS-2})$$
$$0.65(608) \leq b \leq 0.85(608)$$

La expresión se cumple: $395 \leq 450 \leq 516$

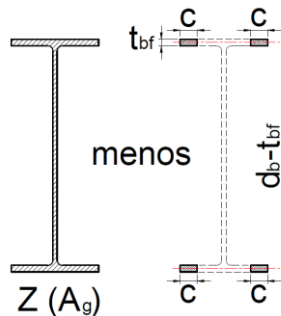
$$0.1b_{bf} \leq c \leq 0.25b_{bf} \quad (\text{RBS-3})$$
$$0.1(228) \leq c \leq 0.25(228)$$

La expresión se cumple: $22.8 \leq 50 \leq 57$

Se verifico que los valores asumidos para a, b, c cumplen los requisitos.

Paso 2. Calcular el módulo de la sección plástica en el centro de la sección reducida.

Figura 130. Perfil para calcular el módulo de sección plástica



$$Z_{RBS} = Z_x - 2 c t_{bf}(d - t_{bf}) \quad (\text{RBS-4})$$

$$Z_{RBS} = 3292 * 10^3 - 2 * 50 * 17.3 * (608 - 17.3)$$

$$Z_{RBS} = 2270089 \text{ mm}^3$$

Paso 3. Calcular el momento más probable, M_{pr} , en el centro de la sección reducida de la viga

$$M_{pr} = C_{pr} R_y F_y Z_{RBS} \quad (\text{RBS-5})$$

$$C_{pr} = \frac{F_y + F_u}{2F_y} \leq 1.2 \quad (\text{RBS-5a})$$

$$C_{pr} = \frac{350 + 450}{2 * 350} = 1.14 \leq 1.2$$

$$M_{pr} = \frac{1.14 * 1.1 * 350 * 2270089}{1 * 10^6} = 996.34 \text{ kN.m}$$

Paso 4. Calcular la fuerza cortante en el centro de la sección reducida y en los extremos de la viga.

Para el diagrama de cuerpo libre, se asume que el momento en el centro de la RBS (Sección reducida) es igual a 996.34 kN.m calculado en el paso anterior.

Como se deben incluir las cargas gravitacionales se tiene:

$$w_u = 1.2D + 1.6L$$

$$w_u = 1.2(20.4) + 1.6(3.75) = 30.48 \text{ kN/m}$$

La distancia desde la cara de la columna al centro de la RBS está determinado por:

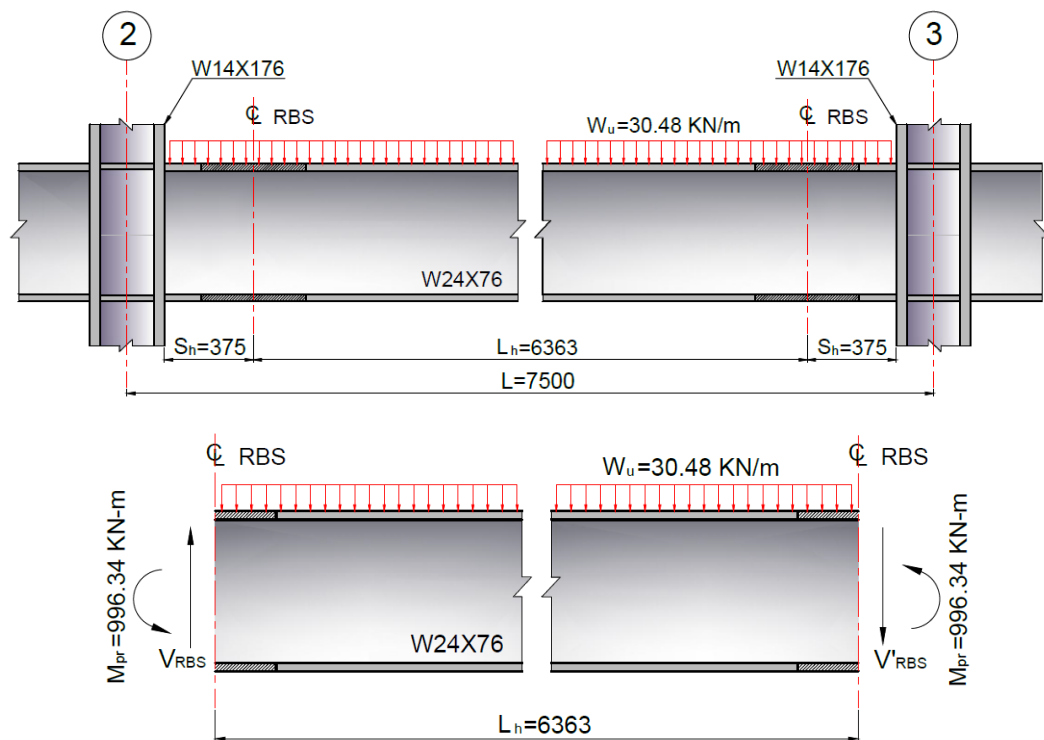
$$S_h = a + \left(\frac{b}{2}\right) = 150 + \frac{450}{2} = 375 \text{ mm}$$

La distancia entre los centros de la RBS es:

$$L_h = L - 2\left(\frac{d_{col}}{2}\right) - 2S_h$$

$$L_h = 7500 - 2\left(\frac{387}{2}\right) - 2 * 375 = 6363 \text{ mm}$$

Figura 131. Diagrama de Distribución de Cargas



Como se ve en la figura 131, V_{RBS} y V'_{RBS} representan los cortantes en el centro de los cortes la secciones reducidas. Donde V_{RBS} es el mayor de las dos fuerzas cortantes.

Haciendo sumatoria de momentos en la sección reducida de la derecha se tiene que:

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

$$V_{RBS} = \frac{2 * 996.34}{6.363} + \frac{30.48 * 6.363}{2} = 410.14 \text{ kN}$$

Ahora, si se hace sumatoria de momentos en la sección reducida de la izquierda se tiene que:

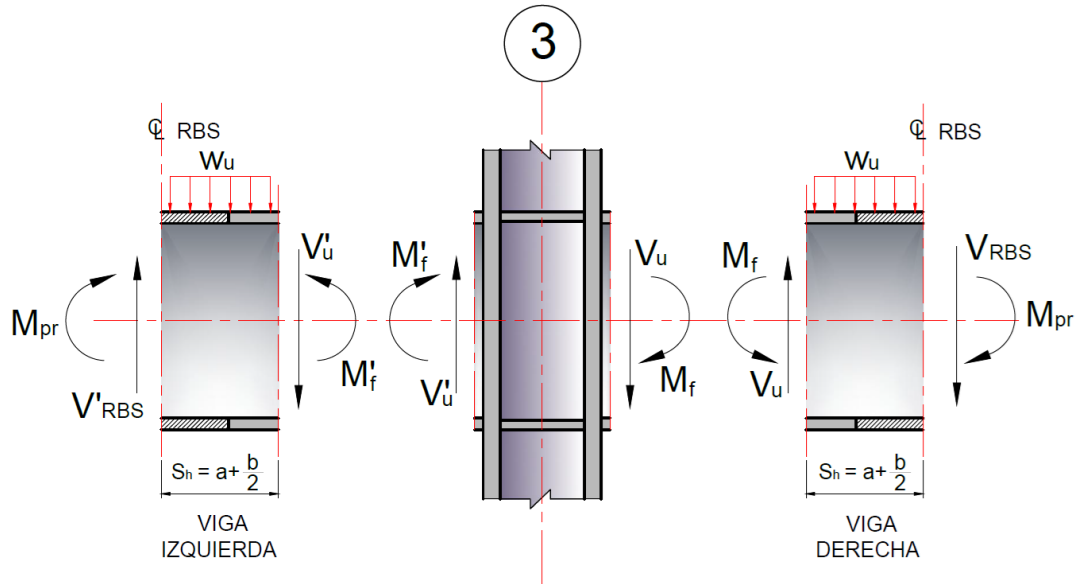
$$V'_{RBS} = \frac{2M_{pr}}{L_h} - \frac{W_u L_h}{2}$$

$$V'_{RBS} = \frac{2 * 996.34}{6.363} - \frac{30.48 * 6.363}{2} = 216.19 \text{ kN}$$

Paso 5. Calcular el momento más probable en la cara de la columna.

$$M_f = M_{pr} + V_{RBS} S_h \quad (\text{RBS-6})$$

Figura 132. Diagrama de fuerzas en la cara de la columna



El momento en la cara de la columna de la izquierda es:

$$M_f = 996.34 + 410.14 * 0.375 = 1150.14 \text{ kN.m}$$

El momento en la cara de la columna de la derecha es:

$$M'_f = 996.34 + 216.19 * 0.375 = 1077.41 \text{ kN.m}$$

Paso 6. Calcular el momento plástico de la viga, M_{pe}

$$M_{pe} = R_y F_y Z_x \quad (\text{RBS-7})$$

$$M_{pe} = \frac{1.1 * 350 * 3292 * 10^3}{1 * 10^6} = 1267.42 \text{ kN.m}$$

Paso 7. Calcular la resistencia a flexión de la viga en la cara de la columna, M_f

$$M_f \leq \phi_d M_{pe} \quad (\text{RBS-8})$$

$$\phi_d M_{pe} = 1.0 * 1267.42 = 1267.42 \text{ kN.m}$$

Se cumple la desigualdad $M_f \leq \phi_d M_{pe}$, es decir los valores asumidos para a, b, c son satisfactorios para el diseño.

Paso 8. Calcular la resistencia a cortante de la viga y la conexión del alma de la viga a la columna, V_u

$$V_u = \frac{2M_{pr}}{L_h} + V_{gravity} \quad (\text{RBS-9})$$

$$V_u = \frac{2 \cdot M_{pr}}{L_h} + \frac{W_u \cdot (L - d_c)}{2}$$

$$V_u = \frac{2 * 996.34}{6.363} + \frac{30.48 * (7.5 - 0.387)}{2} = 421.56 \text{ kN}$$

Otra forma de calcular el cortante, V_u : nos lleva al mismo resultado:

$$V_u = V_{RBS} + (W_u \cdot S_h)$$

$$V_u = 410.14 + (30.48 \cdot 0.375) = 421.56 \text{ KN}$$

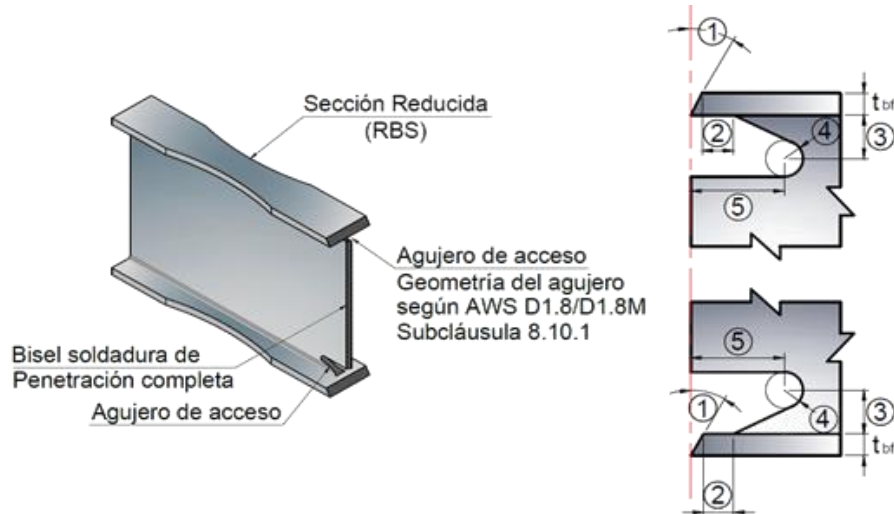
Paso 9. Diseñar la conexión del alma de la viga a la columna.

