

**Universidad de Costa Rica
Facultad de Ingeniería
Escuela de Ingeniería Civil**

**Propuesta de un sistema de conexión a base de una unión WUF-W
y un empalme de viga tipo placa extendida empernada para
marcos resistentes a momento (IMF y SMF)**

Proyecto de Graduación

Que para obtener el grado de Licenciatura en Ingeniería Civil

Presenta:

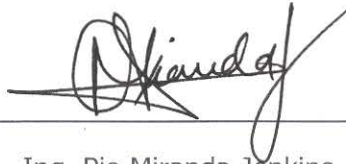
Óscar José Cabezas Herrera

Director del Proyecto de Graduación:


Ing. Pio Miranda Jenkins, M.Sc.

Ciudad Universitaria Rodrigo Facio

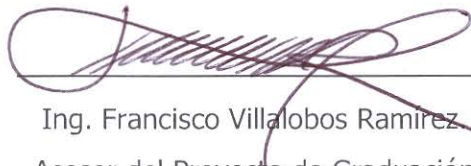
Costa Rica
Marzo, 2012



Ing. Pio Miranda Jenkins, M.Sc.
Director del Proyecto de Graduación



Ing. Álvaro Poveda Vargas, M.Sc.
Asesor del Proyecto de Graduación



Ing. Francisco Villalobos Ramirez
Asesor del Proyecto de Graduación



Óscar José Cabezas Herrera
Estudiante

Derechos de propiedad intelectual

Fecha: 06 de marzo del 2012

El suscrito, Óscar José Cabezas Herrera, cédula 4-0194-0202, estudiante de la carrera de Licenciatura en Ingeniería Civil de la Universidad de Costa Rica, con número de carné **A51036**, manifiesta que es autor del Proyecto Final de Graduación **Propuesta de un sistema de conexión a base de una unión WUF-W y un empalme de viga tipo placa extendida empernada para marcos resistentes a momento (IMF y SMF)**, bajo la Dirección del **Ing. Pio Miranda Jenkins, M.Sc.**, quien en consecuencia tiene derechos compartidos sobre los resultados de esta investigación.

Asimismo, hago traspaso de los derechos de utilización del presente trabajo a la Universidad de Costa Rica, para fines académicos: docencia, investigación, acción social y divulgación.

Nota: De acuerdo con la Ley de Derechos de Autor y Derechos Conexos N° 6683, Artículo 7 (versión actualizada el 02 de julio de 2001); “no podrá suprimirse el nombre del autor en las publicaciones o reproducciones, ni hacer en ellas interpolaciones, sin una conveniente distinción entre el texto original y las modificaciones o adiciones editoriales”. Además, el autor conserva el derecho moral sobre la obra, Artículo 13 de esta ley, por lo que es obligatorio citar la fuente de origen cuando se utilice información contenida en esta obra.

Dedicatoria

A Dios por guiar mis pasos y permitirme concluir con éxito esta etapa de mi vida.

A familia y a mis padres, en especial a mi abuelo Édgar (Q.E.P.D) y a mi madre por los valores, principios y enseñanzas que nos han inculcado a mí y a mis hermanas. Por dar y sacrificar siempre todo por nosotros y apoyarnos incondicionalmente. Este logro es tan mío como de ustedes.

A Gabriela Solano por su cariño, apoyo y aliento en los momentos difíciles de este proceso.

Agradecimientos

Mis sinceros agradecimientos al Ing. Pio Miranda Jenkins por su guía académica, enseñanzas y consejos para el desarrollo de la presente investigación. Además, por su amistad y colaboración en mi formación laboral y profesional.

Asimismo, quiero expresar mi agradecimiento a los miembros restantes de mi Comité de Graduación: el Ing. Álvaro Poveda Vargas y el Ing. Francisco Villalobos Ramírez por toda la asesoría brindada para culminar exitosamente este proyecto.

Finalmente, al Ing. Arthur Godwin Addiah de la Universidad de Akron, en Ohio, por sus explicaciones para lograr una mejor comprensión de la Teoría de líneas de cedencia en su aplicación para placas de acero.

Cabezas Herrera, Óscar José.

Propuesta de un sistema de conexión a base de una unión WUF-W y un empalme de viga tipo placa extendida empernada para marcos resistentes a momento (IMF y SMF)

Proyecto de Graduación – Ingeniería Civil – San José, C.R.:

O. J. Cabezas H., 2012

V,131, [140]h; ils. col – 23 refs.

RESUMEN

Este proyecto estudia la factibilidad técnica de un conjunto de conexión para el empalme de vigas en marcos resistentes a momento Intermedios (IMF) y Especiales (SMF). Se propone una conexión de ala soldada sin refuerzo-alma soldada (WUF-W) para la unión viga-columna, en combinación con una conexión de placa extendida empernada para conectar dos segmentos de viga. Al utilizar de manera conjunta ambas conexiones, se eliminan los problemas de soldadura de campo asociados a la conexión WUF-W y se aprovechan las ventajas constructivas de una conexión empernada.

El diseño sísmico del conjunto de conexión se basa principalmente en los lineamientos del *Código Sísmico de Costa Rica (CSCR-2010)* y la especificación de *Conexiones Precalificadas para Aplicaciones Sísmicas en Marcos de Momento Intermedios y Especiales (AISC 358-10)*. Como parte del trabajo, se elaboraron hojas para el diseño de las conexiones involucradas, facilitando la verificación iterativa de elementos que involucra el proceso. Adicionalmente, se derivaron ecuaciones para la predicción de la capacidad a flexión de una placa extendida rigidizada con 1 fila de pernos del lado externo del patín y 2 filas en el costado interno (configuración de placa 1/2 MRES), como una alternativa de conexión de placa extendida para edificios con claros libres de mediana longitud.

Se demostró que el conjunto de conexión propuesto tiene su principal aplicación en estructuras a base de marcos IMF, en los cuales, el uso de una conexión viga-columna de placa extendida empernada amerita el incremento de las secciones de columna requeridas por demanda, debido a un requisito de diseño de este tipo de unión. O.J.C.H.

ESTRUCTURAS DE ACERO; CONEXIONES EN ACERO; MARCOS RESISTENTES A MOMENTO

Ing. Pio Miranda Jenkins, M.Sc.
Escuela de Ingeniería Civil

ÍNDICE

ÍNDICE DE FIGURAS	ix
ÍNDICE DE CUADROS	xi
ÍNDICE DE ABREVIATURAS	xiii
CAPÍTULO 1: INTRODUCCIÓN	1
1.1. Justificación	1
1.1.1. El problema específico.....	1
1.1.2. Importancia.....	5
1.2. Antecedentes teóricos y prácticos del problema.....	6
1.3. Objetivos	11
1.3.1. Objetivo general	11
1.3.2. Objetivos específicos.....	11
1.4. Delimitación del problema.....	12
1.4.1. Alcances.....	12
1.4.2. Limitaciones	12
1.5. Metodología	13
1.5.1. Fase teórica.....	14
1.5.2. Fase de diseño.....	14
1.5.3. Fase de conclusiones y recomendaciones	15
CAPÍTULO 2: MARCO TEÓRICO.....	16
2.1. Métodos de diseño	16
2.2. Materiales	18
2.2.1. Acero estructural	18
2.2.2. Soldaduras	19
2.2.3. Pernos.....	20
2.3. Sistemas de marcos estructurales resistentes a momento	21
2.3.1. Marcos especiales (SMF)	21
2.3.2. Marcos intermedios (IMF).....	23
2.3.3. Marcos ordinarios (OMF)	24
2.4. Clasificación de conexiones viga-columna	24
2.4.1. Conexiones simples a cortante.....	25
2.4.2. Conexiones de momento	26
2.5. Conexiones precalificadas de momento.....	27
2.5.1. Conexión viga de sección reducida (RBS)	29

2.5.2. Conexión placas empernadas a las alas (BFP)	30
2.5.3. Conexión ala soldada sin refuerzo y alma soldada (WUF-W)	31
2.5.4. Conexión de placa extrema empernada	32
2.6. Teoría de líneas de cedencia para placas de acero.....	36
2.6.1. Placas tipo 4E y 4ES.....	41
2.6.2. Placa tipo 8ES.....	43
2.6.3. Placas tipo MR	44
CAPÍTULO 3: DISEÑO DE MARCOS IMF Y SMF	47
3.1. Configuración estructural	47
3.2. Criterios de diseño estructural	48
3.2.1. Razón de esbeltez para elementos del sistema sismorresistente.....	48
3.2.2. Deformaciones límite por cargas de gravedad.....	49
3.2.3. Desplazamientos relativos máximos entre pisos	49
3.2.4. Materiales y Perfiles	50
3.2.5. Cargas Gravitacionales	50
3.2.6. Cargas Sísmicas	52
3.3. Análisis Estructural	54
3.4. Resultados de diseño para marcos IMF	55
3.5. Resultados de diseño para marcos SMF	56
3.6. Sección de columna requerida para una conexión viga-columna de placa extendida en marcos IMF y SMF.....	58
CAPÍTULO 4: DISEÑO DEL SISTEMA DE CONXIÓN PARA EMPALME DE VIGAS.....	61
4.1. Diseño de conexión ala soldada sin refuerzo y alma soldada (WUF-W).....	61
4.1.1. Generalidades.....	61
4.1.2. Localización de la rótula plástica	63
4.1.3. Cargas de diseño	64
4.1.4. Soldaduras de unión Viga-Columna	67
4.1.5. Placa de cortante	70
4.1.6. Placas de continuidad.....	73
4.1.7. Zona de Panel.....	81
4.1.8. Comportamiento Columna fuerte-Viga débil.....	86
4.1.9. Resumen del procedimiento de diseño para la conexión WUF-W	89
4.2. Diseño de conexión de empalme de placa extendida empernada	90
4.2.1. Generalidades.....	90
4.2.2. Localización de la rótula plástica	91

4.2.3. Cargas de diseño	92
4.2.4. Selección de geometría y configuración de la placa extendida.....	95
4.2.5. Selección del diámetro de pernos.....	95
4.2.6. Selección del espesor de la placa	97
4.2.7. Revisión de estados límites.....	101
4.2.8. Espesor y geometría del rigidizador.....	104
4.2.9. Soldaduras en conexiones de placa extendida.....	106
4.2.10. Placas de continuidad	109
4.2.11. Zona de panel.....	113
4.2.12. Razón de momentos viga-columna.....	113
4.2.13. Resumen del procedimiento diseño para conexiones de empalme con placa extendida empernada	114
CAPÍTULO 5: DERIVACIÓN DE MECANISMOS DE LÍNEAS DE CEDENCIA PARA PLACAS TIPO1/2 MRES	115
5.1. Mecanismos de cedencia para la sección externa de la placa.....	116
5.2. Mecanismos de cedencia para la sección interna de la placa	117
5.3. Mecanismos de cedencia gobernantes	118
5.4. Evaluación de los mecanismos de cedencia derivados.....	121
CAPÍTULO 6: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....	127
6.1. Conclusiones.....	127
6.2. Recomendaciones.....	130
REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS	132
APÉNDICE A: RESULTADOS DE DISEÑO PARA MARCOS IMF Y SMF	A.1
APÉNDICE B: MECANISMOS DE LÍNEAS DE CEDENCIA PARA LA PLACA 1/2MRES	B.1
APÉNDICE C: EJEMPLO DE DISEÑO PARA EL SISTEMA DE CONEXIÓN PROPUESTO.....	C.1
APÉNDICE D: SALIDAS DE HOJAS DE CÁLCULO PARA DISEÑO DEL SISTEMA PROPUESTO DE CONEXIÓN	D.1

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1.1. Grupo de conexiones precalificadas para marcos resistentes a momento.	2
Figura 1.2. Conexión viga-columna de placa extendida empernada.	3
Figura 1.3. Conexión de empalme con placa extendida empernada.	4
Figura 1.4. Origen de falla en conexiones viga-columna usadas antes del terremoto de Northridge.	6
Figura 1.5. Tipos de fallas en conexiones viga-columna Pre- Northridge.	7
Figura 1.6. Metodología del proyecto.	13
Figura 2.1. Comportamiento inelástico con formación de rótulas plásticas en la viga.	21
Figura 2.2. Curva de momento-rotación para clasificación de conexiones.	25
Figura 2.3. Ejemplos de conexiones simples a cortante.	26
Figura 2.4. Ejemplo de conexión flexible de momento.	27
Figura 2.5. Comparación entre curvas histeréticas Momento-rotación para una conexión PreNorthridge y una conexión precalificada WUF-W	28
Figura 2.6. Conexión viga de sección reducida.	29
Figura 2.7. Conexión de placas empernadas a las alas.	30
Figura 2.8. Conexión de ala no reforzada-alma soldada.	31
Figura 2.9. Conexiones de placas empernadas para unión de diferentes elementos.	33
Figura 2.10. Conexiones empernadas de placas extendidas.	33
Figura 2.11. Conexiones empernadas de placas tipo "flush".	34
Figura 2.12. Tipos de placas empernadas extendidas para diferentes configuraciones de pernos.	35
Figura 2.13. Configuraciones de pernos para conexiones de placa extendida en función del tipo de carga a resistir.	36
Figura 2.14. Mecanismo de líneas de cedencia y desplazamiento virtual en una placa de conexión.	39
Figura 2.15. Mecanismo de líneas de cedencia para placa 4E.	41
Figura 2.16. Mecanismos de líneas de cedencia para placa 4ES.	42
Figura 2.17. Mecanismos de líneas de cedencia para placa 8ES.	43
Figura 2.18. Mecanismo de líneas de cedencia para placa 1/2MRE.	44
Figura 2.19. Mecanismo de líneas de cedencia para placa 1/3MRE.	45
Figura 2.20. Mecanismos de líneas de cedencia para placa 1/3MRES.	46
Figura 3.1. Configuración de marcos considerada para análisis y diseño	47

Figura 3.2. Zonas Sísmicas de Costa Rica.....	53
Figura 3.3. Espectros de respuesta para análisis sísmico de marcos IMF y SMF.	54
Figura 3.4. Momento en las vigas de marcos IMF para diferentes casos de carga.	55
Figura 3.5. Momento en las vigas de marcos SMF para diferentes casos de carga.	57
Figura 3.6. Conexión de placa extendida utilizada para análisis de marcos	58
Figura 4.1. Descripción del sistema de conexión propuesto	61
Figura 4.2. Zona de protección en la conexión WUF-W	63
Figura 4.3. Diagrama de cuerpo libre para el cálculo del cortante en la rótula plástica	65
Figura 4.4. Diagrama de cuerpo libre para el cálculo del momento en la línea centro de columna	66
Figura 4.5. Diagrama de cuerpo libre para el cálculo del momento en la cara de la columna	67
Figura 4.6. Geometría de soldadura de penetración completa	68
Figura 4.7. Requisitos de aberturas de acceso para soldadura	69
Figura 4.8. Requisitos para placa de cortante en conexiones WUF-W.....	71
Figura 4.9. Diagrama para la determinación de la fuerza resistente a la flexión del ala de la columna	75
Figura 4.10. Diagrama de fuerza resistente a la cedencia del alma de la columna para diferentes condiciones de borde.....	76
Figura 4.11. Geometría permitida para placas de continuidad (vista en planta)	79
Figura 4.12. Diagrama de conexión placas de continuidad-columna (vista lateral)	80
Figura 4.13. Posible zona de falla por deformación excesiva de la Zona de Panel	81
Figura 4.14. Determinación de resistencia requerida al cortante en la zona de panel	82
Figura 4.15. Dimensionamiento para zona panel	85
Figura 4.16. Alternativas de conexión "doubler plate"-ala de la columna	86
Figura 4.17. Configuraciones precalificadas para conexiones de placa extendida para aplicaciones sísmicas	90
Figura 4.18. Determinación de momento de diseño de la conexión de placa extendida ...	93
Figura 4.19. Fuerzas a considerar para la determinación del diámetro de pernos.....	96
Figura 4.20. Comportamiento de las placas de conexión ante fuerzas de tensión, según su espesor	98
Figura 4.21. Transferencia de fuerzas de las alas de la viga hacia la placa de una conexión de placa extendida	103

Figura 4.22. Geometría recomendada para el rigidizador en conexiones de placa extendida	106
Figura 4.23. Ejemplo de soldaduras en una conexión de placa extendida rigidizada	109
Figura 5.1. Configuración de una placa 1/2MRES.....	115
Figura 5.2. Posibles mecanismos externos para una placa 1/2MRES	116
Figura 5.3. Mecanismos internos planteados para una placa 1/2MRES	117
Figura 5.4. Mecanismos de líneas de cedencia característicos para placa 1/2MRES.	119
Figura 5.5. Consideraciones para análisis comparativo de mecanismos de cedencia en diferentes configuraciones de placa (cotas en mm)	121
Figura 5.6. Mecanismos de cedencia de placas con diferente configuración pernos y diámetro constante	123
Figura 5.7. Capacidad a flexión de placas con diferente configuración pernos y diámetro constante	124
Figura 5.8. Mecanismos de cedencia de placas con diferente configuración y diámetro de pernos.....	125
Figura 5.9. Capacidad a flexión de placas con diferente configuración pernos y diámetro variable.	126

ÍNDICE DE CUADROS

Cuadro 1.1. Parámetros especificados para diferentes tipos de acero	18
Cuadro 1.2. Parámetros de resistencia para pernos de conexión	20
Cuadro 3.1. Casos de análisis para diseño de marcos resistentes a momento.....	48
Cuadro 3.2. Razones de esbeltez por sismo para elementos en compresión	49
Cuadro 3.3. Deflexiones máximas permisibles para cargas de gravedad en vigas	49
Cuadro 3.4. Cargas permanentes consideradas para el diseño de marcos IMF y SMF.....	51
Cuadro 3.5. Cargas temporales consideradas para el diseño de marcos IMF y SMF.....	52
Cuadro 3.6. Columnas obtenidas por diseño para marcos IMF.....	56
Cuadro 3.7. Columnas obtenidas por diseño para marcos SMF	57
Cuadro 3.8. Comparación entre secciones de columna requerida por diseño y por una conexión viga-columna de placa extendida para marcos IMF.....	59
Cuadro 3.9. Comparación entre secciones de columna requerida por diseño y por una conexión viga-columna de placa extendida para marcos SMF	59

Cuadro 3.10. Requisitos de precalificación para conexión WUF-W.....	62
Cuadro 3.11. Geometría para soldadura de penetración completa, CJP	68
Cuadro 3.2. Espesor mínimo para soldadura de filete	72
Cuadro 3.3. Procedimiento de diseño para la conexión WUF-W	89
Cuadro 3.4. Parámetros geométricos recomendados para conexiones de placa extendida	91
Cuadro 3.5. Parámetro del mecanismo de líneas de cedencia en placas de acero	100
Cuadro 3.6. Parámetro del mecanismo de líneas de cedencia en la columna para conexiones 4E y 4ES	110
Cuadro 3.7. Parámetro del mecanismo de líneas de cedencia en la columna para conexiones 8ES.....	111
Cuadro 3.8. Procedimiento de diseño para conexiones de empalme con placa extendida empernada	114
Cuadro 5.1. Evaluación de mecanismos internos para la placa 1/2MRES	119
Cuadro 5.2. Ecuación del mecanismo de líneas de cedencia para placa con configuración 1/2MRES (Caso $d_e \leq s$)	120
Cuadro 5.3. Ecuación del mecanismo de líneas de cedencia para placa con configuración 1/2MRES (Caso $d_e > s$)	120
Cuadro 5.4. Comparación de capacidad para placas con geometría y diámetro de pernos constantes, cantidad de filas de pernos variable	122
Cuadro 5.5. Comparación de capacidad para placas con geometría constante, cantidad de filas y diámetro de pernos variable	125

ÍNDICE DE ABREVIATURAS

- A_b : área nominal de la sección transversal de un perno
 A_{cp} : Área de las placas de continuidad
 A_g : área bruta de la sección
 A_{nv} : área neta a cortante
 A_w : área de soldadura
 A_{wb} : área neta del alma de la de la viga
 b_{bf} : ancho de las alas de la viga
 b_{cf} : ancho de las alas de la columna
 b_{cp} : ancho de la placa de continuidad
 b_p : ancho de placa extendida
 C_{pr} : razón de esfuerzos últimos y de cedencia
 C_v : coeficiente de cortante
 C_y : factor de reducción para el cálculo de momento de cedencia en la cara de la columna
 $d_{b\ req}$: diámetro requerido de un perno
 d_b : peralte de la viga
 d_c : peralte de la columna
 d_z : altura de la zona panel
 E_s : módulo de elasticidad del acero, se puede tomar como: $2.1 \times 10^6 \text{ Kg/cm}^2$
 F_{EXX} : resistencia de los electrodos
 F_t : esfuerzo de tensión especificado para un perno
 F_{ub} : esfuerzo último de la viga
 F_{uc} : esfuerzo último de la columna
 F_v : esfuerzo de ruptura por cortante de los pernos
 F_w : resistencia de la soldadura
 F_{yb} : esfuerzo de cedencia de la viga
 F_{yc} : esfuerzo de cedencia de la columna
 F_{yp} : esfuerzo de cedencia del material de la placa
 g : distancia horizontal centro a centro entre pernos de una misma fila
GMAW: soldaduras de arco metálico con gas (gas metal arc welding)
 h : altura promedio de piso inferior y piso superior

h : distancia del ala inferior de una viga hasta la fibra extrema en tensión para una placa extendida

h_0 : distancia de la línea de centro del patín a compresión a la fila externa de pernos en las conexiones tipo 4E y 4ES

h_1 : distancia de la línea de centro del patín a compresión a la fila interna de pernos en las conexiones tipo 4E y 4ES o distancia de la línea de centro del patín a compresión a la fila más externa de pernos en las conexiones tipo 8ES

$h_{b\text{ neta}}$: altura libre neta de la viga restando las aberturas de acceso de la soldadura

h_c : altura libre de la columna

h_{dp} : peralte o altura de la placa de refuerzo de la zona panel (doubler plate, por su nombre en inglés)

h_{sp} : peralte o altura de la placa de cortante

h_{st} : altura del rigidizador para la conexión de placa extendida

IMF: marco intermedio resistente a momento

k_{1c} : distancia medida desde línea de centro del alma hasta el final del bisel de unión entre el ala y el alma de columna

$k_{c\text{ des}}$: distancia de diseño medida desde la cara exterior del ala de hasta el final del bisel de unión entre el ala y el alma de columna

L : distancia libre entre las columnas del marco

L' : distancia ente rótulas plásticas

l_b : longitud de aplastamiento, no menor a la dimensión k de la viga

L_n : longitud de la n -ésima línea de cedencia

L_{net} : largo de neto de la soldadura de unión de las placas de continuidad al alma de la columna

L_{st} : longitud del rigidizador para la conexión de placa extendida

L_w : longitud de la soldadura

M_c : momento plástico al centro de la columna

M_{EP} : momento de diseño por capacidad para una conexión de placa extendida

M_f : momento plástico en la cara de la columna

M_{np} : momento sin fuerzas de apalancamiento

m_p : momento plástico de la placa por unidad de longitud:

M_{pr} : momento plástico máximo probable de la sección

M_{yf} : momento de cedencia en la cara de la columna
 N : número de líneas de cedencia que conforman el mecanismo
 n_b : número de pernos en el ala a compresión
 n_i : número de pernos en la zona dentro de las alas de viga
 n_o : número de pernos en la zona fuera de las alas de viga
OMF: marco ordinario resistente a momento
 P : carga concentrada aplicada el centro de la viga
 p_b : distancia entre dos filas consecutivas de pernos (internos o externos)
 p_{fi} : distancia de la cara interna del ala a la fila interna de pernos más cercana
 p_{fo} : distancia de la cara externa del ala a la fila externa de pernos más cercana
 P_{uc} : carga axial última aplicada en la columna
 P_{uf} : fuerzas factorizadas en las alas de la viga
 P_{yc} : resistencia nominal axial del elemento
 R_n : resistencia nominal de la soldadura
 R_u : resistencia requerida
 R_{ust} : carga de diseño para las placas de continuidad
 R_v : capacidad a cortante de la zona panel
 R_{yb} : razón entre el esfuerzo de cedencia esperado y el esfuerzo mínimo especificado de la viga
 R_{yc} : razón entre el esfuerzo de cedencia esperado y el esfuerzo mínimo especificado de la columna
 s : distancia de la fila de pernos más interna o externa hasta el final de la línea de cedencia
 s_h : distancia medida desde la cara de la columna hasta la rótula plástica
SMAW: soldadura de arco metálico protegido (shielded metal arc welding)
SMF: marco especial resistente a momento
 S_{xb} : módulo de sección elástico de la viga
 S_{xc} : módulo de sección elástico de la columna
 t : espesor requerido de la zona panel
 t_{bf} : espesor de las alas de la viga
 t_{dw} : espesor del alma de la viga
 t_{cf} : espesor de las alas de la columna
 t_{cw} : espesor del alma de la columna

t_{dp} : espesor de placa de refuerzo de la zona panel (“doubler plate”, por su nombre en inglés)

t_p : espesor de la placa extendida

t_p : espesor total de la zona panel

t_s : espesor de soldadura de penetración completa

t_{sp} : espesor de la placa de cortante

t_{st} : espesor del rigidizador para la conexión de placa extendida

V_n : resistencia nominal a cortante

V_u gravedad: cortante último en la viga producto de cargas gravitacionales

V_p : cortante en la rótula plástica

w : filete de la soldadura

w_{cp} : carga distribuida permanente sobre la viga

w_{ct} : carga distribuida temporal sobre la viga

w_z : ancho de la zona panel

x : distancia de la cara de la columna hasta la conexión de placa extendida

Y_p : Parámetro del mecanismo de líneas de cedencia de las placas de acero según el tipo de conexión de placa extendida

Z_e : módulo de sección plástico de la viga en la rótula plástica

Z_{xb} : módulo de sección plástico de la viga

Z_{xc} : módulo de sección plástico de la columna

θ : ángulo de deriva de una viga

θ_n : rotación relativa de la n -ésima línea de cedencia

ϕ_n : factor de reducción para estados límite no-dúctiles según AISC 358-10

ϕ_d : factor de reducción para estados límite dúctiles según AISC 358-10

CAPÍTULO 1: INTRODUCCIÓN

1.1. Justificación

1.1.1. El problema específico

El acero es un material de extenso uso en la construcción. Su alta resistencia, ductilidad, rapidez de ensamblaje, facilidad de reutilización y versatilidad para ser moldeado en elementos de diferentes secciones y dimensiones, lo convierten en uno de los materiales más competentes para la construcción eficiente de todo tipo de estructuras.

Reconocidas estructuras en diferentes ciudades del mundo han sido construidas con este material. Sin embargo, como consecuencia de importantes eventos sísmicos muchas de estas obras se vieron afectadas y tras realizar estudios para determinar las causas de la falla, en muchos casos se llegó a la conclusión de que ésta se debió principalmente a un mal diseño de las conexiones entre sus elementos.

Al contextualizar esta situación a la realidad de Costa Rica, un país de alta sismicidad y donde edificios pequeños a base de marcos de acero, han presentado un gran auge a través de los últimos años, se hace evidente la necesidad de revisar, entender y establecer las metodologías de análisis y diseño de conexiones en sistemas sismoresistentes a base de marcos.

En nuestro país, el Código Sísmico 2010 clasifica los sistemas formados exclusivamente por marcos resistentes a momento en tres categorías: marcos ordinarios (OMF), marcos intermedios (IMF) y marcos especiales (SMF). La selección de un sistema en particular va a depender de las condiciones y restricciones de cada proyecto.

Los marcos OMF son los que presentan menos requisitos y en estructuras de pocos niveles son la primera opción para diseño. Sin embargo, en muchos de estos casos no se pueden utilizar porque la carga permanente de entresuelo excede el límite establecido por el CSCR-10 para estos marcos (95 Kg/m^2). Por lo tanto, se tienen que ser catalogar y diseñar como sistemas IMF o SMF. En ambos casos, el CSCR-10 plantea como primera opción el uso de alguna de las siguientes conexiones precalificadas de momento (para una mayor descripción de cada una de ellas, ver **Sección 2.5**).

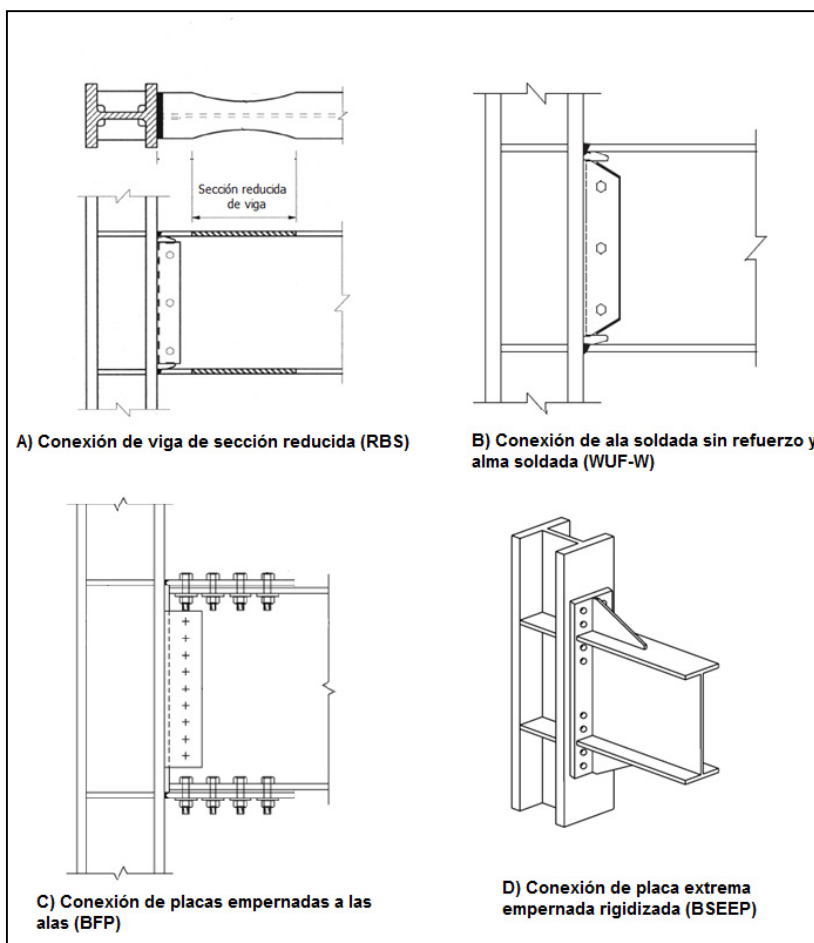


Figura 1.1. Grupo de conexiones precalificadas para marcos resistentes a momento.
Fuente: Miranda (2010).

Las conexiones A) y B) corresponden al grupo de conexiones soldadas en campo. Este tipo de conexiones presentan desventajas como: necesidad de soldadores calificados, ambientes difíciles para trabajos de soldadura o preferencia del cliente por otras conexiones con la intención de reducir costos y tiempos de construcción.

Adicionalmente, el CSCR-10 hace énfasis en el control de soldaduras mediante inspección visual y ensayos no destructivos. Realizar estas labores durante el proceso constructivo suele ser complicado y el costo de los ensayos o reparaciones puede ser elevado.

Orlando Pérez, copropietario de SETECO, empresa dedicada a la construcción y montaje de estructuras metálicas reafirma estas observaciones. En su experiencia, las soldaduras que demandan este tipo de conexiones son delicadas de realizar, requieren tiempo de trabajo y amplios conocimientos en soldadura. Según sus palabras, muchas empresas pequeñas

dedicadas a la construcción de edificios de pocos niveles no cuentan con estos recursos, por lo que el uso de este tipo de conexiones puede generar problemas al proyecto.

Como alternativa de solución a estos inconvenientes se encuentran las conexiones empernadas. En ellas, las operaciones de soldadura se pueden realizar en taller con lo que se mejoran los controles de calidad e inspección. En el sitio de construcción únicamente se realizan procesos de montaje e inspección de los elementos de conexión. Si algún perno u otro elemento no cumplen con los requisitos se puede sustituir de manera sencilla.

Según Pérez, la conexión viga-columna de placa extendida empernada (Figura 1.2) resulta en la opción más eficiente dentro de las conexiones empernadas, ya que generalmente requiere menor cantidad de pernos y su montaje es más sencillo.



Figura 1.2. Conexión viga-columna de placa extendida empernada.
Fuente: Miranda (2010).

No obstante, la conexión de placa empernada tiene el inconveniente de que requiere un espesor mínimo del ala de la columna para evitar su falla por flexión (ver **Sección 4.2.10** para más detalle). Esto puede generar problemas en estructuras de pocos niveles, ya que en esos casos las columnas son secciones relativamente pequeñas, en las cuales el espesor de sus alas no satisface el espesor requerido por la conexión de placa empernada. En esas edificaciones, el uso de este tipo de conexiones amerita el incremento de secciones

únicamente por un criterio su metodología de diseño, tal como se demuestra en el **CAPÍTULO 2**.

Para evitar este problema, se propone desplazar la conexión de placa extendida empernada y utilizarla como empalme (ver Figura 1.3). De esta forma, se logra mantener las secciones requeridas por demanda y se aprovechan las ventajas de un tipo de conexión que representa un proceso constructivo sencillo y rápido.



Figura 1.3. Conexión de empalme con placa extendida empernada.
Fuente: Miranda (2010).

En la actualidad, las conexiones de placa empernada para el empalme de vigas han sido utilizadas en el país. No obstante, su uso ha estado limitado a sistemas de marcos arriostrados, donde la conexión usada en el nudo viga-columna no juega un papel trascendental para la disipación de energía sísmica, como sí lo hace en un marco resistente a momento. Para mantener un comportamiento sísmico adecuado, se propone agregar una conexión de ala soldada sin refuerzo y alma soldada (WUF-W) como unión viga columna. De esta forma, las ventajas ofrecidas por una buena conexión de empalme en las vigas, no se ven contrarrestadas por el uso de una conexión deficiente o no permitida para la unión de los elementos principales del marco estructural.

En este caso la conexión WUF-W se realiza en taller, por lo que el conjunto de conexión mantiene su condición de sistema empernado en campo.

1.1.2. Importancia

Uno de los procedimientos más rigurosos y relevantes en el diseño y construcción de marcos estructurales de acero es la elección, diseño y ejecución de las conexiones viga-columna. Estos componentes se encargan de transmitir las cargas de las vigas hacia las columnas y éstas hacia los cimientos, por lo que una concepción errónea o deficiente de estas conexiones puede llevar a la falla parcial o total de la estructura. Bajo esta premisa, es importante utilizar conexiones que demuestren un adecuado comportamiento ante cargas sísmicas.

En nuestro país, la cantidad de mano de obra calificada para la construcción de estructuras de acero es menor en comparación a países más industrializados. Por lo tanto, la experiencia en el ámbito del diseño en acero indica la necesidad de utilizar conexiones sísmicas que sean económicas y de fácil construcción, donde la mayor parte de ellas, especialmente las conexiones soldadas, sean ejecutadas en taller para garantizar óptimas condiciones de limpieza, precisión, calidad y seguridad y posteriormente llevar a cabo en campo procedimientos de montaje mediante soldaduras menores o pernos.

A esto se le suma el hecho de que en Costa Rica el acero es un material de construcción importado, lo que eleva su costo. Por este motivo, es importante utilizar adecuadamente los recursos disponibles para optimizar el diseño de las estructuras y mantener al acero como una opción viable para la construcción de edificios. Al proponer un sistema de conexión prefabricado que sigue esta tendencia, se le brinda al ingeniero una alternativa para desarrollar diseños más eficientes en las estructuras típicas de nuestro medio.

En síntesis, la implementación de una metodología adaptada a estructuras particulares del ámbito costarricense es de suma importancia ya que contribuye a la elaboración de soluciones de diseño para estas estructuras y sus conexiones, a incluir dentro de códigos, reglamentos y afines.

1.2. Antecedentes teóricos y prácticos del problema

Antes del terremoto de Northridge en Estados Unidos, ocurrido el 17 de de enero de 1994, los marcos resistentes a momento y conformados por elementos unidos mediante soldaduras, eran bastantes populares debido a su economía y relativa facilidad de diseño. Como consecuencia del sismo, muchas estructuras resultaron dañadas por fallas frágiles en las conexiones viga-columna, con niveles inferiores a la demanda plástica esperada y en algunos casos, mientras las estructuras permanecían en el rango elástico.

Las fracturas comúnmente iniciaron en la soldadura de penetración entre el ala inferior de la viga y el ala de la columna como se aprecia en la siguiente Figura.

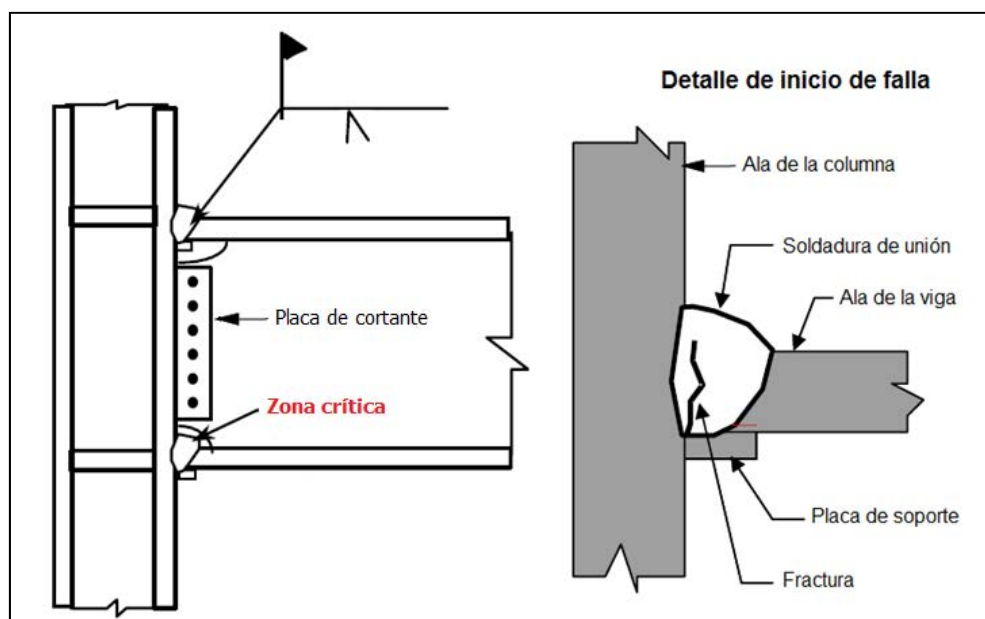


Figura 1.4. Origen de falla en conexiones viga-columna usadas antes del terremoto de Northridge.
Fuente: FEMA-350, (modificado por autor).

En algunos casos las grietas atravesaron completamente el espesor de la soldadura (Figura 1.5a), en otros; las fracturas se observaron en las alas de las columnas, justo detrás de la soldadura (figura 1.5b). Inclusive, algunas de ellas progresaron completamente a través del ala de la columna a lo largo de un plano horizontal colineal al ala inferior de la viga (Figura 1.5c). También se presentaron fallas a lo largo del ala de la viga, como se muestra en la Figura 1.5d.

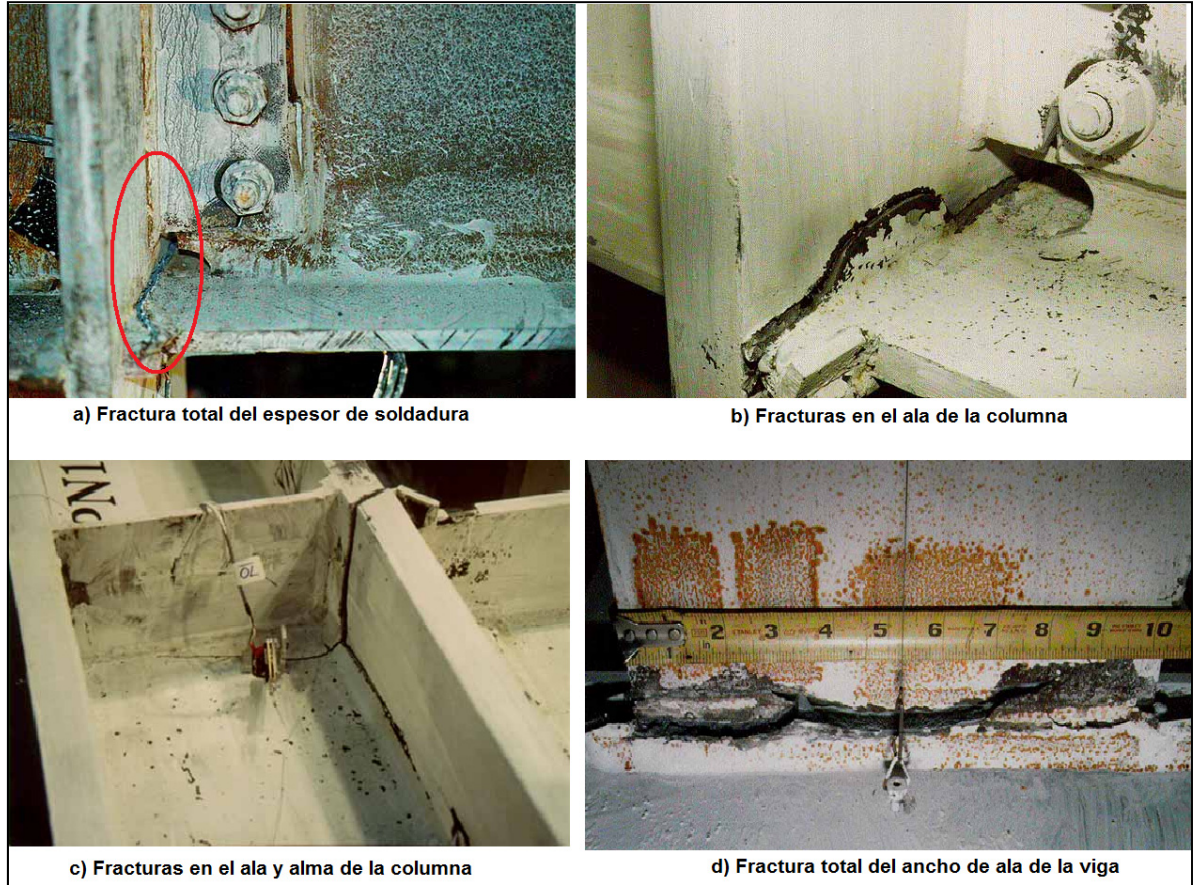


Figura 1.5. Tipos de fallas en conexiones viga-columna Pre- Northridge.

Otros tipos de fracturas se presentaron en la placa de cortante empernada al alma de la viga y soldada a la columna, incluyendo fracturas en la soldadura que une la placa con el ala de la columna, fracturas en la soldadura suplementaria en el alma de la viga y fracturas del área neta de la placa, las cuales generan una falla a través de la línea de los pernos.

Por este motivo, las conexiones viga-columna experimentaron una pérdida en resistencia y rigidez, sin producir el colapso de las estructuras. No obstante, para su evaluación "fue necesario remover los acabados arquitectónicos y protecciones contra el fuego para llevar a cabo una evaluación y análisis detallado de las conexiones. Todo este trabajo generó grandes pérdidas económicas, incluso, en algunos casos era económicamente más factible, demoler los edificios que repararlos." (Zambrano, 2008, p.35).