El alma de la viga debe estar conectada a la aleta de la columna mediante una soldadura acanalada de penetración completa (CJP) entre los agujeros de acceso. El espesor de la placa de cortante colocada no debe ser menor a 3/8" (10mm).

Tabla 40. Dimensiones para la geometría de los agujeros de acceso

TIPO DE AGUJERO DE ACCESO	DIMENSIONES PARA LA GEOMETRÍA DE LOS AGUJEROS DE ACCESO DE ACUERDO CON AWS D1.8/D1.8M SUB-CLÁUSULA 8.10.1				
	1	2	3	4	5
	Ángulo en grados	mm	mm	mm	mm
A	30°	12.70	19.05	12.70	31.75
B	30°	12.70	19.05	12.70	38.10
C	30°	19.05	25.40	12.70	63.50
D	30°	25.40	31.75	12.70	88.90
E	30°	31.75	38.10	12.70	114.30
F	30°	38.10	44.45	12.70	139.70
G	30°	44.45	50.80	12.70	165.10
H	30°	50.80	57.15	12.70	190.50
I	30°	57.15	63.50	12.70	215.90
J	30°	63.50	69.85	12.70	241.30
K	30°	76.20	76.20	12.70	279.40
L	30°	82.55	88.90	12.70	317.50
M	30°	95.25	101.60	12.70	335.60
N	30°	101.60	107.95	12.70	381.00

Figura 133. Conexión del alma de la viga a la columna



Luego de definir la geometría de los agujeros de acceso, se calcula la porción de alma de la viga que soporta la fuerza cortante V_u :

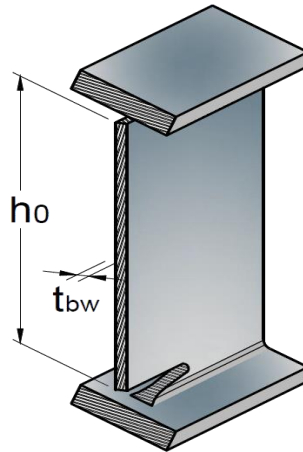
$$\textcircled{3} = 38.1\text{mm}(1 - 1/2")$$

$$\textcircled{4} = 12.7\text{mm}(1/2")$$

$$h_0 = d_b - 2 \cdot (t_{bf} + \textcircled{3} + \textcircled{4})$$

$$h_0 = 608 - 2 \cdot (17.3 + 38.1 + 12.7) = 471.8\text{mm}$$

Figura 134. Porción del alma de la viga que soporta el cortante



$$\phi V_n = \phi \cdot (0.60 \cdot F_y \cdot h_0 \cdot t_{bw} \cdot C_v)$$

$$\frac{h_0}{t_{bw}} = \frac{471.8}{11.2} = 42.12 \leq 2.24 \cdot \sqrt{\frac{200000}{350}} = 53.54$$

$$42.12 < 53.54 \Rightarrow C_v = 1.00 \quad \text{NSR-10}(F.2.7.2.-2)$$

$$\phi V_n = \phi \cdot \frac{(0.60 \cdot 350 \cdot 471.8 \cdot 11.2 \cdot 1.0)}{1000} = 1109.67\text{KN}$$

$$V_u < \phi V_n$$

$$421.56 < 1109.67$$

Paso 10. Chequear los requerimientos de las placas de continuidad

Seguendo los pasos señalados al inicio de este capítulo, Si se cumplen estas desigualdades no se requieren las placas de continuidad:

$$t_{cf} = 33.3 \text{ mm}$$

$$t_{cf} \geq 0.4 \sqrt{1.8 b_{bf} t_{bf} \frac{F_{yb} R_{yb}}{F_{yc} R_{yc}}} \quad (\text{F.3.5.3-8})$$

$$t_{cf} \geq 0.4 \sqrt{1.8 * 228 * 17.3 \frac{350 * 1.1}{350 * 1.1}}$$

$$33.3 \text{ mm} < 33.7 \text{ mm} \text{ (No Cumple)}$$

$$t_{cf} \geq \frac{b_{bf}}{6} \quad (\text{F.3.5.3-9})$$

$$t_{cf} \geq \frac{228}{6}$$

$$33.3 \text{ mm} < 38 \text{ mm} \text{ (No Cumple)}$$

Ninguna de las anteriores ecuaciones cumplió, entonces se requieren placas de continuidad.

- **Espesor de la placa de continuidad**

$$t_{pc} = \frac{t_{cf}}{2} = \frac{33.3}{2} = 16.65 \text{ mm}$$

Entonces se puede usar una placa de $\frac{3}{4}$ " (19 mm). ASTM A572 Gr. 50

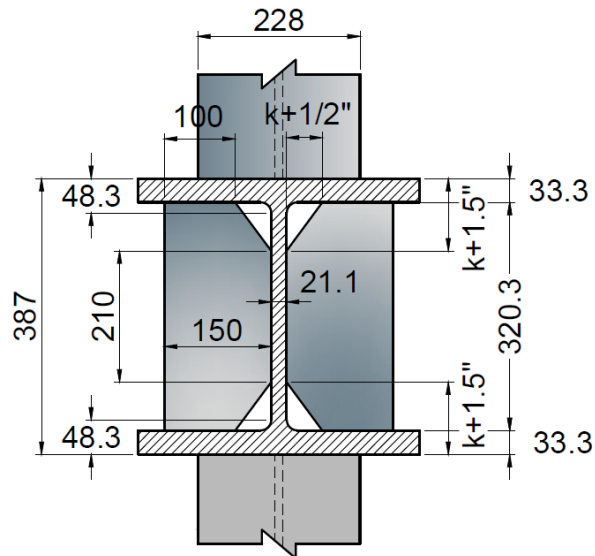
- **Ancho de las Placas de Continuidad (b)**

$$b > \frac{b_{bf}}{3} - \frac{t_{wc}}{2}$$

$$b = \frac{228}{3} - \frac{21.1}{2} = 65.45mm$$

Este es el ancho mínimo permitido. Pero realmente es muy pequeña la longitud de contacto que se genera si se tienen en cuenta los agujeros de acceso para la soldadura como se observa en la figura 135:

Figura 135. Dimensiones de Placas de Continuidad



Si se desea colocar el ancho de la placa de continuidad hasta el borde de la aleta de la viga:

$$b = \frac{228}{2} - \frac{21.1}{2} = 103.45 mm$$

Si se desea colocar el ancho de la placa de continuidad hasta el borde de la aleta de la columna:

$$b = \frac{396}{2} - \frac{21.1}{2} = 187.4 \text{ mm}$$

Se puede tomar un valor intermedio, que sea más práctico para la construcción es decir:

$$b = 150 \text{ mm}$$

La NSR-10 en F.3.4.2.4, especifica que en el diseño de las placas de continuidad y atiesadores localizados en el alma de perfiles laminados deben considerar las longitudes de contacto reducidas de las aletas y el alma del miembro basadas en las dimensiones del filete de esquina.

Las esquinas de placas de continuidad y los atiesadores colocados en el alma de 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 $k_1 + 0.5''$. Es decir la longitud de contacto de la placa de continuidad y la aleta de la columna es:

$$I_{cf} = b_{cp} - \left[(k_1 + 12.7) - \frac{t_{wc}}{2} \right] \text{ [mm]}$$

$$I_{cf} = 150\text{mm} - \left[(48.3\text{mm} + 12.7\text{mm}) - \frac{21.1}{2} \right]$$

$$I_{cf} = 99.55 \approx 100 \text{ mm}$$

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 $k_{det} + 1.5''$. Es decir que la longitud de contacto de la placa de continuidad y el alma de la columna es:

$$l_{cw} = d_c - 2 * (k_{det} + 38.1) \text{ [mm]}$$

$$l_{cw} = 387 - 2 * (48.3 + 38.1) = 214.2 \approx 210 \text{ [mm]}$$

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

Deben soldarse al alma de la columna utilizando soldaduras acanaladas o de filete. La resistencia requerida de la suma de las uniones soldadas de las placas de continuidad al alma de la columna debe ser la menor de las siguientes:

- a) La suma de las resistencias de diseño a tensión de las áreas de contacto de las placas de continuidad con las aletas de la columna que tienen conectadas aletas de vigas.

$$\phi R_n = \phi F_y (\text{area de contacto})$$

$$\phi R_n = \frac{0.90 * 350 * 2 * 100 * 19}{1000} = 1197 \text{ kN}$$

- b) La resistencia de diseño a cortante del área de contacto de la placa con el alma de la columna.

La resistencia a cortante está definida como:

$$\phi V_n = \phi (0.60 F_y (\text{area de contacto}))$$

$$\phi V_n = \frac{1.0 * (0.60)(350)(210)(19)}{1000} = 837.9 \text{ kN}$$

c) La resistencia de diseño a cortante de la zona de panel de la columna

Asumiendo que: $P_u \leq 0.75 P_y$, la resistencia de diseño de la zona de panel es:

$$\phi R_n = \phi 0.60 F_y d_c t_w \left(1 + \frac{3 b_{cf} t_{cf}^2}{d_b d_c t_w} \right) \quad (\text{F.2.10.10-11})$$

$$\phi R_n = 1.0 * 0.60 * 350 * 387 * 21.1 \left(1 + \frac{3 * 396 * 33.3^2}{608 * 387 * 21.1} \right)$$

$$\phi R_n = 2169.8 \text{ kN}$$

Ya que este requisito se aplica a toda la zona de panel, se divide por 2, para compararlos con lo realizado en los pasos a y b.

$$\phi R_n = \frac{2169.8}{2} = 1084.9 \text{ KN}$$

d. La suma de las resistencias a la fluencia esperadas de las aletas de la viga que transmiten la fuerza a las placas de continuidad.

$$T = 2 R_y F_y b_f t_f$$

$$T = \frac{2(1.1)(350)(228)(17.3)}{1000} = 3037.19 \text{ kN}$$

Ya que este requisito se aplica a toda la zona de panel, se divide por 2, para compararlos con lo realizado en los pasos a y b.

$$T = 1518.59 \text{ kN}$$

Entonces, la resistencia de diseño es 837.9 kN

Ahora se calcula el tamaño de la soldadura de filete recordando que son dos cordones y que se usará electrodos E70XX.

$$w = \frac{837900}{2(0.707 * 210 * 0.75 * 0.60 * 490)} = 12.79 \text{ mm} \approx 1/2''$$

El tamaño de la soldadura debe ser de 1/2''.

Paso 11. Chequear la relación Viga-Columna

Debe satisfacer una relación de momentos (F.3.4.3.4.1):

$$\frac{\sum M^*_{pc}}{\sum M^*_{pb}} > 1 \quad (\text{F.3.5.3-1})$$

$$\sum M^*_{pc} = \sum Z_c \left(F_{yc} - \frac{P_{uc}}{A_g} \right) \quad (\text{F.3.5.3-2})$$

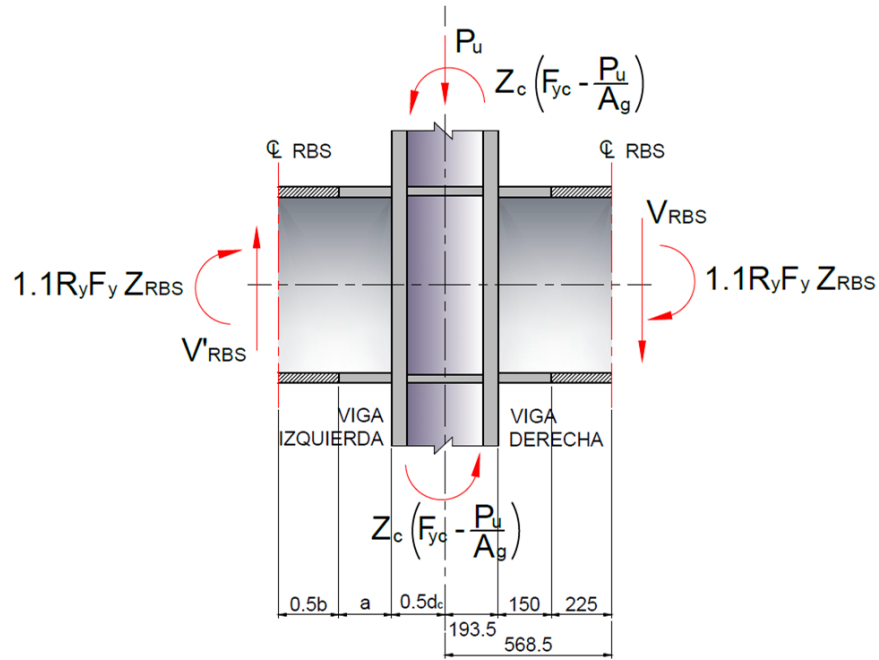
P_{uc} =Carga tomada del modelo de análisis estructural (Etabs).

$$P_{uc} = 1470 \text{ kN}$$

$$\sum M^*_{pc} = 5260 * 10^3 \left(350 - \frac{1470000}{335 * 10^2} \right) + 5260 * 10^3 \left(350 - \frac{1470000}{335 * 10^2} \right)$$

$$\sum M^*_{pc} = 3220 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Figura 136. Diagrama de Fuerzas en la RBS



Para el caso de vigas de sección reducidas se puede calcular como:

$$\sum M^*_{pb} = \sum (1.1R_yF_{yb}Z_{RBS} + M_{uv}) \quad (\text{F.3.5.3-4})$$

$$\sum M_{uv} = \sum V_{RBS} \left(a + \frac{b}{2} + \frac{d_c}{2} \right)$$

$$\sum M_{uv} = (V_{RBS} + V'_{RBS}) \left(a + \frac{b}{2} + \frac{d_c}{2} \right)$$

$$\sum M_{uv} = 410.14 \cdot \left(0.15 + \frac{0.45}{2} + \frac{0.387}{2} \right) + 216.19 \cdot \left(0.15 + \frac{0.45}{2} + \frac{0.387}{2} \right)$$

$$\sum M_{uv} = 356.07 \text{ KN} - m$$

$$\sum M_{pb}^* = 1922.76 + 356.07$$

$$\sum M_{pb}^* = 2278.8 \text{ KN} - m$$

Entonces la relación de momentos sería:

$$\frac{\sum M_{pc}^*}{\sum M_{pb}^*} = \frac{3220.3 \text{ kN} * m}{2278.8 \text{ kN} * m} = 1.41 > 1.0$$

Es decir se cumple el requisito de columna fuerte viga débil.

- **Chequeo Zona de Panel**

$$V_c = \frac{M_f + M'_f}{\frac{h_b}{2} + \frac{h_f}{2}} = \frac{1150.14 + 1077.41}{\frac{3.75}{2} + \frac{3.75}{2}} = 594.01 \text{ kN}$$

h_b = Altura del piso abajo de la conexión

h_f = Altura del piso arriba de la conexión

La resistencia requerida de la zona de panel es:

$$R_u = \frac{\sum M_f}{d_b - t_f} - V_c$$

$$R_u = \frac{1150.14 + 1077.41}{(608 - 17.3) * 10^{-3}} - 594.01$$

$$R_u = 3177.02 \text{ kN}$$

En el análisis se considera el efecto de la deformación plástica de la zona de panel sobre la estabilidad del marco.

$P_u = 1470 \text{ kN}$ Si la comparamos con $P_y = F_y A$, resistencia de la columna a fluencia bajo carga axial:

$$P_y = 350 * 335 * 10^2 = 11725000 \text{ N}$$

Entonces, al comparar $P_u \leq 0.75 P_y$

$$1470 \text{ kN} \leq 0.75 (11725 \text{ kN})$$

$$1470 \text{ kN} \leq 8793.75 \text{ kN (OK)}$$

El caso de análisis que corresponde es:

La resistencia de diseño de la zona de panel cuando se considera el efecto de deformación plástica de la zona de panel sobre la estabilidad del marco y se cumple que $P_u \leq 0.75 P_y$:

$$\phi R_n = \phi 0.60 F_y d_c t_w \left(1 + \frac{3 b_{cf} t_{cf}^2}{d_b d_c t_w} \right) \quad (\text{F.2.10.10-11})$$

$$\phi R_n = 1.0 * 0.60 * 350 * 387 * 21.1 \left(1 + \frac{3 * 396 * 33.3^2}{608 * 387 * 21.1} \right)$$

$$\phi R_n = 2169.8 \text{ kN}$$

Comparando los resultados:

$R_u = 3177.02 \text{ kN} > \phi R_n$, Se requiere placas de enchape.

- **Tamaño de las Placas de Enchape**

$$t \geq \frac{d_z + w_z}{90} \quad (\text{F.3.5.3-7})$$

t = Espesor del alma 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

$$d_z = d_b - 2 * t_{placadeconti} = 608 - 2 * 19 = 570 \text{ mm}$$

$$w_z = d_c - 2 * t_{fc} = 387 - 2 * 33.3 = 320.4 \text{ mm}$$

$$t \geq \frac{570 + 320.4}{90} = 9.89 \text{ mm}$$

El alma de la columna satisface la expresión. $t_w = 21.1 > 9.89$ (ok)

Si la placa de enchape satisface este mínimo espesor, entonces es permitido colocarla directamente al alma de la columna.

Para hacer esta comprobación se toma nuevamente la ecuación F.2.10.10-11:

$$\phi R_n = \phi 0.60 F_y d_c t_w \left(1 + \frac{3b_{cf} t_{cf}^2}{d_b d_c t_w} \right)$$

Ahora, donde aparece t_w se reemplaza por $t_w + t_p$, y reordenando la expresión para resolver t_p , se tiene:

$$t_p = \left[R_u - \frac{0.60 F_y (3b_{cf} t_{cf}^2)}{d_b} \right] \left[\frac{1}{0.60 F_y d_c} \right] - t_w$$

$$t_p = \left[3177020 - \frac{0.60 * 350 (3 * 396 * 33.3^2)}{608} \right] \left[\frac{1}{0.60 * 350 * 387} \right] - 21.1$$

$$t_p = 12.39 \text{ mm}$$

Usar $t_p = 1/2'' (12.7 \text{ mm})$

Figura 137. Diseño Final de la Conexión

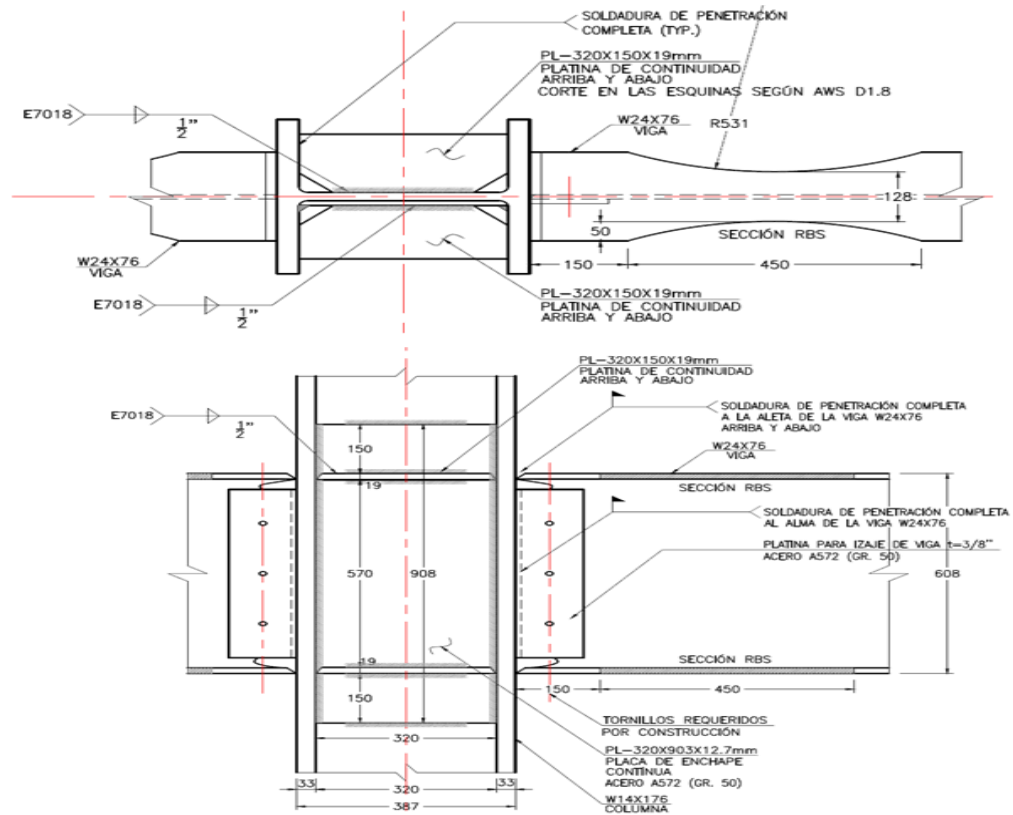
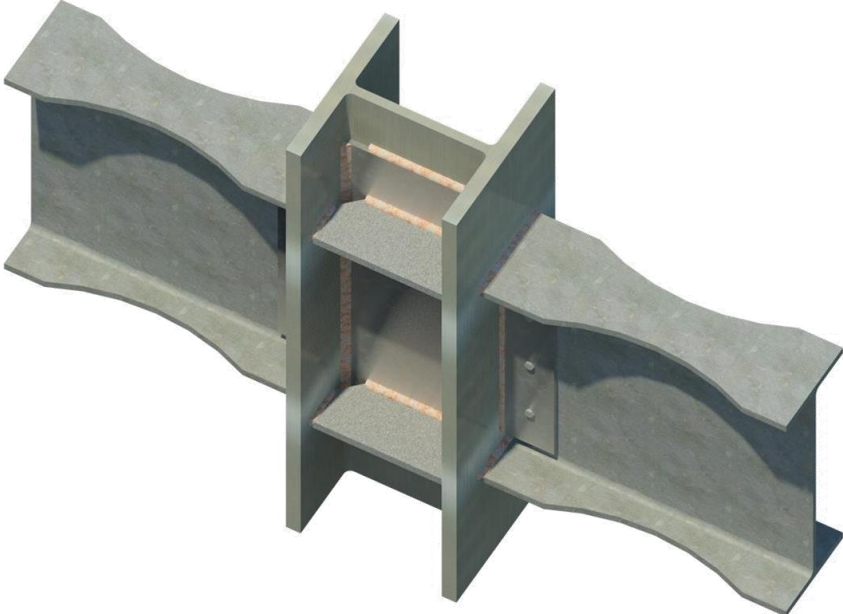


Figura 138. Diseño Final de la conexión RBS, Modelo 3D

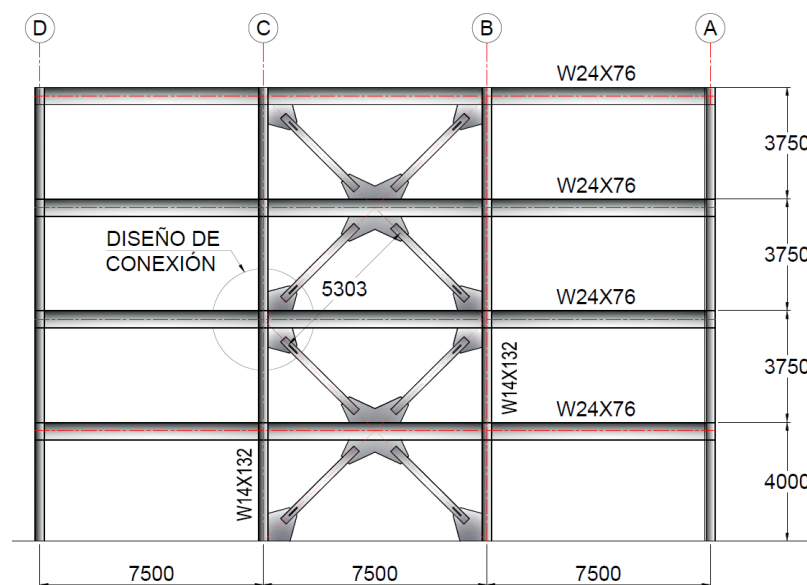


13. DISEÑO DE PORTICOS ARRIOSTRADOS CONCENTRICAMENTE (PAC-DES)

El Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente NSR-10 establece en el capítulo F.3 - Provisiones sísmicas para estructuras de acero con perfiles laminados, armados y tubería estructural, que Los PAC-DES deben tener la capacidad de soportar deformaciones inelásticas significativas principalmente a partir del pandeo de la riostra y la fluencia de la riostra en tensión.