Esto motivó gran cantidad de revisiones sobre el comportamiento y diseño de conexiones en estructuras de acero que deben resistir carga sísmica. A partir septiembre de 1994, la Agencia Federal del Manejo de Emergencias de Estados Unidos (FEMA, por sus siglas en

inglés) inició y financió una importante investigación conocida como el Proyecto del Acero SAC (SAC Steel Project, por su nombre en inglés),

Para ello, FEMA reunió a un equipo interdisciplinario de ingenieros, investigadores estructurales y funcionarios de agencias reguladoras. De esta forma SAC nace de la unión de: la Asociación de Ingenieros Estructurales de California (SEAOC, por sus siglas en inglés), el Consejo de Tecnología Aplicada (ATC, por sus siglas en inglés), y el Consorcio de Universidades para la Investigación en Ingeniería Sísmica (CUREE, por sus siglas en inglés).

El mencionado proyecto se dividió en dos etapas. La fase inicial se centró en determinar las causas de las fallas de las conexiones soldadas, mientras que la segunda se enfocó en la búsqueda de mejores alternativas de conexión para minimizar el daño de sistemas a base de marcos de acero ante futuros terremotos.

Con este objetivo, en el año 2000, se publica el documento de FEMA: *Recomendaciones y Criterios de Diseño para Nuevos Edificios de Marcos de Acero (FEMA-350)*, el cual está basado en un extensivo programa de investigación de materiales, tecnologías de soldadura, estudios teóricos y pruebas experimentales para diferentes tipos de conexiones.

El documento plantea metodologías y recomendaciones de diseño para aquellas conexiones viga-columna que exhibieron un comportamiento satisfactorio tras la investigación. Entre ellas, las conexiones de placa extendida empernada y las conexiones de ala soldada sin refuerzo y alma soldada (WUF-W) resultan como uniones precalificadas momento.

Dos años más tarde, Murray y Shoemaker (2002) proporcionan una guía específica para el diseño de conexiones de momento de placa empernada, con igual peralte al de la viga o con secciones extendidas (*Design Steel Guide 16: Flush and Extended Multiple-Row Moment End-Plate Connections*, por su nombre en inglés). Los procedimientos de diseño de esta guía se basan principalmente en investigaciones experimentales realizadas en la Universidad de Oklahoma y en el Instituto Politécnico de Virginia, patrocinadas por el Instituto Americano de Construcción en Acero (AISC, por sus siglas en inglés) y la Asociación de Fabricantes de Edificaciones Metálicas (MBMA, por sus siglas en inglés).

Bajo la misma tendencia experimental, otro proyecto significativo sobre conexiones de placas extendidas empernadas es desarrollado, en el año 2003, por Tomas Murray y Emmett

Sumner en el Instituto Politécnico de Virginia. Sumner presenta en su tesis los principios teóricos para el diseño de estas conexiones, basados en resultados de pruebas experimentales de once configuraciones de placas sometidas a carga cíclica y nueve diferentes especímenes cargados monotónicamente. En los ensayos se probó los efectos que producen sobre la resistencia de la conexión, la modificación de dimensiones en las placas, así como la configuración, tamaño y espaciado entre pernos.

Murray y Sumner (2003) sintetizaron para el AISC los resultados del estudio en una guía de procedimientos unificados para el diseño de ocho configuraciones de conexiones de placa de extremo extendida para estructuras sometidas a cargas gravitacionales, cargas de viento y carga sísmica (*Design Steel Guide 4: Extended End-Plate Moment Connections: Seismic and Wind Applications*, por su nombre en inglés). Entre los parámetros de diseño contemplados en la guía se encuentran: el espesor y dimensiones de las placas, el diámetro y tipo de pernos, uso de rigidizadores, placas de continuidad y placas de refuerzo para la zona panel.

El procedimiento de diseño propuesto utiliza la filosofía "columna fuerte-viga débil", esto obliga a la conexión a proporcionar la resistencia necesaria para alcanzar deformaciones inelásticas mediante la formación de una rótula plástica en la viga, cerca de la zona de la unión con la columna.

Asimismo, en el año 2005, el AISC publica su propia especificación para conexiones de momento viga-columna: *Conexiones Precalificadas para Aplicaciones Sísmicas en Marcos de Momento Intermedios y Especiales (AISC 358)*. En esta guía se presentan los criterios de diseño para tres tipos de conexiones de placa de extremo extendida.

Cuatro años más tarde se publica un suplemento a esta especificación, donde se incluyen nuevas conexiones precalificadas para marcos de acero resistentes a momento, entre ellas la conexión WUF-W.

Para el año 2010, la versión del AISC 358 unifica en un documento, las metodologías de diseño de cinco tipos de conexiones precalificadas para marcos de especiales (SMF) e intermedios (IMF). Una breve descripción de algunas de estas conexiones se presenta en el **CAPÍTULO 2**.

Con relación a las conexiones de placa extrema extendida, es necesario acotar que el desarrollo descrito en las especificaciones se enfoca a conexiones donde la viga se une directamente a la columna. Para el caso de conexiones de placa extendida tipo empalme, las especificaciones sísmicas no hacen referencia. Las conexiones del primer grupo han sido ampliamente probadas en laboratorio mediante pruebas de cargas cíclicas. En contraste, no existen referencias sobre pruebas cíclicas para uniones de empalme con placas empernadas.

En lo que respecta al ámbito nacional, las investigaciones sobre conexiones metálicas son bastante limitadas, ya que tradicionalmente se han utilizado conexiones y referencias de códigos de diseño extranjeros, especialmente los estadounidenses.

Ruiz (2007) plantea metodologías para el diseño de conexiones de marcos especiales y marcos especiales arriostrados concéntricamente siguiendo los lineamientos del CSCR-2002 y FEMA-350. Entre las conexiones expuestas en su tesis se encuentran: conexiones viga-arriostre-columna y conexiones viga-columna de placas soldadas (WFP por sus siglas en inglés). Sin embargo, la conexión WFP no aparece como conexión precalificadas por el AISC 358-10.

En ese sentido, el Código Sísmico de Costa Rica del 2010 en su *Capítulo 10. Requisitos para Acero Estructural*, establece para marcos intermedios (IMF) y especiales (SMF) resistentes a momento, el uso de conexiones precalificadas. Alternativamente, permite el uso de otras conexiones cuyo desempeño ante cargas cíclicas haya sido evaluado experimentalmente, ya sea mediante ensayos reportados en la literatura o ensayos para proyectos específicos.

1.3. Objetivos

1.3.1. *Objetivo general*

- Evaluar la factibilidad técnica de un sistema de conexión de empalme para vigas de marcos resistentes a momento Intermedios (IMF) y Especiales (SMF), a partir del uso una conexión de ala soldada sin refuerzo y alma soldada (WUF-W), en conjunto con una conexión de placa extendida empernada

1.3.2. *Objetivos específicos*

- Determinar, mediante el diseño de marcos resistentes a momento intermedios (IMF) y especiales (SMF), los sistemas sismorresistentes donde el uso de una conexión de placa extendida como empalme es más eficiente que su uso como conexión viga-columna
- Proponer el procedimiento y recomendaciones de diseño para el sistema de conexión de empalme de vigas a partir de una conexión de ala soldada sin refuerzo y alma soldada (WUF-W), en conjunto con una conexión de placa extendida empernada
- Elaborar hojas de cálculo que faciliten el proceso iterativo y verificación de conexiones de ala soldada sin refuerzo y alma soldada (WUF-W) y conexiones de placa extendida empernada en sus diferentes configuraciones
- Derivar por medio de la teoría de líneas de cedencia, ecuaciones para la predicción de la capacidad a flexión de una placa extendida rigidizada con 1 fila de pernos del lado externo del patín y 2 filas en el costado interno (configuración de placa 1/2 MRES), como una alternativa de conexión para edificios con claros de mediana longitud, donde el uso excesivo de pernos encarece el costo de las conexiones

1.4. Delimitación del problema

1.4.1. Alcances

- La investigación se enfoca en el diseño de conexiones viga-columna que forman parte de marcos de acero IMF y SMF. Por lo tanto, las conexiones de otros tipos de sistemas estructurales se excluyen del alcance de este proyecto
- El proyecto se concentra únicamente en conexiones viga-columna precalificadas por los actuales códigos de diseño sísmico, específicamente conexiones del tipo placa extendida y conexiones de ala soldada sin refuerzo y alma soldada para la unión viga-columna (WUF-W). Por lo tanto, el análisis y diseño de otros tipos de conexiones se excluyen del presente proyecto
- Los análisis realizados se aplican a perfiles W laminados en caliente, tanto para vigas y columnas, ya que los códigos de diseño AISC 341-10 y AISC 358-10 plantean diferentes criterios para otros tipos de secciones de columna.
- La derivación de ecuaciones para diseño se realiza únicamente para conexiones de placa extendida con rigidizador, con una configuración de una fila de pernos al exterior del patín de la viga y dos filas de pernos en el costado interno del mismo
- El proyecto se limita a un análisis teórico para el diseño de conexiones. La realización de pruebas experimentales se encuentra fuera del alcance del mismo.
- La comparación entre diferentes tipos de conexiones se basa en su metodología de diseño, por lo que se excluyen análisis económicos referentes a costos asociados.

1.4.2. Limitaciones

- El diseño de las conexiones incluidas en esta investigación toma como base los procedimientos expuestos en los códigos vigentes de diseño. Ante la publicación de nuevas ediciones o nuevos códigos se deben contemplar posibles modificaciones o actualizaciones.

- Los mecanismos de líneas de cedencia para las placas de acero con diferentes configuraciones de pernos descritas en la Sección 2.6 se han derivado a partir de la teoría de líneas de cedencia y se han validado por múltiples ensayos experimentales. En este proyecto, se buscan ecuaciones para una placa extendida rigidizada con 1 fila de pernos del lado externo del patín y 2 filas en el costado interno (configuración de placa 1/2 MRES), de la cual no se tienen registros.

El planteamiento de los mecanismos suele ser complicado y requiere investigación experimental. Debido a que en este proyecto no se realizarán ensayos que permitan analizar el comportamiento real de cedencia en la placa y compararlo con los mecanismos teóricos planteados, una buena solución según T. Murray (Comunicación Personal, Agosto 25, 2011) es partir de mecanismos probados para otras configuraciones y adaptarlos al caso de interés.

1.5. Metodología

La metodología a seguir para desarrollar la investigación se muestra en la siguiente Figura.

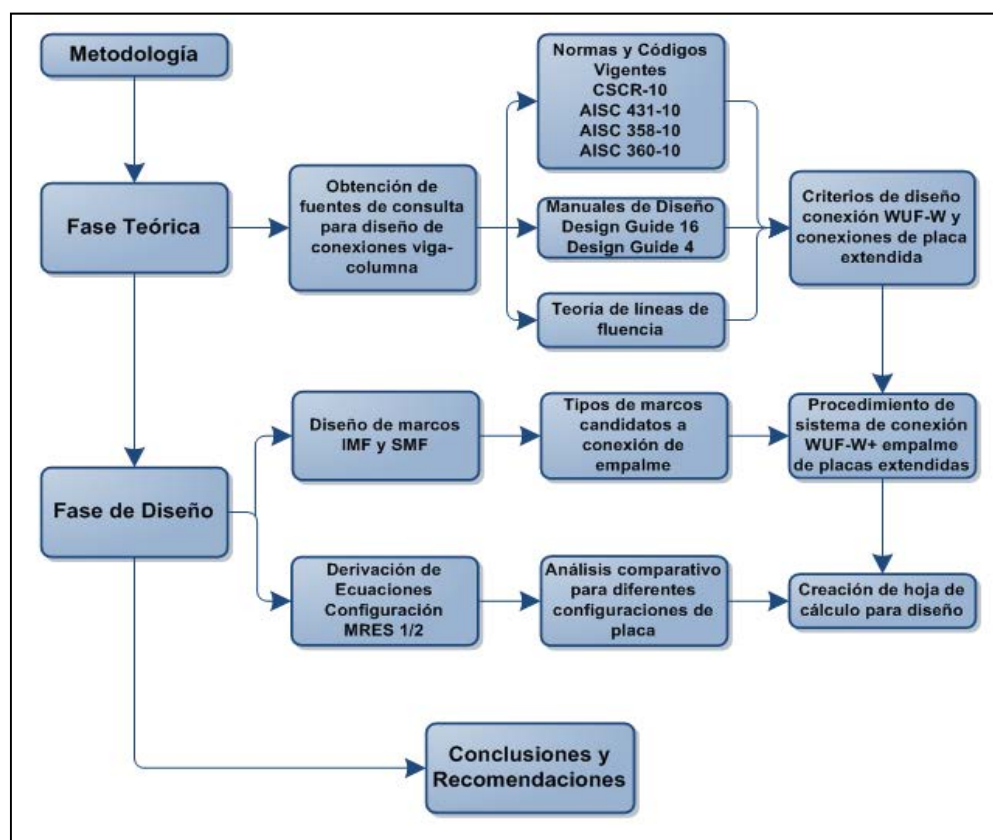


Figura 1.6. Metodología del proyecto.

1.5.1. Fase teórica

En esta etapa se investigó sobre las diferentes especificaciones requeridas para el diseño de conexiones viga-columna de marcos resistente a momento. Para ello, se revisaron diversas fuentes de consulta con el fin de obtener información sobre la normativa vigente en el país. Además, se revisaron las recomendaciones de la literatura y códigos internacionales. La investigación se centra en el estudio de las conexiones WUF-W y conexiones de placa extendida empernada.

En esta fase también se estudiaron los principios teóricos de los mecanismos de cedencia que fundamentan el diseño de las conexiones de placa extendida y que han permitido derivar ecuaciones y guías de diseño para facilidad de los profesionales.

1.5.2. Fase de diseño

Para justificar el uso del conjunto de conexión de empalme se diseñan marcos intermedios de momento (IMF) y marcos especiales de momento (SMF) de diferentes niveles. La finalidad del ejercicio teórico es determinar en cuál tipo de marco y hasta qué altura resulta más eficiente utilizar la conexión de placa extendida como empalme y no como conexión viga-columna, donde se requieren columnas con un espesor mínimo en sus alas.

Los resultados se utilizaron para desarrollar un procedimiento formal de diseño del conjunto de conexión propuesto para el empalme de vigas en marcos de acero. Este procedimiento incluye los pasos de diseño para la conexión precalificada a utilizar en el nudo viga-columna: ala soldada sin refuerzo-alma soldada (WUF-W, por sus siglas en inglés); así como, los requisitos de diseño para la conexión de empalme a partir de placas extendidas empernadas.

Esto se complementa con la creación de hojas de cálculo que sirven como una ayuda o guía para el diseño de conexiones WUF-W para la unión viga-columna. En dichas hojas, también se incluyen los pasos de diseño de las conexiones de placa extendida rigidizadas y no rigidizadas donde se contemplan aspectos como selección de pernos, espesores de placa y revisión de estados límite.

En el **APÉNDICE C** se incluye un ejemplo de cálculo para demostrar el procedimiento de diseño del sistema.

Por otra parte, en esta etapa del proyecto también se realizó la derivación de ecuaciones de predicción de la capacidad a flexión de una placa extendida con rigidizador, 1 fila de pernos del lado externo del patín de la viga y 2 filas en su costado interno (Configuración 1/2MRES) para completar el catálogo de conexiones, ya que el uso de conexiones con pocos pernos demanda un diámetro y placa mayores, mientras que el uso de muchos es ineficiente para claros de viga relativamente pequeños.

Para la derivación de ecuaciones, se utilizaron mecanismos de líneas de cedencia derivados para otras configuraciones de placa extendida, incluyendo aquellas que actualmente se consideran precalificadas y por lo tanto se pueden encontrar en las especificaciones vigentes de diseño.

Posteriormente, se realizó un análisis comparativo entre las diferentes configuraciones de placa extendida. Esto tiene dos objetivos, el primero de ellos es evaluar a influencia que tiene la adición de una fila de pernos y el uso de una placa rigidizada sobre el diámetro de pernos y espesor de placa requerido.

Como segundo objetivo, se busca verificar que los mecanismos derivados para la placa 1/2MRES presentan resultados adecuados dentro de las curvas de comportamiento esperado para el conjunto de configuraciones de conexión.

1.5.3. Fase de conclusiones y recomendaciones

Se emitieron conclusiones sobre los resultados de la investigación, entre los que se destacan aquellos sistemas de marcos donde el uso del sistema propuesto ofrece ventajas constructivas. Además, se brindaron recomendaciones sobre futuros análisis que se pueden realizar para profundizar conocimientos en el tema.

CAPÍTULO 2: MARCO TEÓRICO

En general, “el objetivo de la ingeniería sísmica es diseñar y construir estructuras con la capacidad de resistir sacudidas severas sin colapsar, aceptando algún grado de daño estructural significativo, y de resistir sismos de moderada intensidad sin sufrir daño estructural relevante.” (Zambrano, 2008, p.27).

En estructuras de acero, los principios básicos de las normativas modernas para cumplir con estos objetivos consisten en: definir teorías de diseño, especificaciones de materiales, configuraciones estructurales y detalles de construcción que favorezcan un comportamiento dúctil de sus elementos y conexiones.

En ese sentido, el presente capítulo expone una revisión sobre los conceptos generales referentes a la clasificación, modelación y diseño de conexiones sismorresistentes, con énfasis en uniones rígidas viga-columna para marcos de acero.

2.1. Métodos de diseño

El Código Sísmico de Costa Rica 2010, en su *Capítulo 10*, especifica que se debe utilizar el método de factores de cargas y resistencia LRFD (Load and Resistance Factor Design, por sus siglas en inglés) para el diseño de elementos y conexiones del sistema sismorresistente en una estructura de acero laminado en caliente.

Según se define en las *Especificaciones para Edificaciones de Acero Estructural* del AISC (AISC 360-10), los requerimientos de diseño se cumplen cuando la capacidad de cada componente estructural iguala o excede la resistencia requerida bajo diferentes combinaciones de carga. Matemáticamente, esto se puede expresar como:

$$R_u \leq \phi R_n \quad (2.1)$$

Donde:

R_u : resistencia requerida o demanda última

ϕ : factor de reducción de resistencia

R_n : resistencia nominal

ϕR_n : resistencia de diseño

Según Miranda (2010), el método presenta una base probabilística que considera la incertidumbre asociada a la determinación de la capacidad real de los elementos estructurales y los efectos reales de las cargas aplicadas. Por esta razón es que se utilizan factores de carga y reducción de resistencia.

Bajo esta metodología, se busca proporcionar los elementos para resistir los efectos de las cargas en el límite de su utilidad estructural, es decir; aquella condición en que el elemento deja de cumplir la función para la cual fue diseñado.

El *Capítulo 6* del CSCR-10 establece que cada elemento, componente o unión de la estructura debe tener la capacidad de resistir las siguientes combinaciones de carga:

$$CU = 1.4CP \quad (2.2)$$

$$CU = 1.2CP + 1.6f_R CT + 1.6CE \quad (2.3)$$

$$CU = 1.05CP + f_1 f_R CT \pm CS + CE \quad (2.4)$$

$$CU = 0.95CP \pm CS + CE \quad (2.5)$$

Donde:

CU: carga última de diseño

CP: carga permanente

CT: carga temporal

CE: carga de empuje

CS: carga de sismo

f_1 : factor probabilidad de ocupación plena de carga temporal a la hora del sismo

=0.5, para edificaciones de baja probabilidad de ocupación

=1.0, para edificaciones de alta probabilidad de ocupación, como: bodegas, sitios de reunión pública, etc.

=0.0, para techos

f_R : factor de reducción de carga temporal según el artículo 6.3 del CSCR-10

Adicionalmente, en el caso específico de las conexiones viga-columna de marcos resistentes a momento, éstas se deben diseñar con la capacidad suficiente para garantizar un comportamiento dúctil y soportar deformaciones inelásticas ante cargas sísmicas.

Por otra parte, los factores de reducción, ϕ , se utilizan en los cálculos de la resistencia, para incluir la incertidumbre asociada a factores, como: propiedades de los materiales o métodos constructivos, entre otros. Por ejemplo, la especificación AISC 360-10 presenta factores de reducción para diferentes estados límites a los que puede estar sometido un elemento o conexión de acero. En general, para modos de falla dúctiles, como: la cedencia por tensión, la especificación considera un factor de reducción igual a 0.9; para fallas de tipo frágil, entre ellas: la ruptura por tensión, el factor se reduce a 0.75.

2.2. Materiales

2.2.1. Acero estructural

El acero de elementos estructurales laminados en caliente que formen parte del sistema sismorresistente, debe cumplir alguna de las normas ASTM establecidas en el Cuadro 2.1.

Según las Provisiones Sísmicas del AISC 341 y el Código Sísmico de Costa Rica, cuando se requiera un diseño por capacidad es adecuado utilizar la “resistencia esperada” del material para determinar la capacidad de un elemento o una conexión. El esfuerzo de cedencia esperado se cuantifica como el producto $R_y F_y$, donde F_y es el esfuerzo mínimo de cedencia especificado para el material y R_y es un factor que depende del tipo de acero utilizado, según se muestra a continuación.

Cuadro 1.1. Parámetros especificados para diferentes tipos de acero

Norma ASTM	Grado	F_y (kg/cm²)	R_y
A36/A36M	36	2520	1.5
A572/A572M	42	2940	1.3
	50	3500	1.1
	55	3850	
A913/A913M	50	3500	1.1
	60	4200	
	65	4550	
A588/A588M	-	-	1.1
A992/A992M	-	-	1.1
A529/A529M	50	3500	1.2
	55	3850	1.1
A1043/A1043M	36	2520	1.3
	50	3500	1.2

Fuente: AISC 341-10.

Adicionalmente, el AISC 341-10 establece que el esfuerzo de cedencia del acero, F_y , no debe exceder los 3500 kg/cm^2 (50ksi) en aquellos elementos que deban presentar un comportamiento inelástico. Este requisito aplica para elementos de marcos estructurales resistentes a momentos; con excepción a las columnas, puesto que sólo se espera cedencia en su base.

2.2.2. Soldaduras

Conforme al AISC 341-10, todas las soldaduras en elementos y conexiones de sistemas sismoresistentes se deben ejecutar con material de aporte Grado 70 ($F_u=4900 \text{ kg/cm}^2$) o Grado 80 ($F_u=5600 \text{ kg/cm}^2$) que tenga una tenacidad mínima de Charpy¹ (Charpy V-Notch) de 276 kg-cm a una temperatura de -18°C . Para aquellas soldaduras que sean designadas como *soldaduras críticas por demanda*, la tenacidad mínima de Charpy debe ser de 522 kg-cm a -21°C .

Según los comentarios del AISC 341-10, generalmente, las *soldaduras críticas por demanda* son soldaduras de penetración total CJP (Complete Joint Penetration, por sus siglas en inglés), de las que se espera una mayor demanda de esfuerzos y por lo tanto, su falla resultaría en una degradación significativa de la resistencia y rigidez del sistema sismorresistente.

Para los sistemas de marcos resistentes a momento intermedios (IMF) y especiales (SMF), algunos ejemplos típicos de *soldaduras críticas por demanda* son:

- Soldaduras de unión de las alas y el alma de la viga a la columna
- Soldaduras en conexiones de placa de cortante a la columna
- Soldaduras en conexiones de empalme en columnas
- Soldaduras de la unión de una columna con la placa base

¹ La prueba de tenacidad de Charpy es una prueba de impacto estandarizada que determina la cantidad de energía por deformación absorbida por un material durante la fractura. Esta energía absorbida es una medida de la tenacidad de un material determinado y actúa como una herramienta para estudiar la influencia de la temperatura en un comportamiento frágil-dúctil.

A pesar de que la mayoría de las aplicaciones para estas soldaduras se encuentran en ambientes de temperatura controlada, si alguna de ellas es sometida a temperaturas de servicio menores a $+10^{\circ}\text{C}$, se deben realizar ensayos adicionales al material aporte para asegurar su adecuada resistencia a la fractura debido a bajas temperaturas.

En cuanto a los procedimientos de soldadura, se deben seguir las especificaciones del Código para Soldadura Estructural (AWS D1.1) de la Sociedad Americana de Soldadura (American Welding Society, por sus siglas en inglés). Entre los procesos permitidos se encuentran el proceso de soldadura de arco eléctrico protegido (SMAW, por sus siglas en inglés) y el proceso de soldaduras de arco eléctrico con gas (GMAW, por sus siglas en inglés).

2.2.3. Pernos

Según las disposiciones del AISC 341-10 y el CSCR-10 para conexiones empernadas, se deben utilizar pernos de alta resistencia totalmente pretensados conforme a las normas ASTM A325 o A490. El siguiente Cuadro muestra las principales características de resistencia para ambos tipos de pernos. Además, el agujero para los pernos debe ser de diámetro estándar.

Cuadro 1.2. Parámetros de resistencia para pernos de conexión

Tipo de perno		Resistencia nominal a tensión F_{nt} (kg/cm ²)	Resistencia nominal a cortante F_{nv} (kg/cm ²)
A325	Rosca incluida dentro del plano de cortante	4900 (90 ksi)	3780 (54 ksi)
	Rosca excluida del plano de cortante		4760 (68 ksi)
A 490	Rosca incluida dentro del plano de cortante	7910 (113 ksi)	4760 (68 ksi)
	Rosca excluida del plano de cortante		5880 (84 ksi)

Fuente: Tabla J3.2 AISC 360-10.

En lo referente al uso de pernos para conexiones que formen parte del sistema sismoresistente, ambos documentos prohíben su uso en combinación con soldaduras para soportar una fuerza común. Por lo tanto, la capacidad de la conexión se debe calcular considerando la resistencia de los pernos o de las soldaduras de forma independiente.

2.3. Sistemas de marcos estructurales resistentes a momento

El Código Sísmico de Costa Rica y las Provisiones Sísmicas del AISC establecen los tipos de marcos de acero permitidos para conformar el sistema sísmoresistente de una estructura. A continuación, se realiza una descripción general de los sistemas constituidos por marcos ordinarios (OMF), marcos intermedios (IMF) y marcos especiales (SMF) resistentes a momento; así como los principales criterios y requisitos de diseño para las conexiones viga-columna de estas configuraciones estructurales.

2.3.1. Marcos especiales (SMF)

En los sistemas sísmoresistentes a base de marcos especiales (SMF) se espera el desarrollo una cantidad significativa de deformación inelástica al ser sometido a las fuerzas del sismo de diseño. La mayor parte de esta deformación se logra través de la cedencia en flexión de sus vigas que generan la formación de rótulas plásticas en puntos predeterminados de estos elementos.

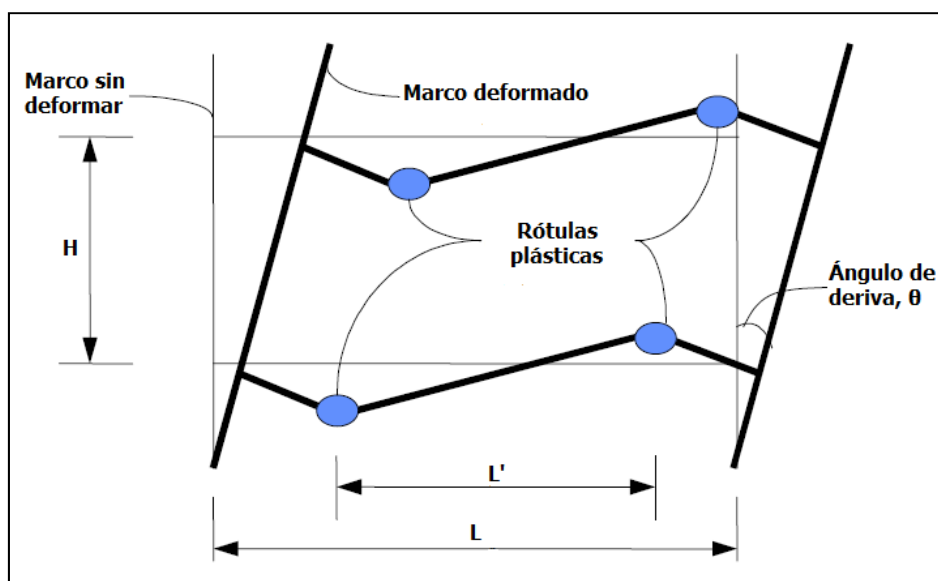


Figura 2.1. Comportamiento inelástico con formación de rótulas plásticas en la viga.

Fuente: FEMA-350, (modificado por autor).

Como característica importante para el proceso de diseño, se debe acotar que este tipo de sistema estructural no tiene limitación de altura. Según el CSCR-10, puede utilizarse para edificios de gran altura en cualquier zona sísmica del país.

Para los marcos SMF, la Tabla 10.5 del CSCR-10 asigna una ductilidad local óptima a sus elementos, los cuales deben cumplir con las razones de esbeltez por sismo indicadas en la Tabla 10.6 para esta magnitud de ductilidad. Así mismo, la Tabla 4.3 asigna una ductilidad global de 6 ($\mu=6$) para estructuras regulares y una ductilidad global de 3 ($\mu=3$) para estructuras irregulares.

Por otra parte, las conexiones viga-columna utilizadas en marcos SMF deben satisfacer los siguientes requerimientos:

- Debido al desplazamiento entre niveles consecutivos, las conexiones deben ser capaces de desarrollar una rotación inelástica de al menos 0.04 radianes
- La capacidad a flexión de las conexiones, medida en la cara de la columna, debe ser al menos el 80% del momento plástico de la viga conectada ($0.8M_p$), para una rotación de 0.04 radianes
- Las conexiones deben utilizar deben ser uniones aprobadas para aplicaciones sísmicas, conforme a especificaciones de diseño o ensayos experimentales
- La capacidad a cortante requerida por las conexiones debe ser determinada a partir de la siguiente expresión que considera el efecto de la carga de sismo, CS, en las combinaciones de carga del CSCR-10:

$$CS = \frac{2(1.1R_y M_p)}{L'} \quad (2.6)$$

Donde:

R_y : razón entre esfuerzo de cedencia esperado y el mínimo esfuerzo de cedencia especificado F_y

M_p : momento plástico nominal

L' : distancia entre rótulas plásticas

Este requisito también aplica para conexiones precalificadas siempre que no se indiquen otras expresiones para la conexión correspondiente.

Aspectos adicionales de diseño referentes a la zona de panel, placas de continuidad y razón de momentos viga-columna de estas conexiones, se explican con mayor detalle en el **CAPÍTULO 3**.

2.3.2. Marcos intermedios (IMF)

Un marco tipo IMF debe diseñarse para desarrollar, en sus miembros y conexiones, una cantidad limitada de deformación inelástica producto de las fuerzas del sismo de diseño.

Como requisito general para estructuras de varios niveles, el CSCR-10 limita el uso de marcos IMF a:

- Edificaciones de un piso con 18 m de altura máxima y donde la carga muerta del techo no exceda 95 kg/m^2
- Edificaciones de varios niveles con una altura máxima de 10 m, sin restricción de carga de carga muerta en techo o entrepisos

En marcos IMF, los elementos deben cumplir con las razones de esbeltez por sismo indicadas en la Tabla 10.6 del CSCR-10 para elementos con ductilidad local moderada. Según, la regularidad de la estructura, los marcos IMF se deben diseñar para una ductilidad global de 3 ($\mu=3$), si la estructura es regular ó para una ductilidad global de 2 ($\mu=2$) si existe irregularidad moderada.

En cuanto a las conexiones viga-columna en estos sistemas, éstas deben cumplir los siguientes requisitos:

- La conexión debe ser capaz de desarrollar una rotación debido al desplazamiento entre niveles, de al menos 0.02 radianes
- La capacidad a flexión de las conexiones, medida en la cara de la columna, debe ser al menos el 80% de $0.8M_p$ de la viga conectada, para una rotación de 0.02 radianes
- Se deben utilizar conexiones cuyo desempeño ante cargas cíclicas haya sido evaluado experimentalmente

- La capacidad al cortante requerida por la conexión debe ser determinada de igual manera que para un marco SMF

2.3.3. Marcos ordinarios (OMF)

Los sistemas sismorresistentes a base de OMF se deben diseñar para soportar deformaciones inelásticas mínimas en sus elementos y conexiones durante el sismo de diseño. Por este motivo, la Tabla 10.6 del CSCR-10 asigna una ductilidad local moderada a los elementos de estos marcos, mientras que la ductilidad global asignada es de 1.5 ($\mu=1.5$), excepto que se presente una irregularidad severa; en este caso, la ductilidad disminuye a un valor de 1.0 ($\mu=1.0$).

Según el CSCR-10, los marcos OMF únicamente pueden utilizarse en:

- Edificaciones de un piso de 18 m de altura máxima, donde la carga muerta del techo no exceda 95 kg/m^2
- Edificaciones de varios niveles con una altura máxima de 10 m, siempre y cuando la carga muerta de entrepisos y techos no exceda 95 kg/m^2

En este sistema, las conexiones viga-columna pueden ser soldadas o empernadas, utilizando pernos de alta resistencia. Se permite que las conexiones de momento sean totalmente restringidas (FR) o parcialmente restringidas (PR).

2.4. Clasificación de conexiones viga-columna

Las conexiones viga-columna en estructuras de acero suelen clasificarse de acuerdo a su capacidad de absorber y transmitir el momento que actúa en la cara de columna. Para ello, se acostumbra relacionar la capacidad de transmitir momento contra la rotación relativa de la conexión, en una curva Momento-Rotación ($M-\theta$) como la siguiente.

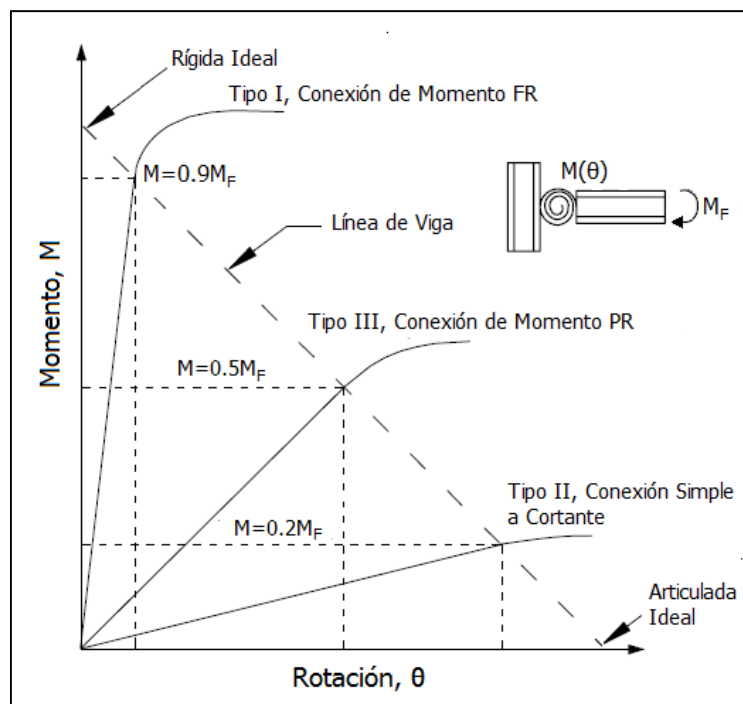


Figura 2.2. Curva de momento-rotación para clasificación de conexiones.
Fuente: Murray (2011), (modificado por autor).

El comportamiento completamente simple y el completamente rígido son condiciones ideales a las que sólo se puede tener una aproximación. En la práctica, una pequeña parte del momento es absorbido por las conexiones denominadas flexibles y no todo el momento es transmitido por las uniones rígidas.

Según Murray (2011), las conexiones que transmiten al menos el 90% del momento de la viga a la columna se denominan conexiones totalmente restringidas (conexiones Tipo I) y cuando este valor es menor al 20% se clasifican como conexiones simples a cortante (conexiones Tipo II). Una conexión se trata como semirrígida (conexiones Tipo III) cuando proporciona una restricción rotacional intermedia.

2.4.1. Conexiones simples a cortante

Una conexión simple a cortante es aquella que no posee restricciones a la rotación de los elementos conectados, por lo que sólo se diseñan para transmitir fuerzas de cortante y se desprecia su capacidad para transmitir momento. Por lo tanto, las conexiones de cortante

viga-columna no se pueden considerar parte del sistema sismoresistente de marcos de acero de momento y su uso se reserva para transferir cargas gravitacionales.

En la siguiente Figura se aprecian diferentes ejemplos de conexiones simples a cortante incluidas el Manual del AISC 360-10.



Figura 2.3. Ejemplos de conexiones simples a cortante.
Fuente: Murray (2011), (modificado por autor).

2.4.2. Conexiones de momento

Las conexiones capaces de resistir y transmitir momento se clasifican de acuerdo a su rigidez en dos grupos:

- Completamente restringidas (FR): Se definen como conexiones de "marco rígido" bajo el supuesto de que tienen la suficiente rigidez para mantener el ángulo de intersección entre los elementos conectados; por ello, se puede desprestigiar la rotación de la conexión en el análisis de la estructura. Este tipo de conexiones tienen la capacidad para

transmitir esfuerzos de cortante, flexión y soportar rotaciones importantes entre los elementos conectados.

- Parcialmente restringidas (PR): Esta clasificación asume que la conexión puede transferir esfuerzos de cortante y además posee una rigidez suficiente para transmitir momento. Sin embargo, la rotación entre los miembros conectados no es despreciable e incluso, en algunos casos, la deformación de los elementos de la conexión puede afectar la transferencia de cargas, por lo que la flexibilidad de la conexión debe contemplarse en el análisis estructural.

Dentro de este tipo de conexiones el Capítulo 9 de Manual del AISC 360-10, incluye las conexiones de angulares unidos a las alas (Flange-Angle Flexible Moment Connection, por su nombre en inglés). La conexión presenta una placa de cortante y angulares unidos mediante pernos o soldaduras a ambas alas de la viga y a la columna.

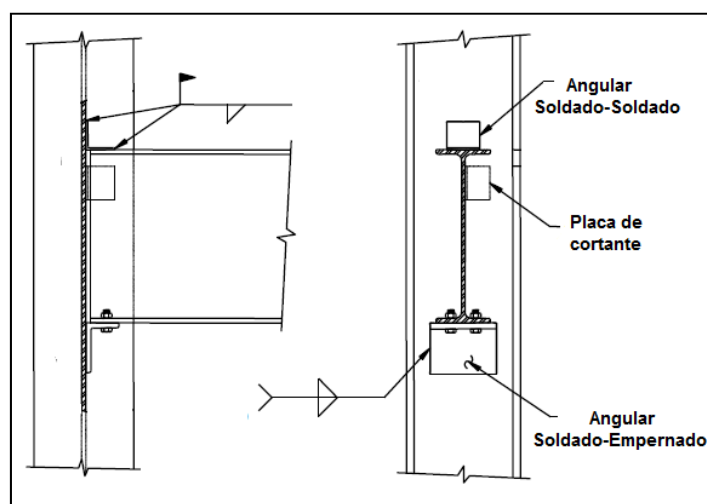


Figura 2.4. Ejemplo de conexión flexible de momento.
Fuente: Murray (2011), (modificado por autor).

2.5. Conexiones precalificadas de momento

Las disposiciones expuestas en los códigos de diseño sísmico requieren que las conexiones de momento viga-columna sean diseñadas con la resistencia suficiente para permitir el desarrollo de una rótula plástica fuera de la sección de la columna y en una ubicación predeterminada en la viga, permitiendo un diseño por capacidad de la unión. Además, todos los elementos de la conexión deben tener la resistencia adecuada para desarrollar las fuerzas

resultantes de la rótula plástica junto con las fuerzas resultantes de las cargas gravitacionales. Esto se traduce en una filosofía de columna fuerte, conexión muy fuerte y viga débil.

Bajo esta línea de diseño, el AISC 358 presenta procedimientos para diferentes tipos de conexiones viga-columna completamente restringidas (FR), las cuales han sido precalificadas para aplicaciones sísmicas de marcos acero, ya que brindan al sistema una alta capacidad de deformación inelástica sin pérdida considerable de carga.

En la siguiente Figura se muestran la curva histerética de momento-rotación para una típica conexión viga-columna usada antes del terremoto de Northridge contra la curva de una conexión precalificada. Al comparar las curvas, se nota como la conexión precalificada permite que la viga conectada desarrolle una mayor rotación plástica para disipar energía.

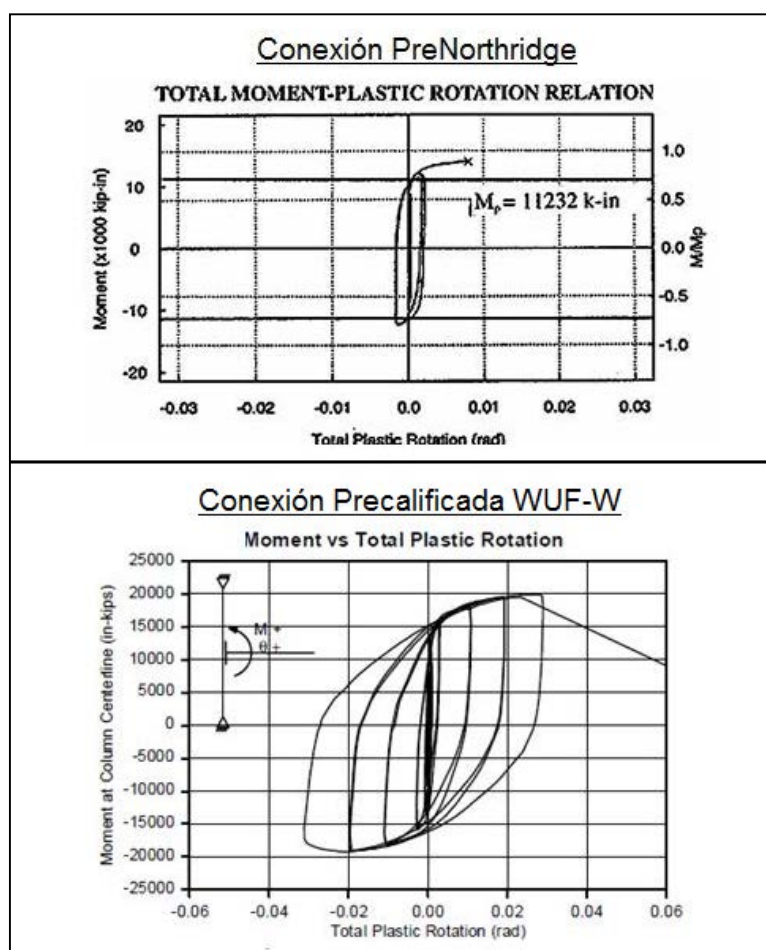


Figura 2.5. Comparación entre curvas histeréticas Momento-rotación para una conexión PreNorthridge y una conexión precalificada WUF-W

Fuente: <http://www.sacsteel.org/design/test-summaries.html>

Las conexiones con capacidad de rotación, como lo son las conexiones precalificadas, son las que permite el CSCR-10 para marcos SMF e IMF. A continuación se presenta una breve descripción de algunas de ellas.

2.5.1. Conexión viga de sección reducida (RBS)

Este tipo de conexión presenta un corte de forma circular en ambas alas de la viga con el propósito de inducir la formación de rótulas plásticas en esta zona. La unión de las alas de la viga con el ala de la columna se realiza mediante soldadura de penetración completa y la conexión entre el alma de la viga y el ala de la columna se logra mediante una placa de cortante que puede ser soldada o empernada.

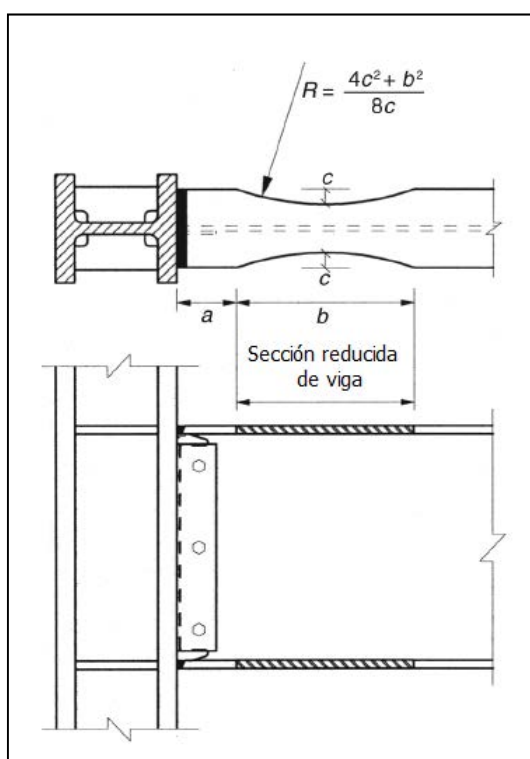


Figura 2.6. Conexión viga de sección reducida.
Fuente: CSCR-10.