Para el diseño del pórtico arriostrado concéntrico del ejercicio planteado, La NSR-10 en F.3.6.2.3 establece que la resistencia requerida de las columnas, las vigas y las conexiones debe basarse en las combinaciones de carga del Título B incluyendo la carga sísmica amplificada, es decir, la componente horizontal de la carga del sismo E, obtenida de acuerdo con el Título A de esta norma, se multiplicará por el coeficiente de sobre resistencia Ω_0 definido en A.3.3.9, tal como lo establece F.3.2.2.1.

Figura 139. Pórtico Arriostrado concéntricamente (PAC)



Diseño de la riostra R-1. Del análisis de carga de la estructura se obtienen las fuerzas axiales actuantes en la riostra R1, se analizará si la sección pre-dimensionada cumple los requisitos establecidos por la NSR-10.

Tabla 41. Combinaciones de Carga para la Riostra

Nivel	Riostra	Caso de Carga	P
			kN
Segundo Nivel N+3.75	R-1	Dead	-207,2793
Segundo Nivel N+3.75	R-1	Live	-48,8656
Segundo Nivel N+3.75	R-1	E amplificada Max	2030,1162
Segundo Nivel N+3.75	R-1	0.9D+Ey Max	1835,2732
Segundo Nivel N+3.75	R-1	1.2D+L+Ey Max	1721,4598
Segundo Nivel N+3.75	R-1	0.9D+Ex Max	461,9407
Segundo Nivel N+3.75	R-1	1.2D+L+Ex Max	351,8522
Segundo Nivel N+3.75	R-1	1.4D	-290,191
Segundo Nivel N+3.75	R-1	1.2D+1.6L	-326,9202
Segundo Nivel N+3.75	R-1	0.9D+Ex Min	-832,1607
Segundo Nivel N+3.75	R-1	1.2D+L+Ex Min	-943,2101
Segundo Nivel N+3.75	R-1	E amplificada Min	-2030,1162
Segundo Nivel N+3.75	R-1	0.9D+Ey Min	-2227,8477
Segundo Nivel N+3.75	R-1	1.2D+L+Ey Min	-2342,6239

La longitud de la riostra es 5.30 metros

Requisitos del sistema de arriostramiento. La NSR-10 en el F.3.6.2.4.1 establece que Las riostras se deben disponer a lo largo de cualquier eje de arriostramiento en direcciones alternadas, en forma tal, que para cualquier dirección de la fuerza, paralela al arriostramiento, por lo menos un 30 por ciento, pero no más del 70 por ciento de la fuerza total horizontal sea resistida por riostras a tensión.

Del análisis, la fuerza total horizontal en el eje del pórtico de la riostra R-1 es $E_{Amplificada} = 2841,79$ kN. La componente horizontal de la fuerza axial debido a la fuerza de sismo en la riostra R1, cuando está se encuentra en tensión es:

$$2030,1162 \text{ sen}(45^\circ) = 1435.51 \text{KN}$$

Lo que equivale al 50,51% del total de la fuerza horizontal en el eje del pórtico de la riostra R. Por lo tanto, se cumple con el requerimiento de la distribución de la fuerza horizontal establecido por la NSR-10.

Análisis de la sección de la riostra HSS 10 X0.625 acero ASTM A500 grado B

- Limitación ancho – espesor del perfil de acero: De acuerdo a lo dispuesto en la NSR-10 sección F.3.4.1.1.2, la riostra debe satisfacer los requerimientos para miembros de alta ductilidad. La relación ancho-espesor de la riostra a compresión debe ser menos que λ_{da}

$$\frac{D}{t} \leq 0.038 * \frac{E}{F_y}$$

$$\frac{254}{15.9} \leq 0.038 * \frac{200000}{290}$$

$$15.97 \leq 26.21$$

El perfil HSS10x0.625 satisface los requerimientos ancho-espesor para miembros de alta ductilidad en un PAC.

- **Esbeltez de la riostra.** El requisito de la NSR-10, en F.3.6.2.5.2, define que las riostras de pórticos arriostrados concéntricos deben satisfacer la relación de esbeltez tal que $\frac{K * L}{r} \leq 200$; radio de giro del perfil HSS10X0.625 es 84.60 mm.

$$\frac{K * L}{r} = \frac{1.0 * 5300}{84.60} = 62.62 < 200$$

- **Consideración de los efectos de segundo orden en la riostra.** Siguiendo el procedimiento de la NSR-10, sección F.2.22.2, debido a que no hay momentos actuantes en la riostra, solo debe ser analizada la siguiente ecuación:

$$P_u = P_{nt} + B_2 P_{lt}$$

P_u = resistencia requerida a carga axial por el análisis de segundo orden para la combinación de cargas en consideración, N.

P_{nt} = fuerza axial obtenida de un análisis de primer orden, para la combinación de cargas mayoradas en consideración y suponiendo que no existe traslación lateral de la estructura, N.

P_{lt} = fuerza axial asociada al desplazamiento lateral del pórtico únicamente, obtenida de un análisis de primer orden para la combinación de cargas mayoradas en consideración, N.

Calculo del coeficiente amplificador para efectos P- Δ , B_2 : El coeficiente amplificador B_2 se obtendrá para cada piso y para cada dirección de desplazamiento, según la NSR-10 en F.2.22.2.2

$$B_2 = \frac{1}{1 - \frac{\sum P_{piso}}{\sum P_{e_{piso}}}}$$

Cálculo de P_{piso} : carga vertical total soportada por el piso (cargas mayoradas), incluyendo las cargas que actúan en las columnas que no forman parte del sistema de resistencia a cargas laterales, N.

Área de piso: 675m²

Carga muerta de entrepiso: 5.88kN/m²

Carga muerta de cubierta: 3.88kN/m²

Carga viva: 2kN/m²

Carga perimetral de muros: 9.5kN/m

Combinación de carga: 1.2D+1.6L

$$P_{piso} = 675m^2 * (1.2 * (3 * 5.88 + 3.88) + 1.6(4 * 2)) + 1.2 * (9.5 * 105 * 3)$$

$$P_{piso} = 29662.2 KN$$

Cálculo de $P_{e\ piso}$: carga crítica de pandeo elástico para el piso en la dirección de desplazamiento en consideración.

$$P_{e\ piso} = R_M \frac{HL}{\Delta_H}$$

Cálculo de Δ_H : deriva de piso en la dirección de desplazamiento que se considera, producida por las cargas laterales y obtenidas de un análisis de primer orden (mm).

Del análisis elástico de primer orden, la deriva de piso entre la base y el segundo nivel es Δ_H :

Piso	Caso de carga	Desplazamiento Y	Deriva Y
		mm	
Segundo Nivel N+3.75	Ey Max	2,7	0,000706

Cálculo de H: cortante de piso resultante de las cargas laterales usadas para calcular Δ_H en la dirección en consideración, N.

Story	Caso de carga	VY
		kN
Quinto Nivel N+15.00	Ey Max	611,9242
Carto Nivel N+11.25	Ey Max	1478,3758
Tercer Nivel N+7.50	Ey Max	2047,0904
Segundo Nivel N+3.75	Ey Max	2264,6504

Calculo de R_M :

$$R_M = 1 - 0.15 \left(\frac{P_{mf}}{P_{piso}} \right)$$

P_{mf} = carga vertical total en las columnas del piso que forman parte de pórticos resistentes a momento en la dirección de desplazamiento considerada, cuando existen (=0 para sistemas de pórticos arriostrados), N

Por lo tanto $R_M=1$

$$P_{e_{piso}} = 1 * \frac{2264.6504 \times 10^3 * 3750}{2.7} = 3145347.778 \text{ KN}$$

$$B_2 = \frac{1}{1 - \frac{29662.2 \times 10^3}{3145347.778 \times 10^3}} = 1.009$$

La resistencia requerida a carga axial de la riostra, incluidos los efectos de segundo orden, según la NSR-10, F.2.22.2:

$$P_u = P_{nt} + B_2 P_{lt}$$

$$P_u = 326.92 \times 10^3 + 1.009 * 783.77 \times 10^3 = 1117743.93N$$

- **Resistencia nominal a la compresión.** La resistencia nominal a la compresión, P_n , para el estado límite de pandeo por flexión, se tomará igual a:

$$P_n = F_{cr} A_g \quad (F.2.5.3-1)$$

El factor de longitud efectiva tomado es de $K = 1$

$$\frac{KL}{r} = \frac{1.0 * 5.30m}{8.4 * 10^{-2}m} = 63.09$$

$$4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 4.71 * \sqrt{\frac{200000}{290}} = 123.69 > \frac{KL}{r}$$

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2} = \frac{\pi^2 * 200000}{63.09^2} = 495.92MPa$$

$$F_{cr} = \left(0.658^{\frac{F_y}{F_e}}\right) * F_y = \left(0.658^{\frac{290}{495.92}}\right) * 290 = 227.04MPa$$

$$\phi P_n = \frac{0.90 * 227.04 * 111 * 10^2}{1000} = 2268.13 kN$$

$$\phi P_n = 2268.13 kN > 1117.74$$

- **Resistencia nominal a la tensión.** La resistencia de diseño para miembros solicitados por tensión, ϕP_n , se tomará como el menor valor entre los obtenidos para los estados límites de fluencia por tensión sobre el área bruta y rotura por tensión sobre el área neta.

- a) Para fluencia por tensión sobre el área bruta: (F.2.4.2-1)

$$P_n = F_y * A_g$$

$$\varphi = 0.90$$

$$\varphi P_n = 0.90 * 290 * 111 * 10^2 = 2897100 \text{ N}$$

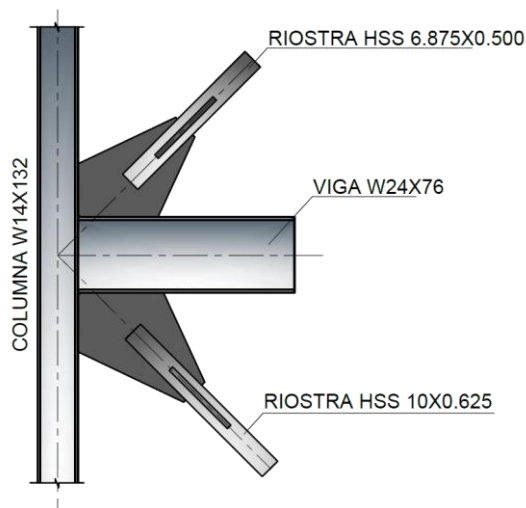
$$\varphi P_n = 2897.10 \text{ KN}$$

El estado límite de rotura por tensión sobre el área neta no se chequea debido a que el numeral F.3.6.2.5.2 requiere que las riostras con perforaciones o ranuras sean reforzadas de tal manera que el área neta efectiva sea mayor que el área bruta.