Como aspectos positivos cabe destacar que se trata de una conexión que no requiere de pernos o placas de refuerzo para transmitir el momento. Sin embargo, requiere de soldadura en campo que puede dificultar el proceso de construcción. Además, se necesita de talleres especializados que puedan realizar el corte de las alas con una curvatura suave y con la geometría adecuada para evitar cambios abruptos en la sección.

Esta conexión está precalificada para ser empleada en marcos SMF e IMF si se sigue el procedimiento de diseño del *Capítulo 5* de la especificación AISC 358-10.

2.5.2. Conexión placas empernadas a las alas (BFP)

Este tipo de conexión incluye placas de acero sobre las alas de la viga, las cuales son conectadas a la columna mediante soldadura de penetración completa. Luego, estas placas son empernadas a las alas de la viga cumpliendo con los requisitos y parámetros de diseño expuestos en el *Capítulo 7* del Suplemento AISC 358-10.

El alma de la viga es conectada al ala de la columna mediante una placa de corte empernada como se muestra en la siguiente Figura.

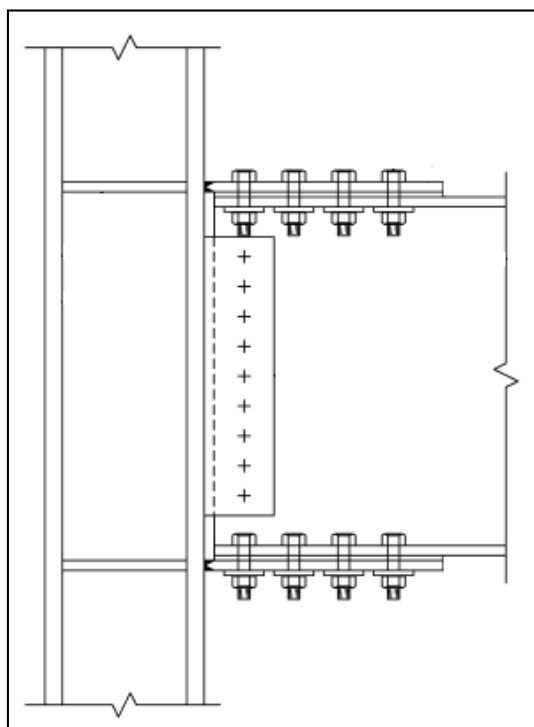


Figura 2.7. Conexión de placas empernadas a las alas.
Fuente: CSCR-10.

Entre sus ventajas cabe destacarse que se trata de una conexión donde los puntos soldados de las placas se elaboran en un taller. En campo, sólo se ejecutan operaciones de montaje. Sin embargo, este proceso requiere de gran precisión en las medidas y cuadraturas de los elementos para lograr una correcta inserción y empernado de la viga entre las dos placas soldadas.

Además, generalmente esta conexión demanda una mayor cantidad de pernos por diseño, si se compara con una conexión de placa extendida empernada.

2.5.3. Conexión ala soldada sin refuerzo y alma soldada (WUF-W)

Con el propósito de mejorar el desempeño de las conexiones viga-columna con alas no reforzadas luego del terremoto de Northridge, se han promovido modificaciones y restricciones de diseño para desarrollar mejores conexiones de este tipo. Dentro de ese grupo, surge la conexión de ala soldada sin refuerzo-alma soldada (WUF-W).

Este tipo de unión utiliza soldadura de penetración completa entre las alas de la viga y el ala de la columna. Asimismo, el alma de la viga es soldada en el área adyacente al ala de la columna y reforzada con una placa de cortante trapezoidal (Figura 2.8), la cual se suelda al ala de la columna y al alma de la viga. Esto brinda rigidez a la conexión para inducir la cedencia por flexión de las vigas y el desarrollo de la rótula plástica en esa zona.

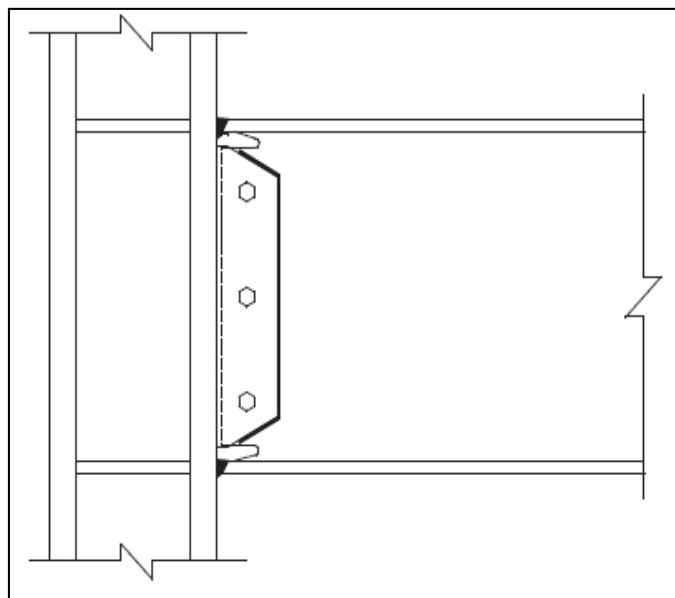


Figura 2.8. Conexión de ala no reforzada-alma soldada.

Fuente: CSCR-10.

Entre sus ventajas cabe destacar que únicamente requiere de una placa de cortante como elemento de refuerzo, similar al que necesitan otras conexiones para transmitir las fuerzas de corte. En este caso, se debe cumplir con una geometría especial para la placa.

Su mayor problema es que requiere que todas las soldaduras se lleven a cabo en el sitio de obra, lo que se traduce en un proceso constructivo más lento en comparación con los procesos de montaje de otras conexiones. Además, demanda soldadores calificados.

En el **Capítulo 4** del presente documento se expone el procedimiento de diseño para este tipo de conexión.

2.5.4. Conexión de placa extrema empernada

Una típica conexión de placa metálica empernada se compone de una placa de acero soldada al final de la sección de una viga, la cual se une a un miembro adyacente mediante pernos de alta resistencia que atraviesan la placa de extremo.

Existen múltiples tipos, configuraciones y geometrías para conexiones metálicas de placas empernadas, y por ello también existen diferentes criterios para su clasificación. Por ejemplo, según los elementos que son unidos por las placas, se tiene:

- Conexiones de extremo (conexión "End-Plate"): Son conexiones de placas empernadas que unen directamente la viga con una columna, mediante pernos que atraviesan la placa y el patín de la columna. Esta conexión se puede reforzar con rigidizadores soldados al ala de la viga y a la placa de extremo. Una ejemplo de estas conexiones se puede apreciar en la Figura 2.9a
- Conexiones de empalme (conexión "Splice End-Plate"): Son conexiones que empalman dos tramos de vigas mediante placas soldadas al final de cada tramo y atravesadas por pernos, tal como se muestra en la Figura 2.9b. La presente investigación se centra en el análisis y diseño de este tipo de conexiones

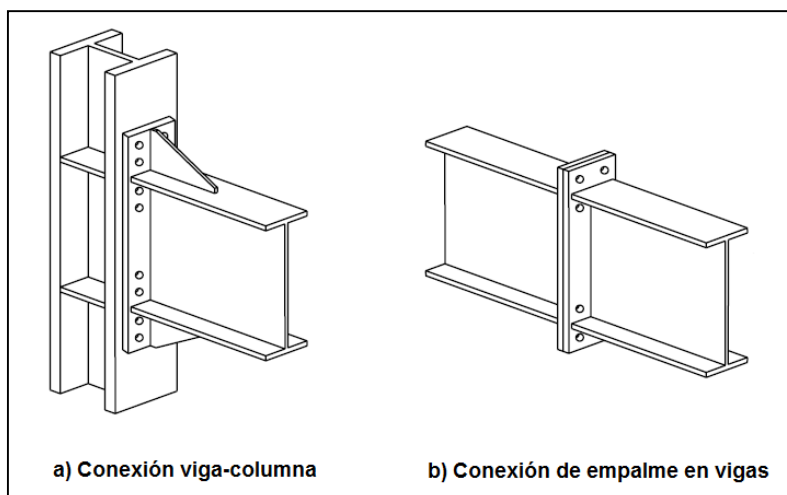


Figura 2.9. Conexiones de placas empernadas para unión de diferentes elementos.

Fuente: Sumner (2003), (modificado por autor).

Por otra parte, al considerar el tamaño de la placa, las conexiones de placa se pueden clasificar como:

- Conexiones de placa extendida: Para este tipo de conexiones la placa sobresale más allá del peralte de la viga permitiendo que al menos una fila de pernos se encuentre por fuera de los patines de la viga. En estas conexiones también se pueden utilizar rigidizadores soldados a la placa y a la viga, con lo que se aumenta la capacidad de la conexión. Esto permite el uso de placas de unión más delgadas.

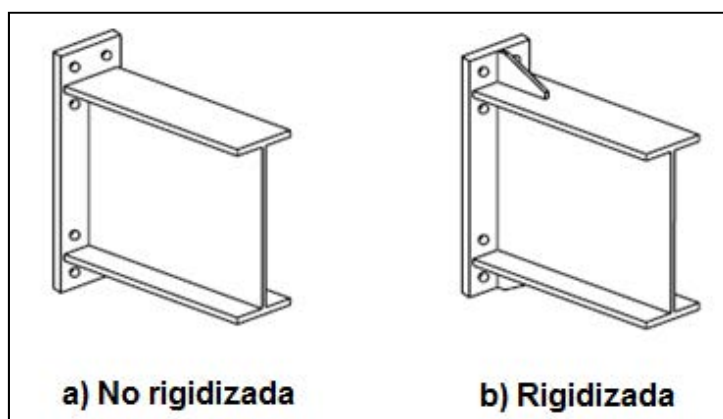


Figura 2.10. Conexiones empernadas de placas extendidas.

Fuente: Sumner (2003).

- Conexiones de placa tipo "Flush": En este tipo de conexión los extremos de la placa coinciden con el peralte de la sección de la viga, por lo que todas las filas de pernos se

localizan dentro de las alas de la sección, esto reduce la capacidad a flexión de la conexión y por lo tanto, su principal uso se limita a conexiones de empalme donde no se produzcan altas demandas de momento. Este tipo de conexión puede presentar rigidizadores soldados al alma de la viga y a la placa.

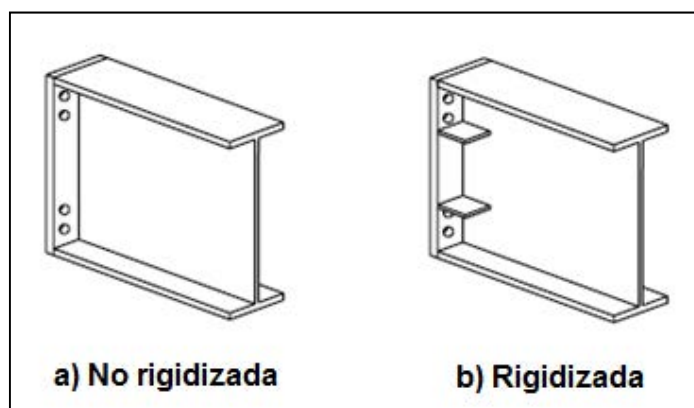


Figura 2.11. Conexiones empernadas de placas tipo "flush".
Fuente: Sumner (2003).

Entre las ventajas que ofrecen las conexiones de placa empernada se pueden citar:

- La conexión es adecuada para el montaje de estructuras en difíciles ambientes de trabajo ya que en el campo únicamente se requiere del empernado de elementos
- Todas las soldaduras se realizan en planta, eliminando los problemas asociados con la soldadura de campo
- Sin la necesidad de la soldadura de campo, el proceso de construcción es relativamente rápido y barato en general

Por el contrario, el sistema presenta las siguientes limitantes:

- Se requiere de técnicas de fabricación estrictas debido a la necesidad de una longitud de viga precisa y con la "cuadratura" adecuada en el extremo de la viga
- Los agujeros de los pernos requieren una tolerancia máxima en cuanto a su localización, para que los tonillos puedan atravesar la placa de forma correcta
- Para placas extendidas, una porción de la placa puede sobresalir por encima del nivel de piso terminado por lo que se reduce el área de superficie útil

Las conexiones de placa extendida se describen con más detalle por la configuración y número de filas de pernos en cada uno de sus extremos, así como la presencia o no de un rigidizador ("stiffener", por su nombre en inglés), tal como se muestra en la siguiente Figura.

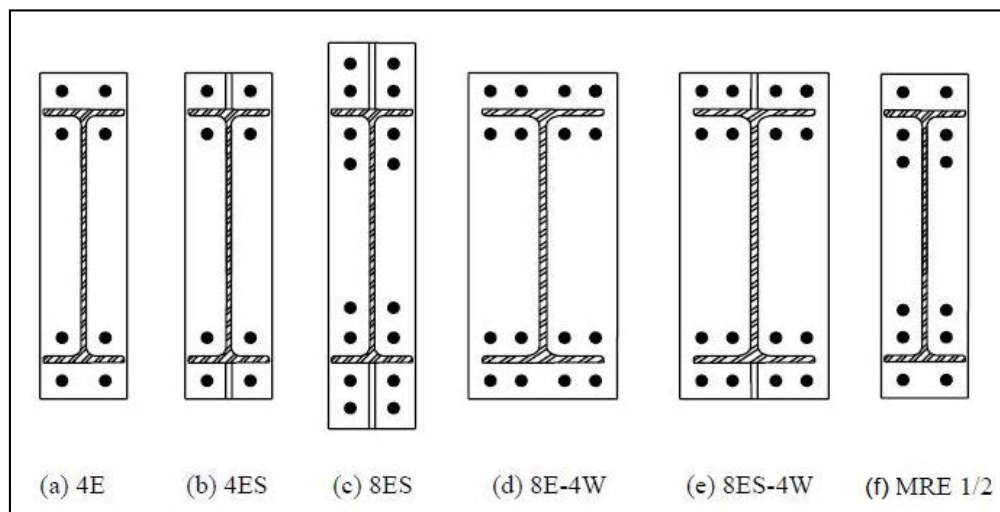


Figura 2.12. Tipos de placas emperradas extendidas para diferentes configuraciones de pernos.
Fuente: Sumner (2003), (modificado por autor).

En la nomenclatura utilizada, la conexión se identifica, en primer lugar, por el número filas de pernos en cada extremo, seguido de un posible grupo de letras, cuyo significado se puede describir como:

- E: indica que se trata de una placa extendida
- S: representa el uso de una placa rigidizada.
- W: denota conexiones de placa ancha
- MR: (Multi-Row, en inglés) se usa para distinguir a conexiones de Fila-Múltiple, es decir, conexiones con más de una fila de pernos en el costado interno del ala y una fila en su exterior.

Adicionalmente, se debe acotar que los pernos se pueden colocar de forma asimétrica o simétrica alrededor de ambos patines dependiendo del tipo de cargas que deba resistir la conexión.

En la Figura 2.13a se observan conexiones donde la capacidad a flexión es mayor en el extremo que cuenta con la fila externa de pernos. Este tipo de configuraciones se deben limitar a conexiones que resisten cargas gravitacionales.

Mientras tanto, en la Figura 2.13b se aprecian conexiones de placa extendida para aplicaciones sísmicas. El acomodo simétrico de los pernos en los extremos permite tener en ambas direcciones igual capacidad para resistir fuerzas de gravedad, cargas laterales y reversiones de momento producto de un sismo.

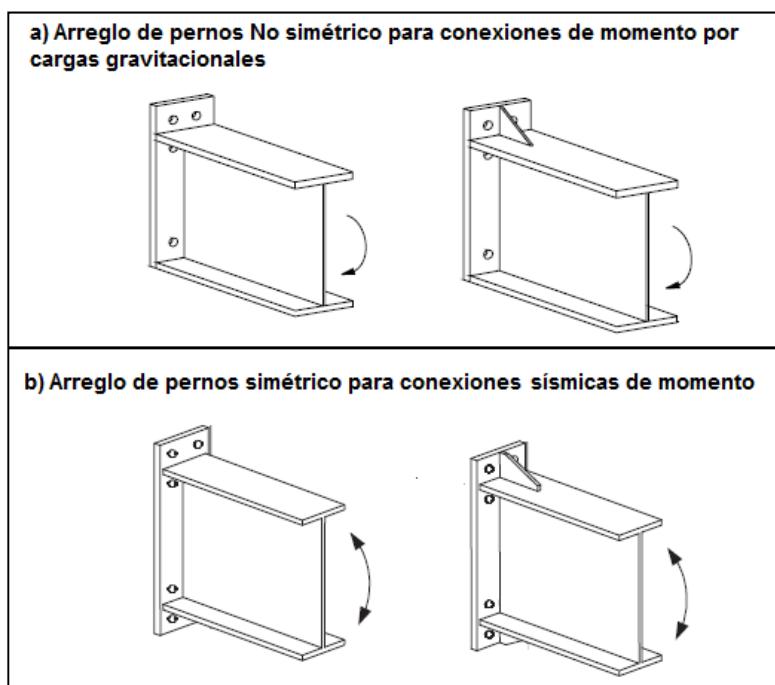


Figura 2.13. Configuraciones de pernos para conexiones de placa extendida en función del tipo de carga a resistir.

Fuente: Murray et. al. (2002), Murray et. Al. (2003).

Otro aspecto a considerar en el diseño de las conexiones de placa emperrada es el dimensionamiento de la placa. Según la metodología establecida, la capacidad a flexión de este elemento se determina mediante la teoría de líneas de fluencia. A continuación se describen los principios básicos de esta teoría para facilitar la comprensión de las ecuaciones de encontradas en los códigos y su aplicación en este proyecto.

2.6. Teoría de líneas de cedencia para placas de acero

En sus inicios, la teoría de líneas de cedencia se desarrolló como un medio para analizar el comportamiento a flexión de losas de concreto reforzado; no obstante, en los últimos años se ha encontrado su utilidad para el análisis de placas de acero. Por este motivo, en el proceso recomendado para el diseño de conexiones de momento a base de placas metálicas, la

capacidad a flexión en estos elementos se determina a partir de un análisis de líneas de cedencia.

Una línea de cedencia se define como: "la formación continua de articulaciones plásticas a lo largo de una línea curva o recta" (Sumner, 2003, p.73). En este proceso, se supone que la placa se divide en un conjunto geométrico de secciones planas y rígidas, que producen un mecanismo de falla en el elemento, tras deformarse inelásticamente.

El análisis de un mecanismo de líneas de cedencia se puede realizar por el método de equilibrio de fuerzas o el método del trabajo virtual, siendo este último el más usado para derivar ecuaciones que predicen los esfuerzos de flexión en las placas. En este método, el trabajo externo realizado por la rotación de la placa producto de un desplazamiento unitario es igual al trabajo interno hecho por la rotación relativa de las secciones planas formadas por el mecanismo cedencia (Ver Figura 2.14).

El trabajo interno almacenado por una línea de cedencia se determina como el producto del momento aplicado en la línea de cedencia por su respectiva rotación. Mientras tanto, para un mecanismo particular de líneas de cedencia, la energía total acumulada es la suma de los trabajos almacenados en cada una de las líneas que lo conforman. Esto se expresa como:

$$W_i = \sum_{n=1}^N \int_0^{L_n} m_p \theta_n ds = \sum_{n=1}^N m_p \theta_n L_n \quad (2.7)$$

Donde:

m_p : momento plástico de la placa por unidad de longitud:

$$m_p = F_y Z = F_y \left(\frac{1 * t_p^2}{4} \right) \quad (2.8)$$

ds : diferencial de longitud de una línea de cedencia

θ_n : rotación relativa de la n -ésima línea de cedencia

L_n : longitud de la n -ésima línea de cedencia

N : número de líneas de cedencia que conforman el mecanismo

En patrones de líneas de cedencia complejos, las expresiones para la rotación relativa pueden ser difíciles de deducir; en esos casos, el trabajo en cada línea se puede separar en el aporte de los componentes de trabajo en las direcciones x-y, tal como se expresa a continuación:

$$W_i = \sum_{n=1}^N (m_p \theta_{nx} L_{nx} + m_p \theta_{ny} L_{ny}) \quad (2.9)$$

Donde θ_{nx} y θ_{ny} son las componentes de la rotación relativa de los segmentos de placa a lo largo de la línea de cedencia, L_{nx} y L_{ny} son los componentes de la longitud de la línea de cedencia. Para el establecimiento de estos valores es importante recordar algunas pautas o guías:

- Los ejes de rotación, generalmente, son colineales o paralelos a ejes de apoyos o soportes de la placa
- La línea de cedencia de un segmento de la placa interseca a los ejes de rotación de segmentos adyacentes
- A lo largo de cada línea de cedencia, el momento se supone constante e igual al momento plástico de la placa

Además, se debe tener presente que cada configuración de placa tiene expresiones diferentes para el trabajo interno, debido a que cada una cuenta con sus propios mecanismos de líneas de cedencia.

Para su parte, el trabajo externo es independiente de la configuración de placa. Al aplicar una rotación de la viga alrededor del ala a compresión y producir un desplazamiento unitario en el extremo a tensión de la placa, el trabajo externo se puede calcular como:

$$W_e = M_{pl} \theta = M_{pl} \left(\frac{1}{h} \right) \quad (2.10)$$

Donde:

M_{pl} : momento resistente de la placa,

θ : rotación aplicada

h : distancia entre la línea de centro del patín en compresión a la fibra extrema en tensión.

La expresión anterior es válida para ángulos de rotación pequeños donde la tangente del ángulo es similar a su medida real.

La explicación gráfica de los conceptos del trabajo virtual se muestra en la siguiente Figura.

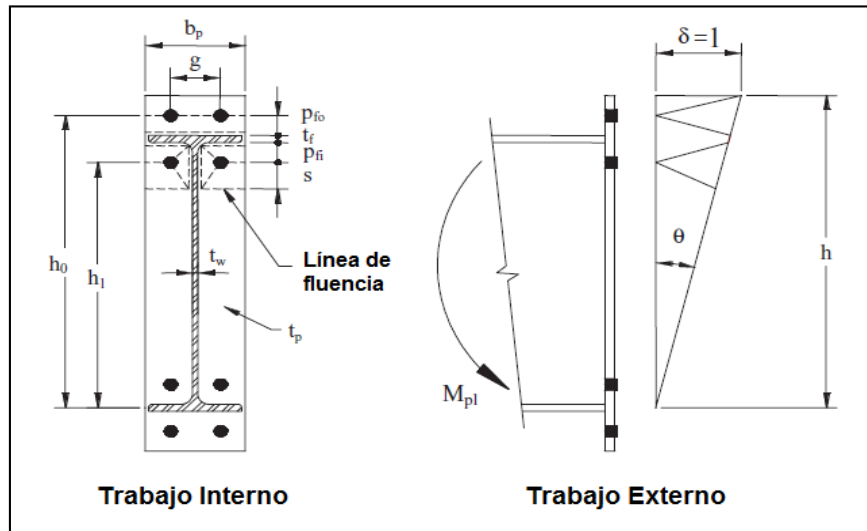


Figura 2.14. Mecanismo de líneas de cedencia y desplazamiento virtual en una placa de conexión.
Fuente: Sumner (2003), (modificado con autor).

Por el principio de conservación de la energía, el momento resistente de la placa, M_{pl} , se encuentra igualando las ecuaciones (2.9) y (2.10). Tras despejar y sustituir se obtiene:

$$\begin{aligned}
 W_e &= W_i \\
 M_{pl} \left(\frac{1}{h} \right) &= \sum_{n=1}^N (m_p \theta_{nx} L_{nx} + m_p \theta_{ny} L_{ny}) \\
 M_{pl} &= m_p \cdot h \left(\sum_{n=1}^N (\theta_{nx} L_{nx} + \theta_{ny} L_{ny}) \right) \\
 M_{pl} &= F_{yp} \frac{t_p^2}{4} \cdot h \left(\sum_{n=1}^N (\theta_{nx} L_{nx} + \theta_{ny} L_{ny}) \right) \\
 M_{pl} &= F_{yp} t_p^2 Y_p \quad (2.11)
 \end{aligned}$$

Donde:

F_{yp} : esfuerzo de cedencia de la placa

t_p : espesor de la placa

Y_p : parámetro del mecanismo de líneas de cedencia $\left(Y_p = \frac{h}{4} \sum_{n=1}^N (\theta_{nx} L_{nx} + \theta_{ny} L_{ny}) \right)$

En la determinación de la capacidad plástica a flexión, se deben analizar diferentes patrones de líneas de cedencia acordes a la geometría de cada placa y aquel que produzca un menor trabajo, se le considera como el mecanismo de falla que rige el comportamiento de la placa y por lo tanto, representa el parámetro Y_p a utilizar en la ecuación de capacidad a flexión.

En resumen, el método de líneas de cedencia aplicado a placas de acero sometidas a flexión, consiste de los siguientes pasos:

1. Suponer un patrón de líneas de cedencia, basado en la geometría de la placa, para varios posibles mecanismos de falla
2. Generar ecuaciones para el trabajo externo e interno para cada mecanismo y por medio del principio de igualdad del trabajo encontrar el parámetro de cedencia Y_p
3. Determinar la capacidad a flexión de la placa con base en su mecanismo característico

Además, es importante tener en cuenta que las ecuaciones contemplan una serie de simplificaciones para reducir la complejidad de su desarrollo. Entre ellas, Sumner (2003) destaca:

- La remoción de material para los agujeros de los pernos no produce ninguna modificación en la resistencia de la placa
- El espesor del alma de la viga (t_{bw}) o de la columna (t_{cw}) se considera despreciable en las ecuaciones de la línea cedencia
- El espesor de las soldaduras de filete de unión de la placa a la viga o a los rigidizadores no es considerado en las ecuaciones de líneas de cedencia
- La pequeña contribución a la resistencia la placa por parte de las líneas de cedencia en la región de compresión es despreciable

- La deformación axial de los pernos producto del momento aplicado es despreciable y éstos mantienen su posición inicial hasta que fallan por ruptura

En el pasado, diversos investigadores han llevado a cabo estudios teóricos y experimentales para la derivación de ecuaciones de mecanismos de líneas de cedencia en diferentes configuraciones de placa extendida empernada, tal como se describe a continuación.

2.6.1. Placas tipo 4E y 4ES

En el año 1983, Ramzi Srouji desarrolló las primeras ecuaciones para los mecanismos de cedencia en conexiones de placa extendida con una fila de pernos en el costado externo del ala de la viga y una fila de pernos en el costado interno, tanto para conexiones sin rigidizar como para conexiones rigidizadas.

Posteriormente, Sumner (2003) realiza modificaciones menores a las ecuaciones deducidas por Srouji (1983), logrando validarlas mediante pruebas experimentales. Murray et al. (2003) aprovechan los resultados e incluyen las ecuaciones en la *Guía de Diseño para Conexiones de Momento de Placa Extendida en Aplicaciones Sísmicas (Design Guide 4)*.

Actualmente, ambas configuraciones de placa aparecen en la especificación AISC 358-10 como conexiones precalificadas de momento para marcos intermedios y especiales.

En el caso de conexiones sin rigidizar (4E), la solución se desprende del siguiente mecanismo.

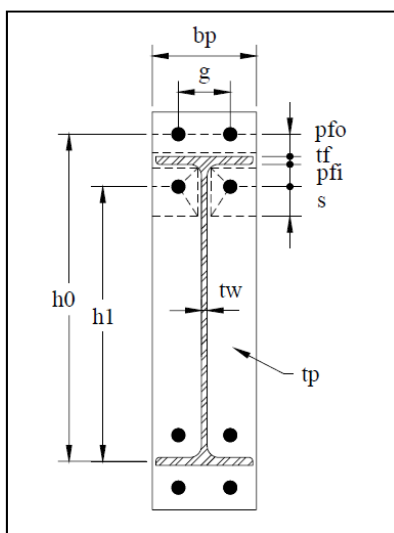


Figura 2.15. Mecanismo de líneas de cedencia para placa 4E.

Fuente: Sumner (2003).

A partir del mecanismo, se obtiene el siguiente parámetro de líneas de cedencia:

$$Y_p = \frac{b_p}{2} \left[h_1 \left(\frac{1}{p_{fi}} + \frac{1}{s} \right) + h_0 \left(\frac{1}{p_{fo}} \right) - \frac{1}{2} \right] + \frac{2}{g} [h_1(p_{fi} + s)] \quad (2.12)$$

Para las conexiones de cuatro pernos rigidizadas (4ES), los dos mecanismos que controlan la resistencia de la placa están en función de la posible formación de una línea de cedencia horizontal cerca del final de la porción extendida de la placa. Esto ocurre cuando la distancia de la fila externa de pernos hasta el final de la placa, d_e , es mayor que la distancia horizontal entre dos líneas de cedencia paralelas, s .

En el Caso 1 de la Figura 2.16, se aprecia el mecanismo sin la formación de rótulas cerca del borde de la placa; mientras el Caso 2, muestra el mecanismo de cedencia con la presencia de la línea mencionada.

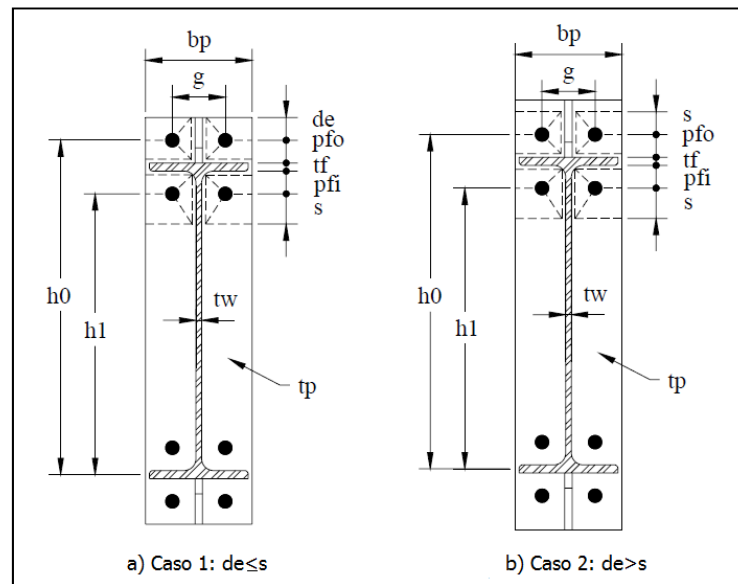


Figura 2.16. Mecanismos de líneas de cedencia para placa 4ES.

Fuente: Sumner (2003), (modificado por autor).

Como expresiones resultantes se obtienen:

- Caso 1 ($d_e \leq s$):

$$Y_p = \frac{b_p}{2} \left[h_1 \left(\frac{1}{p_{fi}} + \frac{1}{s} \right) + h_0 \left(\frac{1}{p_{fo}} + \frac{1}{2s} \right) \right] + \frac{2}{g} [h_1(p_{fi} + s) + h_0(d_e + p_{fo})] \quad (2.13)$$

- Caso 2 ($d_e > s$):

$$Y_p = \frac{b_p}{2} \left[h_1 \left(\frac{1}{p_{fi}} + \frac{1}{s} \right) + h_0 \left(\frac{1}{p_{fo}} + \frac{1}{s} \right) \right] + \frac{2}{g} \left[h_1 (p_{fi} + s) + h_0 (s + p_{fo}) \right] \quad (2.14)$$

Tanto para conexiones 4E y 4ES, la dimensión s , se obtiene derivando la expresión del trabajo interno, $(W_i = 4m_p Y_p / h)$, respecto a ese valor desconocido e igualando a cero. Esto resulta en:

$$s = \frac{1}{2} \sqrt{b_p g} \quad (2.15)$$

En los casos donde la distancia desde el borde interno del ala de la viga a la primera fila de pernos p_{fi} , es mayor a la dimensión s , ésta debe tomarse como p_{fi} para la realización de los cálculos.

2.6.2. Placa tipo 8ES

En 2003, Emnet Sumner incluyó las conexiones de placa extendida rigidizada con dos filas en ambos costados del ala de la viga (8ES), dentro de la investigación realizada a un grupo de conexiones de momento de placa extendida. El estudio indica que dos posibles patrones de líneas de cedencia pueden gobernar el comportamiento de esta configuración precalificada para su uso en conexiones sísmicas de momento

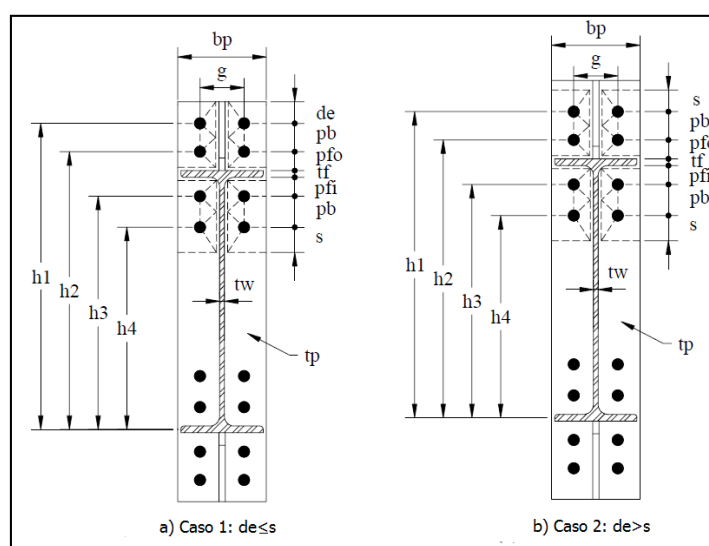


Figura 2.17. Mecanismos de líneas de cedencia para placa 8ES.

Fuente: Sumner (2003), (modificado por autor).

- Caso 1 ($d_e \leq s$):

$$Y_p = \frac{b_p}{2} \left[\frac{h_1}{2d_e} + \frac{h_2}{p_{fo}} + \frac{h_3}{p_{fi}} + \frac{h_4}{s} \right] + \frac{2}{g} \left[h_1 \left(d_e + \frac{p_b}{4} \right) + h_2 \left(p_{fo} + \frac{3p_b}{4} \right) + h_3 \left(p_{fi} + \frac{p_b}{4} \right) + h_4 \left(s + \frac{3p_b}{4} \right) + p_b^2 \right] + g \quad (2.16)$$

- Caso 2 ($d_e > s$):

$$Y_p = \frac{b_p}{2} \left[\frac{h_1}{s} + \frac{h_2}{p_{fo}} + \frac{h_3}{p_{fi}} + \frac{h_4}{s} \right] + \frac{2}{g} \left[h_1 \left(s + \frac{p_b}{4} \right) + h_2 \left(p_{fo} + \frac{3p_b}{4} \right) + h_3 \left(p_{fi} + \frac{p_b}{4} \right) + h_4 \left(s + \frac{3p_b}{4} \right) + p_b^2 \right] + g \quad (2.17)$$

Para el cálculo de s , aplica el mismo criterio y resultado de las conexiones 4E y 4ES.

2.6.3. Placas tipo MR

Como parte de su estudio, Sumner realiza pruebas para validar las ecuaciones de placas de Fila-Múltiple (Multi-Row, por su nombre en inglés), las cuales se caracterizan por tener una fila de pernos al exterior de la viga y más de una fila en el costado interno. Después de analizar diferentes patrones de líneas de cedencia, Sumner presenta ecuaciones para placas con 1 fila de pernos en el exterior/2 filas en el interior (1/2 MRE), placas con 1 fila de pernos en el exterior/3 filas en el interior (1/3 MRE) y placas rigidizas con 1 fila de pernos en el exterior/3 filas en el interior (1/2 MRES), según se muestra a continuación:

- Placa tipo 1/2 MRE

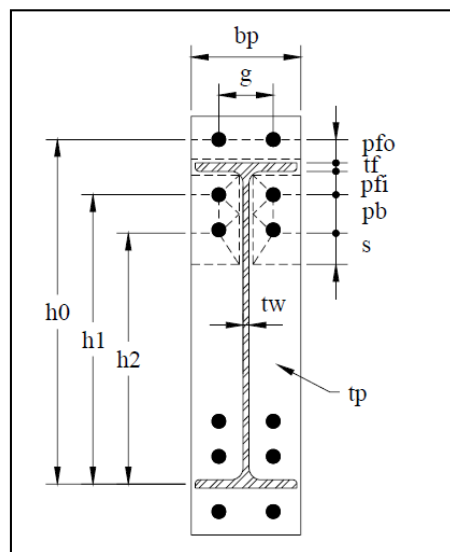


Figura 2.18. Mecanismo de líneas de cedencia para placa 1/2MRE.

Fuente: Sumner (2003).

$$Y_p = \frac{b_p}{2} \left[h_1 \left(\frac{1}{p_{fi}} \right) + h_2 \left(\frac{1}{s} \right) + h_0 \left(\frac{1}{p_{fo}} \right) - \frac{1}{2} \right] + \frac{2}{g} \left[h_1 \left(p_{fi} + \frac{3p_b}{4} \right) + h_2 \left(s + \frac{p_b}{4} \right) \right] + \frac{g}{2} \quad (2.18)$$

Donde: $s = \frac{1}{2} \sqrt{b_p g}$

- Placa tipo 1/3 MRE

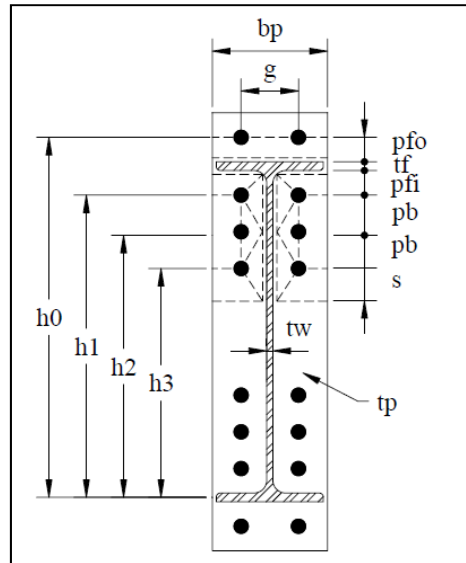


Figura 2.19. Mecanismo de líneas de cedencia para placa 1/3MRE.

Fuente: Sumner (2003).

$$Y_p = \frac{b_p}{2} \left[h_1 \left(\frac{1}{p_{fi}} \right) + h_3 \left(\frac{1}{s} \right) + h_0 \left(\frac{1}{p_{fo}} \right) - \frac{1}{2} \right] + \frac{2}{g} \left[h_1 \left(p_{fi} + \frac{3p_b}{2} \right) + h_3 \left(s + \frac{p_b}{2} \right) \right] + \frac{g}{2} \quad (2.19)$$

Donde: $s = \frac{1}{2} \sqrt{b_p g}$

- Placa tipo 1/3 MRES

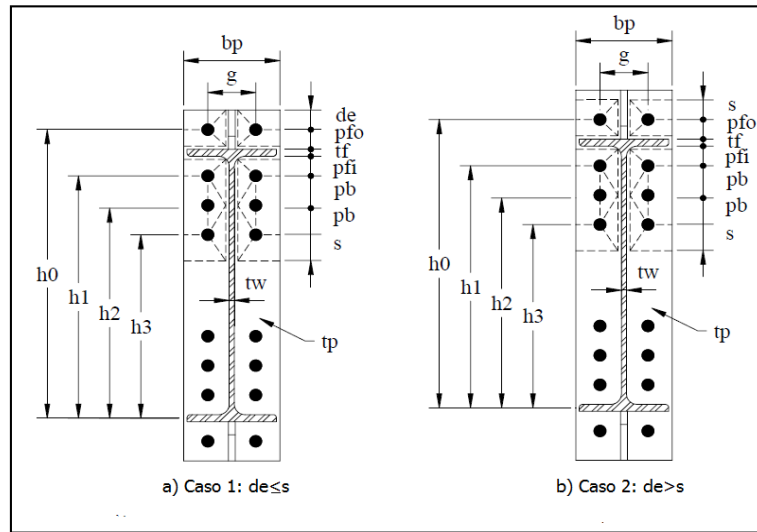


Figura 2.20. Mecanismos de líneas de cedencia para placa 1/3MRES.
Fuente: Sumner (2003), (modificado por autor).

- Caso 1 ($d_e \leq s$):

$$Y_p = \frac{b_p}{2} \left[h_1 \left(\frac{1}{p_{fi}} \right) + h_3 \left(\frac{1}{s} \right) + h_0 \left(\frac{1}{p_{fo}} + \frac{1}{2s} \right) \right] + \frac{2}{g} \left[h_1 \left(p_{fi} + \frac{3p_b}{2} \right) + h_3 \left(s + \frac{p_b}{2} \right) + h_0 \left(d_e + p_{fo} \right) \right] + \frac{g}{2} \quad (2.20)$$

- Caso 2 ($d_e > s$):

$$Y_p = \frac{b_p}{2} \left[h_1 \left(\frac{1}{p_{fi}} \right) + h_3 \left(\frac{1}{s} \right) + h_0 \left(\frac{1}{p_{fo}} + \frac{1}{s} \right) \right] + \frac{2}{g} \left[h_1 \left(p_{fi} + \frac{3p_b}{2} \right) + h_3 \left(s + \frac{p_b}{2} \right) + h_0 \left(s + p_{fo} \right) \right] + \frac{g}{2} \quad (2.21)$$

Para ambos casos: $s = \frac{1}{2} \sqrt{b_p g}$

CAPÍTULO 3: DISEÑO DE MARCOS IMF Y SMF

Este capítulo resume los criterios y resultados del diseño estructural de marcos resistentes a momento intermedios (IMF) y especiales (SMF), como un ejercicio teórico para justificar la aplicación de un sistema de conexión de empalme de vigas conformado por una conexión WUF-W más una conexión de placa extendida emperrada.

3.1. Configuración estructural

Para diseño se consideran marcos planos de diferentes niveles con altura entre pisos de 3.2 m y una longitud total de 21 m, dividida en tres claros de 7 m. Se asume que los marcos forman parte de estructuras simétricas y regulares en sus direcciones principales. La siguiente Figura muestra la configuración típica de un marco analizado y diseñado.