Diseño de la Conexión. Este diseño de conexión utiliza los empalmes en la viga para proporcionar una conexión simple entre la viga y la columna satisfaciendo los requerimientos y disposiciones de la NSR-10.

Análisis

Figura 140. Características Iniciales de la Conexión



Como requisito la NSR-10, en el capítulo F.3.6.2.3, establece que la resistencia requerida de las columnas, las vigas y las conexiones debe basarse en las combinaciones de carga del Título B incluyendo la carga sísmica amplificada. Esta última se calcula como la mayor fuerza determinada de los siguientes dos análisis:

(1) Un análisis en el cual se supone que las riostras actúan con las fuerzas correspondientes a su resistencia esperada en compresión o en tensión.

(2) Un análisis en el cual se supone que las riostras a tensión actúan con las fuerzas correspondientes a su resistencia esperada y todas las riostras en compresión actúan con su resistencia esperada a post pandeo.

Caso 1 de diseño. El caso uno de diseño muestra la resistencia de la riostra, que corresponde a la fuerza lateral aplicada en la dirección negativa del eje Y. La riostra superior de la viga experimenta su resistencia esperada en tensión y la riostra inferior de la viga experimenta su resistencia esperada en compresión. Estas fuerzas en las riostras deben ser consideradas simultáneamente.

Determinación de la resistencia esperada a tensión de la riostra, perfil HSS10X0.625, superior de la viga por medio del caso de diseño 1.

La NSR-10, F.3.1.4.2, establece los factores que relacionan el esfuerzo de fluencia esperado y es el esfuerzo de fluencia mínimo del material F_y , para poder determinar la resistencia requerida de un elemento, miembro o conexión partir de la resistencia esperada a la fluencia $R_y F_y$.

$R_y = 1.4$ (Tabla 1)

$$P_{\text{tensión}} = R_y F_y A_g$$

$$P_{\text{tensión}} = 1.4 * 290 * 11100 = 4506600 \text{ N}$$

$$P_{\text{tensión}} = 4506.60 \text{ kN}$$

La resistencia requerida de la conexión de la riostra cuando este está a tensión es:

$$P_u = 1.0 * E_{\text{Amplificada}}$$

$$P_u = 1.0 * (4506.60 \text{ kN})$$

$$P_u = 4506.60 \text{ kN}$$

- **Determinación de la resistencia esperada a compresión de la riostra inferior, perfil HSS10X0.625, de la viga por medio del caso de diseño 1.**

La resistencia esperada de la riostra a compresión es:

$$P_{\text{Compresión}} = 1.14F_{\text{cre}}A_g \quad (\text{F.3.6.2.3})$$

Donde F_{cre} se determina en F.2.5, de la NSR-10, utilizando las ecuaciones para F_{cr} pero utilizando el esfuerzo a fluencia esperado $R_y F_y$ en lugar de F_y

El factor de longitud efectiva tomado es de $K = 1$

$$\frac{KL}{r} = \frac{1.0 * 5.30m}{8.4 * 10^{-2}m} = 63.09$$

$$4.71 \sqrt{\frac{E}{1.4F_y}} = 4.71 * \sqrt{\frac{200000}{1.4 * 290}} = 104.54 > \frac{KL}{r}$$

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2} = \frac{\pi^2 * 200000}{63.09^2} = 495.92 MPa$$

$$F_{cr} = \left(0.658^{\frac{1.4F_y}{F_e}}\right) * (1.4 * F_y) = \left(0.658^{\frac{1.4*290}{495.92}}\right) * 1.4 * 290 = 288.21 MPa$$

$$P_{Compresión} = \frac{1.14 * 288.21 * 111 * 10^2}{1000} = 3647.00 kN$$

$$P_{Compresión} = 3647.00 KN$$

La resistencia esperada a compresión de la riostra inferior debe tomarse como la menor de $R_y F_y A_g$ y $1.14 F_{cre} A_g$

$$P_{Compresión} = 3647.00 KN$$

La resistencia requerida debido a las cargas sísmicas en la conexión cuando la riostra está en compresión es:

$$P_u = 1.0 * E_{Amplificada}$$

$$P_u = 1.0 * (3647.00 KN)$$

$$P_u = 3647.00 kN$$

Y la resistencia a post pandeo esperada de la riostra se calcula de acuerdo a la NSR-10, sección F.3.6.2.3.

$$0.3P_{Compresión} = 0.3(3647.00 \text{ KN})$$

$$0.3P_{Compresión} = 1094.10 \text{ KN}$$

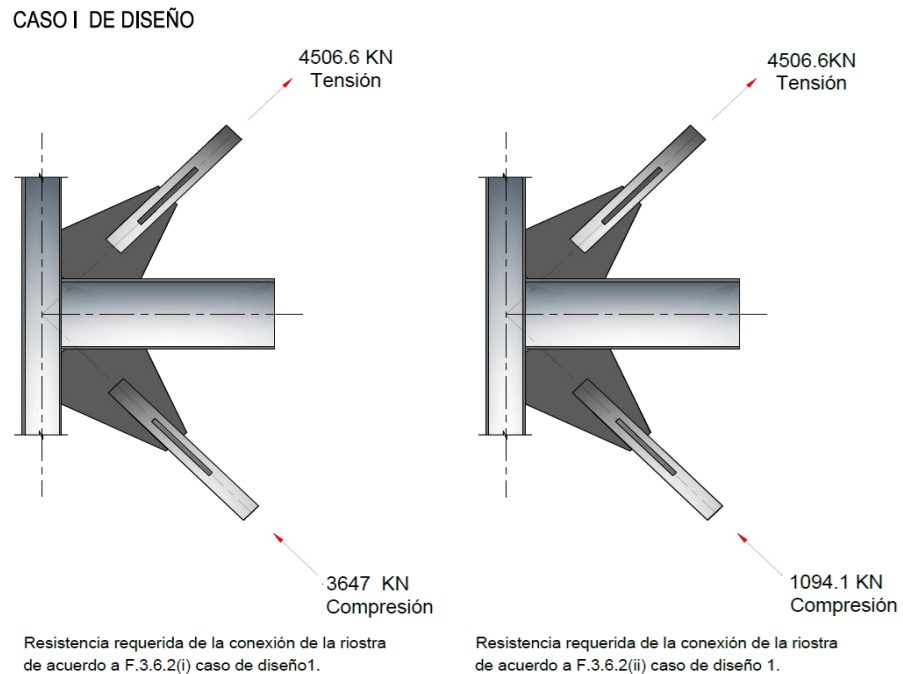
La resistencia requerida debido a las cargas sísmicas en la conexión de la riostra cuando esta se encuentra en compresión, basada en la resistencia a post pandeo es:

$$P_u = 1.0 * E_{Amplificada}$$

$$P_u = 1.0 * (1094.10 \text{ KN})$$

$$P_u = 1094.10 \text{ KN}$$

Figura 141. Fuerzas para los caso de diseño I



Caso 2 de diseño. El caso dos de diseño muestra la resistencia de la riostra, que corresponde a la fuerza lateral aplicada en la dirección positiva del eje Y. La riostra superior de la viga experimenta su resistencia esperada (o resistencia esperada a post pandeo) en compresión y la riostra inferior de la viga experimenta su resistencia esperada en tensión. Estas fuerzas en las riostras deben ser consideradas simultáneamente.

- **Determinación de la resistencia esperada a compresión de la riostra superior, perfil HSS10X0.625, de la viga por medio del caso de diseño 2.**

La resistencia esperada de la riostra a compresión es:

$$P_{Compresión} = 1.14F_{cre}A_g \quad (F.3.6.2.3)$$

Donde F_{cre} se determina en F.2.5, de la NSR-10, utilizando las ecuaciones para F_{cr} pero utilizando el esfuerzo a fluencia esperado R_yF_y en lugar de F_y

El factor de longitud efectiva tomado es de $K = 1$

$$\frac{KL}{r} = \frac{1.0 * 5.30m}{8.4 * 10^{-2}m} = 63.09$$

$$4.71 \sqrt{\frac{E}{1.4F_y}} = 4.71 * \sqrt{\frac{200000}{1.4 * 290}} = 104.54 > \frac{KL}{r}$$

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2} = \frac{\pi^2 * 200000}{63.09^2} = 495.92MPa$$

$$F_{cr} = \left(0.658^{\frac{1.4F_y}{F_e}}\right) * F_y = \left(0.658^{\frac{1.4*290}{495.92}}\right) * 1.4 * 290 = 288.21 \text{ MPa}$$

$$P_{Compresión} = \frac{1.14 * 288.21 * 111 * 10^2}{1000} = 3647.00 \text{ kN}$$

$$P_{Compresión} = 3647.00 \text{ KN}$$

La resistencia esperada a compresión de la riostra superior debe tomarse como la menor de $R_y F_y A_g$ y $1.14 F_{cre} A_g$

$$P_{Compresión} = 3647.00 \text{ KN}$$

La resistencia requerida debido a las cargas sísmicas en la conexión cuando la riostra está en compresión es:

$$P_u = 1.0 * E_{Amplificada}$$

$$P_u = 1.0 * (3647.00 \text{ KN})$$

$$P_u = 3647.00 \text{ kN}$$

Y la resistencia a post pandeo esperada de la riostra se calcula de acuerdo a la NSR-10, sección F.3.6.2.3.

$$0.3P_{Compresión} = 0.3(3647.00 \text{ KN})$$

$$0.3P_{Compresión} = 1094.10 \text{ KN}$$

La resistencia requerida debido a las cargas sísmicas en la conexión de la riostra cuando esta se encuentra en compresión, basada en la resistencia a post pandeo es:

$$P_u = 1.0 * E_{Amplificada}$$

$$P_u = 1.0 * (1094.10 \text{ KN})$$

$$P_u = 1094.10 \text{ KN}$$

Determinación de la resistencia esperada a tensión de la riostra, perfil HSS10X0.625, inferior de la viga por medio del caso de diseño 2.

$$R_y = 1.4$$

$$P_{tensión} = R_y F_y A_g$$

$$P_{tensión} = 1.4 * 290 * 11100 = 4506600 \text{ N}$$

$$P_{tensión} = 4506.60 \text{ kN}$$

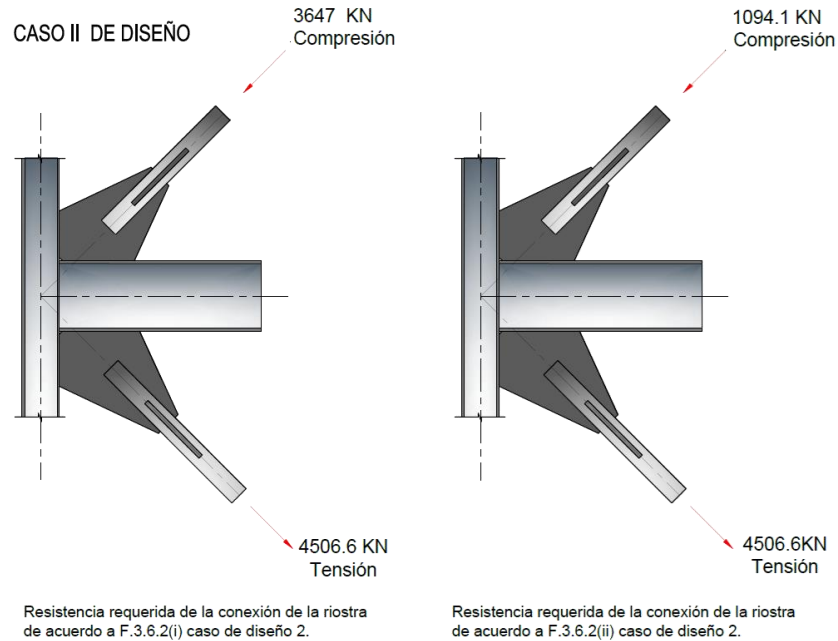
La resistencia requerida de la conexión de la riostra cuando este está a tensión es:

$$P_u = 1.0 * E_{Amplificada}$$

$$P_u = 1.0 * (4506.60 \text{ kN})$$

$$P_u = 4506.60 \text{ kN}$$

Figura 142. Fuerzas para los caso de diseño II



Diseño de Conexión Riostra – Cartela. La resistencia requerida a la tensión de la conexión se basa en $R_y F_y A_g$ de la riostra como lo estipula F.3.6.2.6.3, de la NSR-10. Todos los estados límites aplicables a tracción o compresión en la riostra fueron revisados.

Tamaño de la soldadura entre la riostra y la cartela. Son cuatro cordones de soldadura de filete; electrodo E7018, $F_{E7018} = 490 \text{MPa}$

Cálculo de la longitud de soldadura: Soldadura de $\frac{1}{2}$ " (12.7 mm)

$$L = \frac{P_u}{4 * \phi * 0.60 F_{EXX} * 0.707 * w}$$

$$L = \frac{4506.6 \times 10^3 \text{ KN}}{4 * 0.75 * 0.60 * 490 * 0.707 * 12.7}$$

$$L = 569.06 \text{ mm} \approx 60 \text{ cm}$$

Determinación de la longitud de traslapo requerida riostra – cartela. El estado límite de rotura por cortante en la pared de la riostra es usado para determinar la longitud mínima de traslapo riostra-cartela.

Rotura por cortante del elemento

(F.2.10.4-4)

$$\phi = 0.75$$

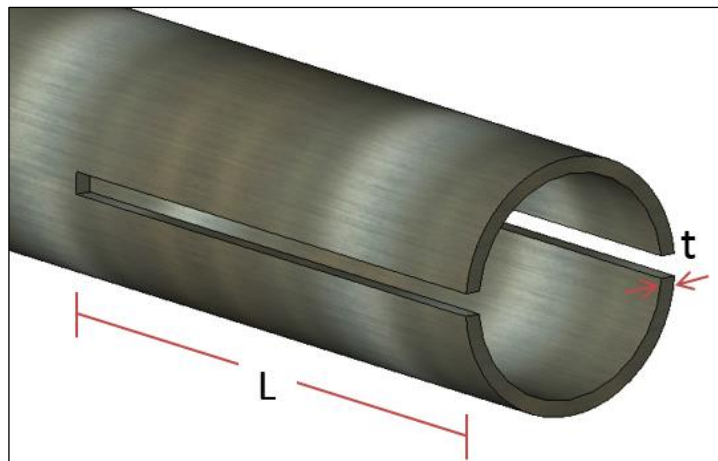
$$R_n = 0.60F_uA_{nv}$$

A_{nv} = área neta sometida a cortante, mm^2

En esta ecuación A_{nv} es tomada como el área de la sección transversal de las cuatro paredes de la riostra de espesor t , $A_{nv}=4lt$, por lo tanto:

$$R_n = 0.60F_u(4 * l * t)$$

Figura 143. Corte del HSS para el cálculo de A_{nv}



Resolviendo se tiene:

$$l \geq \frac{P_u}{\phi(0.60)F_u(4t)}$$

$$l \geq \frac{4506.6 \times 10^3 \text{ KN}}{0.75 * (0.60) * 400 * (4 * 15.9)}$$

$$l \geq 393.66 \text{ mm}$$

Los 60 cm requeridos por la soldadura de filete controla la longitud requerida de traslapo riostra-cartela.

Chequeo de que la conexión del arriostamiento puede acomodarse al pandeo de la riostra. El numeral F.3.6.2.6.3, de la NSR-10, en el ítem 3 establece las restricciones al pandeo de la riostra. El literal b especifica que Las conexiones de riostra diseñadas para tolerar las rotaciones impuestas por el pandeo de la riostra deben tener suficiente capacidad de rotación para tolerar la rotación requerida para la deriva de piso de diseño. La tolerancia a la rotación inelástica se verifica típicamente con el uso de una sola cartela a la que la riostra se suelda, de modo que entre el extremo de la riostra y la línea de fluencia haya al menos una distancia igual al doble del espesor de la cartela.

- **Determinación del espesor de la cartela para el estado límite de fluencia a tensión en la sección Whitmore.**

Figura 144. Riostra con Pandeo

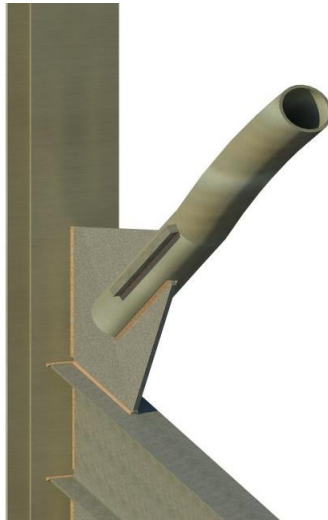
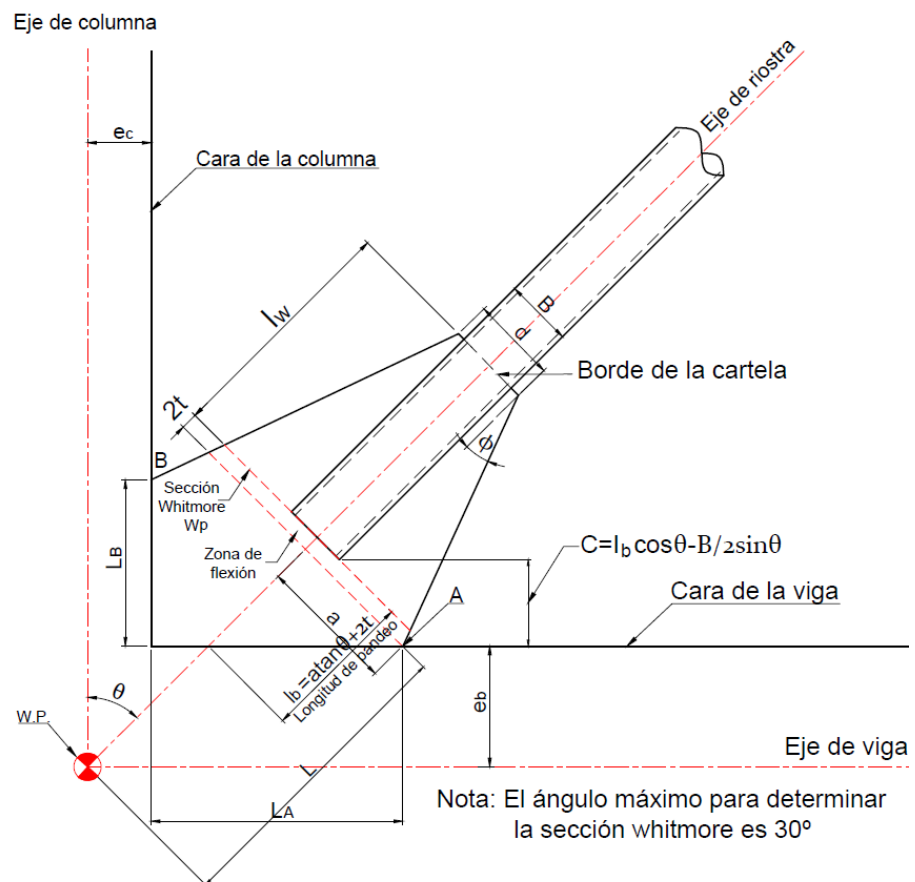


Figura 145. Geometría de la Conexión



Con $\phi = 30^\circ$, el espesor de la cartela puede ser determinado.

Para el extremo de la riostra, la longitud de la cartela en la sección Whitmore es:

$$W_p = D_{riostra} + 2l_w \tan \phi$$

$$W_p = 254 + 2 * 600 \tan 30^\circ$$

$$W_p = 946.8mm$$

Se determina el mínimo espesor de la cartela en base al estado límite de fluencia a tensión:

$$R_n = F_y A_g$$

$$R_n = F_y w_p t_p$$

$$t_p \geq \frac{P_u}{\phi F_y w_p}$$

$$t_p \geq \frac{4506.6 \times 10^3}{0.9 * 250 * 946.8}$$

$$t_p = 21.15$$

$$t_p \approx 7/8" = 22.225 mm$$

Cartela de espesor $t_p = 7/8"$ y de acero ASTM A36, $F_y = 250MPA$, $F_u = 400MPA$

- **Resistencia al desgarramiento en bloque.** La resistencia por el estado límite de desgarramiento en bloque a lo largo de la falla a cortante es:

$$R_n = 0.60F_u A_{nv} + U_{bs}F_u A_{nt} \leq 0.60F_y A_{gv} + U_{bs}F_u A_{nt}$$

$$U_{bs} = 1.0$$

$$A_{nt} = t_p D$$

$$A_{nt} = 22.225 * 254$$

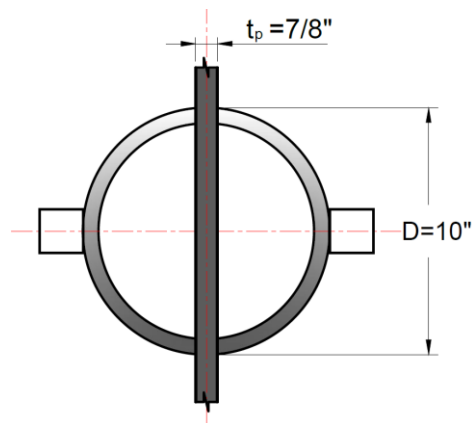
$$A_{nt} = 5645.15 \text{ mm}^2$$

$$A_{gv} = A_{nv}$$

$$A_{gv} = A_{nv} = 2 * 600 * 22.225$$

$$A_{gv} = A_{nv} = 26670 \text{ mm}^2$$

Figura 146. Geometría para el cálculo de A_{nv}



Dado que el área bruta a cortante, A_{gv} , el área neta a cortante, A_{nv} , son iguales en este caso, la componente a la fluencia del cortante, $0.60F_yA_{gv}$, es más pequeña que la componente a la ruptura del cortante, $0.60F_uA_{nt}$.

$$R_n = \phi(0.60F_yA_{gv} + U_{bs}F_uA_{nt})$$

$$R_n = 0.75(0.60 * 250 * 26670 + 1 * 400 * 5645.15)$$

$$R_n = 4693.20 \text{ KN} > 4506.6 \text{ KN (O.K)}$$

Geometría de la Cartela. De la figura 145 la geometría de la cartela puede ser determinada como sigue:

$$L = \sqrt{(e_b \tan \theta + a \sin \theta \tan \theta)^2 + (e_b + a \sin \theta)^2}$$

$$a = \frac{d}{2} + (l_w + 2t) \tan \phi$$

$$L_A = \frac{a}{\cos \theta} + e_b \tan \theta - e_c$$

$$L_B = (L + l_w + 2t) \cos \theta + \frac{d}{2} \sin \theta - e_b$$

$$- \left[(L + l_w + 2t) \sin \theta - \frac{d}{2} \cos \theta - e_c \right] \tan(90^\circ - \theta - \phi)$$

El ancho del borde de la cartela, d , es 304mm más que el diámetro de la riostra para dejar espacio entre el perfil HSS y la esquina de la cartela, 50 mm de espacio se dejan en cada lado del perfil HSS.

$$d = 254 + 50 = 304mm$$

$$e_b = \frac{608}{2} = 304mm$$

$$e_c = \frac{372}{2} = 186mm$$

$$\theta = 45^\circ$$

$$\phi = 30^\circ$$

La NSR-10, F.3.6.2.6.3 requiere que la conexión de la riostra debe diseñarse para resistir los momentos flexionantes o rotaciones impuestas por el pandeo de la riostra. Esto puede ser logrado cumpliendo cualquiera de las siguientes dos opciones a) Diseñar la conexión de la riostra para que soporte los momentos flexionantes impuestos por el pandeo de la riostra con una resistencia de diseño mínima de $1.1R_yM_p$ de la riostra con respecto al eje crítico de pandeo. O opción b) diseñar la conexión para tolerar las rotaciones impuestas por el pandeo de la riostra; debe tener suficiente capacidad de rotación para tolerar la rotación requerida para la deriva de piso de diseño.