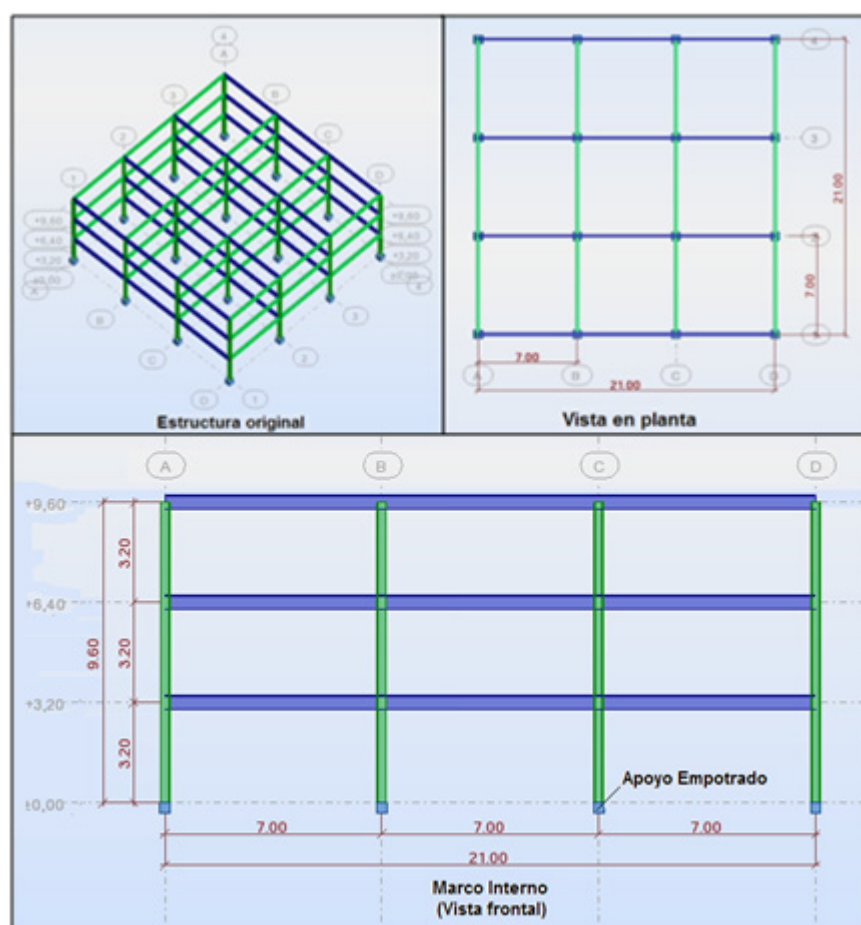


Figura 3.1. Configuración de marcos considerada para análisis y diseño

En el siguiente Cuadro se aprecia los casos de estudio para cada tipo de marco. El sistema IMF se analiza hasta un máximo de 3 niveles, debido a que el CSCR-10 impone una restricción en altura de 10 m, para estructuras de varios pisos diseñadas bajo esta categoría.

Cuadro 3.1. Casos de análisis para diseño de marcos resistentes a momento

Cantidad de pisos	Altura máxima (m)	Sistema de marco analizado
2	6.4	IMF, SMF
3	9.6	IMF, SMF
4	12.8	SMF
6	19.2	SMF

Los elementos de los marcos, vigas y columnas, funcionan para transmitir las cargas gravitacionales y simultáneamente conforman el sistema sismorresistente, de ahí que se consideran como marcos resistentes a momento.

Para efectos de análisis y control de desplazamientos laterales por sismo, las columnas se consideran empotradas en su base.

3.2. Criterios de diseño estructural

Las vigas y columnas que conforman el sistema estructural de los marcos se analizan y diseñan para cumplir con las últimas versiones del *Código Sísmico de Costa Rica (CSCR-10)*, *Especificación para Edificaciones de Acero Estructural (AISC 360-10)* y con las *Provisiones Sísmicas para Edificaciones de Acero Estructural (AISC 341-10)*.

3.2.1. Razón de esbeltez para elementos del sistema sismorresistente

La razón de esbeltez por sismo de los elementos de los marcos cumple con lo estipulado en la Tabla 10.6 del CSCR-10. Para los marcos SMF, se siguen las razones de esbeltez para elementos con ductilidad óptima, mientras que, en los marcos IMF los valores están limitados a elementos con ductilidad moderada, tal como se muestra en el siguiente Cuadro.

Cuadro 3.2. Razones de esbeltez por sismo para elementos en compresión

Tipo de elemento	Razón de esbeltez	Razón de esbeltez máxima	
		Elementos con ductilidad local óptima, λ_{hd}	Elementos con ductilidad local moderada, λ_{md}
Viga	Ala, $b_f/2t_f$	$0.3 \sqrt{E_s/F_y}$	$0.38 \sqrt{E_s/F_y}$
	Alma, h/t_w	SMF: $2.45 \sqrt{E_s/F_y}$	IMF: $3.76 \sqrt{E_s/F_y}$
Columna	Ala, $b_f/2t_f$	$0.3 \sqrt{E_s/F_y}$	$0.38 \sqrt{E_s/F_y}$
	h/t_w	$C_a \leq 0.125$ $2.45 \sqrt{E_s/F_y}(1 - 0.93C_a)$	$C_a \leq 0.125$ $3.76 \sqrt{E_s/F_y}(1 - 2.75C_a)$
		$C_a > 0.125$ $0.77 \sqrt{E_s/F_y}(2.93 - C_a)$ $\geq 1.49 \sqrt{E_s/F_y}$	$C_a > 0.125$ $1.12 \sqrt{E_s/F_y}(2.33 - C_a)$ $\geq 1.49 \sqrt{E_s/F_y}$
		Nota: $C_a = P_{uc}/(\phi_b P_y)$; $\phi_b = 0.9$; $P_y = F_y A_g$	

Fuente: CSCR-10.

3.2.2. Deformaciones límite por cargas de gravedad

La máxima deformación permisible en las vigas, producto de cargas gravitacionales de servicio, se revisan contra los valores del siguiente Cuadro.

Cuadro 3.3. Deflexiones máximas permisibles para cargas de gravedad en vigas

Deflexión a considerar	Límite de deformación	Límite para una viga L=7m
Deflexión inmediata debido a carga temporal	L /360	1.9 cm
Suma de la deflexión a largo plazo debido a todas las cargas sostenidas y la deflexión inmediata debido a cualquier carga viva adicional	L /240	2.9 cm

3.2.3. Desplazamientos relativos máximos entre pisos

Los desplazamientos inelásticos relativos entre pisos se limitan a los valores máximos dados en la Tabla 7.2 del CSCR-10. Para estructuras tipo marco, destinadas a una ocupación normal (Ocupación D), se establece una razón máxima deriva entre altura de piso de 0.002 ($\Delta_i/H_i=0.002$).

El cálculo de las derivas está basado en el análisis multimodal del espectro de respuesta, considerando las deformaciones inelásticas, estimadas según la ecuación 7.8 del CSCR-2010:

$$\Delta_i = \mu SR \Delta^e$$

Donde:

Δ_i : deriva inelástica entre niveles adyacentes

μ : ductilidad global asignada

SR: factor de sobrerresistencia, para marcos SR=2

Δ^e : deriva elástica entre niveles adyacentes, calculada como la resta de los desplazamientos elásticos entre niveles adyacentes. Los desplazamientos elásticos de cada piso se toman del análisis estructural

3.2.4. Materiales y Perfiles

Para el diseño, se suponen elementos a base de perfiles W laminados en caliente acero A572 Grado 50 ($F_y=3500 \text{ kg/cm}^2$). Las propiedades geométricas necesarias para el diseño de las secciones, se toman del catálogo de secciones del Manual del AISC 360-10.

3.2.5. Cargas Gravitacionales

- ***Cargas permanentes***

Las cargas gravitacionales permanentes impuestas son tomadas de catálogos de materiales o tomadas como valores típicos utilizados por profesionales en Costa Rica.

Cuadro 3.4. Cargas permanentes consideradas para el diseño de marcos IMF y SMF

Tipo de Carga	Descripción	Carga Típica (Kg/m ²)
Peso propio	Losa sólida de 150mm de espesor	375
Viguetas	Viguetas W10x12@1.75m	10
Divisiones internas	Paredes livianas de gypsum	50
Acabado de pisos	Cerámica	80
Cielos	Cielos de gypsum	20
Instalaciones EM	ductos AC, lámparas	35
Techos	Cubierta de lámina galvanizada, largueros, cielos e instalac. EM	75

Para una distancia entre columnas de 7 m en ambos sentidos de la estructura y considerando esa distancia como área tributaria para el marco de análisis, se estima la carga permanente uniformemente distribuida sobre las vigas:

- Vigas de entepiso: $W_{CP} = (375 + 10 + 50 + 80 + 20 + 35) \text{Kg} \cdot 7\text{m} = 3990 \text{ Kg / m}$
- Vigas de de techo: $W_{CP} = (20 + 35 + 75) \text{Kg} \cdot 7\text{m} = 525 \text{ Kg / m}$

- ***Cargas temporales***

Las cargas temporales impuestas son tomadas de la Tabla 6.1 del CSCR-2002 y aplicadas a los marcos según corresponde.

Cuadro 3.5. Cargas temporales consideradas para el diseño de marcos IMF y SMF

Tipo de Carga	Descripción	Carga Típica (Kg/m²)
Carga de techo	Láminas de acero galvanizado	40
Carga por ocupación	Carga de oficina, Tabla 6.1 CSCR-10	250

Para un área tributaria de 7 m, la carga temporal uniformemente distribuida sobre las vigas se estima como:

- Vigas de entrepiso: $W_{CT} = 250\text{Kg} \cdot 7\text{m} = 1750 \text{ Kg / m}$
- Vigas de de techo: $W_{CT} = 40\text{Kg} \cdot 7\text{m} = 280 \text{ Kg / m}$

3.2.6. Cargas Sísmicas

El análisis por cargas sísmicas se lleva a cabo de acuerdo con los lineamientos establecidos en el CSCR-10, mediante el cual la respuesta de la estructura es proporcional al coeficiente sísmico. Es importante acotar que el análisis sísmico se realiza en una sola dirección, es decir, se considera que el sismo actúa solo en el plano de los marcos (eje fuerte de las columnas).

- ***Zonificación sísmica***

De acuerdo al riesgo de amenaza sísmica de Costa Rica, se asume una ubicación dentro de la Zona Sísmica III. Esta zona es la que abarca la mayor extensión del país, según el Mapa de Zonificación Sísmica de Costa Rica mostrado a continuación.

Según la clasificación, las estructuras construidas en la Zona III pueden experimentar aceleraciones sísmicas de hasta 0.36g.

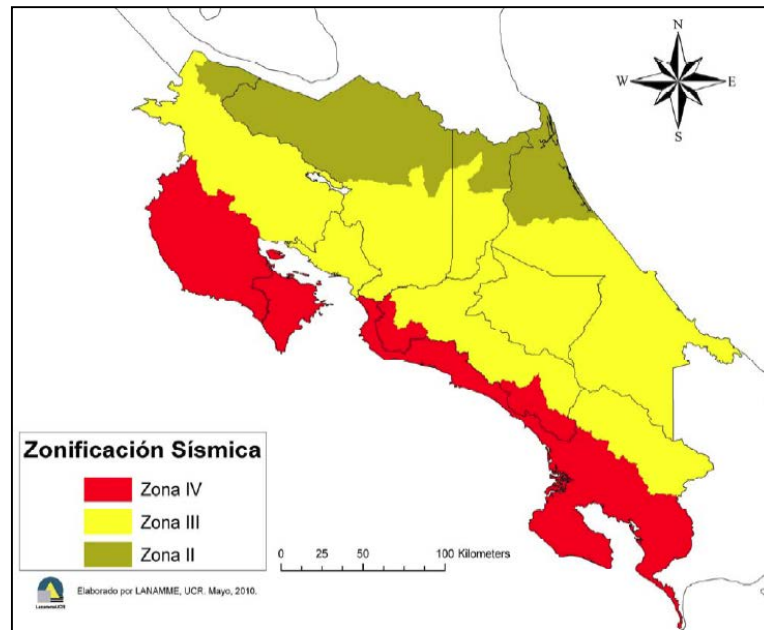


Figura 3.2. Zonas Sísmicas de Costa Rica

Fuente: CSCR-10

- ***Condiciones geotécnicas***

Desde el punto de vista sísmico, se asume un sitio de cimentación del tipo S-3: Suelo arcilloso de consistencia suave a medianamente rígido.

- ***Aceleración pico efectiva***

Según la Tabla 2.3 del CSCR-2010, para un perfil de suelo S-3 ubicado en la Zona III, se prescribe una aceleración pico efectiva de $a_{ef}=0.36$. Para el tipo de suelo considerado, este valor de aceleración es un promedio de las aceleraciones pico de las otras zonas sísmicas.

- ***Ductilidad global asignada***

Para asignar la ductilidad de cada marco, primero se debe revisar la ductilidad local y limitaciones que indica la Tabla 10.5 del CSCR-10 para cada sistema sismorresistente. Para marcos SMF, la tabla asigna una ductilidad local óptima para sus elementos. En marcos IMF, se considera una ductilidad local moderada.

Posteriormente, se recurre a la Tabla 4.3 del CSCR-10 para asignar la ductilidad global a las estructuras. Para diseño se suponen que los marcos forman parte de estructuras regulares en

planta y en altura (ver Figura 3.1). Para estas condiciones, la Tabla 4.3 establece una ductilidad global de 6 para marcos SMF y una ductilidad global de 3 para marcos IMF.

- ***Espectro de respuesta de diseño y FED***

El Factor Espectral Dinámico (FED) se determina a partir del espectro de respuesta de diseño. Este espectro considera la zona sísmica, el tipo de suelo y la ductilidad asignada. Bajo los supuestos realizados, los espectros para del diseño de los marcos IMF y SMF se muestran a continuación.

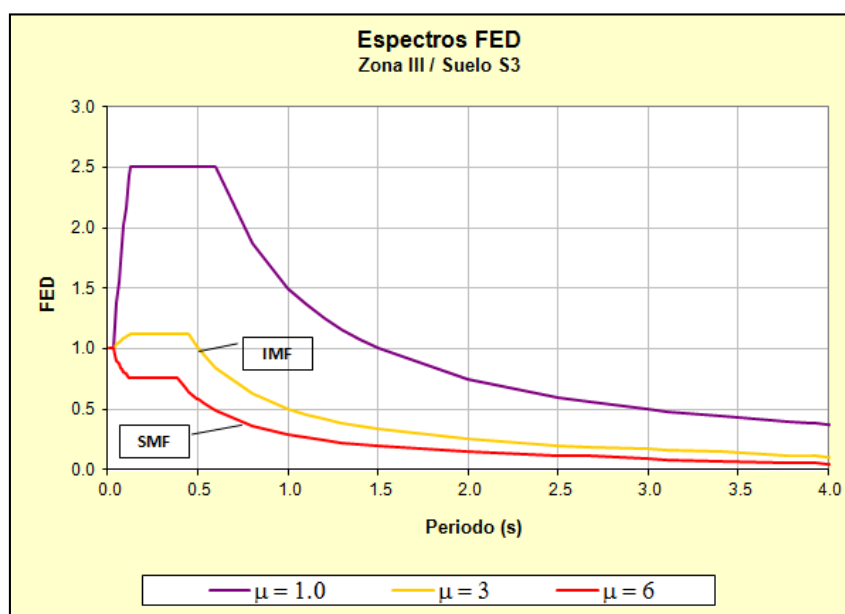


Figura 3.3. Espectros de respuesta para análisis sísmico de marcos IMF y SMF.

3.3. Análisis Estructural

El análisis estructural se ejecuta con el programa de computadora *Robot Structural Analysis Professional 2011*.

El modelo contiene todas las cargas gravitacionales (permanentes y temporales) y las cargas laterales por sismo aplicadas sobre los marcos. Para gravedad, se lleva a cabo un análisis estático lineal elástico.

Para sismo, se realiza un análisis lineal elástico multimodal de espectro de respuesta (método dinámico). En la determinación de la carga sísmica de los marcos, el peso de cada nivel se

toma como el 100% de la carga permanente, más un 15% de la carga temporal para aquellos niveles de entrepiso, según los lineamientos del Artículo 6.1.d del CSCR-10.

Los resultados del análisis estructural se utilizan para el diseño de los elementos principales (vigas y columnas).

3.4. Resultados de diseño para marcos IMF

Se presentan los resultados del diseño para los principales elementos de los marcos IMF de 2 y 3 pisos. La memoria de cálculo se presenta en el **APÉNDICE A**.

- **Vigas**

Para el diseño de las vigas, se toma el elemento crítico de cada marco (con mayor demanda por flexión) y se diseña la sección para resistir ese momento. Luego, se utiliza la misma sección para las vigas restantes.

Como se aprecia en la Figura 3.3, a pesar del aumento en cantidad de niveles, el momento por cargas permanentes y temporales se mantiene relativamente constante, esto ocurre porque en ambos casos la viga crítica está sometida a las mismas cargas gravitacionales. La pequeña variación se debe a que el programa de análisis estructural es sensible a cambios en la rigidez que brinda la sección de columna conectada a las vigas de cada marco.

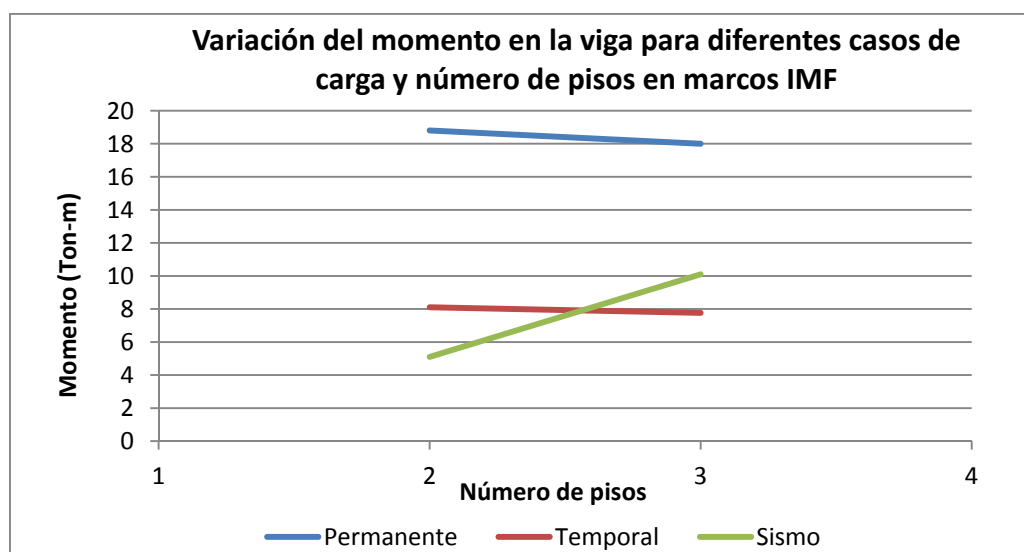


Figura 3.4. Momento en las vigas de marcos IMF para diferentes casos de carga.

Para el caso de momento por sismo, éste aumenta conforme aumenta el número de pisos, sobrepasando al momento por cargas temporales para el marco IMF de 3 pisos. A pesar de esto, el diseño a flexión se rige por cargas gravitacionales. Para ambos marcos gobierna la Combinación 6.2 del CSCR-10 y se decide utilizar una sección W18x40. Esta sección satisface la demanda por cortante y deflexiones por cargas gravitacionales.

- **Columnas**

El siguiente Cuadro muestran las secciones elegidas para cada marco. Por tratarse de estructuras de pocos niveles, el diseño lo controla el cumplimiento de derivas por encima de requerimientos de demanda.

Cuadro 3.6. Columnas obtenidas por diseño para marcos IMF

Cantidad de pisos	Columna por demanda
2	W10x33
3	W12x40

Ambas secciones cumplen con los requisitos de esbeltez local moderada. En el diseño también se revisó la capacidad a compresión, flexión, flexocompresión y cortante para todas las combinaciones de carga.

3.5. Resultados de diseño para marcos SMF

De igual forma, se presentan los resultados de diseño para los marcos SMF analizados. En el **APÉNDICE A** se presenta las hojas para demostrar los cálculos de diseño.

- **Vigas**

Al igual que en marcos IMF, el diseño a flexión de las vigas es regido por cargas de gravedad (Comb. 6.2 CSCR-10).

En cuanto al momento por sismo, éste aumenta al incrementarse la cantidad de niveles. Sin embargo, esta tasa de crecimiento va decayendo conforme se alcanzan los edificios de mayor altura. Esto ocurre porque al tener más niveles, se tiene una mayor masa sísmica pero simultáneamente la estructura se vuelve más flexible, aumentando su periodo de oscilación, lo que reduce Factor Espectral Dinámico (FED) y por lo tanto el Coeficiente Sísmico.

Tal como se aprecia en la siguiente Figura, en ningún marco el momento por sismo sobrepasa a los momentos por gravedad.

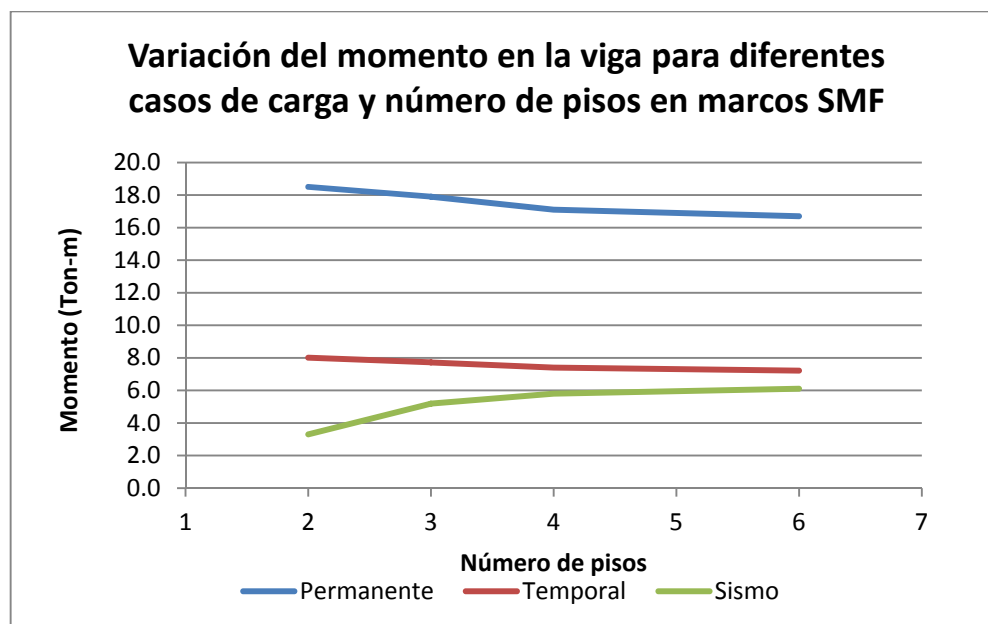


Figura 3.5. Momento en las vigas de marcos SMF para diferentes casos de carga.

Como la demanda a flexión por cargas gravitacionales se mantiene constante en la viga crítica, se decide conservar la sección W18x40 para las vigas de carga de los marcos SMF.

- **Columnas**

Según el CSCR-10, las columnas de marcos SMF se deben diseñar para tener una mayor capacidad a las vigas totalmente plastificadas y endurecidas por deformación. Para ellos, se debe cumplir con una razón de momentos columna-viga mayor a uno. Este requisito del sistema rige el diseño de la mayoría de los marcos analizados tal como se muestra en el siguiente Cuadro.

Cuadro 3.7. Columnas obtenidas por diseño para marcos SMF

Cantidad de pisos (1)	Columna por demanda (2)	Columna por requisito del sistema (peralte constante) (3)	Columna por requisito del sistema (peralte variable) (4)
2	W10x45	W10X100	W14X68
3	W12x45	W12X96	W16X77
4	W16x57	W16x77	W16X77
6	W18x86	W18X86	W18x86

En la *columna (2)* del Cuadro se muestran las secciones requeridas para satisfacer requisitos de esbeltez local óptima, derivas, compresión, flexión, flexocompresión y cortante para todas las combinaciones de carga.

En la *columna (3)* se muestran secciones requeridas para cumplir con la razón de momentos si se mantiene el peralte de las columnas requeridas por demanda. En la *columna (4)* se muestran secciones para cumplir con el requisito si hay posibilidad de modificar el peralte original.

Además, se aprecia que únicamente para el edificio de 6 pisos la columna requerida por demanda iguala a la columna para cumplir con el requisito del sistema. Para edificios con más cantidad de niveles, se puede esperar que la demanda por carga axial sea la que gobierne el diseño de las columnas.

3.6. Sección de columna requerida para una conexión viga-columna de placa extendida en marcos IMF y SMF

Para demostrar que el uso de una conexión de placa extendida contra la columna produce un aumento en la sección requerida por demanda se diseña una conexión de placa extendida tipo 4ES (ver Figura Adjunta) conectada a la sección de viga para los marcos: W18x40. El diseño sigue el procedimiento de la **Sección 4.2**. En el **Apéndice A** se muestran los cálculos.

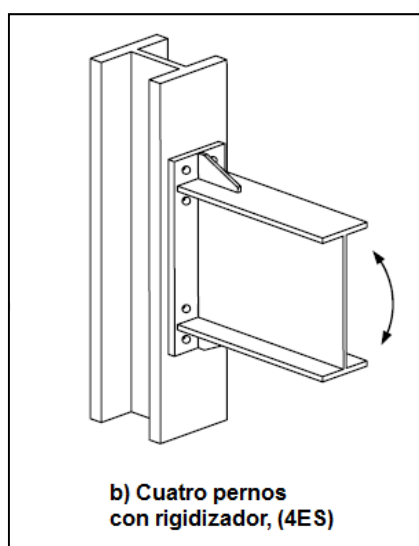


Figura 3.6. Conexión de placa extendida utilizada para análisis de marcos.

Para el caso de los marcos IMF, se obtienen los resultados mostrados en el siguiente Cuadro. Se debe acotar que las secciones por requisito de espesor deben cumplir con las razones de esbeltez local moderada.

Cuadro 3.8. Comparación entre secciones de columna requerida por diseño y por una conexión viga-columna de placa extendida para marcos IMF

Pisos	Columna por demanda	Peralte constante		Peralte variable	
		Columna más liviana por requisito del espesor del ala	Razón entre pesos	Columna más liviana por requisito del espesor del ala	Razón entre pesos
(1)	(2)	(3)	(4)=(3)/(2)	(5)	(6)=(5)/(2)
2	W10x33	W10x68	2.06	W10x68	2.06
3	W12x40	W12x72	1.8	W14x68	1.7

En la *columna* (2) se aprecia la sección de columna requerida por solicitaciones de demanda y control de desplazamientos laterales de cada marco. Si se mantiene el peralte de la columna requerida por demanda, la *columna* (3) muestra la sección más liviana que cumple con el espesor del ala requerido por diseño de la conexión. La *columna* (4) muestra las secciones para cumplir con el espesor del ala si se puede modificar el peralte de las columnas. Se observa que hay incrementos en el peso de las secciones entre un 70% y 106%. En caso de utilizar estas secciones, el análisis estructural se debe repetir y verificar el diseño final de los elementos. Dicha revisión se muestra en el **APÉNDICE A**.

Por otra parte, los marcos SMF son sistemas que demandan una mayor ductilidad y por lo tanto, su diseño presenta requisitos adicionales y es mucho más riguroso. Esto finalmente incide en la selección de las columnas, tal como se aprecia en el Cuadro 3.9.

Cuadro 3.9. Comparación entre secciones de columna requerida por diseño y por una conexión viga-columna de placa extendida para marcos SMF

Cantidad de pisos	Columna por demanda	Peralte constante		Peralte variable	
		Columna más liviana por requisito del espesor del ala	Columna por requisito del sistema	Columna más liviana por requisito del espesor del ala	Columna por requisito del sistema
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)
2	W10x45	W10x68	W10X100	W14x68	W14X68
3	W12x45	W12x96	W12X96	W18x65	W16X77
4	W16x57	W16x77	W16x77	W18x65	W16X77
6	W18x86	W18x65	W18X86	W18x65	W18x86

En todos los casos, las secciones para satisfacer el requisito del sistema: *Razón de momentos Columna-Viga* (Ver **APÉNDICE A**), cumplen con el espesor de ala demandado por la conexión viga-columna de placa empernada. Esto indica que en los marcos SMF, este requisito se satisface indirectamente al modificar las secciones para cumplir con requisitos impuestos al sistema estructural. Aún así, el incremento en el peso de las columnas de estos marcos es considerable con respecto a las secciones requeridas por demanda, sobre todo en los marcos de menor altura. Conforme aumenta el número de pisos, la diferencia de peso entre las columnas por demanda y columnas por requisitos va disminuyendo hasta equiparse al alcanzar los seis niveles.

Bajo estas circunstancias, resulta evidente que diseñar marcos SMF para edificios de poca altura y con carga de entrepiso considerable es ineficiente; en esos casos, los marcos IMF son una mejor alternativa. Sin embargo, se logra comprobar que el uso de conexiones de placa extendida viga-columna en Marcos Intermedios produce un incremento en las secciones de columna requeridas por demanda.

Al desplazar la conexión de placa extendida empernada y utilizarla como empalme, en combinación con una conexión precalificada viga-columna WUF-W, se logra mantener las secciones por demanda y se asegura un buen comportamiento sísmico del sistema.

El sistema de conexión propuesto se describe detalladamente en el siguiente Capítulo.

CAPÍTULO 4: DISEÑO DEL SISTEMA DE CONXIÓN PARA EMPALME DE VIGAS

El presente Capítulo detalla el procedimiento de diseño propuesto para un conjunto de conexión de empalme en vigas, a partir de la utilización de las siguientes uniones:

- Conexión de ala soldada sin refuerzo y alma soldada (WUF-W) para la unión viga-columna
- Conexión de placas extendidas empernadas para la unión de dos tramos de viga

El sistema constructivo prefabricado permite que todas las soldaduras, tanto de la conexión WUF como de la conexión de placa extendida sean realizadas en taller y durante el proceso montaje sólo se deban ensamblar, mediante pernos, dos tramos de viga para completar un marco estructural, tal como se aprecia en la Figura adjunta.

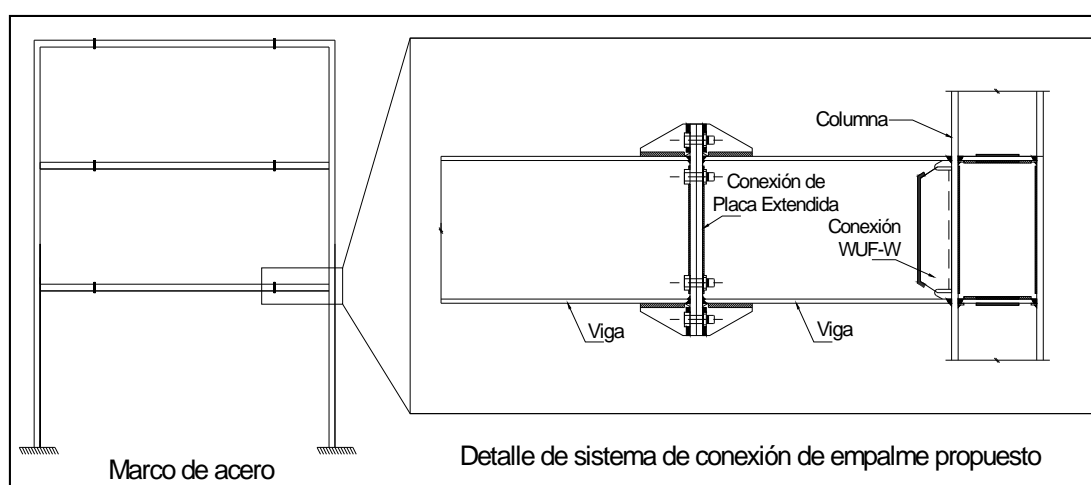


Figura 4.1. Descripción del sistema de conexión propuesto

El diseño específico para cada tipo de conexión se realiza de acuerdo con los requisitos presentados en las especificaciones AISC 358-10, AISC 341-10 y CSCR-10. En el **APÉNDICE C** se muestra un ejemplo de diseño del conjunto de conexión propuesto.

4.1. Diseño de conexión ala soldada sin refuerzo y alma soldada (WUF-W)

4.1.1. Generalidades

Esta conexión de momento totalmente restringida se provee de una placa de cortante como refuerzo y utiliza soldadura de penetración completa (CJP) en el punto de unión de las alas y

el alma de la viga con el ala de la columna para desarrollar su capacidad y controlar una posible falla por fractura.

La conexión WUF-W está precalificada para emplearse en marcos SMF y marcos IMF siempre que se cumplan los siguientes requisitos.

Cuadro 4.1. Requisitos de precalificación para conexión WUF-W

Requisitos para la viga		Parámetro	
Tipo de sección		Sección W, laminada en caliente	
Peralte máximo		910 mm (36 in)	
Peso máximo		224 kg/m (150 lb/ft)	
Espesor máximo del ala, t_f		25 mm (1 in)	
Relación mínima claro/peralte de viga		SMF:7, IMF:5	
Materiales permitidos		Ver Cuadro 2.1	
Razones de esbeltez máximas	Ala, $b_f/2t_f$	SMF: $0.3\sqrt{E_s/F_y}$	IMF: $0.38\sqrt{E_s/F_y}$
	Alma h_w/t_w	SMF: $2.45\sqrt{E_s/F_y}$	IMF: $3.76\sqrt{E_s/F_y}$
Arriostamiento lateral		SMF: E3.4b (AISC 341-10), IMF: E2.4a (AISC 341-10)	
Requisitos para la columna		Parámetro	
Tipo de sección		Sección W, laminada en caliente	
Peralte máximo		910 mm (36 in)	
Peso máximo		Ilimitado	
Materiales permitidos		Ver Cuadro 2.1	
Espesor máximo del ala, t_f		No hay requisitos	
Razones de esbeltez máximas	Ala, $b_f/2t_f$	SMF: $0.3\sqrt{E_s/F_y}$	IMF: $0.38\sqrt{E_s/F_y}$
	Alma h_w/t_w	SMF	IMF
		$C_a \leq 0.125$ $2.45\sqrt{E_s/F_y}(1 - 0.93C_a)$	$C_a \leq 0.125$ $3.76\sqrt{E_s/F_y}(1 - 2.75C_a)$
		$C_a > 0.125$ $0.77\sqrt{E_s/F_y}(2.93 - C_a)$ $\geq 1.49\sqrt{E_s/F_y}$	$C_a > 0.125$ $1.12\sqrt{E_s/F_y}(2.33 - C_a)$ $\geq 1.49\sqrt{E_s/F_y}$
Arriostamiento lateral		SMF: AISC 341-E3.4c, IMF: AISC 341-E2.4b	
Relaciones Viga/ Columna		Parámetro	
Resistencia de la Zona Panel		SMF: E3.6e (AISC 341-10), IMF: E2.6e (AISC 341-10)	
Relación de momentos Viga/Columna		SMF: E3.4a (AISC 341-10)	

Fuente: AISC 358-10, AISC 341-10, CSCR-10

4.1.2. Localización de la rótula plástica

La rotación inelástica de la viga para este tipo de conexión se da en la cara de la columna dando lugar a la formación de la rótula plástica en ese punto. Por lo tanto, la distancia medida desde la cara de la columna hasta la rótula plástica se puede tomar como cero, esto es: $s_h=0$.

El área cercana al punto de plastificación de la viga se define como una zona de protección, donde no se permiten cambios abruptos del área de las alas de la viga, perforaciones, colocación de arriostres laterales o conectores de cortante a menos que se indique lo contrario en la precalificación de la unión.

Precisamente, esto se realiza para inducir el desarrollo de una rótula plástica estable en un lugar predeterminado. Según el CSCR-10, las zonas protegidas aplican para los sistemas SMF e IMF.

En la conexión WUF-W, la zona protegida consiste en la porción de la viga entre la cara de la columna y una distancia igual al peralte de la viga, d , tal como se aprecia en la siguiente Figura.

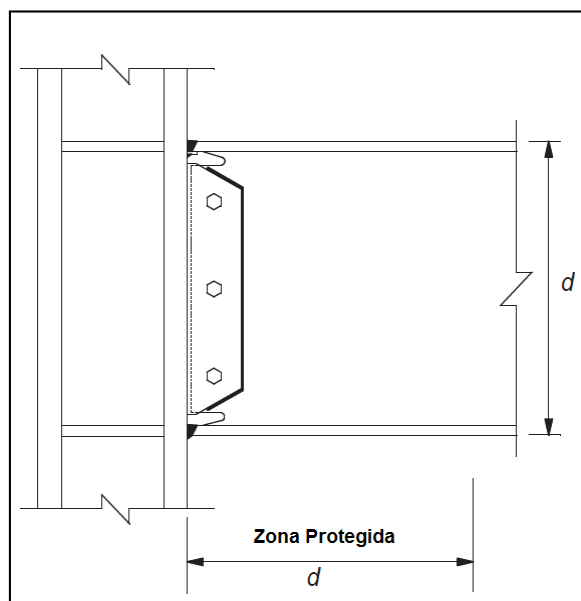


Figura 4.2. Zona de protección en la conexión WUF-W
Fuente: CSCR-10

4.1.3. Cargas de diseño

Por su naturaleza, las conexiones precalificadas se deben diseñar para cargas superiores a las cargas típicas de un análisis estructural. Tales cargas se fundamentan en la filosofía de diseño por capacidad de los elementos.

- Momento plástico máximo probable, M_{pr}

La conexión WUF-W se debe diseñar para resistir el momento máximo probable en la rótula plástica, el cual se calcula como:

$$M_{pr} = C_{pr} R_y Z_e F_y \quad (4.1)$$

Donde:

R_y : razón entre el esfuerzo de cedencia esperado y el esfuerzo de cedencia especificado tomado del Cuadro 2.1

Z_e : módulo de sección plástico de la viga

C_{pr} : factor de amplificación que toma en cuenta la máxima resistencia de la conexión contemplando factores como: el esfuerzo por endurecimiento del material, refuerzos adicionales y restricciones locales de la conexión. Para la mayoría de las conexiones precalificadas se calcula a partir de la siguiente relación entre los esfuerzos nominales de cedencia y últimos del material:

$$C_{pr} = \frac{F_y + F_u}{2F_y} \leq 1.2 \quad (4.2)$$

No obstante, el procedimiento de diseño para la conexión WUF-W del AISC 358, especifica un valor de 1.4 para este factor. De acuerdo con la especificación, el incremento se sustenta en resultados experimentales, los cuales demuestran que la conexión WUF-W puede alcanzar mayor resistencia por esfuerzos de endurecimiento en el material.

- Cortante en la rótula plástica, V_p

El cortante que se genera en la rótula plástica se puede calcular por medio de principios de la mecánica estática, a partir del diagrama de cuerpo libre de la porción de la viga que se encuentra entre las rótulas, tal como se muestra en la siguiente Figura.

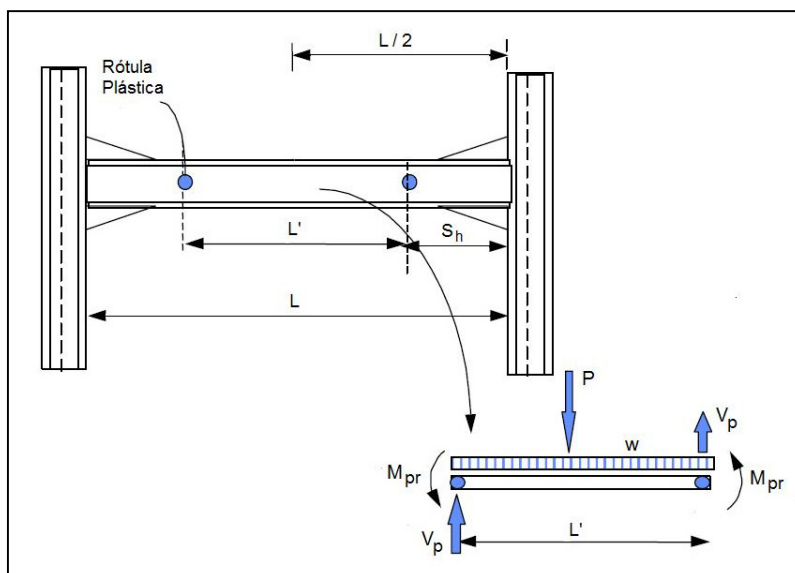


Figura 4.3. Diagrama de cuerpo libre para el cálculo del cortante en la rótula plástica
Fuente: FEMA-350 (modificado por autor)

Al realizar sumatoria de momentos en una de las rótulas, se obtiene la siguiente expresión para el cortante:

$$V_p = V_{\text{gravedad}} + \frac{2M_{pr}}{L'} \quad (4.3)$$

Donde:

V_{gravedad} : cortante último por cargas gravitacionales, calculado a partir de la combinación $1.05CP + f_1CT$ (Combinación 6.3 del CSCR-10). En su cálculo se deben tomar en cuenta cortantes producto de diferentes tipos de cargas como: cargas concentradas (P) y/o cargas distribuidas (w), tal como se aprecia en la Figura 4.3.

M_{PR} : momento en la rótula plástica

L' : longitud entre las rótulas plásticas calculada como:

$$L' = L - 2s_h \quad (4.4)$$

Donde s_h es la distancia medida desde la cara de la columna hasta la rótula plástica.

- Momento en la línea centro de la columna, M_c

Para realizar un diseño completo, es necesario determinar los esfuerzos en secciones críticas de la conexión. Una de ellas es la línea centro de la columna, donde el cálculo de la demanda por flexión se puede realizar construyendo un diagrama de cuerpo libre del tramo de viga entre la sección crítica y la rótula plástica.

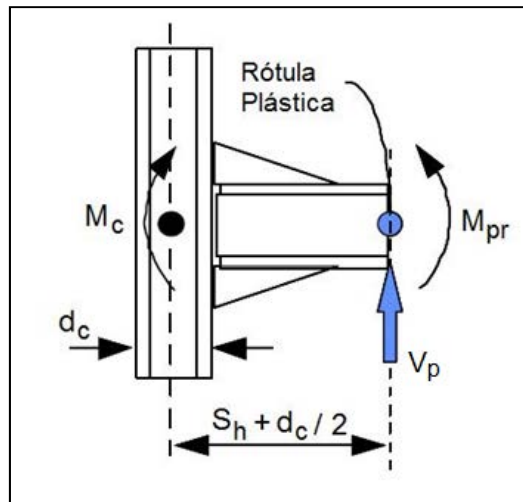


Figura 4.4. Diagrama de cuerpo libre para el cálculo del momento en la línea centro de columna
Fuente: FEMA-350 (modificado por autor)

Este momento se calcula mediante la siguiente ecuación:

$$M_c = M_{pr} + V_p \left(s_h + \frac{d_c}{2} \right) \quad (4.5)$$

- Momento en la cara de la columna, M_f

De manera similar, la cara de la columna es otra sección crítica, por lo que también es necesario calcular el momento que actúa en ese plano.

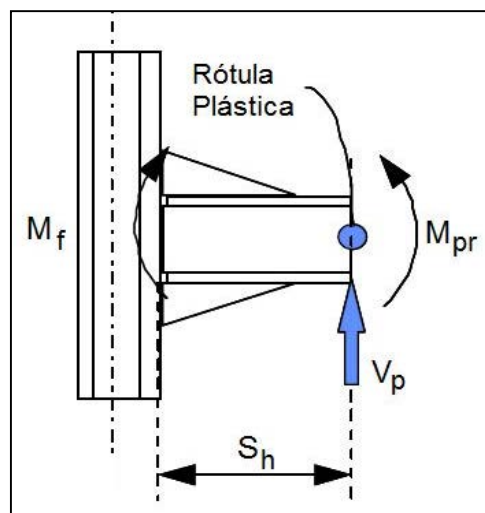


Figura 4.5. Diagrama de cuerpo libre para el cálculo del momento en la cara de la columna
Fuente: FEMA-350 (modificado por autor)

Este momento se calcula como:

$$M_f = M_{pr} + V_p s_h \quad (4.6)$$

Nótese que si la rótula plástica ocurre justo en la cara de la columna, como en la conexión WUF-W, el momento M_f es equivalente al momento en la rótula plástica, M_{pr} , ya que $S_h=0$.

4.1.4. Soldaduras de unión Viga-Columna

Como ya se ha descrito, la conexión WUF-W utiliza soldadura de penetración total (CJP) para unir las alas y alma de la viga al ala de la columna. La geometría para este tipo de soldadura se puede realizar siguiendo la siguiente Figura y Cuadro del Manual de la Sociedad Americana de Soldadura (AWS D1.1-2010).