Este diseño de conexión satisface la opción (b) ya que proporciona la capacidad de rotación proporcionando la mínima distancia de desplazamiento entre el extremo de la riostra y la línea de fluencia, $2t$, recomendada por la NSR-10. Usando un espesor de cartela $7/8"$, $2t=1.75"$ o $2t=44.45mm$, se usa un valor de $50mm$ para permitir un posible incremento del espesor de la cartela debido a que los cálculos se realizaron con $l_w=60cm$

$$a = \frac{d}{2} + (l_w + 2t) \tan \phi$$

$$a = \frac{304}{2} + (600 + 50) \tan 30$$

$$a = 527.3$$

$$L = \sqrt{(e_b \tan \theta + a \sin \theta \tan \theta)^2 + (e_b + a \sin \theta)^2}$$

$$L = \sqrt{(304 \tan 45 + 527.3 \sin 45 \tan 45)^2 + (304 + 527.3 \sin 45)^2}$$

$$L = 957.22 \text{ mm}, \quad \text{se usa } L = 960 \text{ mm}$$

$$L_A = \frac{527.3}{\cos 45} + 304 \tan 45 - 186$$

$$L_A = 863.71 \text{ mm}, \quad \text{se usa } L_A = 860 \text{ mm}$$

$$L_B = (957.22 + 600 + 50) \cos 45 + \frac{304}{2} \sin 45 - 304$$

$$- \left[(957.22 + 600 + 50) \sin 45 - \frac{304}{2} \cos 45 - 186 \right] \tan(90^\circ - 45 - 30)$$

$$L_B = 714.08 \text{ mm}, \quad \text{se usa } L_B = 700 \text{ mm}$$

$$l_b = a \tan \theta + 2t$$

$$l_b = 527.3 \tan 45 + 50$$

$$l_b = 577.3 \text{ mm}$$

Chequeo a esfuerzo de fluencia de la sección Whitmore

$$W_p = 946.8 \text{ mm}$$

$$\phi R_n = 0.9 R_y W_p t$$

$$\phi R_n = 0.9 * 250 * 946.8 * 22.225$$

$$\phi R_n = 4734.60 \text{ KN} > 4506.60 \text{ KN}$$

Chequeo de pandeo por flexo-compresión en la sección Whitmore. Dowswell (2006) definió un espesor crítico t_β , para la cartela.

$$L' = l_w + 2 * t$$

$$L' = 600 + 2 * 22.225$$

$$L' = 644.45 \text{ mm}$$

$$c = l_b \cos \theta - \frac{d}{2} \sin \theta$$

$$c = 577.3 \cos 45 - \frac{304}{2} \sin 45$$

$$c = 300.73$$

De Dowswell (2006), el espesor crítico de la cartela es:

$$t_\beta = 1.5 \sqrt{\frac{F_y c^3}{E_s t_b}}$$

$$t_{\beta} = 1.5 \sqrt{\frac{250 * 300.73^3}{200000 * 577.3}}$$

$$t_{\beta} = 11.51 < 22.225 \text{ OK}$$

Como $t=22.225\text{mm} > 11.51\text{mm}$ la sección es compacta, se debe chequear la resistencia:

Dowswell recomienda $K=0.60$

$$\frac{Kl_b}{r} = \frac{0.60 * 577.3}{\frac{22.225}{\sqrt{12}}} = 54$$

$$\frac{Kl_b}{r} \leq 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$\frac{Kl_b}{r} \leq 4.71 \sqrt{\frac{200000}{250}} = 133.20$$

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2} = \frac{\pi^2 * 200000}{54^2} = 676.90 \text{ Mpa}$$

$$F_{cr} = \left(0.658^{\frac{F_y}{F_e}}\right) * F_y = \left(0.658^{\frac{250}{676.90}}\right) * 250 = 214.19 \text{ Mpa}$$

$$\phi P_n = \phi F_{cr} A_w$$

$$\phi P_n = \phi F_{cr} W_p t$$

$$\phi P_n = 0.9 * 214.19 * 946.8 * 22.225$$

$$\phi P_n = 4056.41KN$$

$$\phi P_n > P_{u \text{ compresión}}$$

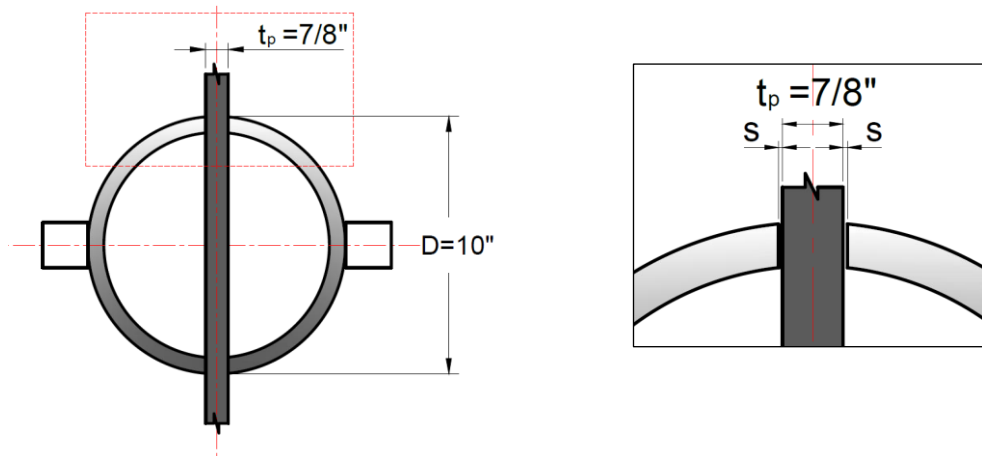
$$4056.41KN > 3647KN$$

Chequeo del área neta efectiva de la riostra. La NSR-10, F.3.6.2.5.2, establece que el área neta efectiva debe ser mayor que el área bruta. Así el área neta es:

$$A_n = A_g - 2[t_p + 2(s)]t_{des}$$

Se usa un espacio de $s=1.6mm$ en cada lado de la riostra para proveer un espacio libre para el montaje.

Figura 147. Geometría para el cálculo de A_n



$$A_n = 111x10^2 - 2[22.225 + 2(1.6)] * 15.9$$

$$A_n = 10291.49mm^2$$

De la tabla F.2.4.3-1, Factores de rezago de cortante para conexiones en miembros a tensión, caso 5.

$$l_w \geq 1.3 * D$$

$$600mm \geq 1.3 * 254 = 330.2mm$$

Por lo tanto $U=1.00$,

$$A_e = UA_n$$

$$A_e = 1.0(10291.49)$$

$$A_e = 10291.49 \text{ mm}^2$$

Dado que $A_e < A_g$, se necesita un refuerzo adicional. El área aproximada de reforzamiento requerido, A_{rn} , es el área removida, pero la posición del reforzamiento reducirá U a un valor menor que 1.0

El área requerida de reforzamiento puede ser obtenida de:

$$(A_n + A_{rn})U \geq A_g$$

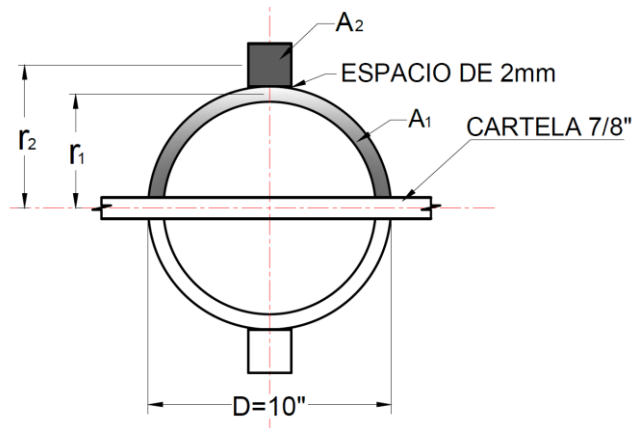
Asumiendo un valor de $U=0.80$, se tiene:

$$A_{rn} = \frac{A_g}{0.80} - A_n$$

$$A_{rn} = \frac{111 \times 10^2}{0.80} - 10291.49 = 3583.51 \text{ mm}^2$$

Se usarán 2 barras cuadradas de $1 \frac{3}{4}$ " de acero ASTM A572 grado 50, con un área total de $2(44.45)^2 = 3951.61 \text{ mm}^2$

Figura 148. Cálculo del Centroide



$$r_1 = \frac{D}{2} - \frac{t}{2} = \frac{254}{2} - \frac{15.9}{2} = 119.05 \text{ mm}$$

$$r_2 = \frac{D}{2} + \frac{1 \frac{3}{4} \text{ \"}}{2} = \frac{254}{2} + \frac{44.45}{2} = 149.225 \text{ mm}$$

La distancia al centroide de un aro es:

$$\bar{x}_{riostra} = \frac{2r}{\pi} = \frac{2 * 119.05}{\pi} = 75.79 \text{ mm}$$

Determinando el centroide de la sección compuesta:

Parte	\bar{x} [mm]	A [mm ²]	$\bar{x} A$ [mm]
1	75,79	11100	841269
2	149,225	1975,8	294838,76
		13075,8	1136107,8

$$\bar{x} = 86.88 \text{ mm}$$

$$U = 1 - \frac{\bar{x}}{L} = 1 - \frac{86.88}{600} = 0.855$$

$$A_n = (A_{n \text{ riostra}} + A_{rn})$$

$$A_n = 10291.49 + 3951.61$$

$$A_n = 14243.1 \text{ mm}^2$$

$$A_e = UA_n$$

$$A_e = 0.855(14243.1)$$

$$A_e = 12177.85 \text{ mm}^2 > A_e = 10291.49 \text{ mm}^2 \quad O.K$$

- **Diseño de la soldadura de conexión entre la riostra y las barras de refuerzo.** Sección F.3.6.2.5.2 (3b) de la NSR-10, Las conexiones del refuerzo a la riostra deben tener la resistencia suficiente para desarrollar la resistencia esperada del refuerzo a cada lado de la sección reducida.

$$Area_{\text{refuerzo}} = 1975.8 \text{ mm}^2$$

$$R_y F_y A_r = 1.1 * 350 * 1975.8$$

$$R_y F_y A_r = 760683 \text{ N}$$

Longitud de la soldadura: son dos cordones de $\frac{1}{4}$ ", electrodo E7018

$$L = \frac{760683}{2 * (0.60 * 490 * 0.707 * 6.35)}$$

$$L = 288.16 \text{ mm} \approx 300 \text{ mm}$$

Se usan dos cordones de soldadura en filete de ¼" en una longitud de 300 mm a cada lado de la sección reducida.

Determinar las fuerzas en las superficies de contacto (Cartela-viga-columna)

$$\alpha = \bar{\alpha} = 442.5 \text{ mm}$$

$$\beta = 324.5 \text{ mm}$$

$$r = \sqrt{(\alpha + e_c)^2 + (\beta + e_b)^2} \text{ (Manual Eq. 13 - 6)}$$

$$r = \sqrt{(442.5 + 186)^2 + (324.5 + 304)^2} = 888.83 \text{ mm}$$

Haciendo un control de las fuerzas en la riostras:

$$H_{uc} = \frac{e_c}{r} P_u \quad \text{(Manual Eq. 13 - 3)}$$

$$H_{uc} = \frac{186}{888.83} (4506.6 \text{ kN}) = 943.07 \text{ kN}$$

$$H_{ub} = \frac{\alpha}{r} P_u \quad \text{(Manual Eq. 13 - 5)}$$

$$H_{ub} = \frac{442.5}{888.83} (4506.6 \text{ kN}) = 2243.5 \text{ kN}$$

$$V_{uc} = \frac{\beta}{r} P_u \quad (\text{Manual Eq. 13 - 2})$$

$$V_{uc} = \frac{324.5}{888.83} (4506.6 \text{ kN}) = 1645.3 \text{ kN}$$

$$V_{ub} = \frac{e_b}{r} P_u \quad (\text{Manual Eq. 13 - 4})$$

$$V_{ub} = \frac{304}{888.83} (4506.6 \text{ kN}) = 1541.36 \text{ kN}$$

$$M_{uc} = H_{uc}(\bar{\beta} - \beta) \quad (\text{Manual Eq. 13 - 19})$$

$$M_{uc} = \frac{943.07(362.5 - 324.5)}{1000} = 35.836 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

H_{uc} = Fuerza axial requerida sobre la conexión columna-cartela

H_{ub} = Fuerza cortante requerida sobre la conexión viga-cartela

V_{uc} = Fuerza cortante requerida sobre la conexión columna-cartela

V_{ub} = Fuerza cortante requerida sobre la conexión viga-cartela

Nota: La sumatoria de las fuerzas verticales deben ser igual a la componente vertical de la fuerza de la riostra. Igualmente con las fuerzas horizontales.

Comprobando:

$$V_{uc} + V_{ub} = P_u \sin(\theta)$$

$$1645.3 + 1541.36 = 4506.6 \sin(45) = 3186 \text{ kN}$$

$$H_{uc} + H_{ub} = P_u \cos(\theta)$$

$$943.07 + 2243.5 = 4506.6 \sin(45) = 3186 \text{ kN}$$

Diseño de la Soldaduras

- **Soldadura conexión Alma de la viga a la columna**

Área de las aletas de la viga:

$$A_f = t_f b_f = 17.3 * 228 = 3944.4 \text{ mm}^2$$

Área del alma de la viga:

$$A_w = A_g - 2A_f = 14500 - 2 * 3944.4 = 6611.2 \text{ mm}^2$$

$$N_{uf} = \frac{3944.4}{14500} (2243.5) = 611.84 \text{ kN}$$

$$N_{uw} = \frac{6611.2}{14500} (2243.5) = 1022.9 \text{ kN}$$

$$F_R = \sqrt{611.84^2 + 1022.9^2} = 1191.91 \text{ kN}$$

$$\theta = \tan^{-1}(1022.9/611.84) = 59.11^\circ$$

De acuerdo a F.2.10.2-4, cuando calcula el tamaño de la soldadura:

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

$$F_{nw} = 0.60 * 490 * (1 + 0.5 \sin^{1.5}(59.11^\circ)) = 410.86 \text{ MPa}$$

La resistencia de la soldadura:

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

$$L = 608 - 2 * 30.3 = 547.4 \text{ mm}$$

$$w = \frac{1191.91 * 10^3}{2 * 0.75 * 410.86 * 0.707 * 547.4} = 5 \text{ mm} \approx 1/4''$$

Para soldar el alma de la viga a la aleta de la columna, se usaran dos cordones de soldadura de filete de 1/4".

- **Soldadura conexión aleta de la viga a la columna**

$$L = 2 * 228 - 11.2 = 444.8 \text{ mm}$$

$$w = \frac{611.84 * 10^3}{0.75 * (0.60 * 490 * 0.707 * 444.8)} = 8.82 \text{ mm} \approx 3/8''$$

Para soldar la aleta de la viga a la columna, se soldadura de filete de 3/8".

- **Soldadura conexión Cartela-Viga**

$$V_{ub} = 1541.36 \text{ kN}$$

$$H_{ub} = 2243.5 \text{ kN}$$

$$F_R = \sqrt{1541.36^2 + 2243.5^2} = 2721.96 \text{ kN}$$

$$L_a = 860 \text{ mm}$$

$$\theta = \tan^{-1}(1541.36/2243.5) = 34.49^\circ$$

De acuerdo a F.2.10.2-4, cuando calcula el tamaño de la soldadura:

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

$$F_{nw} = 0.60 * 490 * (1 + 0.5 \sin^{1.5}(34.49^\circ)) = 356.64 \text{ MPa}$$

La resistencia de la soldadura:

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

$$w = \frac{2721.96 * 10^3}{2 * 0.75 * 356.64 * 0.707 * 860} = 8.37 \text{ mm} \approx 3/8''$$

Para soldar la cartela a la viga se usaran dos cordones de soldadura de filete de 3/8".

- **Soldadura conexión Cartela-Columna**

$$F_n = H_{uc} + \frac{2M_{uc}}{L} = 943.07 + 2 * \frac{35836}{700} = 1045.46 \text{ kN}$$

$$V_{uc} = 1645.3 \text{ kN}$$

$$F_R = \sqrt{1045.46^2 + 1645.3^2} = 1949.36 \text{ kN}$$

$$L_b = 700 \text{ mm}$$

$$\theta = \tan^{-1}(1045.46/1645.3) = 32.43^\circ$$

De acuerdo a F.2.10.2-4, cuando calcula el tamaño de la soldadura:

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

$$F_{nw} = 0.60 * 490 * (1 + 0.5 \sin^{1.5}(32.43^\circ)) = 351.73 \text{ MPa}$$

La resistencia de la soldadura:

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

$$w = \frac{1949.36 * 10^3}{2 * 0.75 * 351.73 * 0.707 * 860} = 7.47 \text{ mm} \approx 3/8''$$

Para soldar la cartela a la columna se usaran dos cordones de soldadura de filete de 3/8''.

14. CONCLUSIONES

En este trabajo se han presentado herramientas teóricas y prácticas que brindan una guía para el diseño de conexiones metálicas, pero no son suficientes para establecer un método de análisis completamente científico. En el diseño de conexiones metálicas, se pueden presentar múltiples alternativas, el criterio de escogencia radica en la calidad de la estructura y la optimización de los recursos.

En el diseño de conexiones metálicas se deben considerar todas las fuerzas que tengan una alta probabilidad de presentarse, como lo definen las combinaciones de carga en el código. Al diseñar una conexión metálica se debe garantizar que además de prevenir el colapso, tampoco se presenten desplazamientos y deformaciones excesivas.

La clave para el diseño de una conexión es analizar los estados límites que apliquen en la misma. Sin embargo, cada una de las consideraciones de diseño van directamente asociadas a un correcto análisis de cargas y a la experticia del ingeniero en las consideraciones de modelamiento. Determinar el tipo de restricción o grado libertad de un miembro, debe ser consecuente al tipo de conexión que se plantea diseñar.

El contenido de la presente tesis es una ventana a la inmensa bibliografía que existe para comprender cada uno de los pasos para el diseño de una conexión. Detrás de cada consideración de diseño, existe una teoría, que en muchos de los casos contienen formulación empírica, que detallan el sentido físico de lo que ocurre con los esfuerzos que se producen en ella, como es el caso de las cargas concentradas y las cargas excéntricas.

Aunque no fue tema de la tesis mencionar el diseño por corrosión, protección al fuego y la fatiga, cabe resaltar que deben incluirse dentro de las consideraciones

de diseño empleadas en el análisis de la conexión. Estas nuevas variables van relacionadas con la durabilidad, la calidad de los materiales dependiendo del medio ambiente al que se expongan, así como los métodos de protección al fuego y la exigencia por cargas que son cíclicas o que se repiten en tiempos cortos. Es responsabilidad del ingeniero calculista tener en cuenta las consideraciones anteriormente mencionadas y no debe limitarse únicamente al procedimiento de diseño explicado en la presente tesis.

En el desarrollo de la tesis y en la medida que fue alimentándose de conceptos útiles para el diseño estructural, se observa una gran brecha entre el fabricante de estructuras metálicas y el calculista de un proyecto en acero. El nivel de detalle en la estructura metálica debe ser tan exigente, que se requiere de un profesional con los conocimientos apropiados para el desarrollo de los planos de detalle y la lectura de los mismos. Es de vital importancia la incorporación de especificaciones técnicas de construcción relacionadas con el preparado de los materiales.

Las conexiones utilizadas para desempeño sísmico, necesitan probarse o en su defecto, debe acudirse a las conexiones precalificadas, que han sido ensayadas y cuentan con un respaldo técnico y procedimental para el correcto dimensionamiento y así garantizar un comportamiento adecuado.

BIBLIOGRAFIA

AISC (2010a), *Seismic Provisions for Structural Steel Buildings*, AISC/ANSI 341-10, American Institute for Steel Construction, Chicago, IL.

AISC (2010b), *Specification for Structural Steel Buildings*, AISC/ANSI 360-10, American Institute for Steel Construction, Chicago, IL.

AISC (2010), *Prequalified Connections for Special and Intermediate Steel Moment Frames for Seismic Applications*, AISC/ANSI 358-10, American Institute for Steel Construction, Chicago, IL.

AISC (2012), *Seismic Design Manual*, AISC/ANSI 327-12A, American Institute for Steel Construction, Chicago, IL.

AWS (2010), *Structural Welding Code - Steel*, AWS D1.1/D1.1M:2010, American Welding Society, Miami, FL.

AWS (2009), *Structural Welding Code – Seismic Supplement*, AWS D1.8/D1.8M:2009, American Welding Society, Miami, FL.

ASOCIACIÓN COLOMBIANA DE INGENIERÍA SÍSMICA, AIS, Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente. NSR-10, Bogotá D.C., 2010.

Fisher, J. M. and Kloiber, L. A. (2006), *Base Plate and Anchor Rod Design*, 2nd Edition, Design Guide 1, AISC, Chicago, IL.

Galambos, T.V. and Surovek, A.E. (2008), *Structural Stability of Steel-Concepts and Applications for Structural Engineers*, John Wiley & Sons, Inc., New York. NY.

GUZMÁN SALINAS, O. Diseño de Conexiones con AISC-LRFD. México, 1999.

MC CORMAC, J. Diseño de estructuras de acero, Método LRFD. México, Editorial Alfaomega, 2011

Salmon, C.G., Johnson, J.E. and Malhas, F.A. (2008), Steel Structures: Design and Behavior. Ed. Prentice Hall, Upper Saddle River, NJ.

VALENCIA CLEMENT, G. Diseño básico de estructuras de acero de acuerdo con NSR-10. Editorial Escuela Colombiana de Ingeniería. 2010. 300 p.

VALENCIA D, PUERTA C, GARZA L. Manual de diseño de Conexiones. Tesis de Grado Universidad Nacional de Colombia. Sede Medellín, 2001.

ZAPATA MENESES, ALBERTO. Universidad Tecnológica de Pereira.
<http://www.utp.edu.co/~azapata/INTRODUCCION%20A%20LOS%20PROCESOS%20DE%20SOLDADURA.htm>