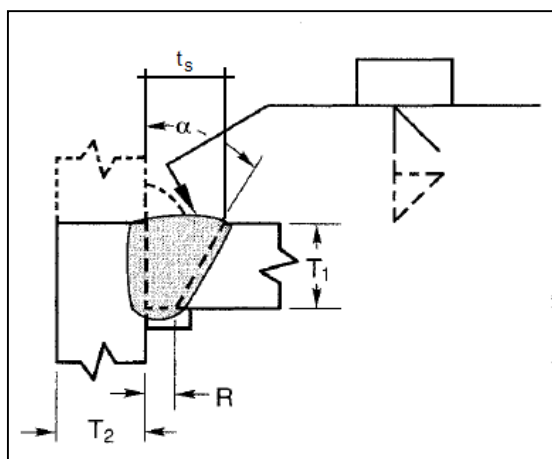


Figura 4.6. Geometría de soldadura de penetración completa

Fuente: AWS D1.1, 2010

Cuadro 4.2. Geometría para soldadura de penetración completa, CJP

R (cm)	α (°)	Espesor material base		Posiciones de soldadura permitidas	Tolerancias	
		T ₁	T ₂		En diseño	En construcción
0.6	45	Ilimitado	Ilimitado	Todas	R=+1.5, -0mm	R=+6.5, -1.5 mm
1	30	Ilimitado	Ilimitado	Frente, Vertical, De Cabezas	$\alpha=+10^\circ, -0^\circ$	R=+10°, -5°

Fuente: AWS D1.1, 2010

Tal como indica la tabla J2.5 del AISC 360-10, la resistencia de la soldadura de penetración completa está regida por la resistencia del material base para los estados límites de tensión, compresión y cortante. En este tipo de soldadura el área efectiva de soldadura es igual al producto del largo menor de las partes que se están uniendo por su espesor.

Según Ruiz (2007) se recomienda utilizar un espesor máximo de soldadura, t_s , igual al menor de los siguientes valores:

- dos veces el espesor del ala de la viga, t_{bf}
- espesor del ala de la columna, t_{cf}

Para realizar las soldaduras de penetración completa que unen las alas de la viga con el ala de la columna, se deben utilizar perforaciones de acceso a las soldaduras que cumplan los requisitos especificados en la Figura 4.6.

Estudios realizados demuestran que el tamaño y forma de las perforaciones tienen una influencia significativa el desempeño de la conexión. "Si el agujero no es lo suficientemente grande se restringe la accesibilidad del soldador a los puntos críticos, como consecuencia se obtienen uniones de baja calidad, por lo contrario, si la perforación es demasiado grande se originará una importante concentración de tensiones en la periferia del corte del agujero."(Zambrano, 2008, p.56). Adicionalmente, si el agujero es muy grande se pierde material del alma de la viga necesario para resistir la fuerza de cortante.

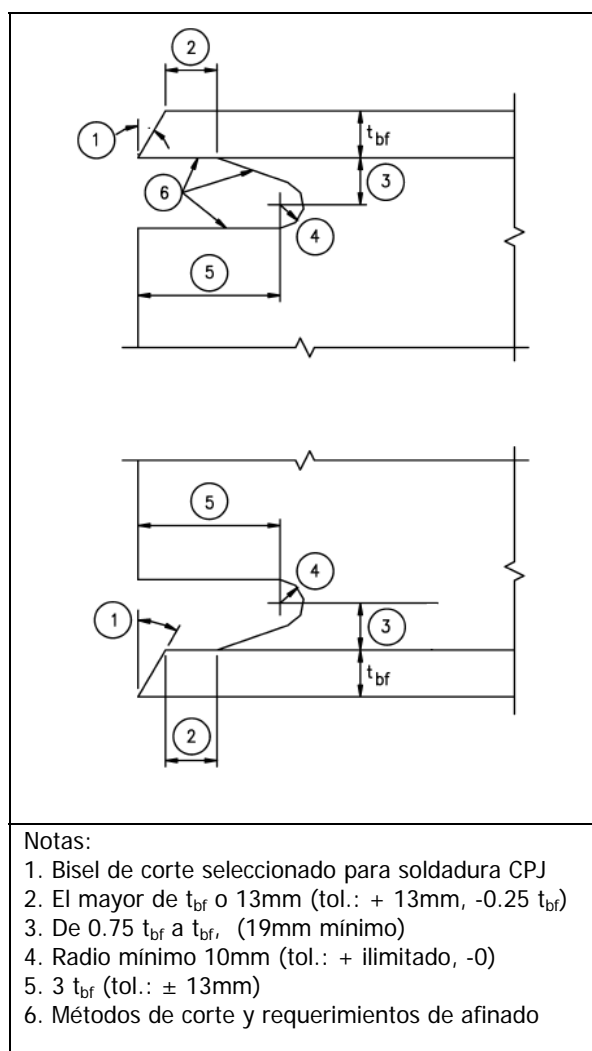


Figura 4.7. Requisitos de aberturas de acceso para soldadura
Fuente: AISC 341-2010 (Modificado por autor)

Adicionalmente, las placas de respaldo que se utilizan para realizar la soldadura se deben remover para reforzar la soldadura de penetración completa con una soldadura de filete de 7.9 mm. La única placa de soporte que puede permanecer en sitio es la placa para la

soldadura del ala superior, pero de igual manera se debe colocar la soldadura de refuerzo debajo de la placa, tal como se aprecia en la Figura 3.7.

4.1.5. Placa de cortante

La placa de refuerzo para el alma de la viga cumple con dos funciones: ayudar a transmitir y resistir el cortante de la viga y brindar la rigidez suficiente para permitir la formación de la rótula plástica estable en las cercanías de la cara de la columna. Por estos motivos, el AISC-358 plantea requisitos especiales para esta placa de refuerzo.

Uno de ellos es que la placa debe tener un espesor mínimo igual al espesor del alma de la viga. No obstante, según Murray (2011), si el grado del acero de la placa es diferente al de la viga se debe incrementar el espesor por un factor igual a la razón entre los esfuerzos de cedencia de los materiales, esto para garantizar igual comportamiento y resistencia de ambos elementos.

Otros requisitos geométricos se aprecian en la siguiente Figura.

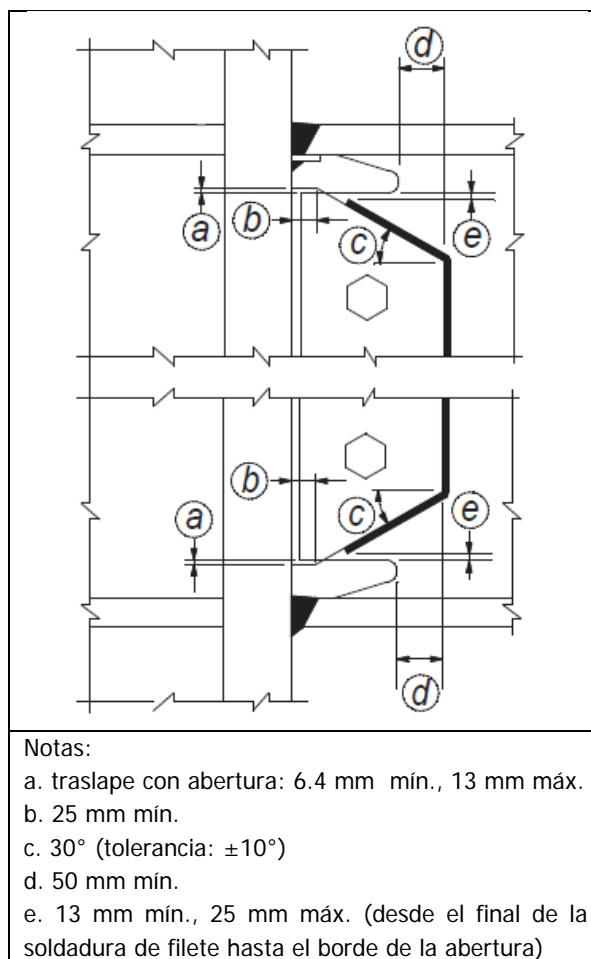


Figura 4.8. Requisitos para placa de cortante en conexiones WUF-W
 Fuente: AISC 358-10 (modificado por autor)

La placa de cortante se debe unir al alma de la viga utilizando soldadura de filete con un espesor igual al espesor de la placa menos 1.6mm (1/16") y debe resistir como mínimo la capacidad nominal a cortante de la placa. Mientras tanto, para realizar la conexión de la placa al ala de la columna se permite utilizar:

- Soldaduras de filete por ambos lados de la placa
- Soldadura de penetración completa con la raíz hacia el lado alejado del alma de la viga.

Según la *Sección 8.7* de la especificación del AISC 358-10, la soldadura se diseña para la capacidad esperada de la placa en cortante:

$$V_u = \phi R_n = \phi 0.6 h_{sp} t_{sp} F_y R_y \quad (4.7)$$

Donde:

$$\phi = 1.00$$

h_{sp} : altura o peralte de la placa de cortante

t_{sp} : espesor de la placa de cortante

F_y : esfuerzo de cedencia del material de la placa de cortante

R_y : factor tomado del Cuadro 2.1 dependiendo del material de la placa de cortante

Además, si se utiliza soldadura de filete se debe cumplir con el espesor mínimo establecido en la tabla J2.4 de la especificación AISC 360-10, según se muestra a continuación.

Cuadro 4.3. Espesor mínimo para soldadura de filete

Espesor de la parte más gruesa a unir (mm)		Tamaño mín. soldadura (mm)
Mayor a:	Hasta:	
-	6.4	3.2
6.4	12.7	4.8
12.7	19	6.4
19	-	7.9

Fuente: AISC 360-10

La placa se debe diseñar para resistir el cortante que se genera en la rótula plástica V_p , (Ec. 4.3). Para determinar su capacidad, se revisan los estados límites para elementos en cortante de la *Sección J4.2* de la especificación AISC 360-10:

1. Cedencia por cortante:

$$\phi R_n = \phi 0.6 F_y A_g \quad (4.8)$$

Donde:

$$\phi = 1.00$$

A_g : área bruta de la placa de cortante

2. Ruptura por cortante:

$$\phi R_n = \phi 0.6 F_u A_{nv} \quad (4.9)$$

Donde:

$$\phi = 0.75$$

F_u : esfuerzo último del material

A_{nv} : área neta de cortante de la placa

4.1.6. Placas de continuidad

Tras el terremoto de Northridge, "investigaciones y ensayos realizados a conexiones sin placas de continuidad evidenciaron la baja ductilidad estas uniones, por lo contrario, conexiones con placas o atiesadores de continuidad desarrollaron grandes ductilidades permitiendo una mejor disipación de la energía." (Zambrano, 2008, p.58).

La especificación sísmica AISC 341-10 postula que las placas de continuidad son necesarias cuando el espesor del ala de la columna no es suficiente para resistir los esfuerzos solicitantes, esto ocurre cuando se incumple alguna de las siguientes expresiones:

$$t_{cf} < 0.4 \sqrt{1.8 b_{bf} t_{bf} \frac{F_{yb} R_{yb}}{F_{yc} R_{yc}}} \quad (4.10)$$

$$t_{cf} < \frac{b_{bf}}{6} \quad (4.11)$$

Donde:

t_{cf} : espesor del ala de la columna

b_{bf} : ancho del ala de la viga

F_{yb} , F_{yc} : esfuerzos de cedencia de la viga y columna, respectivamente

R_{yb} , R_{yc} : factores tomados del Cuadro 2.1

Adicionalmente, se deben utilizar placas en caso de incumplir los requisitos de la *Sección J10* de la especificación AISC 360-10, la cual aplica para secciones de acero donde se tiene una o un par de fuerzas concentradas de tensión y compresión actuando perpendicularmente a las alas del elemento.

En el caso de conexiones rígidas, el momento aplicado en la cara de la columna se puede descomponer en un par de fuerzas (tensión-compresión) de este tipo. Las fuerzas concentradas que transmite el momento de la viga al ala de la columna, se pueden calcular como:

$$P_{uf} = \frac{M_f}{d_b - t_{bf}} \quad (4.12)$$

Donde:

P_{uf} : carga axial factorizada de tensión o compresión actuando sobre el ala de la columna

M_f : momento en la cara de la columna. Para marcos IMF se toma del análisis. En marcos SMF es el momento probable en la cara de la columna calculado con la Ec. (4.6)

d_b : peralte de la viga

t_{bf} : espesor del ala de la viga

En un elemento que debe resistir este tipo de cargas se tienen que revisar los siguientes estados límites:

1. Flexión local del ala

Aplica para fuerzas concentradas de tensión o la componente de tensión de un par de fuerzas. La resistencia nominal de la columna se calcula como:

$$\phi R_n = \phi 6.25 t_f^2 F_{yf} \quad (4.13)$$

Donde

$\phi = 0.90$

t_f : espesor del ala del elemento

F_{yf} : esfuerzo de cedencia del material del ala

Si la fuerza concentrada se aplica a una distancia medida desde el borde del ala, menor a 10 veces el espesor del ala ($10t_f$), tal como se aprecia en la siguiente Figura la capacidad ϕR_n se debe reducir a la mitad.

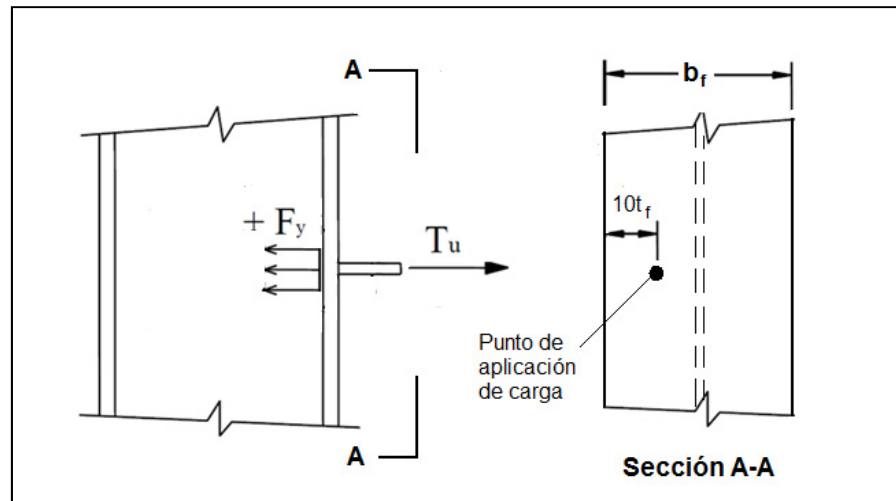


Figura 4.9. Diagrama para la determinación de la fuerza resistente a la flexión del ala de la columna
Fuente: Murray (2011), (modificado por autor)

2. Cedencia local del alma

Este estado límite aplica para fuerzas concentradas de tensión (T_u) y compresión (C_u). La resistencia del elemento se define como:

$$\phi R_n = \phi F_{yc} (5k_{des} + l_b) t_{cw} \quad (4.14)$$

Donde:

$\phi = 1.00$

F_{yc} : esfuerzo de cedencia del material del alma

k_{des} : distancia vertical de diseño medida desde la cara exterior del ala de hasta el final del bisel de unión entre el ala y el alma de columna

l_b : longitud de aplastamiento, no menor a la dimensión k de la viga

t_{cw} : espesor del alma de la columna

Si la fuerza a resistir se aplica a una distancia desde el final de la columna menor o igual a su peralte (d_c) el factor de 5 en el término $(5k_{des} + l_b)$ debe reducirse a 2.5, debido a que en ese caso la fuerza resistente no puede desarrollarse en toda su longitud, tal como se muestra en la siguiente Figura.

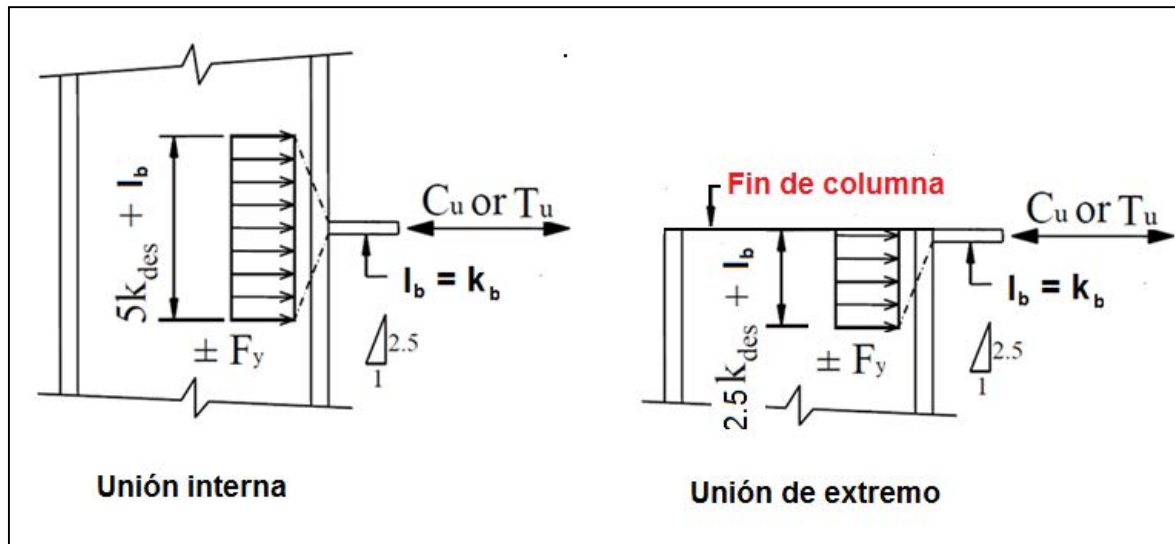


Figura 4.10. Diagrama de fuerza resistente a la cedencia del alma de la columna para diferentes condiciones de borde. Fuente: Murray (2011), (modificado por autor)

3. Ruptura del alma

La ruptura del alma puede ocurrir cuando se tienen fuerzas concentradas de compresión. La resistencia nominal ante este estado límite se determina con la siguiente ecuación:

$$\phi R_n = \phi 0.8 t_{cw}^2 \left[1 + 3 \left(\frac{l_b}{d_c} \right) \left(\frac{t_{cw}}{t_{cf}} \right)^{1.5} \right] \sqrt{\frac{E_s F_{yw} t_{cf}}{t_{cw}}} \quad (4.15)$$

Donde:

$\phi = 0.75$

F_{yw} : esfuerzo de cedencia del material del alma

l_b : longitud de aplastamiento, no menor a la dimensión k de la viga

t_{cw} : espesor del alma de la columna

t_{cf} : espesor del ala del elemento

E_s : módulo de elasticidad del acero (2.1×10^6 kg/cm²)

En este caso, si la fuerza se aplica a una distancia menor o igual a la mitad del peralte de la columna ($d_c/2$), medida desde el final del elemento, la resistencia se debe disminuir en un 50 por ciento. Esto ocurre en las uniones del último nivel de la estructura (Ver Figura 4.10)

4. Pandeo local del alma

Este estado límite se debe revisar cuando se presenta un par de fuerzas de compresión actuando sobre la misma línea de acción en ambas alas de la columna. La resistencia del alma al pandeo se calcula como:

$$\phi R_n = \phi \frac{24t_{cw}^3}{h} \sqrt{E_s F_{yw}} \quad (4.16)$$

Donde:

$\phi = 0.75$

F_{yw} : esfuerzo de cedencia del material del alma

h : altura libre de la columna

t_{wc} : espesor del alma de la columna

E_s : módulo de elasticidad del acero (2.1×10^6 kg/cm²)

Nuevamente, si la fuerza se aplica a una distancia desde el final de la columna menor o igual a la mitad de su peralte ($d_c/2$) la resistencia se debe disminuir en un 50 por ciento.

Cuando la resistencia requerida exceda a alguna de las capacidades nominales de los anteriores cuatro modos de falla, se deben utilizar rigidizadores o placas de continuidad que tomen la diferencia entre demanda y capacidad. Matemáticamente, la fuerza de diseño de las placas de continuidad se calcula como:

$$R_{ust} = P_{uf} - \phi R_{n \min} \quad (4.17)$$

Donde:

R_{ust} : fuerza de diseño de las placas de continuidad

P_{uf} : carga axial de tensión o compresión calculada con la Ec (4.12)

$\phi R_{n \min}$: menor de las resistencias nominales para los estados límites descritos en esta sección

Un resultado negativo en la ecuación anterior indica que la columna es capaz de resistir las fuerzas de tensión y/o compresión a las que se puede ver sometida y no es necesario usar rigidizadores para tomar estas fuerzas. En caso de obtener un resultado positivo, se debe calcular el área transversal mínima de cada rigidizador, la cual se puede determinar como:

$$A_{cp} = b_{cp} t_{cp} = \frac{R_{ust}}{2\phi F_y} \quad (4.18)$$

Donde:

A_{cp} : área de cada placa de continuidad

b_{cp} : ancho de la placa de continuidad

t_{cp} : espesor de la placa de continuidad

$\phi = 0.90$

F_y : esfuerzo de cedencia del material de la placa de continuidad

R_{ust} : valor calculado con la Ec. (4.17)

Para determinar el espesor de las placas, t_{cp} , se debe cumplir con un espesor mínimo, según los siguientes criterios:

- Columna conectada a una viga (columna externa): el espesor de las placas de continuidad debe tener un espesor mínimo igual a la mitad del espesor del ala de la viga conectada.
- Columna conectada a dos vigas (columna interna): el espesor de las placas de continuidad debe ser igual o mayor al menor de los espesores de las alas de las vigas conectadas.

En cuanto al ancho de las placas, éste debe tener un valor mínimo de manera tal que el borde de la placa coincida con el ancho del ala de la viga y un valor máximo limitado por el ancho del patín de la columna.

La unión de las placas de continuidad a las alas de la columna se puede realizar mediante las siguientes alternativas:

- Soldadura de filete por ambos lados de la placa de continuidad
- Soldaduras de penetración parcial (PJP) y refuerzo con soldadura de filete de 7.9 mm en ambos lados de la placa
- Soldaduras de penetración total (CJP) y refuerzo con soldadura de filete de 7.9 mm bajo la soldadura. En caso de utilizar placas de respaldo, su remoción no es necesaria.

La resistencia requerida de estas soldaduras no debe ser menor que la capacidad del área de contacto entre la placa y el ala de la columna, y se debe calcular de acuerdo con la tabla J2.5 del AISC 360-10 según el tipo de soldadura utilizado.

En cuanto a la conexión de las placas con el alma de la columna, ésta se puede realizar utilizando soldaduras de penetración total o soldaduras de filete, tanto en la cara superior como en la cara inferior de las placas. La resistencia requerida de estas soldaduras es el menor de los siguientes valores:

1. La suma de las capacidades nominales a tracción de las áreas de contacto entre la placa de la continuidad y las alas de la columna
2. La capacidad nominal en cortante del área de contacto de la placa con el alma de la columna, la cual se calcula como:

$$R_u = 0.6t_{cp}L_{net}F_{ycp} \quad (4.19)$$

En donde:

t_{cp} : espesor de la placa de continuidad

F_{ycp} : esfuerzo de cedencia de las placas

L_{net} : largo neto de la soldadura. De la siguiente Figura, se deduce, en milímetros, esta longitud:

$$L_{net} = d_c - 2k_c - 2(38 + 6) \quad (mm) \quad (4.20)$$

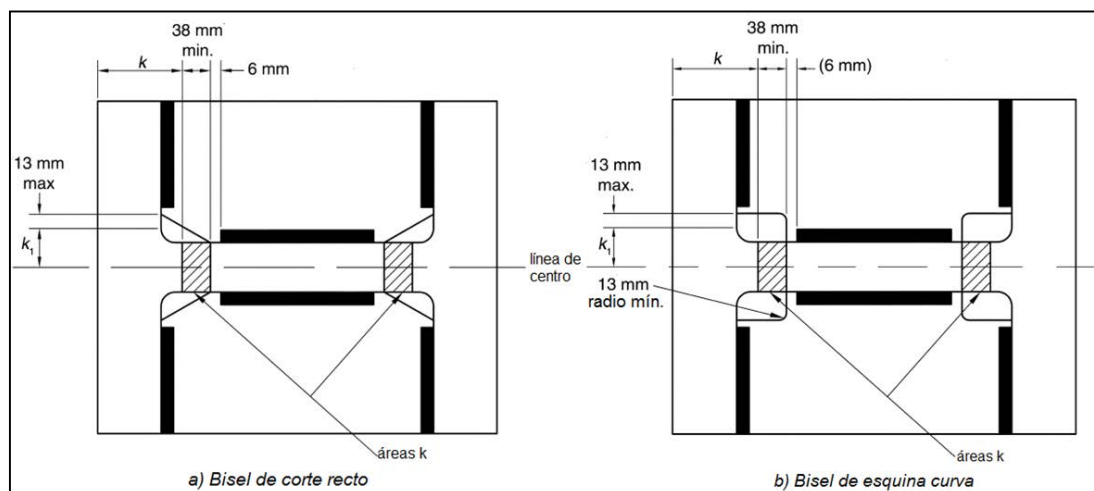


Figura 4.11. Geometría permitida para placas de continuidad (vista en planta)

Fuente: AISC 341-10 (modificado por autor)

Donde:

d_c : peralte de la columna

k_c : distancia medida desde la cara exterior del ala de hasta el final del bisel de unión entre el ala y el alma de columna. Se recomienda utilizar el valor k_c para detallado que se indica en las tablas de propiedades de perfiles rolados en caliente.

3. La capacidad nominal en cortante de la zona panel de la columna, según las Ecs. (4.13-4.17)
4. La fuerza transmitida de las alas hacia la placa de continuidad por la cedencia de en flexión de la viga, según la Ec. (4.17)

En la siguiente Figura se aprecia, en elevación, un diagrama de la conexión placas de continuidad-columna, utilizando doble soldadura de filete para la unión con el alma de la columna y soldaduras de penetración completa para la conexión de la placa con las alas de la columna.

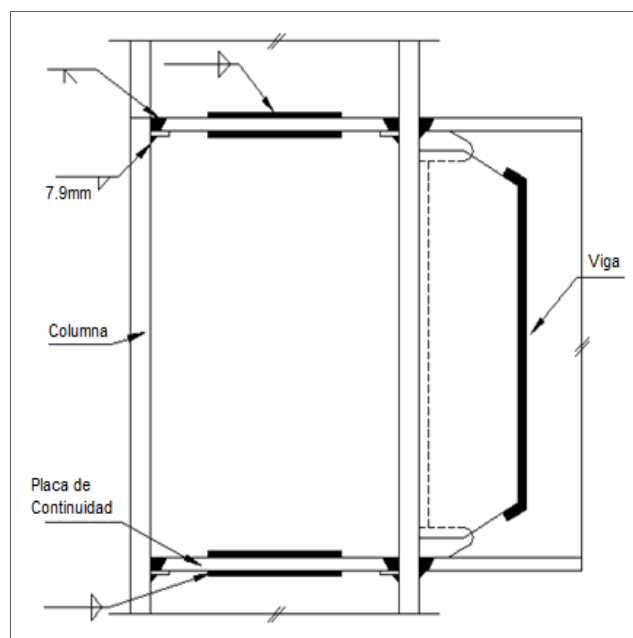


Figura 4.12. Diagrama de conexión placas de continuidad-columna (vista lateral)

4.1.7. Zona de Panel

Según Zambrano (2008), el comportamiento de una conexión de momento puede verse afectado positiva o negativamente por la resistencia de la zona del nudo viga-columna, la cual se conoce como zona de panel.

Ensayos experimentales han demostrado que una importante ductilidad se puede alcanzar mediante la cedencia por cortante de la zona de panel producto de su deformación luego de varios ciclos de carga. Sin embargo, una zona de panel débil puede generar distorsión excesiva del nudo induciendo grandes esfuerzos secundarios que pueden generar fallas por fractura en conexiones soldadas (ver Figura adjunta). Además, puede causar deformaciones que no son deseables para el comportamiento de la columna.

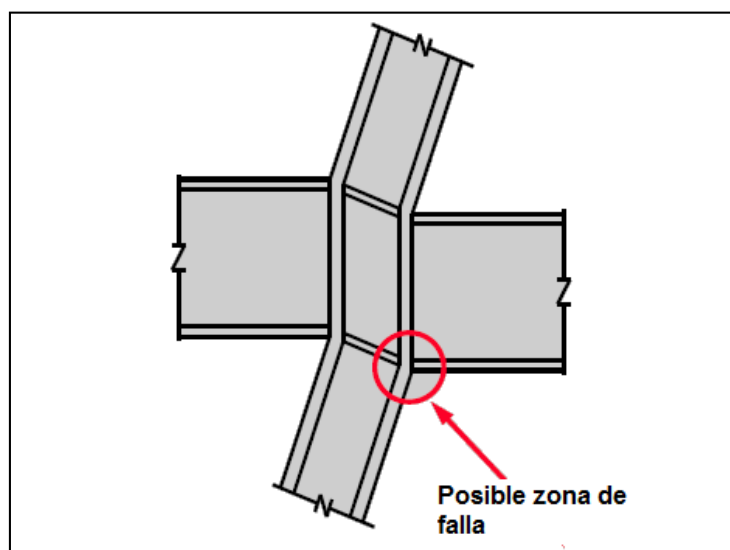


Figura 4.13. Posible zona de falla por deformación excesiva de la Zona de Panel

En ese sentido, la resistencia requerida al cortante y espesor de la zona de panel de los marcos SMF, se debe determinar a partir de la sumatoria de momentos plásticos probables de las vigas que llegan al nudo, proyectados en la cara de la columna, tal como se aprecia en la siguiente Figura.

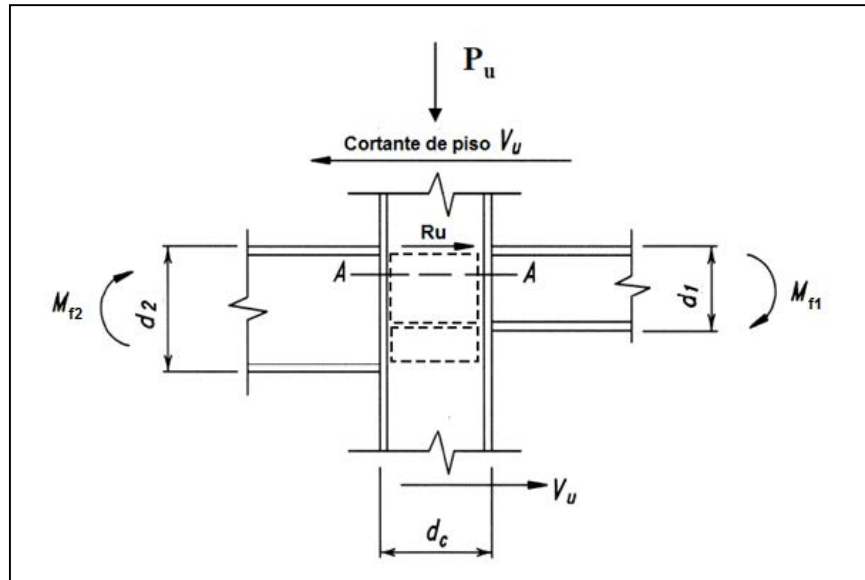


Figura 4.14. Determinación de resistencia requerida al corte en la zona de panel

Fuente: Murray (abril, 2011) (modificado por autor)

Al realizar un corte a través de la zona panel (sección A-A) y hacer una sumatoria de fuerzas horizontales se obtiene:

$$R_u = \left(\frac{M_f}{d_b - t_{bf}} \right)_1 + \left(\frac{M_f}{d_b - t_{bf}} \right)_2 - V_u \quad (4.21)$$

Donde:

R_u : resistencia al corte requerida por capacidad

$(M_f)_{1,2}$: momentos máximos probables en cada cara de la columna

$(d_b)_{1,2}$: peralte de las vigas en cada extremo de la columna

$(t_{bf})_{1,2}$: espesor del ala de las vigas en cada extremo de la columna

V_u : cortante último en la base de la columna producto de la combinación de diseño por sismo

Para el caso de marcos IMF, el CSCR-10 indica que la resistencia requerida a cortante de la zona panel puede ser calculada utilizando los momentos en los extremos de las vigas producto de las combinaciones de carga y considerando la carga sísmica del análisis por demanda.

Por otra parte, la capacidad nominal de la zona de panel para el estado limite de cedencia por cortante se puede calcular como:

1. Cuando el efecto de la deformación de la zona de panel en la estabilidad del marco no es considerado en el análisis:

- Si $P_u \leq 0.4P_y$:

$$\phi R_n = 0.6 F_y d_c t_{cw} \quad (4.22)$$

- Si $P_u > 0.4P_y$:

$$\phi R_n = 0.6 F_y d_c t_{cw} \left(1.4 - \frac{P_u}{P_y} \right) \quad (4.23)$$

2. Cuando la estabilidad del marco producto de la deformación de la zona de panel es considerada en el análisis:

- Si $P_u \leq 0.75P_y$:

$$\phi R_n = 0.6 F_y d_c t_{wc} \left(1 + 3 \frac{b_{cf} t_{cf}^2}{d_b d_c t_{wc}} \right) \quad (4.24)$$

- Si $P_u > 0.75P_y$:

$$\phi R_n = 0.6 F_y d_c t_{cw} \left(1 + 3 \frac{b_{cf} t_{cf}^2}{d_b d_c t_{cw}} \right) \left(1.9 - \frac{1.2 P_u}{P_y} \right) \quad (4.25)$$

En las ecuaciones anteriores:

$$\phi = 1.00$$

t_{wc} : espesor del alma de la columna

d_c : peralte de la columna

b_{cf} : ancho del ala de la columna

t_{cf} : espesor del ala de la columna

d_b : peralte de la viga

F_y : esfuerzo de cedencia de la columna

P_u : carga última aplicada en la columna

P_y : resistencia nominal a cedencia de la columna $P_y = F_y A_g$

Si la capacidad individual de la columna es insuficiente para la resistencia requerida R_{ust} , se deben proveer placas de refuerzo para el alma de la columna (conocidas como "doubler plates", por su nombre en inglés) o cambiar la sección de columna por otra de alma más gruesa.

Alternativamente, para marcos SMF, el espesor requerido de la zona de panel se puede determinar con el método usado para el dimensionamiento de la zona panel en conexiones precalificadas. Según FEMA-350, este tipo de conexiones se deben diseñar para que la cedencia por cortante de la zona de panel inicie simultáneamente a la cedencia por flexión de la viga. El espesor necesario en la zona panel para que se dé esta cedencia simultánea se puede calcular como:

$$t = \frac{C_y M_c \left(1 - \frac{d_b}{h}\right)}{0.9 \cdot 0.6 F_{yc} R_{yc} d_c (d_b - t_{bf})} \quad (4.26)$$

Donde:

t: espesor requerido en la zona panel

M_c : suma de momentos al centro de la columna

d_b : peralte de la viga

h: altura promedio de los pisos superior e inferior

F_{yc} : esfuerzo de cedencia de la columna

R_{yc} : razón entre el esfuerzo esperado de cedencia esperado y el esfuerzo mínimo especificado de la columna

C_y : factor de reducción para estimar el inicio de la cedencia y se calcula como:

$$C_y = \frac{1}{C_{pr} \left(\frac{Z_x}{S_x}\right)} \quad (4.27)$$

En este caso:

C_{pr} : factor calculado con la Ec. (4.2)

Z_x : módulo de sección plástico de la viga

S_x : módulo de sección elástico de la viga

Si el valor de t en la ecuación anterior es mayor que el espesor del alma de la columna se deben utilizar placas de refuerzo.

En algunos casos, la Ec. (4.26) es más conservadora que las Ecs. (4.22-4.25). Esto se debe a que la primera se busca la cedencia simultánea de los elementos conectados. En cambio, el segundo grupo de expresiones sólo revisa el espesor mínimo de la zona de panel para resistir las fuerzas de cortante, sin considerar el estado de esfuerzos en el que se encuentran tales elementos.

Adicionalmente, en marcos SMF, los espesores individuales de las placas de refuerzo y el alma de la columna deben cumplir con el siguiente requisito para minimizar el pandeo local de la zona panel:

$$t \geq \frac{d_z + w_z}{90} \quad (4.28)$$

Donde d_z y w_z se pueden apreciar en la siguiente Figura.

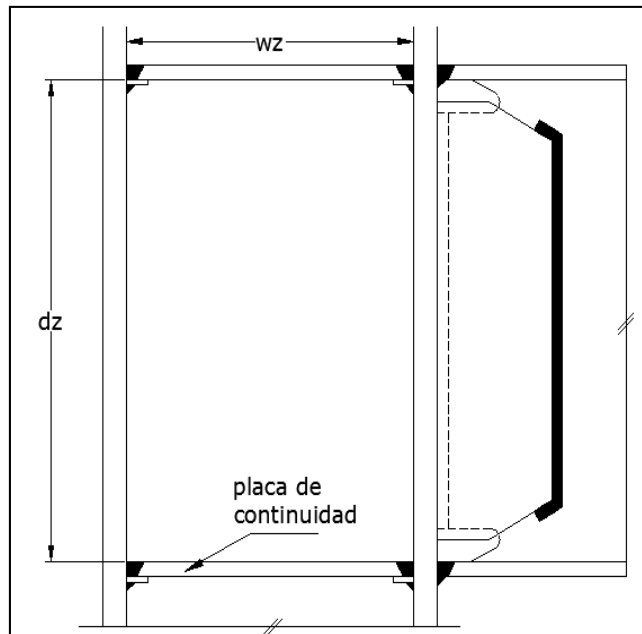


Figura 4.15. Dimensionamiento para zona panel

Las placas de refuerzo se deben soldar a las alas de la columna para desarrollar su capacidad en cortante, en esta unión se pueden utilizar soldaduras de penetración total o soldaduras de filete como se aprecia en la Figura adjunta.

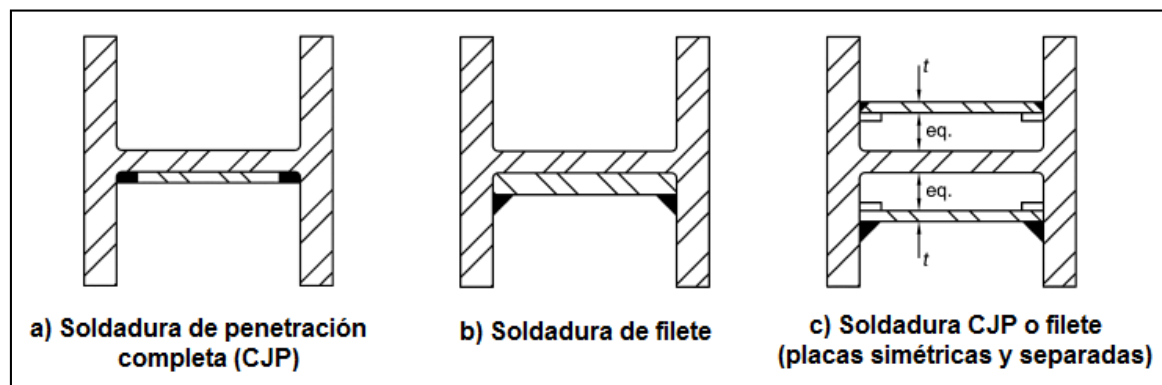


Figura 4.16. Alternativas de conexión "doubler plate"-ala de la columna
Fuente: AISC 341-10 (modificado por autor)

De acuerdo con el CSCR-10, la configuración a) ó b) se debe utilizar cuando el alma de la columna incumpla la Ec. (4.28). En la configuración c) las placas deben tener el mismo espesor y colocarse de forma simétrica dentro de la zona delimitada por 1/3 y 2/3 de la distancia entre la línea centro de la columna y el extremo del ala de la viga.

Por otra parte, las placas de refuerzo se deben conectar a los rigidizadores de continuidad y al alma de la columna mediante soldadura de filete, de tal manera que puedan desarrollar su capacidad para tomar las fuerzas de diseño correspondientes.

En el caso que no se utilicen placas de continuidad, las placas de refuerzo deben extenderse con respecto al peralte mayor de las vigas conectadas al nudo 150 mm en cada extremo y deben soldarse directamente al alma de la columna para desarrollar su capacidad para resistir las fuerzas de diseño transmitidas hacia la placa.

4.1.8. Comportamiento Columna fuerte-Viga débil

Al garantizar un comportamiento de columna fuerte y viga débil se asegura que las columnas tienen la suficiente resistencia para soportar la formación de las rótulas plásticas en las vigas

produciendo así una mejor disipación de energía del sistema ante cargas sísmicas. Para verificar este comportamiento en los marcos SMF se debe cumplir con la expresión:

$$\frac{\sum M_{pc}}{\sum M_{pb}} \geq 1 \quad (4.29)$$

Donde el numerador corresponde a:

$\sum M_{pc}$: suma de las capacidades nominales en flexión de las columnas conectadas al nudo con una reducción por carga axial. Se puede tomar como:

$$\sum M_{pc} = \sum Z_c \left(F_{yc} - \frac{P_{uc}}{A_g} \right) \quad (4.30)$$

En esta expresión:

Z_c : módulo de sección plástico de la columna

F_{yc} : esfuerzo de cedencia del material de la columna

P_{uc} : carga axial última en la columna

A_g : área gruesa de la columna

Por su parte, el denominador se define como:

$\sum M_{pb}$: suma de las capacidades esperadas en flexión de las vigas que llegan al nudo:

$$\sum M_{pb} = \sum (1.1R_y M_p + M_v) \quad (4.31)$$

Donde:

R_y : razón entre el esfuerzo esperado de cedencia y el esfuerzo mínimo especificado

M_p : momento plástico de la viga

M_v : momento adicional debido al cortante en la rótula plástica y proyectado a la línea de centro de la columna

Según el CSCR-10, no es necesario cumplir con la Ec. (4.29) siempre que se cumpla alguna de las siguientes condiciones:

1. Columnas donde $P_{uc} \leq 0.3P_y$, donde $P_y = A_g F_y$, para todas las combinaciones de carga y que además cumpla con alguno de los siguientes requisitos:

- 1.1. Columnas que son parte de una edificación de un solo nivel o del último nivel de una estructura de varios niveles.
 - 1.2. Columnas donde la suma de la capacidad nominal a cortante de todas las columnas del nivel considerado que no formen parte del marco SMF sea 20% a la suma de la capacidad nominal de todas las columnas pertenecientes al SMF de ese nivel y que actúan en la misma dirección. Asimismo, columnas donde la suma de la capacidad nominal a cortante de todas las columnas de cada línea en el nivel considerado y que no formen parte del marco SMF sea 33% a la suma de la capacidad nominal de todas las columnas pertenecientes a esa línea de columnas y al SMF.
2. Columnas de cualquier nivel cuya razón entre capacidad y demanda en cortante sea 50% mayor a las columnas del nivel superior.

Por otra parte, el CSCR-10 no plantea el requisito de razón de momentos columna-viga para los marcos IMF.

4.1.9. Resumen del procedimiento de diseño para la conexión WUF-W

El Cuadro siguiente resume el procedimiento de diseño de la conexión WUF-W

Cuadro 4.4. Procedimiento de diseño para la conexión WUF-W

Pasos	Descripción	Referencias
1. Revisión inicial	Requisitos de precalificación	Cuadro 4.1
2. Localización de rótula plástica	Se localiza en la cara de la columna ($s_h=0$)	Sección 4.1.2 y Figura 4.2
3. Cargas de diseño	-Momento plástico máximo probable en la rótula, M_{pr} -Cortante en la rótula plástica V_p -Momento en la línea centro de la columna, M_c -Momento en la cara de la columna, M_f	Ec. 4.1 Ec. 4.3 Ec. 4.5 Ec. 4.6
4. Soldaduras de unión viga-columna	-Geometría según Sociedad Americana de Soldadura (AWS) -Perforaciones de acceso	Figura 4.6 y Cuadro 4.2 Figura 4.7
5. Placa de cortante	-Requisitos geométricos según AISC-358 -Soldaduras -Revisión de estados límite	Figura 4.8 Ec. 4.7 y Cuadro 4.3 Ecs. 4.8 y 4.9
6. Placas de continuidad	-Espesor según AISC 341-10 -Espesor mínimo según el espesor del ala de las vigas conectadas -Espesor según sección J10 de la especificación AISC 360-10	Ecs. 4.10 y 4.11 Revisar sección 4.1.6 Ecs. 4.12 a 4.18
7. Zona de Panel para marcos IMF y SMF	-Capacidad -Espesores	Ecs. 4.21 a 4.28
8. Comportamiento Columna fuerte- Viga débil	-Verificar razón de momentos columna-viga para marcos SMF	Ec. 4.29 salvo en las excepciones que señala el CSCR-10

4.2. Diseño de conexión de empalme de placa extendida empernada

4.2.1. Generalidades

Tradicionalmente, las conexiones de placa extendida empernada se han utilizado para unir directamente una viga a una columna. El AISC 358-10 precalifica las siguientes tres configuraciones de conexiones de placa extrema para aplicaciones sísmicas.

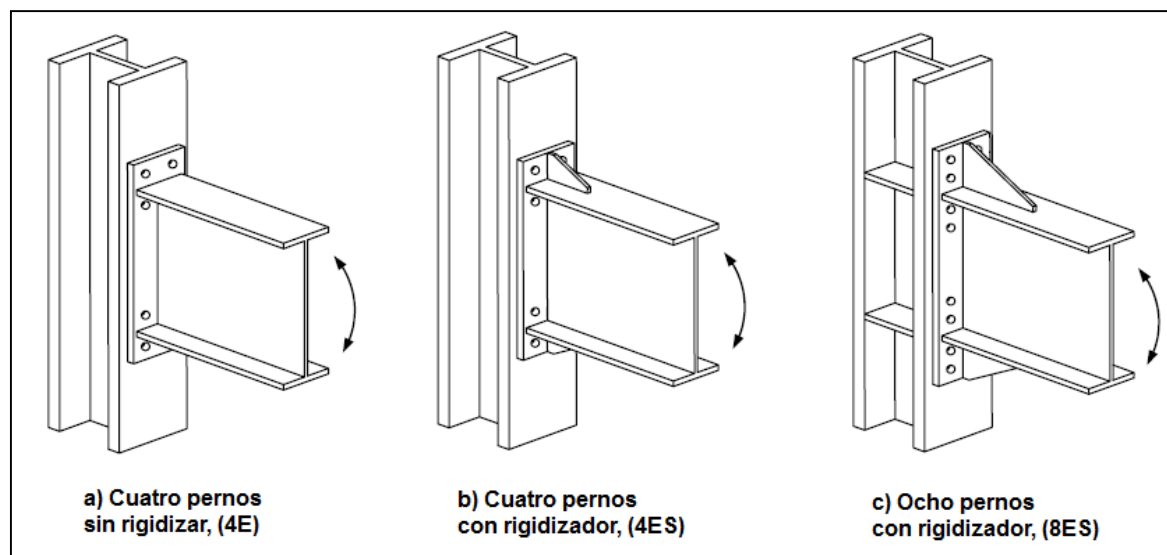


Figura 4.17. Configuraciones precalificadas para conexiones de placa extendida para aplicaciones sísmicas
Fuente: AISC 358-10 (modificado por autor)

En el caso de conexiones de empalme de vigas, no se encontró referencia para su diseño en marcos resistentes a momento. Por lo tanto, se parte de las recomendaciones de diseño para conexiones viga-columna y se adaptan o modifican para ajustarse a un procedimiento para las conexiones de empalme.

Los criterios de precalificación de las conexiones viga-columna se basan en pruebas experimentales para diferentes parámetros y dimensiones de placas, por lo que la especificación recomienda valores que se encuentren dentro de los rangos indicados en el siguiente Cuadro.

Cuadro 4.5. Parámetros geométricos recomendados para conexiones de placa extendida

Parámetro	Conexión 4E		Conexión 4ES		Conexión 8ES	
	Mínimo (mm)	Máximo (mm)	Mínimo (mm)	Máximo (mm)	Mínimo (mm)	Máximo (mm)
t_p	13	57	13	38	19	64
b_p	178	273	178	273	229	381
g	102	152	83	152	127	152
p_{fi}, p_{fo}	38	114	44	140	44	51
p_b	-	-	-	-	89	95
d_b	635	1400	349	610	470	914
t_{bf}	10	19	10	19	16	25
b_{bf}	152	235	152	229	197	311

Fuente: Tabla 6.1, AISC 358-10 (modificado por autor)

Para la comprensión del Cuadro anterior se definen los parámetros:

t_p : espesor de la placa extendida

b_p : ancho de placa extendida

g : distancia horizontal entre pernos

p_{fi} : distancia del borde interno del ala a la fila interna de pernos más cercana

p_{fo} : distancia del borde externo del ala a la fila externa de pernos más cercana

p_b : distancia entre dos filas consecutivas de pernos (internos o externos)

d_b : peralte de la viga

t_{bf} : espesor de las alas de la viga

b_{bf} : ancho de las alas de la viga

A pesar de que estos límites se especifican para conexiones de placa extrema, se recomienda respetar los mismos valores para conexiones de empalme.

4.2.2. Localización de la rótula plástica

En las conexiones de placa extendida de extremo, la distancia medida desde la cara de la columna hasta el punto de plastificación de la viga, s_n , se define según la configuración de placa a utilizar:

- Para conexiones no rigidizadas (4E): la menor longitud entre 3 veces el ancho del ala de la viga ($3b_{bf}$) o la mitad del peralte de la viga ($d_b/2$)
- Para conexiones rigidizadas (4ES, 8ES): la longitud del rigidizador (L_{st}) más el espesor de la placa (t_p)

Para garantizar la formación las rótulas plásticas se deben proteger las zonas cercanas a estos puntos. Estas zonas se definen de la siguiente manera:

- Para conexiones no rigidizadas (4E): el tramo de viga entre la cara de la columna y la menor distancia entre: 3 veces el ancho del ala de la viga ($3b_{bf}$) o el peralte de la viga (d_b)
- Para conexiones rigidizadas (4ES, 8ES): el tramo de viga entre la cara de la columna y la menor distancia entre: la longitud del rigidizador (L_{st}) más la mitad del peralte de la viga ($d_b/2$) o 3 veces el ancho del ala de la viga ($3b_{bf}$)

En este caso, al utilizar la conexión de placa extendida para acoplar dos tramos de viga se asume que la formación de la rótula plástica es gobernada por los criterios de la conexión WUF-W, según los cuales la rótula plástica se genera en la cara de la columna. Se recomienda respetar las zonas de protección establecidas para conexiones de placa de extremo, para garantizar la formación de la rótula entre la columna y el empalme, tal como se describe en la siguiente Sección.

4.2.3. Cargas de diseño

El proceso de diseño inicia con la determinación de cargas por capacidad que debe resistir la conexión de placa empernada.

- Momento diseño de conexión de placa extendida, M_{EP}

Para conexiones de placa de extremo, el momento de diseño se debe calcular como el momento en la cara de la columna, según la ecuación:

$$M_{EP} = M_f = M_{pr} + V_p S_h \quad (4.32)$$

En el caso de conexiones de empalme, se propone se calcular su momento de diseño a partir de una disminución lineal del diagrama de momento en la viga, considerando un valor máximo en la cara de la columna igual al momento por capacidad de la conexión WUF-W. Según el Ing. P. Miranda (Conversación Personal, Abril, 2011), con esto se busca que el empalme permanezca esencialmente elástico y tenga la capacidad suficiente para permitir el desarrollo de rótula cerca de la cara de la columna.

Esta variación idealiza el diagrama de momentos de un marco estructural sometido a cargas laterales producto de un sismo, como se aprecia en la siguiente Figura.

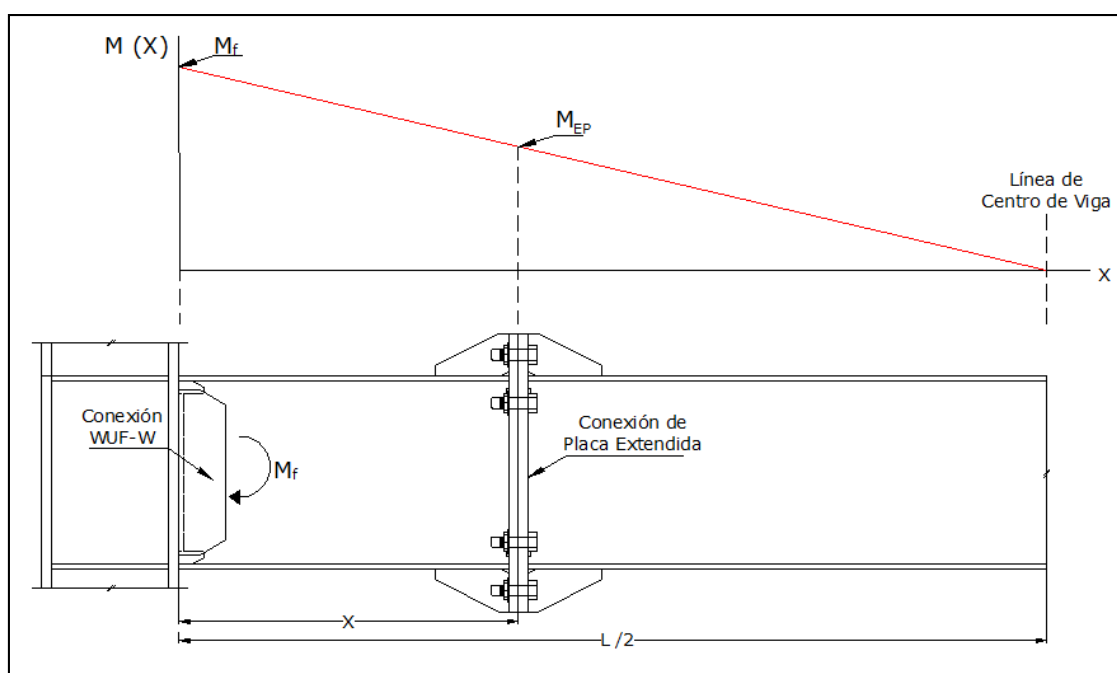


Figura 4.18. Determinación de momento de diseño de la conexión de placa extendida

El momento en la placa extendida se puede obtener del diagrama al considerar media longitud de viga. Al establecer una relación de semejanza a partir del diagrama y despejar para M_{EP} se obtiene:

$$M_{EP} = 2 \left(\frac{L}{2} - X \right) \frac{M_f}{L} \quad (4.33)$$

Donde:

M_{EP} : momento de diseño por capacidad para la conexión de placa extendida

M_f : momento en la cara de la columna

L: distancia libre entre columnas

x: distancia de ubicación de la conexión de empalme medida desde la cara de la columna.

Existen diferentes criterios para determinar la distancia de ubicación del empalme (x), entre ellos:

1. Ubicar la conexión de empalme cerca del punto de inflexión del diagrama de momentos por cargas gravitacionales que actúan sobre la viga; de esta forma la conexión de empalme sólo trabaja para tomar momentos producto de cargas laterales. Esta distancia puede oscilar entre 0.1 L y 0.2 L debido a que el punto de inflexión se desplaza por efecto de las cargas aplicadas.
2. Ubicar el empalme a una distancia similar a la suma de la distancia de la zona protegida para la conexión WUF-W descrita en la *Sección 3.1.2*, más la zona protección para conexiones de placa extendida según la *Sección 3.2.2*. Generalmente, esta distancia varía entre 0.5 m y 1 m.
3. Astaneh-Asl (1997) sugiere que la distancia del empalme a la columna no exceda 2.4 m (8 ft), esto por limitaciones de transporte y montaje. Según el Ing. Á. Poveda (Conversación Personal, Febrero, 2012), es prudente reducir este valor a la mitad, 1.2m, cuando se trate de columnas con vigas conectadas a ambas alas.

A pesar de estas recomendaciones, la decisión final sobre dónde realizar el punto de empalme recae sobre la geometría y consideraciones de diseño definidas para cada caso particular.

- Cortante de diseño, V_p

El cortante de diseño se puede tomar como el cortante por capacidad que se genera en la rótula plástica, ya que al suponer una variación lineal del diagrama de momentos por capacidad en la viga, el diagrama de cortante por capacidad adquiere un valor uniforme.

Recordando la Ecuación 4.3: $V_p = V_{gravidad} + \frac{2M_{pr}}{L'}$

4.2.4. Selección de geometría y configuración de la placa extendida

La selección de la configuración de placa a utilizar depende de diversos factores, por ejemplo: magnitud de las fuerzas a resistir, secciones de vigas y columnas a usar, ó geometría del marco estructural por consideraciones de diseño, arquitectónicas o constructivas. Por lo tanto, no existen reglas generales para predimensionar la conexión de placa extendida, sino que se deben definir o adecuar el tipo y geometría de la conexión según las condiciones de cada caso.

Por este motivo y como la mayoría de procesos de diseño, el diseño de las conexiones de placa extendida es un proceso iterativo en el que se deben ir realizando los cambios o ajustes necesarios para cumplir con los requerimientos de demanda. Sin embargo, durante el predimensionamiento y selección final de la geometría de la conexión se debe tratar, en la medida de lo posible, de cumplir con los parámetros geométricos indicados en el Cuadro 4.4.

Como parte de este trabajo, se proporcionan hojas de cálculo las cuales toman en cuenta estas consideraciones y facilitan el diseño de este tipo de conexiones.

4.2.5. Selección del diámetro de pernos

En las conexiones de placa empernada, un momento se resiste por medio de la capacidad de los pernos para soportar los esfuerzos de tensión que genera el momento flexionante aplicado en la sección. Por consiguiente, la capacidad de la conexión depende directamente del tipo, diámetro y cantidad de pernos en tensión, así como de su distancia a la línea centro del ala a compresión de la viga, como se aprecia en la siguiente Figura.

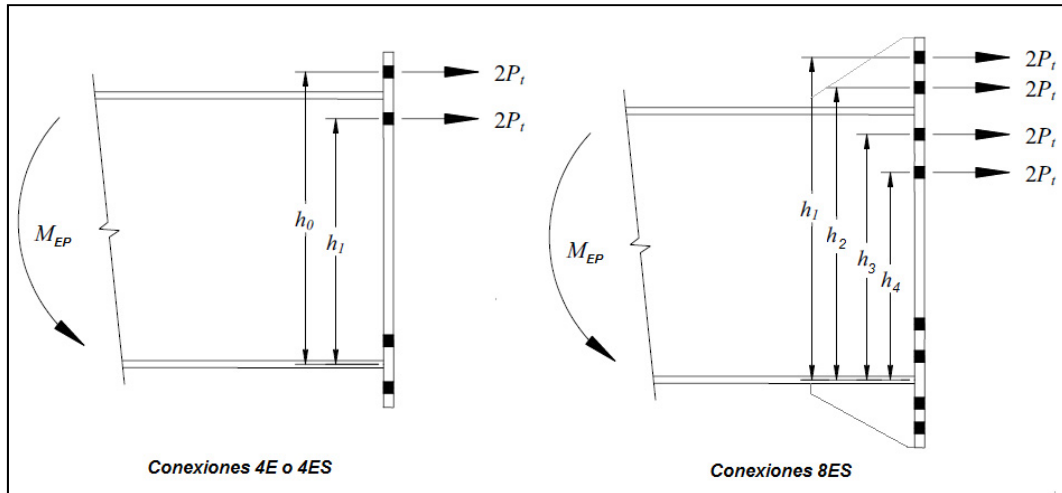


Figura 4.19. Fuerzas a considerar para la determinación del diámetro de pernos
Fuente: AISC 358-10 (modificado por autor)

La capacidad a tensión de un perno P_t se puede calcular como:

$$P_t = A_b F_t = \left(\pi \frac{d_b^2}{4} \right) F_t \quad (4.34)$$

Donde:

A_b : área nominal de la sección transversal del perno

d_b : diámetro nominal del perno

F_t : esfuerzo de tensión especificado para pernos, según la Tabla J3.2 del AISC 360-10:

- Pernos A325, F_t : 6300 kg/cm² (90 ksi)
- Pernos A490, F_t : 7910 kg/cm² (113 ksi)

Si se considera la capacidad de todos los pernos a tensión, el diámetro requerido se puede obtener por equilibrio de fuerzas. Para el caso general, al realizar sumatoria de momentos con respecto a la línea de centro del patín a compresión y despejar para el diámetro se obtiene:

$$d_{b\ req} = \sqrt{\frac{4M_{EP}}{\pi\phi_n n F_t \sum_{i=0,1}^m h_i}} \quad (4.35)$$

En esta ecuación:

$\phi_n=0.90$

M_{ep} : Momento de diseño para la placa extendida

n : cantidad de pernos por fila

h_i : distancia vertical de la fila i -ésima de pernos en tensión a la línea de centro del ala en compresión de la viga

m : cantidad de filas de pernos a tensión

Por ejemplo, el diámetro de pernos requeridos para conexiones 4E o 4ES ($n=2$; $m=2$) sería:

$$d_{b\ req} = \sqrt{\frac{2M_{EP}}{\pi\phi_n F_t (h_0 + h_1)}} \quad (4.36)$$

Mientras tanto, para el caso específico de conexiones 8ES ($n=2$; $m=4$), la expresión se traduce en:

$$d_{b\ req} = \sqrt{\frac{2M_{EP}}{\pi\phi_n F_t (h_1 + h_2 + h_3 + h_4)}} \quad (4.37)$$

Finalmente, se selecciona un diámetro comercial de pernos mayor al requerido.

4.2.6. Selección del espesor de la placa

El procedimiento descrito en la sección anterior supone que los pernos alcanzan su capacidad máxima a tensión y luego fallan por ruptura. Esto sólo es posible si la placa es suficientemente gruesa para permitir la cedencia de los pernos sin deformarse.

Según Murray et al. (2002), si la placa es muy delgada, ésta tiende a deformarse generando fuerzas de reacción ante la componente de tensión del momento flector. Estas fuerzas adicionales, denominadas fuerzas de apalancamiento ("Prying Forces", por su nombre en inglés), deben ser tomadas por los pernos, lo que demanda un diámetro mayor para mantener la resistencia de la conexión.

Por el contrario, un comportamiento de placa gruesa asume que las secciones permanecen planas y permiten, en primera instancia, la cedencia de la fila más externa de pernos y posteriormente el desarrollo de la capacidad a tensión de las filas restantes. De ahí, que el momento resistente considerando un comportamiento de placa gruesa se calcule como:

$$M_{np} = nP_t \sum_{i=1}^m h_i \quad (4.38)$$

Donde:

M_{np} : momento sin fuerzas de apalancamiento

n : número de pernos en cada fila

m : cantidad de filas de pernos a tensión

P_t : capacidad a tensión de un perno, según Ec. (4.34)

h_i : distancia vertical de la fila i -ésima de pernos en tensión a la línea de centro del ala en compresión de la viga

En la siguiente Figura, se aprecia la diferencia en comportamiento y deformación entre una placa gruesa y una placa delgada, mediante la analogía con una sección T de acero.

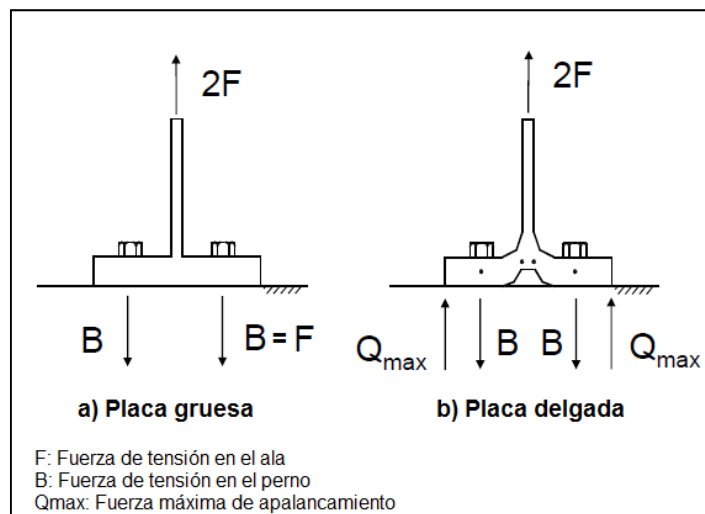


Figura 4.20. Comportamiento de las placas de conexión ante fuerzas de tensión, según su espesor
Fuente: Murray (2011), (modificado por autor)

El AISC 358 concentra su procedimiento de diseño en el comportamiento de placa gruesa. De acuerdo con Sumner (2003), para asegurar este tipo de comportamiento se debe cumplir que la capacidad a flexión de la placa, M_{pl} , sea 1.11 veces mayor al momento sin fuerzas de apalancamiento, M_{np} . Matemáticamente, esto se puede expresar como:

$$\phi_d M_{pl} \geq 1.11 \phi_n M_{np} \quad (4.39)$$

Donde la capacidad nominal a flexión de la placa se determina mediante:

$$M_{pl} = F_{yp} t_p^2 Y_p \quad (4.40)$$

Al sustituir esta expresión en la Ec. (4.41) y despejar, se obtiene el espesor de placa requerido para garantizar un comportamiento de placa gruesa en la conexión:

$$t_{p\ req} \geq \sqrt{\frac{1.11\phi_n M_{np}}{\phi_d F_{yp} Y_p}} \quad (4.41)$$

Donde:

$$\phi_n = 0.90$$

$$\phi_d = 1.00$$

M_{np} : momento sin fuerzas de apalancamiento, según Ec. (4.38)

F_{yp} : esfuerzo de cedencia del material de la placa

Y_p : Parámetro del mecanismo de líneas de cedencia en las placas de acero, según el siguiente Cuadro.

Cuadro 4.6. Parámetro del mecanismo de líneas de cedencia en placas de acero

Tipo de Conexión		Valor de Y_p
4E		$Y_p = \frac{b_p}{2} \left[h_1 \left(\frac{1}{p_{fi}} + \frac{1}{s} \right) + \frac{h_0}{p_{fo}} - \frac{1}{2} \right] + \frac{2}{g} \left[h_1 (p_{fi} + s) \right]$
4ES	$d_e \leq s$	$Y_p = \frac{b_p}{2} \left[h_1 \left(\frac{1}{p_{fi}} + \frac{1}{s} \right) + h_0 \left(\frac{1}{p_{fo}} + \frac{1}{2s} \right) \right] + \frac{2}{g} \left[h_1 (p_{fi} + s) + h_0 (d_e + p_{fo}) \right]$
	$d_e > s$	$Y_p = \frac{b_p}{2} \left[h_1 \left(\frac{1}{p_{fi}} + \frac{1}{s} \right) + h_0 \left(\frac{1}{p_{fo}} + \frac{1}{s} \right) \right] + \frac{2}{g} \left[h_1 (p_{fi} + s) + h_0 (s + p_{fo}) \right]$
8ES	$d_e \leq s$	$Y_p = \frac{b_p}{2} \left[\frac{h_1}{2d_e} + \frac{h_2}{p_{fo}} + \frac{h_3}{p_{fi}} + \frac{h_4}{s} \right] + \frac{2}{g} \left[h_1 \left(d_e + \frac{p_b}{4} \right) + h_2 \left(p_{fo} + \frac{3p_b}{4} \right) + h_3 \left(p_{fi} + \frac{p_b}{4} \right) + h_4 \left(s + \frac{3p_b}{4} \right) + p_b^2 \right] + g$
	$d_e > s$	$Y_p = \frac{b_p}{2} \left[\frac{h_1}{s} + \frac{h_2}{p_{fo}} + \frac{h_3}{p_{fi}} + \frac{h_4}{s} \right] + \frac{2}{g} \left[h_1 \left(s + \frac{p_b}{4} \right) + h_2 \left(p_{fo} + \frac{3p_b}{4} \right) + h_3 \left(p_{fi} + \frac{p_b}{4} \right) + h_4 \left(s + \frac{3p_b}{4} \right) + p_b^2 \right] + g$
<p>Nota: $s = \frac{1}{2} \sqrt{b_p g}$; si $p_{fi} > s$, usar $s = p_{fi}$</p>		

Fuente: Sumner (2003), (modificado por autor)

Para mayor detalle sobre la derivación de estas expresiones referirse a la teoría de líneas de fluencia descrita en el **CAPÍTULO 2**.

4.2.7. Revisión de estados límites

Entre los estados límite que se deben considerar en el diseño de conexiones de empalme con placa extendida, adicionales a la ruptura por tensión de los pernos o flexión de la placa, se encuentran:

1. Ruptura por cortante de los pernos

Conservadoramente, se asume que la resistencia ante el cortante es provista por los pernos cercanos al ala en compresión. La capacidad nominal debe satisfacer la siguiente expresión, en caso contrario, se debe incrementar el diámetro o cantidad de pernos.

$$V_p < \phi R_n = \phi_n n_b F_v A_b \quad (4.42)$$

En donde:

V_p : cortante por capacidad en la conexión

ϕ_n : 0.90

n_b : cantidad de pernos en el ala a compresión: cuatro para conexiones 4E y 4ES, ocho para conexiones 8ES

F_v : esfuerzo de ruptura por cortante de los pernos, según la Tabla J3.2 del AISC 360-10.

A_b : área nominal de los pernos

2. Aplastamiento/extracción de los pernos

Producto de la fuerza cortante vertical, se puede generar una deformación excesiva del agujero de los pernos, causando una falla por aplastamiento de la placa. Igualmente, se puede presentar una falla por desgarramiento o extracción del material entre agujeros adyacentes o entre un agujero y el borde de la placa.

En ese sentido, la resistencia individual de cada perno, ante estos estados modos de falla, se puede obtener mediante:

$$\begin{aligned} R_n &= R_n \text{ ruptura} < R_n \text{ aplastamiento} \\ R_n &= 1.2 L_c t_p F_{up} < 2.4 d_b t_p F_{up} \end{aligned} \quad (4.43)$$

Donde:

t_p : espesor de la placa

F_{up} : esfuerzo último de la placa

d_b : diámetro nominal de los pernos

L_c : distancia libre, en la dirección de la fuerza, entre el borde de un agujero y el borde de un agujero adyacente o el borde del material. Para el cálculo de la distancia libre, el diámetro del agujero se debe calcular como el diámetro del perno más 1.6 mm

La resistencia total de la conexión es determinada por la sumatoria de resistencias individuales de los pernos en el ala a compresión cumpliendo con la siguiente expresión:

$$V_u < \phi_n R_{n\ total} = \phi_n (n_i R_{ni} + n_o R_{no}) \quad (4.44)$$

En donde:

V_u : cortante último en la conexión

ϕ_b : 0.90

n_i : cantidad de pernos internos: dos para conexiones 4E y 4ES, cuatro para 8ES

n_o : cantidad de pernos externos: dos para conexiones 4E y 4ES, cuatro para 8ES

R_{ni} : Resistencia nominal para un perno interno

R_{oi} : Resistencia nominal para un perno externo

3. Cedencia por cortante en la porción extendida de la placa

En las conexiones no rigidizadas, se debe revisar la capacidad de las placas de conexión para resistir los esfuerzos generados por las fuerzas que transmiten las alas de la viga. Estas fuerzas se calculan transformando el momento en un par de fuerzas axiales:

$$P_{uf} = \frac{M_{EP}}{d_b - t_{bf}} \quad (4.45)$$

Donde:

P_{uf} : fuerza factorizada de tensión o compresión en el ala de la viga

M_{EP} : momento por capacidad en la conexión

d_b : peralte de la viga

t_{bf} : espesor del ala de la viga

Luego, la fuerza de cada ala se transfiere a la placa en forma de cortante doble, como se muestra en la siguiente Figura.

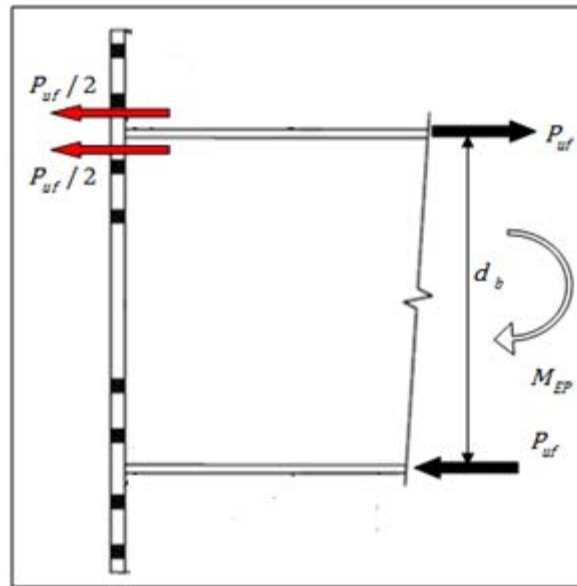


Figura 4.21. Transferencia de fuerzas de las alas de la viga hacia la placa de una conexión de placa extendida

La capacidad de la placa extendida a la cedencia por cortante debe satisfacer la siguiente expresión:

$$\frac{P_{uf}}{2} < \phi_n R_n = \phi_n 0.6 b_p t_p F_{yp} \quad (4.46)$$

En donde:

ϕ_n : 0.90

b_p : ancho de la placa extendida

t_p : espesor de la placa extendida

F_{yp} : esfuerzo de cedencia de la placa extendida

4. Ruptura por cortante en la porción extendida de la placa

Otro estado límite que se debe revisar en conexiones no rigidizadas, es la ruptura por cortante a través de una sección que pasa por la línea de centro de las filas de pernos. La capacidad de cada placa debe ser mayor a la mitad de la fuerza en las alas de la viga:

$$\frac{P_{uf}}{2} < \phi_n R_n = \phi_n 0.6 F_{up} A_n \quad (4.47)$$

En la expresión anterior:

ϕ_n : 0.75

A_n : área neta de la sección, calculada como el producto del espesor de la placa por su ancho neto menos el diámetro de los agujeros

F_{up} : esfuerzo último de la placa extendida

4.2.8. Espesor y geometría del rigidizador

Los rigidizadores deben tener la resistencia suficiente para transferir la fuerza del ala de la viga a los pernos en la porción extendida de la placa. Según Murray et al. (2002), para garantizar un adecuado flujo de cargas a través de la conexión, los rigidizadores deben exhibir un comportamiento similar al alma de la viga. Por consiguiente, el espesor mínimo del rigidizador debe ser igual al espesor del alma de la viga.

Si los materiales del rigidizador y de la viga son diferentes, se tiene que modificar el espesor con base en la razón existente entre los esfuerzos de cedencia de ambos materiales, es decir:

$$t_{st \text{ req}} = t_{bw} \frac{F_{yb}}{F_{yst}} \quad (4.48)$$

Donde:

$t_{st \text{ req}}$: espesor del rigidizador requerido

t_{bw} : espesor del alma de la viga

F_{yb} : esfuerzo de cedencia de la viga

F_{st} : esfuerzo de cedencia del rigidizador

Adicionalmente, para prevenir el pandeo local del rigidizador, su espesor debe cumplir con la siguiente relación:

$$t_{st} \geq 1.79 h_{st} \sqrt{\frac{F_{yst}}{E_s}} \quad (4.49)$$

En la cual:

h_{st} : altura del rigidizador (ver Figura 3.18)

F_{st} : esfuerzo de cedencia del rigidizador

t_{wb} : espesor del alma de la viga

E_s : módulo de elasticidad del acero (2.1×10^6 kg/cm²)

En cuanto al dimensionamiento, la altura del rigidizador h_{st} debe coincidir con la longitud de placa que sobresale del peralte de la viga; mientras que, su longitud L_{st} se puede calcular a partir de la siguiente ecuación:

$$L_{st} = \frac{h_{st}}{\tan 30^\circ} \quad (4.50)$$

La expresión anterior supone la longitud necesaria para que la fuerza del ala de la viga se transmita al rigidizador formando un ángulo de distribución de esfuerzos de 30°. Según los comentarios del AISC 358-10, el modelo de distribución de esfuerzos para este ángulo se utiliza en otros tipos de conexiones para determinar la "Sección de Whitmore".

Por otra parte, para facilitar las soldaduras de unión de los rigidizadores, éstos deben terminar con cortes rectos de 25 mm de longitud en el vértice cercano al ala de la viga y en el vértice cercano al final de la placa extendida. Además, el vértice donde se encuentra el ala de la viga con la placa extendida también se debe biselar para proporcionar un espacio libre entre el rigidizador y la soldadura de unión entre el ala de la viga y la placa extendida.

La siguiente Figura muestra la geometría recomendada para el rigidizador de una placa extendida de empalme.

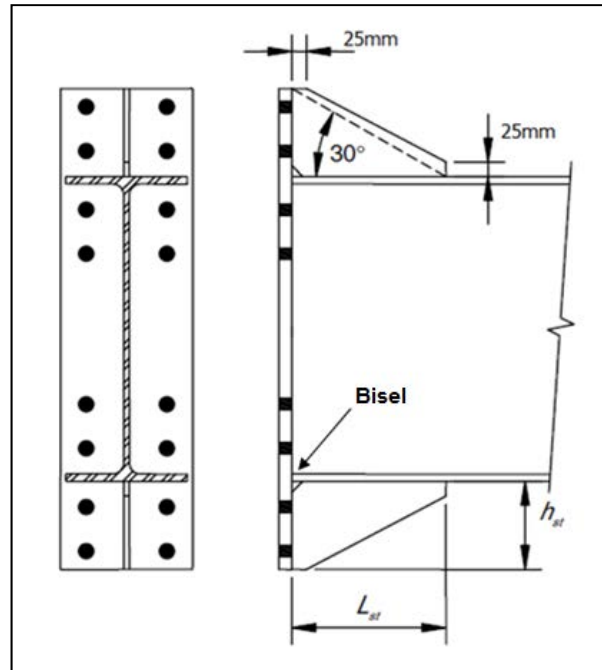


Figura 4.22. Geometría recomendada para el rigidizador en conexiones de placa extendida
Fuente: ASIC 358-10, (modificado por autor)

4.2.9. Soldaduras en conexiones de placa extendida

La unión entre los elementos que conforman este tipo de conexión: viga, placa extendida y rigidizador (en algunos casos), se debe realizar por medio de soldaduras, el proceso debe incluir la siguiente secuencia:

1. Soldadura alma de la viga-placa extendida

La unión del alma de la viga a la placa extendida se puede realizar utilizando soldaduras de filete o soldaduras de penetración total. Si se usan soldaduras de filete, éstas deben cumplir con el espesor mínimo y deben diseñarse para desarrollar la capacidad a flexión del alma de la viga en la cercanía de los pernos interiores. El espesor requerido de soldadura corresponde a:

$$w = \frac{0.6t_{bw}F_y}{2 \cdot 0.75 \cdot (0.707F_w)} \quad (4.51)$$

Donde:

w: espesor de la soldadura

t_{bw}: espesor del alma de la viga

F_y : esfuerzo de fluencia

F_w : resistencia del electrodo

En cuanto a la capacidad a cortante, se asume como longitud efectiva de soldadura para resistir esta fuerza, el menor de los siguientes valores:

$$L_{w\text{ efect}} = \min \left[\frac{d_b}{2} - t_{bf}, d_b - 2t_{bf} - (p_{fi} + 2d_{bo}) \right] \quad (4.52)$$

Donde:

d_b : peralte de la viga

t_{bf} : espesor del ala de la viga

p_{fi} : distancia de la cara interna del ala a la fila interna de pernos más cercana

d_{bo} : diámetro nominal de los pernos

El mayor espesor de soldadura calculado para los estados límite anteriores rige el diseño final.

2. Soldadura ala de la viga-placa extendida

Estas soldaduras deben diseñarse para resistir las fuerzas axiales que se producen en las alas de la viga producto del momento aplicado en la conexión.

El ala de la viga se puede conectar a la placa de extremo con doble soldadura de filete, si el espesor del ala es menor a 9.6 mm. Para espesores mayores, se debe utilizar soldadura de penetración completa, con una garganta de 45° y una raíz mínima en el costado interno del ala, evitando así el uso de aberturas de acceso para soldaduras, ya que su uso "puede resultar en fracturas del ala de la viga. Si se utilizan soldadura CPJ la soldadura sobre el alma de la viga no se puede inspeccionar; sin embargo, esto no es preocupante debido a que se trata de un punto "suave" dentro de la conexión." (Manual AISC 360-10, p.12-9).

Posteriormente, la raíz de la soldadura CPJ debe reforzarse con soldadura de filete de 7.9 mm. El detallado se muestra en la Figura 4.20.

3. Soldaduras para unión de rigidizadores

En los casos donde se utilicen conexiones de placa extendida rigidizadas, la unión del rigidizador a la cara exterior del ala de la viga y a la cara de la placa extendida se debe realizar con soldaduras penetración completa (CPJ) de bisel simple o doble. Sin embargo, si el espesor del rigidizador es menor a 9.6 mm, se permite el uso de soldaduras dobles de filete.

La soldadura del rigidizador al ala de la viga debe diseñarse para desarrollar la capacidad a cortante del rigidizador:

$$V_u = \phi R_n = \phi 0.6 L_{st} t_{st} F_y \quad (4.53)$$

Donde:

$\phi = 1.00$

L_{st} : longitud del rigidizador

t_{st} : espesor del rigidizador

F_y : esfuerzo de cedencia del material

Por otra parte, la soldadura de unión del rigidizador con la placa extendida debe permitir el desarrollo de su capacidad a tensión:

$$P_u = \phi R_n = \phi h_{st} t_{st} F_y \quad (4.54)$$

Donde:

$\phi = 0.90$

h_{st} : altura del rigidizador

t_{st} : espesor del rigidizador

F_y : esfuerzo de cedencia del material

La siguiente Figura muestra un ejemplo del conjunto de soldaduras a utilizar en una conexión de empalme con placa extendida rigidizada.

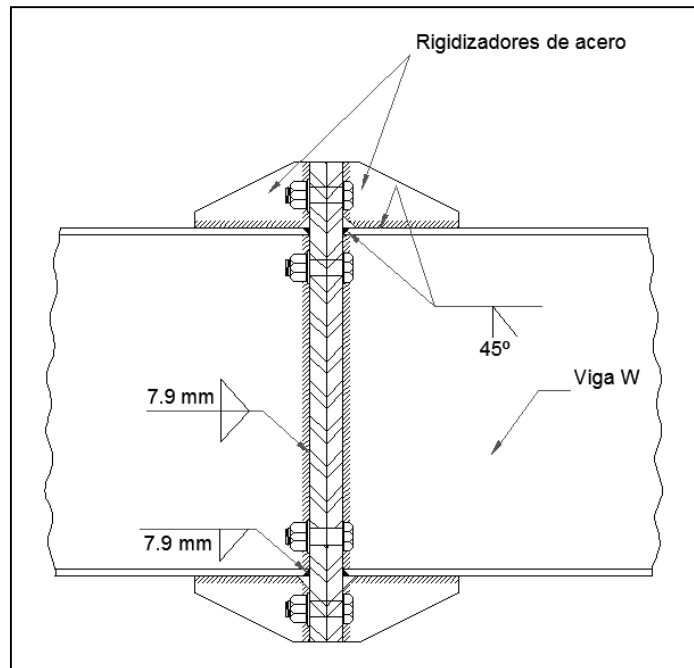


Figura 4.23. Ejemplo de soldaduras en una conexión de placa extendida rigidizada

4.2.10. Placas de continuidad

En caso de utilizar conexiones de placa extendida donde la viga se une directamente a la columna, el requerimiento de rigidizadores de continuidad debe contemplar los requisitos indicados en la *Sección 4.1.6*, teniendo en cuenta las siguientes modificaciones para las expresiones de cálculo de resistencia en los siguientes estados límites de la columna:

1. Flexión local del ala

De manera similar al diseño de la placa extendida, en la columna se requiere un espesor mínimo del ala para que los pernos puedan desarrollar su capacidad a tensión. En este caso, la expresión se traduce en:

$$t_{fc\text{ req}} = \sqrt{\frac{1.11\phi_n M_{np}}{\phi_d F_{yc} Y_c}} \quad (4.55)$$

Donde:

$t_{fc\text{ req}}$: espesor requerido del ala de la columna

ϕ_n : 0.90

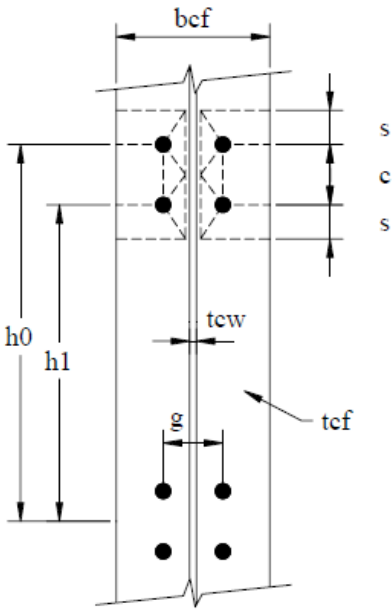
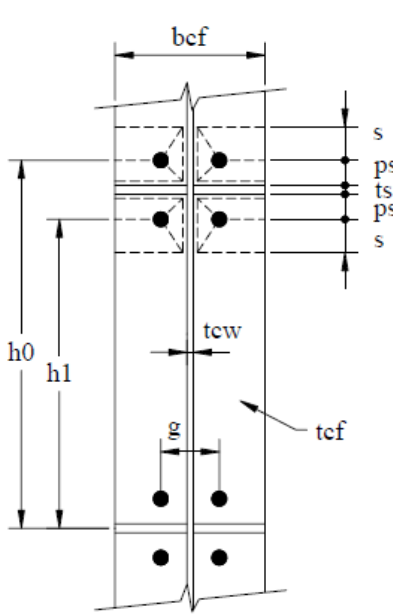
ϕ_d : 1.00

M_{np} : momento sin fuerzas de apalancamiento calculado con la Ec. (3.39)

F_{yc} : esfuerzo de cedencia de la columna

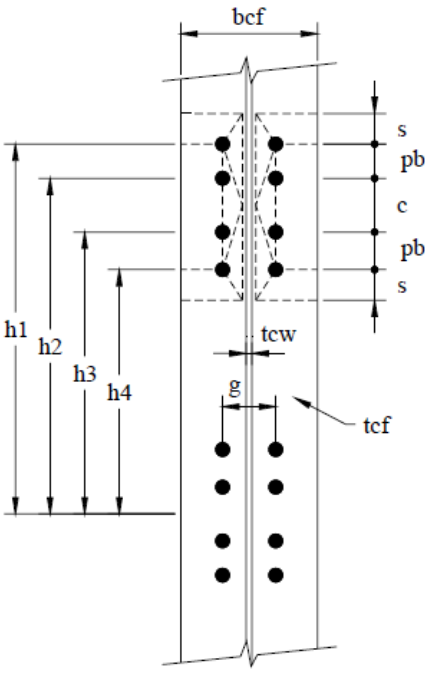
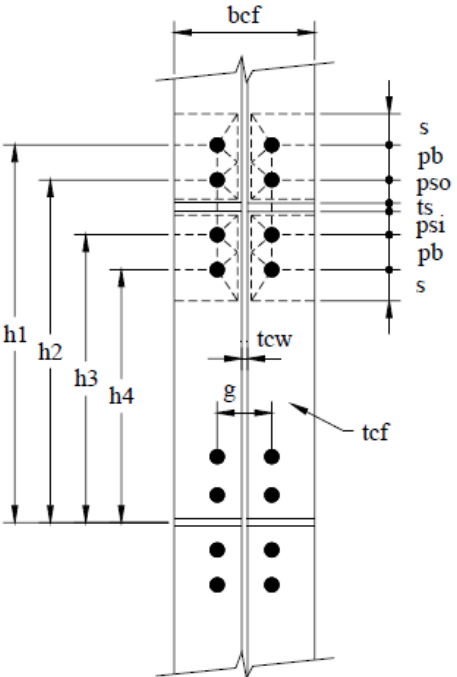
Y_c : parámetro del mecanismo de líneas de cedencia en el ala de la columna, según Cuadro 2.8 ó Cuadro 2.9

Cuadro 4.7. Parámetro del mecanismo de líneas de cedencia en la columna para conexiones 4E y 4ES

Tipo de columna	Valor de Y_c
Columna sin placa de continuidad	$Y_c = \frac{b_{cf}}{2} \left[h_1 \left(\frac{1}{s} \right) + h_0 \left(\frac{1}{s} \right) \right] + \frac{2}{g} \left[h_1 \left(s + \frac{3c}{4} \right) + h_0 \left(s + \frac{c}{4} \right) + \frac{c^2}{2} \right] + \frac{g}{2}$
Columna con placa de continuidad	$Y_c = \frac{b_{cf}}{2} \left[h_1 \left(\frac{1}{s} + \frac{1}{p_{si}} \right) + h_0 \left(\frac{1}{s} + \frac{1}{p_{so}} \right) \right] + \frac{2}{g} \left[h_1 (s + p_{si}) + h_0 (s + p_{so}) \right]$
Geometría de columna sin placa de continuidad	Geometría de columna con placa de continuidad
	
<p>Nota: $s = \frac{1}{2} \sqrt{b_{cf} g}$; si $p_{si} > s$, usar $s = p_{si}$</p>	

Fuente: ASIC 358-10, (modificado por autor)

Cuadro 4.8. Parámetro del mecanismo de líneas de cedencia en la columna para conexiones 8ES

Tipo de columna	Valor de Y_c
Columna sin placa de continuidad	$Y_c = \frac{b_{cf}}{2} \left[h_1 \left(\frac{1}{s} \right) + h_4 \left(\frac{1}{s} \right) \right] + \frac{2}{g} \left[h_1 \left(p_b + \frac{c}{2} + s \right) + h_2 \left(\frac{p_b}{2} + \frac{c}{4} \right) + h_3 \left(\frac{p_b}{2} + \frac{c}{2} \right) + h_4 (s) \right] + \frac{g}{2}$
Columna con placa de continuidad	$Y_c = \frac{b_{cf}}{2} \left[h_1 \left(\frac{1}{s} \right) + h_2 \left(\frac{1}{p_{so}} \right) + h_3 \left(\frac{1}{p_{si}} \right) + h_4 \left(\frac{1}{s} \right) \right] + \frac{2}{g} \left[h_1 \left(s + \frac{p_b}{4} \right) + h_2 \left(p_{so} + \frac{3p_b}{4} \right) + h_3 \left(p_{si} + \frac{p_b}{4} \right) + h_4 \left(s + \frac{3p_b}{4} \right) + p_b^2 \right] + g$
Geometría de columna sin placa de continuidad	Geometría de columna con placa de continuidad
	
<p>Nota: $s = \frac{1}{2} \sqrt{b_{cf} g}$; si $p_{si} > s$, usar $s = p_{si}$</p>	

Fuente: ASIC 358-10, Sumner (2003)

Si el espesor del ala de la columna no cumple con el espesor requerido, se debe cambiar la sección por una de ala más gruesa o reforzar con placas de continuidad para revisar de nuevo la expresión (4.55) con el mecanismo de cedencia para una columna rigidizada.

Nótese en los Cuadros 4.7 y 4.8 que el uso de placas de continuidad genera nuevas líneas de fluencia horizontales que aumentan la capacidad a flexión de la columna, pero su espesor, t_s , no aparece explícitamente en las ecuaciones para el cálculo del mecanismo de falla. Sin

embargo, si afecta los términos relacionados con las distancias medidas desde la placa hasta las filas de pernos interna y externa más cercana, p_{so} y p_{si} . Al utilizar placas más gruesas, estas distancias se reducen y la capacidad aumenta evitando así un posible modo de falla por flexión del ala.

No obstante, las placas de continuidad deben tener un espesor que permita fáciles procesos de apernado de la placa extendida a la columna y soldadura de la placa de continuidad a la columna. Por lo tanto, si el espesor de placas requerido para cumplir con la Ec. (4.55) es excesivo, la opción de cambiar la columna es más adecuada.

Adicionalmente, el ala de la columna debe soportar la flexión que genera la componente de tensión del momento actuante en la cara de la columna. La resistencia ante esta fuerza se determina como:

$$\phi_d R_n = \frac{\phi_d M_{cf}}{d_b - t_{bf}} \quad (4.56)$$

Donde:

d_b : peralte de la viga

t_{bf} : espesor del ala de la viga

$\phi_d M_{cf}$: resistencia a flexión del ala de la columna, calculada como:

$$\phi_d M_{cf} = \phi_d F_{yf} Y_c t_{cf}^2 \quad (4.57)$$

En la cual:

ϕ_d : 1.00

F_{yf} : esfuerzo de cedencia del ala de la columna

Nuevamente, si la resistencia de la columna no es suficiente se deben proveer placas de continuidad para tomar la diferencia entre capacidad y demanda.

2. Cedencia local del ala

La capacidad nominal de la columna ante este modo de falla se calcula como:

$$\phi_d R_n = \phi_d C_t (6k_{c des} + t_{bf} + 2t_p) F_{yc} t_{cw} \quad (4.58)$$

Donde:

ϕ_d : 1.00

C_t : 1 cuando la distancia desde el final de la columna hasta la cara superior del ala de la viga es mayor que el peralte de la columna (d_c). De lo contrario este valor debe tomarse como 0.5

$k_{c\ des}$: distancia desde la cara externa del ala de la columna hasta el final del bisel de unión con el alma (valor de diseño)

t_{bf} : espesor del ala de la viga

t_p : espesor de la placa extendida

F_{yc} : esfuerzo de cedencia de la columna

t_{cw} : espesor del alma de la columna

Si la resistencia requerida no es suficiente se deben proveer placas de continuidad para tomar la diferencia.

Por otra parte, para las conexiones de empalme resulta evidente que estas revisiones no aplican ya que la placa extendida no se encuentra conectada directamente a la columna. Si ese fuera el caso, la revisión debe hacerse con las ecuaciones correspondientes a la conexión utilizada para unir la viga a la columna. En el sistema propuesto se trata de una conexión WUF-W.

4.2.11. Zona de panel

La revisión de la capacidad de la zona de panel en conexiones con placa extendida de extremo se debe realizar conforme a la *Sección 4.1.7*. Para conexiones de empalme, la revisión debe hacerse para la unión viga-columna utilizada, en este caso la conexión WUF-W.

4.2.12. Razón de momentos viga-columna

En conexiones con placa extendida de extremo, se aplican los mismos criterios expuestos en la *Sección 4.1.8*. Nuevamente, para conexiones de empalme de placa extendida no aplica esta revisión puesto que se incluye como parte del diseño de la conexión viga-columna (conexión WUF-W).

4.2.13. Resumen del procedimiento diseño para conexiones de empalme con placa extendida empernada

El siguiente Cuadro resume el procedimiento de diseño para conexiones de empalme con placa extendida empernada.

Cuadro 4.9. Procedimiento de diseño para conexiones de empalme con placa extendida empernada

Pasos	Descripción	Referencias
1. Revisión de condiciones de precalificación	Parámetros geométricos recomendados de conexiones precalificadas	Cuadro 4.5
2. Localización de la rótula plástica	La rótula plástica es gobernada por los criterios de la conexión WUF-W	Ver sección 4.2.2
3. Cálculo de cargas de diseño	-Momento diseño de conexión de placa extendida, M_{EP} -Cortante de diseño, V_p	Ecs. 4.32 y 4.33 Ec. 4.3
4. Selección de geometría y configuración de la placa extendida	Ver sección 4.2.4	Ver sección 4.2.4
5. Selección del diámetro de pernos	-Cálculo de la capacidad a tensión -Cálculo del diámetro de pernos	Ec. 4.34 Ec. 4.35
6. Selección del espesor de la placa extendida	-Cálculo del momento resistente (placa gruesa) -Cálculo del espesor de placa requerido	Ec. 4.38 Ec. 4.41
7. Revisión de estados límite	-Ruptura por cortante de los pernos -Aplastamiento/extracción de los pernos -Cedencia por cortante en la porción extendida de la placa -Ruptura por cortante en la porción extendida de la placa	Ec. 4.42 Ecs. 4.43 y 4.44 Ecs. 4.45 y 4.46 Ec. 4.47
8. Espesor y geometría del rigidizador	-Cálculo de espesor -Dimensionamiento y geometría según AISC 358-10	Ecs. 4.48 y 4.49 Ec. 4.50 y Figura 4.22
9. Soldaduras	Soldaduras de placa y rigidizador	Sección 4.2.9
10. Placas de continuidad	No aplica, rige la conexión WUF-W	Sección 4.2.10
11. Zona Panel	No aplica, rige la conexión WUF-W	Sección 4.2.11
12. Razón de momentos columna-viga	No aplica, rige la conexión WUF-W	Sección 4.2.12

CAPÍTULO 5: DERIVACIÓN DE MECANISMOS DE LÍNEAS DE CEDENCIA PARA PLACAS TIPO 1/2 MRES

El desarrollo de una ecuación para la predicción de la capacidad a flexión de una conexión de placa extendida rigidizada, con 1 fila de pernos del lado externo del patín y 2 filas en el costado interno (Figura 5.1), no se encuentra registrado en ninguno de los estudios descritos en la sección del Marco Teórico.

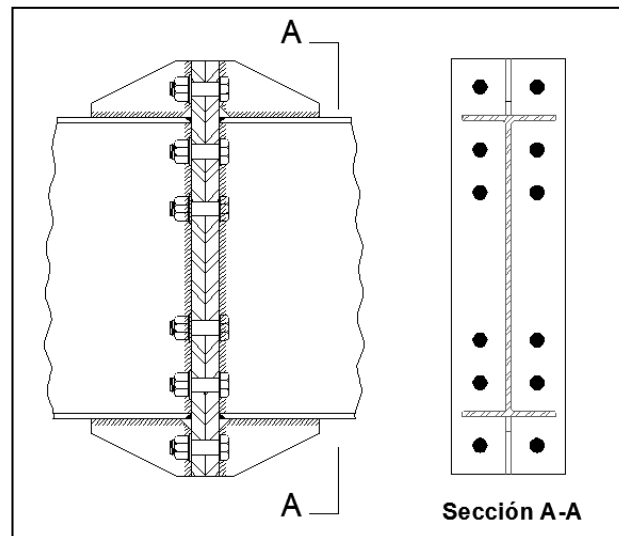


Figura 5.1. Configuración de una placa 1/2MRES.

Por este motivo, uno de los objetivos de la presente investigación consiste en el análisis de mecanismos de falla y deducción de ecuaciones de diseño para esta configuración de placa extendida utilizando la teoría descrita. Con esto, se le brinda al profesional una alternativa para optimizar sus diseños, ya que actualmente sólo se dispone de ecuaciones para placas Multi-Filas rigidizadas con una o tres filas de pernos en el interior de la viga.

Para la placa 1/2MRES, se parte de mecanismos derivados para otras configuraciones de placa, a los cuales se les realizan modificaciones para adaptarlos al caso particular.

Inicialmente, el análisis se realiza de manera independiente para posibles mecanismos en la sección externa (porción extendida) y mecanismos en la sección interna. Luego, los resultados se unen para obtener los mecanismos característicos de la placa.

5.1. Mecanismos de cedencia para la sección externa de la placa

Para la sección externa se analizan dos posibles mecanismos que se pueden presentar para placas con rigidizador y una fila de pernos, por ejemplo: placas 4ES o 1/3MRES.

En la porción extendida, la posibilidad de dos mecanismos depende de la magnitud de la distancia entre la fila más externa de pernos, d_e , y el borde final de la placa, tal como se muestra en la siguiente Figura.

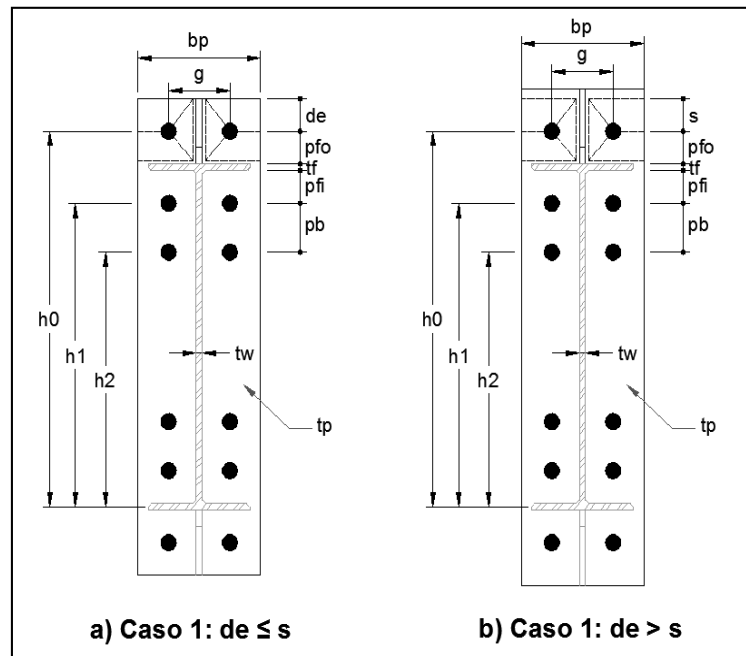


Figura 5.2. Posibles mecanismos externos para una placa 1/2MRES

Las ecuaciones del mecanismo se muestran para cada caso.

- Caso 1 ($d_e \leq s$):

$$Y_p = \left[\frac{b_p}{2} \left[h_0 \left(\frac{1}{p_{fo}} + \frac{1}{2s} \right) \right] + \frac{2}{g} \left[h_0 (d_e + p_{fo}) \right] \right] \quad (5.1)$$

- Caso 2 ($d_e > s$):

$$Y_p = \left[\frac{b_p}{2} \left[h_0 \left(\frac{1}{p_{fo}} + \frac{1}{s} \right) \right] + \frac{2}{g} \left[h_0 (s + p_{fo}) \right] \right] \quad (5.2)$$

Los cálculos para cada mecanismo se presentan en el **APÉNDICE B**.

5.2. Mecanismos de cedencia para la sección interna de la placa

En cuanto a la sección interna, se aprovechan dos posibles mecanismos derivados en el pasado para una placa 1/2MRE. Ambos mecanismos se distinguen en la siguiente Figura.

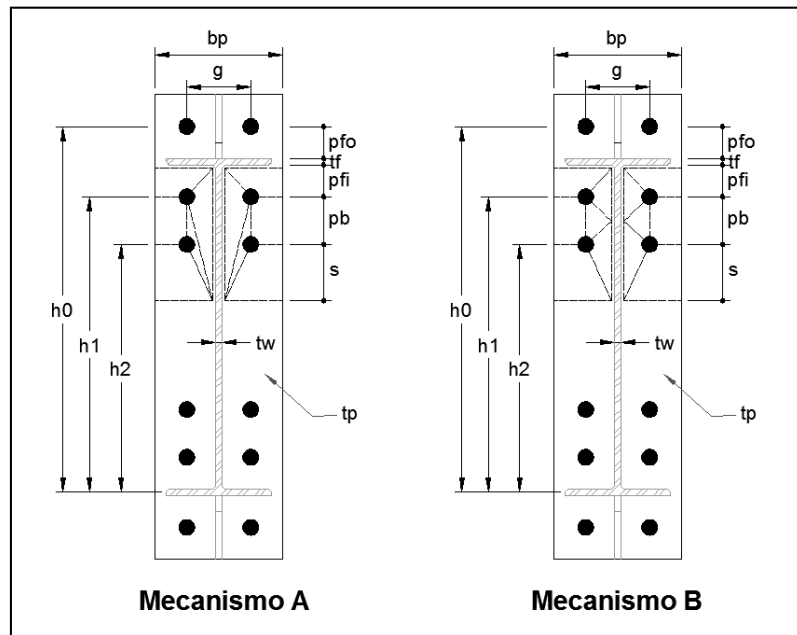


Figura 5.3. Mecanismos internos planteados para una placa 1/2MRES

Los mecanismos difieren en la localización de líneas de cedencia inclinadas que se forman entre las filas de pernos a tensión y el alma de la viga.

El mecanismo A se extrae de un estudio realizado por Borgsmiller (1995), en él: “estas particulares líneas de cedencia nacen en la fila de pernos más cercana al ala de la viga y finalizan en la cara de su alma a una distancia s de la fila de pernos más interna.” (Borgsmiller, 1995, p. 49).

$$Y_{p-A} = \left[\frac{b_p}{2} \left[h_1 \left(\frac{1}{p_{fi}} \right) + h_2 \left(\frac{1}{s} \right) \right] + \frac{2}{g} \left[h_1 (p_{fi} + p_b + s) \right] \right] \quad (5.3)$$

Para este caso: $s = \frac{1}{2} \sqrt{b_p g \frac{h_2}{h_1}}$

El segundo mecanismo (mecanismo B) es propuesto por Sumner (2003). Presenta líneas de cedencia que salen de ambas filas de pernos y se intersecan al llegar a la cara del alma de la viga. Su ecuación se representa como:

$$Y_{p-B} = \left[\frac{b_p}{2} \left[h_1 \left(\frac{1}{p_{fi}} \right) + h_2 \left(\frac{1}{s} \right) \right] + \frac{2}{g} \left[h_1 \left(p_{fi} + \frac{3p_b}{4} \right) + h_2 \left(s + \frac{p_b}{4} \right) \right] + \frac{g}{2} \right] \quad (5.4)$$

Donde: $s = \frac{1}{2} \sqrt{b_p g}$

En el **APÉNDICE B** se demuestra el cálculo para ambas expresiones.

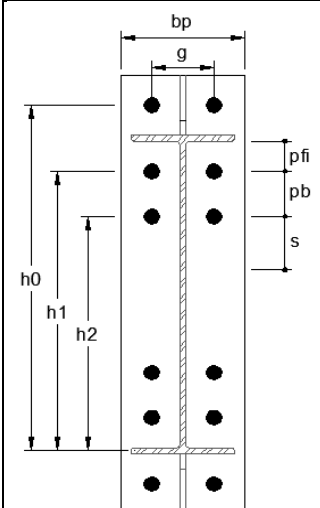
5.3. Mecanismos de cedencia gobernantes

Según la teoría de líneas de cedencia, el mecanismo gobernante en la placa es el que ofrece menor capacidad para resistir flexión y por lo tanto producirá la falla del elemento con mayor rapidez. Para determinar tal mecanismo, se debe analizar la capacidad de cada mecanismo externo e interno.

No obstante, los mecanismos externos no son determinantes para definir el caso crítico, ya que al ser comunes a cualquier mecanismo interno que se considere, su aporte es despreciable. Por lo tanto, basta con analizar los dos mecanismos internos para su determinación.

Al asignar valores a todos los parámetros y evaluarlos en los dos casos (Ver Cuadro 5.1), se puede definir el mecanismo de menor capacidad.

Cuadro 5.1. Evaluación de mecanismos internos para la placa 1/2MRES

	Parámetro	Mecanismo A (Ec. 5.3)	Mecanismo B (Ec. 5.4)
	b_p (cm)	18	18
g (cm)	9	9	9
p_{fi} (cm)	5	5	5
p_b (cm)	5	5	5
h_0 (cm)	49.8	49.8	49.8
h_1 (cm)	38.5	38.5	38.5
h_2 (cm)	33.5	33.5	33.5
s (cm)	6.36	5.94	5.94
Y_p (cm)	256.2	252.2	252.2

La diferencia en los resultados se encuentra en los dos últimos términos de las ecuaciones y en el valor s de cada mecanismo. El mecanismo B presenta el menor parámetro de cedencia y por lo tanto es el que contrala la resistencia a flexión de la placa.

De esta forma, al sumar el mecanismo B de la sección interna, con los dos posibles mecanismos para la sección externa, se definen las ecuaciones y mecanismos característicos para la placa 1/2 MRES, tal como se muestra a continuación.

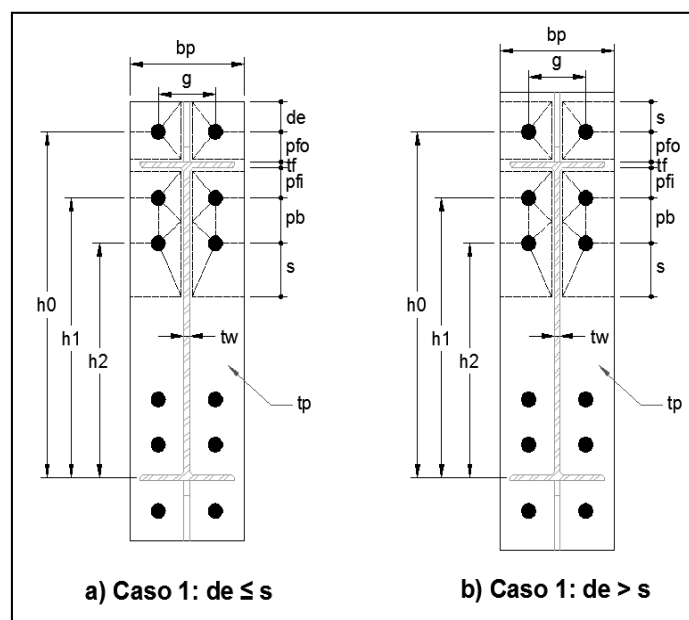


Figura 5.4. Mecanismos de líneas de cedencia característicos para placa 1/2MRES.

- Caso 1 ($d_e \leq s$):

Cuadro 5.2. Ecuación del mecanismo de líneas de cedencia para placa con configuración 1/2MRES (Caso $d_e \leq s$)

Mecanismo	Valor de Y_p
Externo	$Y_p = \left[\frac{b_p}{2} \left[h_0 \left(\frac{1}{p_{f0}} + \frac{1}{2s} \right) \right] + \frac{2}{g} \left[h_0 (d_e + p_{f0}) \right] \right]$
+	
Interno	$Y_{p-B} = \left[\frac{b_p}{2} \left[h_1 \left(\frac{1}{p_{fi}} \right) + h_2 \left(\frac{1}{s} \right) \right] + \frac{2}{g} \left[h_1 \left(p_{fi} + \frac{3p_b}{4} \right) + h_2 \left(s + \frac{p_b}{4} \right) \right] + \frac{g}{2} \right]$
=	
Total	$Y_p = \frac{b_p}{2} \left[h_1 \left(\frac{1}{p_{fi}} \right) + h_2 \left(\frac{1}{s} \right) + h_0 \left(\frac{1}{p_{f0}} + \frac{1}{2s} \right) \right] + \frac{2}{g} \left[h_1 \left(p_{fi} + \frac{3p_b}{4} \right) + h_2 \left(s + \frac{p_b}{4} \right) + h_0 (d_e + p_{f0}) \right] + \frac{g}{2}$

Donde: $s = \frac{1}{2} \sqrt{b_p g}$

- Caso 2 ($d_e > s$):

Cuadro 5.3. Ecuación del mecanismo de líneas de cedencia para placa con configuración 1/2MRES (Caso $d_e > s$)

Mecanismo	Valor de Y_p
Externo	$Y_p = \left[\frac{b_p}{2} \left[h_0 \left(\frac{1}{p_{f0}} + \frac{1}{s} \right) \right] + \frac{2}{g} \left[h_0 (s + p_{f0}) \right] \right]$
+	
Interno	$Y_{p-B} = \left[\frac{b_p}{2} \left[h_1 \left(\frac{1}{p_{fi}} \right) + h_2 \left(\frac{1}{s} \right) \right] + \frac{2}{g} \left[h_1 \left(p_{fi} + \frac{3p_b}{4} \right) + h_2 \left(s + \frac{p_b}{4} \right) \right] + \frac{g}{2} \right]$
=	
Total	$Y_p = \frac{b_p}{2} \left[h_1 \left(\frac{1}{p_{fi}} \right) + h_2 \left(\frac{1}{s} \right) + h_0 \left(\frac{1}{p_{f0}} + \frac{1}{s} \right) \right] + \frac{2}{g} \left[h_1 \left(p_{fi} + \frac{3p_b}{4} \right) + h_2 \left(s + \frac{p_b}{4} \right) + h_0 (s + p_{f0}) \right] + \frac{g}{2}$

Para el cálculo de la distancia, s , se mantiene la expresión: $s = \frac{1}{2} \sqrt{b_p g}$

5.4. Evaluación de los mecanismos de cedencia derivados

Según la metodología de diseño de las conexiones placa emperrada, la capacidad a flexión depende de diversos factores, entre ellos: cantidad y diámetro de pernos, espesor de placa y el mecanismo de colapso asociado.

Esto se aprovecha para verificar teóricamente que los mecanismos de cedencia derivados para la placa 1/2MRE generan resultados aceptables para su utilización en el diseño. Para ello, se realiza, mediante un ejemplo, un análisis comparativo con otras configuraciones de placa utilizadas en este tipo de conexiones.

Considere una placa con las características para conectarse a una viga W18x40, la misma utilizada en el diseño de marcos del **CAPÍTULO 3**. Para el diseño de la conexión suponga pernos A325, los cuales se distribuirían en: una 1 fila de pernos al costado externo del ala y 1, 2 ó 3 filas de pernos en el costado interno. Adicionalmente, considere que la placa puede ser no rigidizada o contar con rigidizador, tal como se muestra en la Figura adjunta.

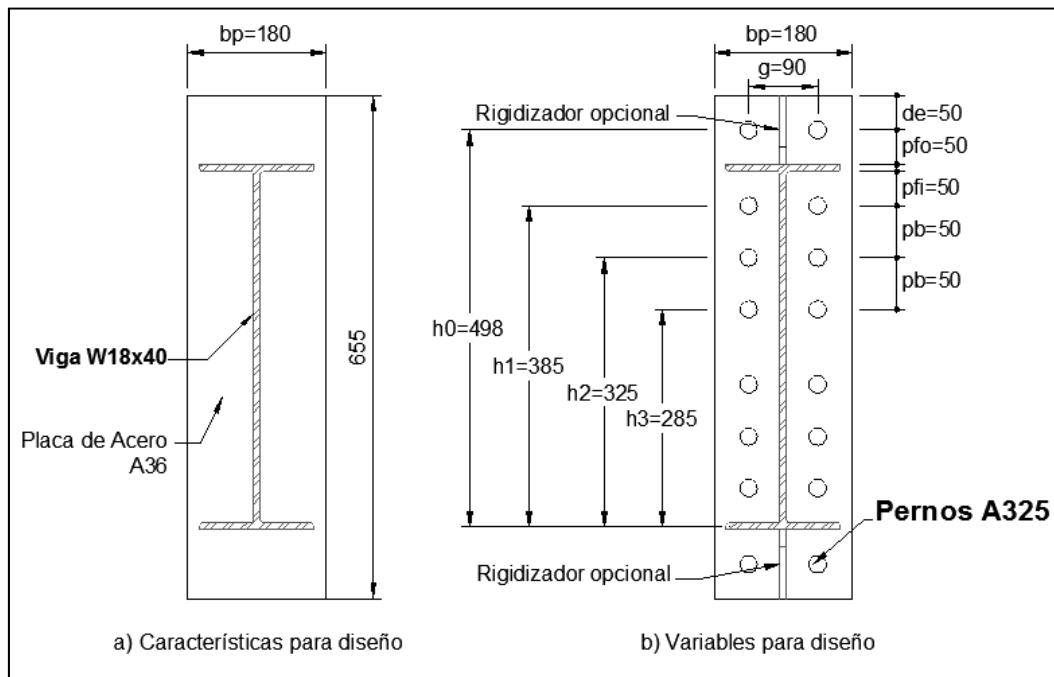


Figura 5.5. Consideraciones para análisis comparativo de mecanismos de cedencia en diferentes configuraciones de placa (cotas en mm)

Si se utiliza el mismo diámetro de pernos para todas las alternativas de conexión, por ejemplo pernos de 25mm de diámetro ($\phi=1"$), la adición de filas en el interior de la placa o el

uso del rigidizador modifica los mecanismos de falla de las placas y producen los siguientes resultados en el diseño de la conexión.

Cuadro 5.4. Comparación de capacidad para placas con geometría y diámetro de pernos constante, cantidad de filas de pernos variable

Parámetro	Ecuación	Sin rigidizador			Con rigidizador		
		4E	1/2 MRE	1/3 MRE	4ES	1/2 MRES	1/3 MRES
Filas internas	-	1	2	3	1	2	3
d_b (mm)	-	25.4	25.4	25.4	25.4	25.4	25.4
A_b (cm ²)	-	5.07	5.07	5.07	5.07	5.07	5.07
P_t (Ton)	(3.35)	31.9	31.9	31.9	31.9	31.9	31.9
ϕM_{np} (Ton-m)	(3.39)	56.4	77.7	95.9	56.4	77.7	95.9
Y_p (cm)	(4.6-4.17)	305.9	337.6	362.1	456.3	488.0	512.4
ΔY_p (cm) con fila adicional	-	-	31.7	24.4	-	31.7	24.4
$t_{p \text{ req}}$ (mm)	(3.42)	27.0	30.2	32.4	22.1	25.1	27.2
ϕM_{pl} (Ton-m)	(3.41)	56.3	77.6	95.8	56.3	77.6	95.8
$\Delta \phi M_{pl}$ (Ton-m) con fila adicional	-	-	21.3	18.2	-	21.3	18.2

En el Cuadro anterior:

d_b : diámetro de los pernos

A_b : área de los pernos

P_t : fuerza de tensión máxima en los pernos

ϕM_{np} : capacidad máxima a flexión provista por el conjunto de pernos

Y_p : mecanismo de cedencia de la placa

$t_{p \text{ req}}$: espesor de placa requerido

ϕM_{pl} : capacidad a flexión de la placa

A partir de los resultados obtenidos se observa que conforme se incrementa el número de filas de pernos, se dispone de más elementos para resistir un mayor momento (ϕM_{np}). Además, se tienen placas con mecanismos de cedencia, Y_p , más elevados que incrementan su capacidad a flexión.

No obstante, esto implica el uso de placas más gruesas o placas rigidizadas para evitar su deformación excesiva antes que los pernos alcancen su máxima capacidad a tensión.

Para el caso de las placas rigidizadas, los mecanismos de cedencia son mayores y demandan un espesor de placa menor. En la siguiente Figura se aprecia que el espesor de la placa rigidizada con mayor mecanismo de falla (placa 1/3 MRES), equivale al espesor requerido para la placa sin refuerzo (placa 4E) con el menor de los mecanismos evaluados.

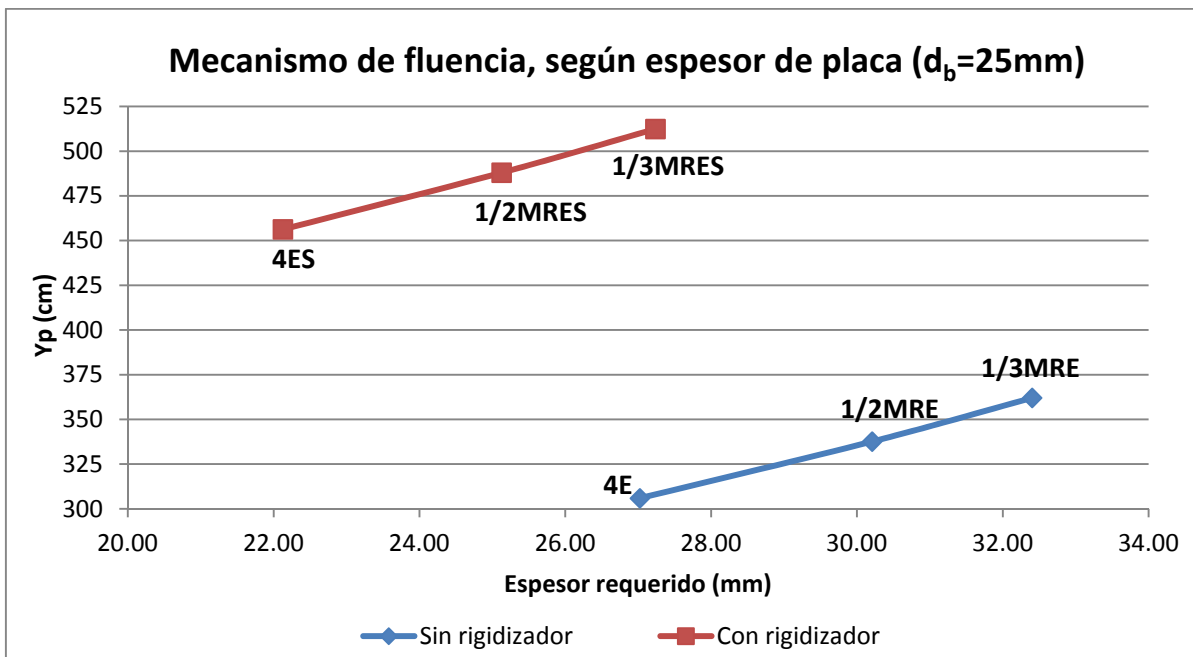


Figura 5.6. Mecanismos de cedencia de placas con diferente configuración pernos y diámetro constante

Asimismo, se deduce que para una misma configuración de pernos, el uso del rigidizador permite utilizar placas más delgadas manteniendo la capacidad a flexión de la placa, es decir, hay un desplazamiento horizontal de la curva de capacidad en función del espesor de placa, tal como se aprecia en la siguiente Figura.

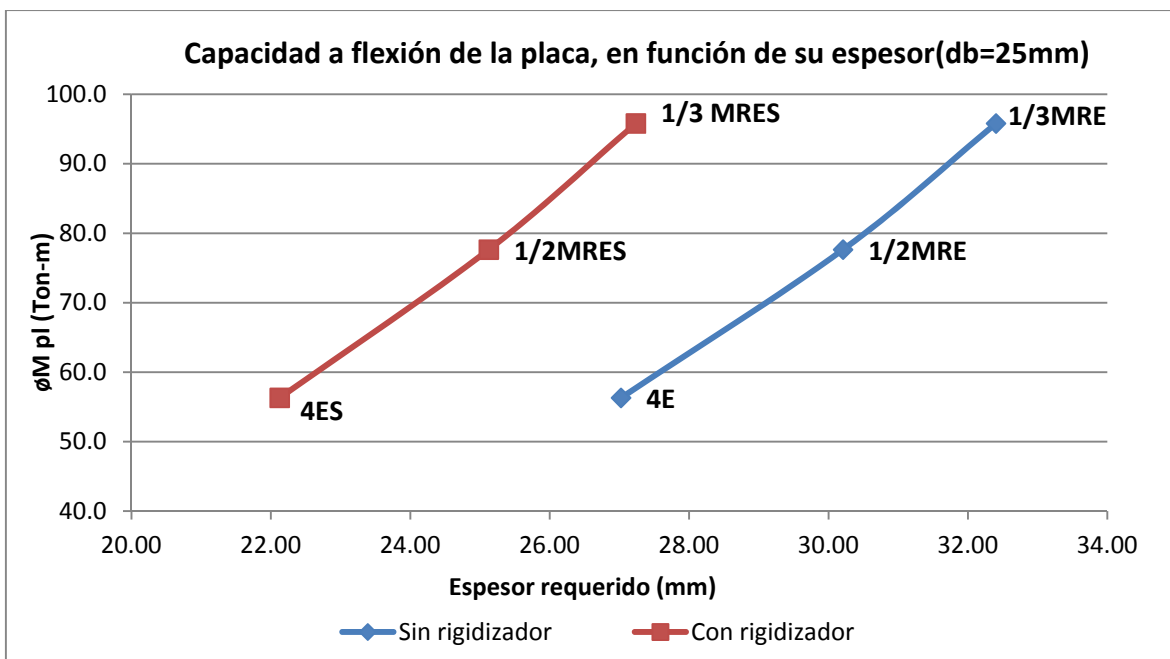


Figura 5.7. Capacidad a flexión de placas con diferente configuración pernos y diámetro constante

Es importante recalcar que el análisis anterior se realiza para un diámetro constante, por lo tanto, la capacidad a flexión de la placa y de la conexión es variable.

Generalmente, el diseñador dispone de una variedad de pernos para escoger. Por lo tanto, para resistir un momento específico, el diámetro de pernos requerido se puede ajustar al incrementar las líneas de pernos.

Por ejemplo, considere un momento aplicado sobre la conexión de 50 Ton-m ($M_{EP} = 50$ Ton-m). Este momento se toma del **APÉNDICE C**, en el que se ejemplifica el diseño del sistema de conexión de empalme propuesto en este proyecto para un marco IMF de 3 pisos.

Al modificar el diámetro de pernos para resistir el momento aplicado se obtienen los siguientes resultados para las diferentes configuraciones de placa.

Cuadro 5.5. Comparación de capacidad para placas con geometría constante, cantidad de filas y diámetro de pernos variable

Parámetro	Ecuación	Sin rigidizador			Con rigidizador		
		4E	1/2 MRE	1/3 MRE	4ES	1/2 MRES	1/3 MRES
Filas internas	-	1	2	3	1	2	3
$d_{b \text{ req}}$ (mm)	(3.35)	25.2	21.5	19.3	25.2	21.5	19.3
A_b (cm ²)	-	5.00	3.62	2.94	5.00	3.62	2.94
P_t (Ton)	(3.35)	31.5	22.8	18.5	31.5	22.8	18.5
ϕM_{np} (Ton-m)	(3.39)	50.0	50.0	50.0	50.0	50.0	50.0
Y_p (cm)	(4.6-4.17)	305.9	337.6	362.1	456.3	488.0	512.4
ΔY_p (cm) con fila adicional	-	-	31.7	24.4	-	31.7	24.4
$t_{p \text{ req}}$ (mm)	(3.42)	26.8	25.5	24.7	22.0	21.2	20.7
ϕM_{pl} (Ton-m)	(3.41)	55.5	55.5	55.5	55.5	55.5	55.5
$\Delta \phi M_{pl}$ (Ton-m) con fila adicional	-	-	0.0	0.0	-	0.0	0.0

En este caso, la colocación de filas adicionales de pernos se traduce, simultáneamente, en un incremento del mecanismo de cedencia de la placa Y_p y en una disminución de su espesor, $t_{p \text{ req}}$, como se aprecia a continuación.

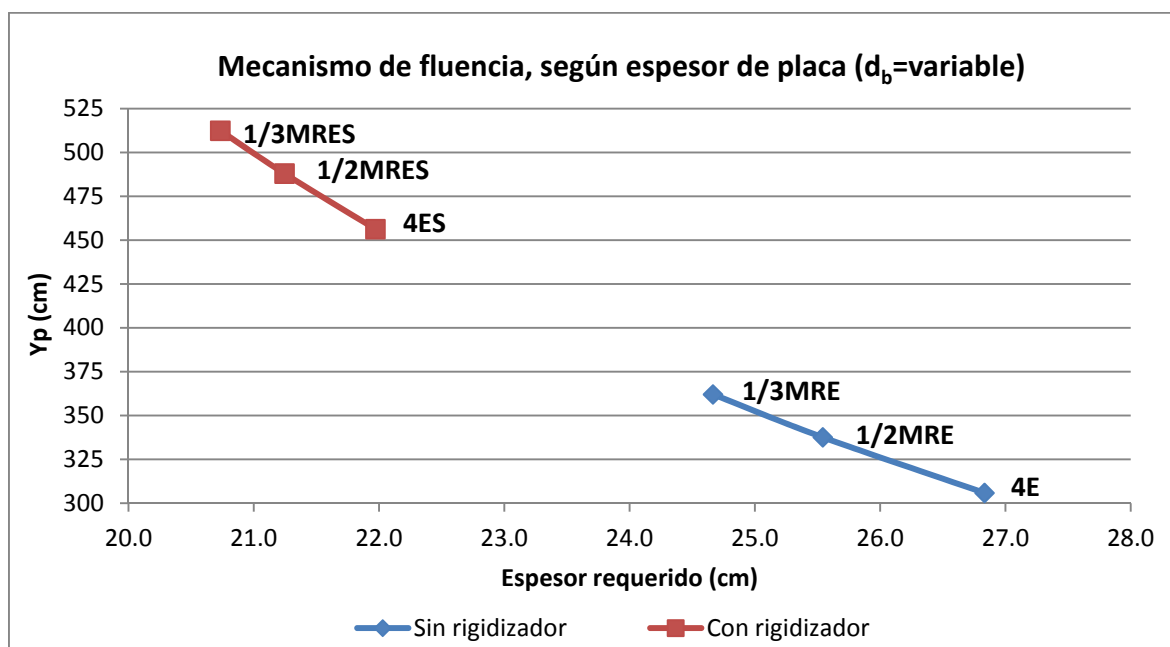


Figura 5.8. Mecanismos de cedencia de placas con diferente configuración y diámetro de pernos.

Se debe observar que la capacidad a flexión de las diferentes configuraciones de placa se mantiene constante al ajustar el diámetro de pernos y espesor de placa a los valores requeridos para satisfacer la demanda (Figura 5.9). Lo que sucede es que el uso de diámetros más pequeños contrarresta el incremento de capacidad que produciría el agregar una fila adicional de pernos.

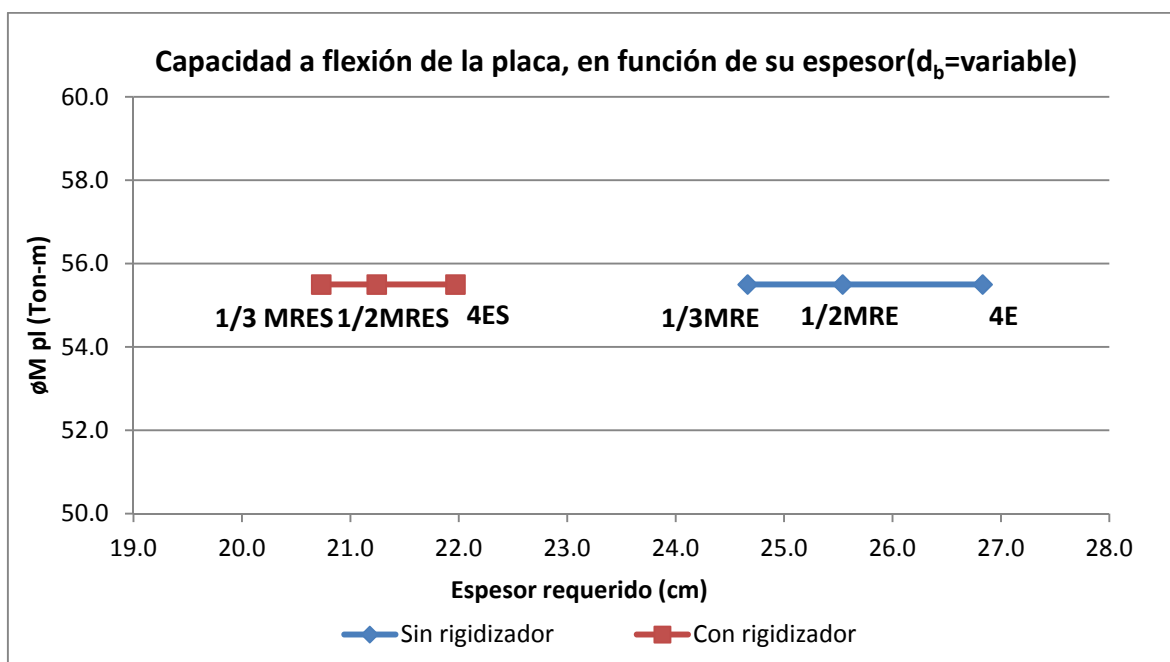


Figura 5.9. Capacidad a flexión de placas con diferente configuración pernos y diámetro variable.

Es importante acotar que la Figura 5.9 muestra las diferentes alternativas que se tienen para diseño en función de la configuración de placa. Depende del diseñador determinar cuál de ellas es más eficiente y se ajusta de mejor manera a sus necesidades.

Adicionalmente, las relaciones establecidas en los ejemplos permiten demostrar que los mecanismos de cedencia derivados para la placa 1/2MRES son adecuados, ya que mantienen un patrón de comportamiento razonable con respecto a los resultados para las otras configuraciones de placa.

CAPÍTULO 6: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

6.1. Conclusiones

- Con base en los resultados del diseño de marcos de momento intermedios (IMF) y especiales (SMF), realizado para demostrar la aplicabilidad de conexiones de empalme con placas extendidas, se derivan las siguientes conclusiones:
 - a. El uso de conexiones de placa extendida empernada, como unión viga-columna, requiere un espesor mínimo del ala de la columna para evitar su falla por flexión. Si la capacidad de la columna no es suficiente, la sección se debe cambiar por otra con alas más gruesa, esto encarece el peso y costo final de la estructura.
 - b. Los marcos IMF, son sistemas destinados a estructuras de varios niveles, con altura máxima de 10 m y con carga de entrepiso considerable. En esos casos, las columnas requeridas por carga axial son relativamente pequeñas y el uso de conexiones viga-columna de placa empernada produce un incremento de las secciones. Por ejemplo, para un marco IMF de 2 pisos, se obtuvo un aumento del 106% en el peso de las columnas, pasando de una sección W10x33 a una W10x68. Para el marco de 3 niveles, el aumento fue del 80%, al cambiar una sección W12x40 por una W12x72.
 - c. Los marcos SMF son sistemas estructurales que demandan alta capacidad de deformación y su diseño en muchos casos está regido por requisitos adicionales que presenta el sistema, entre ellos:
 - Ductilidad local óptima de los elementos
 - Razón de momentos Columna-Viga (Artículo 10.5.3.4 del CSCR-10)

Según los criterios considerados para el diseño de marcos SMF de 2, 3, 4 y 6 pisos, en los tres primeros casos, las columnas requeridas por resistencia son mucho más livianas, que aquellas necesarias para satisfacer los requisitos mencionados. Sin embargo, en todos los marcos, las columnas impuestas por requisitos si tienen el espesor mínimo del ala para usar una conexión viga-columna de placa extendida.

- d. La conexión de placa extendida se puede utilizar como unión viga-columna en los marcos SMF sin tener que modificar su diseño. En los marcos IMF, al desplazar la

conexión de placa y utilizarla como empalme, se mantienen las columnas requeridas por demanda y se aprovechan las ventajas de un sistema de conexión apertado.

- e. El diseño de edificaciones a base SMF debe reservarse para aquellas estructuras que, por limitaciones o restricciones, no pueden diseñarse bajo los lineamientos de los otros sistemas de marcos. Esto porque su diseño es más riguroso y en estructuras pequeñas es ineficiente, ya que requiere el aumento de las secciones para cumplir con requisitos de códigos de diseño. Por ejemplo, al diseñar el marco de 2 pisos como sistema IMF y utilizar la conexión de empalme, se requiere una columna W10x33, mientras que su diseño como sistema SMF, si se mantiene el mismo peralte, demanda una columna W10x100; esto representa un incremento del 203% en el peso de las columnas. Para el caso del marco de 3 pisos, el IMF tendría una columna W12x40, mientras que el SMF una W12x96, lo que se traduce en un aumento del 140%.

Si existe la posibilidad de usar columnas más aperaltadas para cumplir con requisitos de los sistemas SMF, la diferencia en pesos entre un marco IMF y un SMF no es tan extrema, aunque la tendencia se mantiene. En este caso, para el marco SMF de 2 pisos se podría utilizar una columna W14x68 (incremento del 106%) y para 3 pisos una sección W16x77 (aumento del 92%), con respecto a los marcos IMF equivalentes.

Además, se logra inferir que para edificios de más de 6 niveles (aproximadamente 20m) el uso de sistemas SMF comienza a resultar eficiente. A partir de esa altura, la demanda por carga axial gobierna el diseño de las columnas, en lugar de los requisitos de código impuestos al sistema estructural.

- En Costa Rica, para realizar un completo diseño sísmico de las conexiones de marcos de acero resistentes a momento, se debe contar con la siguiente documentación:
 - a. Código Sísmico de Costa Rica (CSCR-10)
 - b. Conexiones Precalificadas para Aplicaciones Sísmicas en Marcos de Momento Intermedios y Especiales (AISC 358-10).
 - c. Provisiones Sísmicas para Edificaciones de Acero Estructural (AISC 341-10)
 - d. Especificación para Edificaciones de Acero Estructural (AISC 360-10)

- Un conjunto de conexión de empalme formado por una conexión de ala soldada sin refuerzo y alma soldada (WUF-W) y una conexión de placa empernada presenta características favorables para su utilización en marcos de momento. Al ser un sistema prefabricado, donde los puntos soldados de ambas conexiones se elaboran totalmente en taller, se proporciona óptimas condiciones de trabajo de soldadura y se favorecen los controles de calidad. En campo, sólo se ejecutan operaciones de montaje mediante pernos de alta resistencia por lo que se reducen tiempos de construcción y la necesidad de una mano de obra altamente calificada.
- Los procedimientos específicos de diseño para la conexión WUF-W y la conexión de placa extendida empernada, son fácilmente entendibles y asimilables al comportamiento y fallas que se quiere en conexiones sometidas a sismos de gran magnitud. La alta sismicidad de nuestra zona geográfica demanda el uso de conexiones con estas características. Al usar la combinación de dos conexiones precalificadas, se busca garantizar la disipación de energía sísmica en el segmento de viga entre la columna y el punto de empalme.
- Generalmente, los perfiles laminados en caliente que se usan en el país son de acero Grado 50 ($F_y=3500 \text{ Kg/cm}^2$), mientras que el acero en láminas es Grado 36 ($F_y=2520 \text{ Kg/cm}^2$). Esta diferencia entre los materiales genera conexiones con placas y elementos de refuerzo más gruesos.

En algunos casos, el dimensionamiento de estos elementos se basa en relaciones de espesor con respecto a las secciones principales (viga y columna), bajo el supuesto de que se trata del mismo material; al no ser así, se requiere de un incremento proporcional en el espesor. En otros casos, el esfuerzo de cedencia interviene directamente en los cálculos de resistencia, pero al tratarse de diseños por capacidad y tener un material menos resistente, se requieren placas de refuerzo más gruesas.

- En una conexión de placa empernada, el momento se resiste por los pernos y luego se transfiere a la placa. La capacidad a flexión de los primeros depende de la cantidad, diámetro y ubicación; mientras que la capacidad a flexión de la placa depende de los mecanismos de falla asociados a su geometría. El uso de rigidizadores aumenta significativamente esta capacidad y reduce el espesor de placa requerido, sin que esto incida en el diámetro de pernos demandado por el momento de diseño.

- La teoría de líneas de cedencia es un método efectivo para la predicción de la capacidad a flexión de placas de acero. En este proyecto, su uso permitió la derivación de ecuaciones para diseño de una placa extendida rigidizada con 1 fila de pernos del lado externo del patín y 2 filas en el costado interno (configuración de placa 1/2 MRES), utilizando mecanismos derivados para otras configuraciones de placa. Como es de esperar, la placa brinda resultados intermedios entre placa con una fila pernos y tres filas de pernos en el interior de la viga, en cuánto a diámetro de pernos y espesor de placa se refiere.

6.2. Recomendaciones

- En la práctica, se recomienda que la construcción de marcos con el sistema de conexión propuesto sea realizada por empresas calificadas y con técnicas de fabricación estrictas. Es de suma importancia verificar la calidad de las soldaduras de taller, así como respetar las dimensiones de elementos y tolerancias especificadas en planos, ya que al ser un sistema prefabricado se pueden presentar problemas de montaje si algún elemento está mal dimensionado.

Se debe procurar una longitud de viga precisa y con la "cuadratura" adecuada en sus extremos. Si la viga es muy larga no entrará en el espacio dispuesto entre las placas de empalme, mientras que si queda corta, la longitud de los pernos podría ser insuficiente para unir correctamente las dos placas, quedando un espacio entre ambas o tuercas mal roscadas. Además, la localización de los agujeros para pernos requieren una tolerancia máxima, de manera tal que los tornillos puedan atravesar la placa de forma correcta.

- Como futuros proyectos de investigación, se recomienda la realización de las pruebas experimentales para evaluar el comportamiento del conjunto de conexión al ser sometido a cargas cíclicas.
- En futuras versiones del Código Sísmico de Costa Rica, se recomienda revisar las limitaciones y restricciones de los sistemas de marco resistente a momento. El uso por obligación, de un sistema en particular, puede inducir a que el diseño de elementos y conexiones sea gobernado por requisitos del sistema y no por condiciones de demanda.

- El uso en conjunto de dos conexiones para cada unión de un marco de acero puede encarecer su costo. Para disminuir este impacto, se recomienda:
 - a. Incentivar la utilización de acero en lámina Grado 50 en el mercado nacional. Con esto, se puede reducir el espesor de diseño en placas o elementos de refuerzo de la conexión, como lo son: placas de continuidad, placas de cortante, placas de refuerzo para el alma y rigidizadores. Además, al tener placas más delgadas se ahorra material de aporte para soldaduras y tiempo de ejecución en este proceso.
 - b. Utilizar conexiones de placas rigidizadas para el empalme. De esta forma, se reduce el espesor de placa requerido y así su costo. Además, esta práctica compensa la pérdida de rigidez que se produce en la porción extendida de placa, al desplazarla lejos de la cara de la columna.
- Un análisis de elemento finito es útil para predecir el comportamiento de conexiones de placa extendida empernada. En futuro proyectos, se recomienda el uso de un programa de computadora que realice este tipo de análisis para comparar sus resultados con las ecuaciones de capacidad derivadas para una placa 1/2 MRES.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Trabajos finales de grado o postgrado:

1. Srouji, Razmi. (1983). Yield-line analysis of end-plate connections with bolt forces predictions. Proyecto de graduación para optar por el grado de Maestría en Ingeniería Civil, Escuela de Ingeniería Civil y Ciencias Ambientales, Universidad de Oklahoma, Oklahoma, Estados Unidos.
2. Borgsmiller, J. (1995). Simplified method for design of moment end-plate connections. Proyecto de graduación para optar por el grado de Maestría en Ingeniería Civil, Instituto Politécnico de Virginia. Virginia, Estados Unidos.
3. Ryan, J. (1999). Evaluation of extended end-plate moment connections subject to cycling loading. Proyecto de graduación para optar por el grado de Maestría en Ingeniería Civil, Instituto Politécnico de Virginia. Virginia, Estados Unidos.
4. Sumner, E. (2003). Unified design of extended end-plate moment connections subject to cycling loading. Proyecto de graduación para optar por el grado de Doctorado de Filosofía en Ingeniería Civil, Instituto Politécnico de Virginia. Virginia, Estados Unidos.
5. Ruiz, L. (2007). Análisis y diseño de conexiones en estructuras metálicas. Proyecto de graduación para optar por el grado de Licenciatura en Ingeniería Civil, Escuela de Ingeniería Civil, Universidad de Costa Rica, San José, Costa Rica.
6. Zambrano, P. (2008). Diseño Sismorresistente de Conexiones Rígidas Viga-Columna y Arriostramientos Excéntricos para un Edificio de Acero de 15 Pisos Emplazado en la Ciudad de Valdivia [Versión electrónica]. Tesis presentada como parte de los requisitos para optar al Título de Ingeniero Civil en Obras Civiles, Escuela de Ingeniería Civil en Obras Civiles, Universidad Austral de Chile, Valdivia, Chile.

Códigos y manuales de diseño:

7. American Institute of Steel Construction (ANSI/AISC). (2005). *Prequalified Connections for Special and Intermediate Steel Moment Frames for Seismic Applications (AISC 358-05)*. Chicago: AISC.

8. American Institute of Steel Construction (ANSI/AISC). (2009). *Supplement No. 1 to ANSI/AISC 358-05 Prequalified Connections for Special and Intermediate Steel Moment Frames for Seismic Applications (AISC-358s)*. Chicago: AISC.
9. American Institute of Steel Construction (ANSI/AISC). (2010). *Prequalified Connections for Special and Intermediate Steel Moment Frames for Seismic Applications (AISC 358-10)*. Chicago: AISC.
10. American Institute of Steel Construction (ANSI/AISC). (2010). *Seismic Provisions for Structural Steel Buildings (AISC 341-10)*. Chicago: AISC.
11. American Institute of Steel Construction (ANSI/AISC). (2010). *Specification for Structural Steel Buildings (AISC 360-10)*. Chicago: AISC.
12. American Welding Society (AWS). (2010). *Structural Welding Code Reinforcing Steel D1.1/D1.1M*. Estados Unidos: ANSI
13. Astaneh-Asl, A. (1997). *Seismic Design of Steel Column-Tree Moment-Resisting Frames*. Departamento de Ingeniería Civil y Ambiental de la Universidad de Berkeley. California.
14. Colegio Federado de Ingenieros y Arquitectos de Costa Rica (CFIA). (2010). *Código Sísmico de Costa Rica 2010*. San José: Editorial Tecnológica de Costa Rica.
15. Colegio Federado de Ingenieros y Arquitectos de Costa Rica (CFIA). (2010). *Comentarios al Código Sísmico de Costa Rica 2010*. San José: Editorial Tecnológica de Costa Rica.
16. Federal Emergency Management Agency (FEMA). (2000). *Recommended Design Criteria for New Steel Moment-Frame Buildings (FEMA-350)*. Estados Unidos: FEMA.
17. Murray, T., Shoemaker, W. (2002). *Design Steel Guide 16: Flush and Extended Multiple-Row Moment End-Plate Connections* (1^{er} ed.). Estados Unidos: AISC.
18. Murray, T., Sumner, E. (2003). *Design Steel Guide 4: Extended End-Plate Moment Connections: Seismic and Wind Applications* (2^{da} ed.). Estados Unidos: AISC.

Apuntes de cursos o similares:

19. Miranda, P. (2010, II semestre). *Curso de Estructuras Metálicas (IC-1012)*. Carrera de Ingeniería Civil Universidad de Costa Rica. San José, Costa Rica.

20. Murray, T. (2011, abril). *Curso de Diseño Estructural de Conexiones en Acero*. San José, Costa Rica.

Entrevistas:

21. Cabezas, Ó. (2012, febrero). Entrevista con Orlando Pérez, Copropietario de SETECO Soluciones Técnicas Constructivas, San José, Costa Rica.

Programas de computadora:

22. Autodesk (2011). *Robot Structural Analysis Professional 2011 (Versión con Licencia Estudiantil)*.

23. Microsoft (2007). *Microsoft Office Excel 2007*.

APÉNDICE A: RESULTADOS DE DISEÑO PARA MARCOS IMF Y SMF

Este apéndice resume los resultados obtenidos tras el diseño de marcos IMF y SMF.

1. Diseño de marcos IMF

A continuación se presenta por elemento y tipo de marco, las demandas y capacidades de las secciones elegidas. Al final de este apéndice se presentan las hojas de cálculo para el diseño de cada elemento.

- *Vigas*
- Flexión

Cuadro A.1. Demandas por flexión para vigas de marcos IMF

M (Ton-m)	Cantidad de Pisos	
	2	3
M _{CP}	18.8	18
M _{CT}	8.1	7.76
M _{sismo}	5.1	10.1
Comb 6.1	26.3	25.2
Comb 6.2	35.5	34.0
Comb 6.3* (+)	28.9	32.9
Comb 6.3* (-)	18.7	12.7
Comb 6.4 (+)	23.0	27.2
Comb 6.4 (-)	12.8	7.0

* $f_1=0.5$

Para ambos marcos gobierna la combinación 6.2.

Cuadro A.2. Capacidad a flexión para opciones de viga en marcos IMF

Viga	$\phi M_n Y$ (Ton-m)	$\phi M_n LTB^*$ (Ton-m)
W16x36	33.3	32.8
W16x40	37.9	37.7
W18x35	35	32.1
W18x40	40.7	38.4

* $L_b=1.75m$ (separación entre viguetas), $C_b=1$.

Las secciones W16x40 y W18x40 cumplen para ambos casos, pero se decide utilizar la segunda opción ya que es una sección más rígida por el mismo peso. La sección W18x40 satisface los requisitos de ductilidad local óptima.

- Cortante

Cuadro A.3. Demandas por cortante para vigas de marcos IMF

V (Ton)	Cantidad de Pisos	
	2	3
V_{CP}	15.5	14.9
V_{CT}	6.7	6.46
V_{sismo}	1.67	2.7
Comb 6.1	21.7	20.9
Comb 6.2	29.3	28.2
Comb 6.3* (+)	21.3	21.6
Comb 6.3* (-)	18.0	16.2
Comb 6.4 (+)	16.4	16.9
Comb 6.4 (-)	13.1	11.5

* $f_1=0.5$

Para ambos marcos rige la combinación 6.2. La viga W18x40 cumple para ambos.

- Deflexiones

Cuadro A.4. Deflexiones para vigas de marcos IMF

Δ (cm)	Pisos	
	2	3
Δ_{CP}	8	7
Δ_{CT}	3.5	2.8
$\Delta_{CP} + \Delta_{CT}$	11.5	9.8

L (mm)	7000
$\Delta_{CVmax} (L/360)$	19
$\Delta_{CV + CMmax} (L/240)$	29

Todas las deflexiones son satisfactorias para una viga W18x40

- **Columnas**
- Compresión

Cuadro A.5. Demandas por carga axial en columnas de marcos IMF

P (Ton)	2 Pisos		3 Pisos	
	Col. Central	Col. Lateral	Col. Central	Col. Lateral
P _{CP}	34.1	15.2	62.8	29.6
P _{CT}	14.8	6.5	27.1	12.6
P _{sismo}	0.53	1.97	0.75	4.56
Comb 6.1	47.7	21.3	87.9	41.4
Comb 6.2	64.6	28.6	118.7	55.7
Comb 6.3 (+)	43.7	21.2	80.2	41.9
Comb 6.3 (-)	42.7	17.2	78.7	32.8
Comb 6.4 (+)	32.9	16.4	60.4	32.7
Comb 6.4 (-)	31.9	12.5	58.9	23.6
Ubicación	nivel +0.00	nivel +0.00	nivel +0.00	nivel +0.00

Cuadro A.6. Capacidad de carga axial en columnas de marcos IMF

Pisos	Columna	Pu (Ton)	ϕP_n (Ton-m)	Pu/ ϕP_n
2	W10x33	64.6	145.9	0.44
3	W12x40	118.7	175.8	0.68

- Flexión

Cuadro A.6. Demandas por flexión en columnas de marcos IMF

M (Ton-m)	2 Pisos		3 Pisos	
	Col. Central	Col. Lateral	Col. Central	Col. Lateral
M _{CP}	0.41	4.8	0.18	2.7
M _{CT}	0.18	2.08	0.075	1.19
M _{sismo}	8.4	6.1	11.8	10.4
Comb 6.1	0.6	6.7	0.3	3.8
Comb 6.2	0.8	9.1	0.3	5.1
Comb 6.3 (+)	8.9	12.2	12.0	13.8
Comb 6.3 (-)	-7.9	0.0	-11.6	-7.0
Comb 6.4 (+)	8.8	10.7	12.0	13.0
Comb 6.4 (-)	-8.0	-1.5	-11.6	-7.8
Ubicación	nivel +0.00	nivel +3.2	nivel +0.00	nivel +3.2

Cuadro A.7. Capacidad a flexión en columnas de marcos IMF

Pisos	Columna	Mu (Ton-m)	$\phi M_n Y$ (Ton-m)	Mu/ $\phi M_n Y$	$\phi M_n LTB^*$ (Ton-m)	Mu/ $\phi M_n LTB$
2	W10x33	12.2	20.2	0.60	18.3	0.67
3	W12x40	13.8	29.6	0.47	26.8	0.52

* $L_b=3.2m$ (longitud entre pisos), $C_b=1$

- Flexocompresión

La interacción de esfuerzos combinados de flexión y compresión, en un mismo plano, puede causar la falla del elemento. Para cada combinación de carga, la capacidad se revisa siguiendo las ecuaciones del Capítulo H del AISC 360-2010:

a) Si $P_u/\phi P_n \geq 0.2$
$$\frac{P_u}{\phi P_n} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{ux}}{\phi M_n} \right) \leq 1.0$$

b) Si $P_u/\phi P_n < 0.2$
$$\frac{P_u}{2\phi P_n} + \frac{M_{ux}}{\phi M_n} \leq 1.0$$

Cuadro A.8. Capacidad a flexocompresión en columnas de marcos IMF

Combinación	2 Pisos		3 Pisos	
	Col. Central	Col. Lateral	Col. Central	Col. Lateral
Comb 6.1	0.36	0.44	0.51	0.36
Comb 6.2	0.48	0.59	0.69	0.49
Comb 6.3 (+)	0.73	0.74	0.86	0.70
Comb 6.3 (-)	0.68	0.06	0.83	0.35
Comb 6.4 (+)	0.65	0.64	0.74	0.58
Comb 6.4 (-)	0.61	0.13	0.72	0.36

- Cortante

Cuadro A.9. Demandas por cortante en columnas de marcos IMF

V (Ton)	2 Pisos		3 Pisos	
	Col. Central	Col. Lateral	Col. Central	Col. Lateral
V_{CP}	0.39	2.26	0.18	4.59
V_{CT}	0.17	0.98	0.08	1.98
V_{sismo}	4.98	4.3	6.55	3.2
Comb 6.1	0.5	3.2	0.3	6.4
Comb 6.2	0.7	4.3	0.3	8.7
Comb 6.3 (+)	5.5	7.2	6.8	9.0
Comb 6.3 (-)	-4.5	-1.4	-6.3	2.6
Comb 6.4 (+)	5.4	6.4	6.7	7.6
Comb 6.4 (-)	-4.6	-2.2	-6.4	1.2
Ubicación	nivel +0.00	nivel +0.00	nivel +0.00	nivel +0.00

Cuadro A.10. Capacidad a cortante en columnas de marcos IMF

Pisos	Perfil	Vu (Ton)	ϕV_n (Ton-m)	Vu/ ϕV_n
2	W10x33	7.2	38.2	0.19
3	W12x40	9.0	47.6	0.19

- **Revisión de derivas**

Finalmente, la revisión de derivas se realiza para cada marco. Se considera una altura de piso de 3.2 m, una ductilidad de 3 (marcos IMF) y una razón máxima permisible deriva entre altura de piso de 0.002 ($\Delta_i/H_i=0.002$).

La siguiente Figura muestra como ejemplo las deformaciones que se generan en el marco de dos pisos.

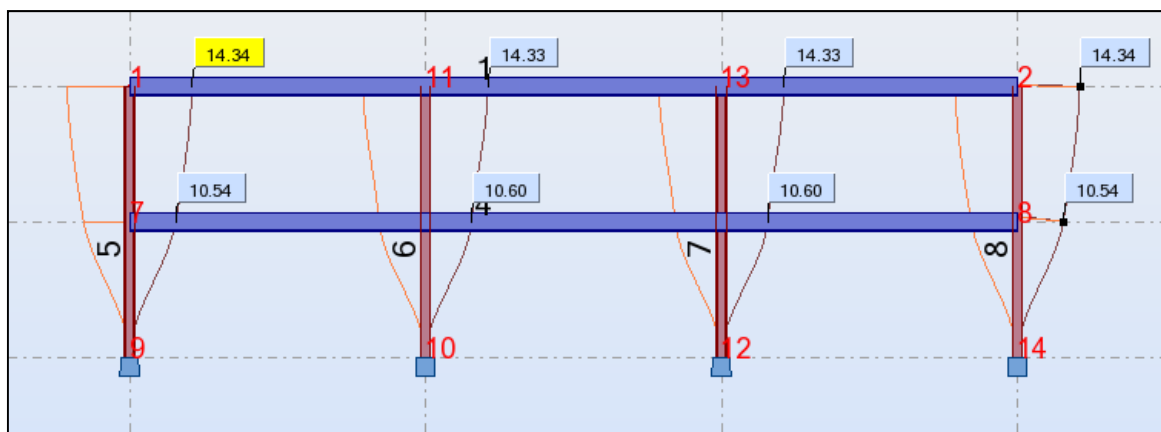


Figura A.1. Deformada por cargas de sismo para marco IMF de dos pisos.

Cuadro A.11. Revisión de derivas para marco IMF de 2 pisos

Vigas:		W18x40				
Columnas:		W10x33				
Nodo	Nivel	δ_e del programa (mm)	Δ^e (mm)	Δ_i (mm) (EC. 7-8 CSRC-10)	Δ_i/H	Condición
2	+6.40	14.3	3.8	22.8	0.0071	Cumple
8	+3.20	10.5	10.5	63	0.0197	Cumple
14	+0.00	0	-	-	-	-

Cuadro A.12. Revisión de derivas para marco IMF de 3 pisos

Vigas:		W18x40				
Columnas:		W12x40				
Nodo	Nivel	δ_e del programa (mm)	Δ^e (mm)	Δ_i (mm) (EC. 7-8 CSRC-10)	Δ_i/H	Condición
2	+9.60	21.4	2.9	17.4	0.0054	Cumple
6	+6.40	18.5	9.3	55.8	0.0174	Cumple
8	+3.20	9.2	9.2	55.2	0.0173	Cumple
14	+0.00	0	-	-	-	-

2. Diseño de marcos SMF

De igual forma, se presentan las cargas y resultados de diseño para los marcos SMF analizados. Al final de este apéndice se presenta las hojas para demostrar los cálculos de capacidades

- *Vigas*
- Flexión

Cuadro A.13. Demandas por flexión para vigas de marcos SMF

M (Ton-m)	Pisos			
	2	3	4	6
M_{CP}	18.5	17.9	17.1	16.7
M_{CT}	8.0	7.7	7.4	7.2
M_{sismo}	3.3	5.2	5.8	6.1
Comb 6.1	25.9	25.1	23.9	23.4
Comb 6.2	35.0	33.8	32.4	31.6
Comb 6.3* (+)	26.7	27.8	27.5	27.2
Comb 6.3* (-)	20.1	17.5	15.9	15.0
Comb 6.4 (+)	20.9	22.2	22.0	22.0
Comb 6.4 (-)	14.3	11.8	10.4	9.8

* $f_1=0.5$

Cuadro A.14. Capacidad a flexión para opciones de viga en marcos SMF

Viga	$\phi M_n Y$ (Ton-m)	$\phi M_n LTB^*$ (Ton-m)	ϕV_n (Ton)
W16x36	33.3	32.8	63.5
W16x40	37.9	37.7	66.1
W18x35	35	32.1	71.9
W18x40	40.7	38.4	76.4

* $L_b=1.75m$ (separación entre viguetas), $C_b=1$

De nuevo, para todos los casos gobierna la combinación 6.2 y se decide utilizar la viga W18x40.

- Cortante

Cuadro A.15. Demandas por cortante para vigas de marcos SMF

V (Ton)	Pisos			
	2	3	4	6
V_{CP}	15.3	14.9	14.5	14.3
V_{CT}	6.6	6.4	6.27	6.18
V_{sismo}	1.02	1.58	1.7	1.7
Comb 6.1	21.4	20.9	20.3	20.0
Comb 6.2	28.9	28.1	27.4	27.0
Comb 6.3 (+)	20.4	20.4	20.1	19.8
Comb 6.3 (-)	18.3	17.3	16.7	16.4
Comb 6.4 (+)	15.6	15.7	15.5	15.3
Comb 6.4 (-)	13.5	12.6	12.1	11.9

* $f_1=0.5$

En todos los casos la capacidad a cortante de la viga W18x40 está muy encima de la demanda.

- Deflexiones

Cuadro A.16. Deflexiones para vigas de marcos SMF

Δ (cm)	Pisos			
	2	3	4	6
Δ_{CP}	7	6.4	6	5.8
Δ_{CT}	3	2.7	2.5	2.4
$\Delta_{CP} + \Delta_{CT}$	10	9.1	8.5	8.2

L (mm)	7000
$\Delta_{Cvmax} (L/360)$	19
$\Delta_{CV + CM max} (L/240)$	29

Todas las deflexiones son satisfactorias.

- **Columnas**
- Compresión

Cuadro A.17. Demandas por carga axial en columnas de marcos SMF

P (Ton)	2 Pisos		3 Pisos		4 Pisos		6 Pisos	
	Col. Central	Col. Lateral	Col. Central	Col. Lateral	Col. Central	Col. Lateral	Col. Central	Col. Lateral
P_{CP}	33.9	15.6	62.7	29.7	90.8	45	147.8	75.8
P_{CT}	14.7	6.6	27	12.7	40	19.1	63	31.8
P_{sismo}	0.28	1.28	0.42	2.7	0.31	4.36	0.18	7.5
Comb 6.1	47.5	21.8	87.8	41.6	127.1	63.0	206.9	106.1
Comb 6.2	64.2	29.3	118.4	56.0	173.0	84.6	278.2	141.8
Comb 6.3 (+)	43.2	21.0	79.8	40.2	115.7	61.2	186.9	103.0
Comb 6.3 (-)	42.7	18.4	78.9	34.8	115.0	52.4	186.5	88.0
Comb 6.4 (+)	32.5	16.1	60.0	30.9	86.6	47.1	140.6	79.5
Comb 6.4 (-)	31.9	13.5	59.1	25.5	86.0	38.4	140.2	64.5

Cuadro A.23. Capacidad de carga axial en columnas de marcos SMF

Pisos	Columna	P_u (Ton)	ϕP_n (Ton-m)	$P_u/\phi P_n$
2	W10x45	64.2	204.1	0.31
3	W12x45	118.4	197.5	0.60
4	W16x57	173.0	218	0.79
6	W18x86	278.2	437	0.64

- Flexión

Cuadro A.18. Demandas por flexión en columnas de marcos SMF

M (Ton-m)	2 Pisos		3 Pisos		4 Pisos		6 Pisos	
	Col. Central	Col. Lateral	Col. Central	Col. Lateral	Col. Central	Col. Lateral	Col. Central	Col. Lateral
M_{CP}	0.41	5.56	0.15	7.5	0	8.2	0.18	4.5
M_{CT}	0.17	2.4	0.06	3.2	0	3.5	0.07	1.75
M_{sismo}	5.79	3.9	7.24	2.6	9.8	3.8	13.4	12.2
Comb 6.1	0.6	7.8	0.2	10.5	0.0	11.5	0.3	6.3
Comb 6.2	0.8	10.5	0.3	14.1	0.0	15.4	0.3	8.2
Comb 6.3 (+)	6.3	10.9	7.43	12.1	9.8	14.2	13.6	17.8
Comb 6.3 (-)	-5.3	3.1	-7.1	6.9	-9.8	6.6	-13.2	-6.6
Comb 6.4 (+)	6.2	9.2	7.4	9.7	9.8	11.6	13.6	16.5
Comb 6.4 (-)	-5.4	1.4	-7.1	4.5	-9.8	4.0	-13.2	-7.9

Cuadro A.19. Capacidad a flexión en columnas de marcos SMF

Pisos	Columna	Mu (Ton-m)	$\phi M_n Y$ (Ton-m)	Mu/ ϕM_n	ϕM_n LTB* (Ton-m)	Mu/ ϕM_n LTB
2	W10x45	10.9	28.5	0.38	26.7	0.41
3	W12x45	14.1	33.4	0.42	30.5	0.46
4	W16x57	15.4	54.6	0.28	46.5	0.33
6	W18x86	17.8	96.6	0.18	94.4	0.19

* $L_b=3.2\text{m}$ (longitud entre pisos), $C_b=1$

- Flexocompresión

En todos los casos las relaciones de interacción son menores a 1.0, indicando que las secciones son adecuadas para resistir esfuerzos combinados.

Cuadro A.20. Capacidad a flexocompresión en columnas de marcos SMF

Combinación	2 Pisos		3 Pisos		4 Pisos		6 Pisos	
	Col. Central	Col. Lateral	Col. Central	Col. Lateral	Col. Central	Col. Lateral	Col. Central	Col. Lateral
Comb 6.1	0.25	0.35	0.45	0.52	0.58	0.51	0.48	0.30
Comb 6.2	0.34	0.47	0.61	0.69	0.79	0.68	0.64	0.40
Comb 6.3 (+)	0.42	0.46	0.62	0.56	0.72	0.55	0.56	0.40
Comb 6.3 (-)	0.38	0.16	0.61	0.31	0.71	0.37	0.55	0.26
Comb 6.4 (+)	0.31	0.38	0.52	0.40	0.58	0.44	0.45	0.27
Comb 6.4 (-)	0.28	0.08	0.51	0.21	0.58	0.17	0.45	0.16

- Cortante

Cuadro A.21. Demandas por cortante en columnas de marcos SMF

V (Ton)	2 Pisos		3 Pisos		4 Pisos		6 Pisos	
	Col. Central	Col. Lateral	Col. Central	Col. Lateral	Col. Central	Col. Lateral	Col. Central	Col. Lateral
V_{CP}	0.38	2.6	0.16	2.6	0.05	5.08	0.09	3.55
V_{CT}	0.16	1.12	0.07	1.12	0.023	2.2	0.04	1.53
V_{sismo}	3.36	2.85	3.94	3.11	4.6	2.54	5.16	4
Comb 6.1	0.5	3.6	0.2	3.6	0.1	7.1	0.1	5.0
Comb 6.2	0.7	4.9	0.3	4.9	0.1	9.6	0.2	6.7
Comb 6.3 (+)	3.8	6.1	4.1	6.4	4.7	9.0	5.3	8.5
Comb 6.3 (-)	-2.9	0.4	-3.7	0.2	-4.5	3.9	-5.0	0.5
Comb 6.4 (+)	3.7	5.3	4.1	5.6	4.6	7.4	5.2	7.4
Comb 6.4 (-)	-3.0	-0.4	-3.8	-0.6	-4.6	2.3	-5.1	-0.6

Cuadro A.22. Capacidad a cortante en columnas de marcos SMF

Pisos	Perfil	Vu (Ton)	ϕV_n (Ton-m)	Vu/ ϕV_n
2	W10x45	6.1	47.9	0.13
3	W12x45	6.4	54.9	0.12
4	W16x57	9.6	95.5	0.10
6	W18x86	8.5	119.7	0.07

- **Revisión de derivas**

La revisión para cada marco se realiza considerando una altura de piso de 3.2 m, una ductilidad para marcos SMF de 6 y una razón máxima deriva entre altura de piso de 0.002 ($\Delta_i/H_i=0.002$).

En la siguiente Figura se aprecia la deformada para un marco SMF de dos pisos.

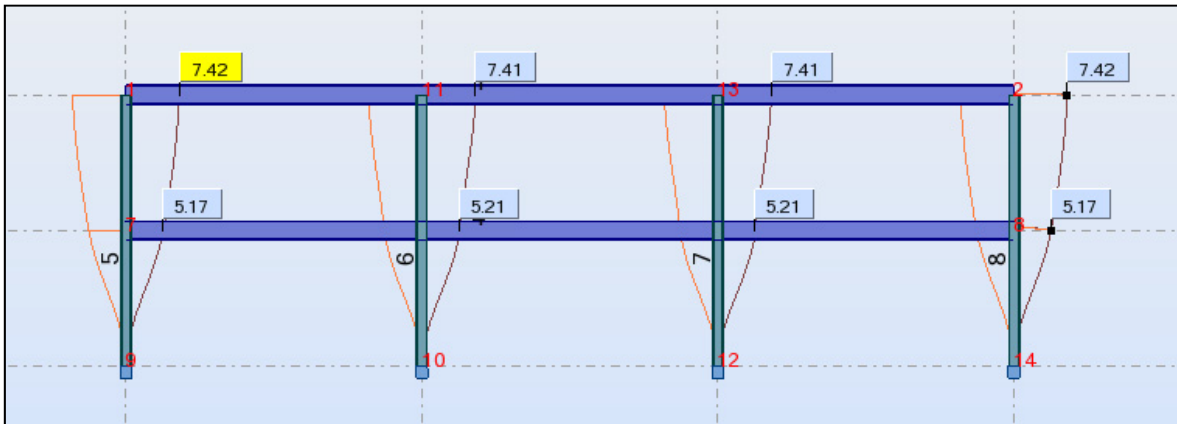


Figura A.2. Deformada por cargas de sismo para marco SMF de dos pisos.

Cuadro A.29. Revisión de derivas para marco SMF de 2 pisos

Vigas:		W18x40				
Columnas:		W10x45				
Nodo	Nivel	δ_e del programa (mm)	Δ^e (mm)	Δ_i (mm) (EC. 7-8 CSRC-10)	Δ_i/H	Condición
2	+6.40	7.4	2.2	26.4	0.0083	Cumple
8	+3.20	5.2	5.2	62.4	0.0195	Cumple
14	+0.00	0	-	-	-	-

Cuadro A.23. Revisión de derivas para marco SMF de 3 pisos

Vigas:		W18x40				
Columnas:		W12x45				
Nodo	Nivel	δ_e del programa (mm)	Δ^e (mm)	Δ_i (mm) (EC. 7-8 CSRC-10)	Δ_i/H	Condición
2	+9.60	12	1.7	20.4	0.0064	Cumple
6	+6.40	10.3	5.2	62.4	0.0195	Cumple
8	+3.20	5.1	5.1	61.2	0.0191	Cumple
14	+0.00	0	-	-	-	-

Cuadro A.24. Revisión de derivas para marco SMF de 4 pisos

Vigas:		W18x40				
Columnas:		W16x57				
Nodo	Nivel	δ_e del programa (mm)	Δ^e (mm)	Δ_i (mm) (EC. 7-8 CSRC-10)	Δ_i/H	Condición
2	+12.80	14.4	1.5	18	0.0056	Cumple
4	+9.60	12.9	3.7	44.4	0.0139	Cumple
6	+6.40	9.2	5.4	64.8	0.0203	No Cumple
8	+3.20	3.8	3.8	45.6	0.0143	Cumple
14	+0.00	0	-	-	-	-

El valor excedido es ligeramente superior al límite máximo permitido, por lo que se considera como una condición aceptable. Además, esta columna finalmente es cambiada por una más rígida, tal como se detalla más adelante.

Cuadro A.25. Revisión de derivas para marco SMF de 6 pisos

Vigas:		W18x40				
Columnas:		W18x86				
Nodo	Nivel	δ_e del programa (mm)	Δ^e (mm)	Δ_i (mm) (EC. 7-8 CSRC-10)	Δ_i/H	Condición
2	+19.20	21.4	1.3	15.6	0.0049	Cumple
22	+16.0	20.1	2.7	32.4	0.0101	Cumple
24	+12.80	17.4	4	48	0.0150	Cumple
4	+9.60	13.4	5.1	61.2	0.0191	Cumple
6	+6.40	8.3	5.3	63.6	0.0199	Cumple
8	+3.20	3	3	36	0.0113	Cumple
14	+0.00	0	-	-	-	-

- **Razón de momentos columna-viga para marcos SMF**

Según el artículo 10.5.3.2 del CSCR-10, las columnas de los marcos SMF deben ser diseñadas para tener una mayor capacidad que la demandada por las vigas totalmente plastificadas y endurecidas por deformación. Todas las uniones viga-columna en los marcos SMF deben cumplir con la relación:

$$\frac{\sum M_{pc}}{\sum M_{pb}} \geq 1$$

Donde:

$\sum M_{pc}$: suma de las capacidades nominales en flexión de las columnas conectadas al nudo con una restricción por carga axial. Se puede tomar como:

$$\sum M_{pc} = \sum Z_c \left(F_{yc} - \frac{P_{uc}}{A_g} \right)$$

$\sum M_{pb}$: suma de las capacidades esperadas en flexión de las vigas que llegan al nudo:

$$\sum M_{pb} = \sum (1.1R_y M_p + M_v)$$

Donde:

$R_y = 1.1$

M_p : momento plástico de la viga. Para una viga W18x40:

$$M_p = Z_x \cdot F_y = (1284.7 \text{ cm}^3 \cdot 3500 \text{ kg / cm}^2) \cdot 1 / 10^5 = 45.3 \text{ Ton} \cdot \text{m}$$

M_v : momento adicional debido al cortante en la rótula plástica y proyectado a la línea de centro de la columna. Se calcula como:

$$M_v = V_p \cdot (s_h + d_c / 2)$$

$V_p = 35.0 \text{ Ton}$ (ver Sección 8 de este Apéndice)

$s_h = 20.4 \text{ cm}$ (ver Sección 8 de este Apéndice)

$d_c =$ variable según la sección de columna

Para efectos de revisión, se analiza un nudo interno del nivel +3.20, al que se conectan dos vigas y dos columnas (la sumatoria de capacidades a flexión de columnas y vigas se duplica).

Este nudo se considera como el caso crítico debido a que la carga axial en las columnas produce la reducción máxima en su capacidad a flexión. La Combinación 6.2 gobierna para cargas axiales últimas en las columnas superior e inferior.

Cuadro A.26. Revisión de razón de momentos columna-viga con columnas requeridas por demanda

Pisos	Columna	$P_{uc\ sup}/P_{uc\ inf}$ (Ton)	Z_c (cm ⁴)	A_g (cm ²)	d (cm)	ΣM_{pc} (Ton-m)	ΣM_{pb} (Ton-m)	$\Sigma M_{pc}/\Sigma M_{pb}$	Condición
2	W10x45	8.3	899.6	85.8	25.7	55.4	108.0	0.51	No Cumple
		64.2							
3	W12X45	63.3	1052.0	84.5	30.7	51.0	109.7	0.46	No Cumple
		118.4							
4	W16X57	116.8	1720.6	108.4	41.7	74.4	113.6	0.66	No Cumple
		173.0							
6	W18X86	223.8	3048.0	163.2	46.7	119.6	115.3	1.04	Cumple
		278.2							

Se observa que únicamente en el marco de 6 pisos, la columna requerida por demanda satisface la relación. Para los otros casos, se debe incrementar su peso o peralte para cumplir con el requisito. Se debe procurar que los nuevos elementos también cumplan con los límites de esbeltez óptima.

El siguiente Cuadro muestra las nuevas secciones si se mantiene el peralte de las secciones requeridas por demanda.

Cuadro A.27. Columnas requeridas para cumplir razón de momentos columna-viga con el mismo peralte de las secciones requeridas por demanda

Pisos	Columna	$P_{uc\ sup}/P_{uc\ inf}$ (Ton)	Z_c (cm ⁴)	A_g (cm ²)	d (cm)	ΣM_{pc} (Ton-m)	ΣM_{pb} (Ton-m)	$\Sigma M_{pc}/\Sigma M_{pb}$	Condición
2	W10X100	8.6	2130.3	189.7	28.2	141	109	1.30	Cumple
		64.0							
3	W12X96	64.0	2408.9	181.9	32.3	144	110	1.31	Cumple
		118.2							
4	W16X77	116.6	2458.1	145.8	41.9	123	114	1.09	Cumple
		171.7							
6	W18X86	223.8	3048.0	163.2	46.7	120	115	1.04	Cumple
		278.2							

Si existiera la posibilidad de modificar el peralte de la columna se obtienen las siguientes secciones de columna.

Cuadro A.27. Columnas requeridas para cumplir razón de momentos columna-viga con el mismo peralte de las secciones requeridas por demanda

Pisos	Columna	$P_{uc\ sup}/P_{uc\ inf}$ (Ton)	Z_c (cm ⁴)	A_g (cm ²)	d (cm)	ΣM_{pc} (Ton-m)	ΣM_{pb} (Ton-m)	$\Sigma M_{pc} / \Sigma M_{pb}$	Condición
2	W14X68	8.6	1884.5	129.0	35.6	121	111	1.09	Cumple
		64.0							
3	W16X77	64.0	2458.1	145.8	41.9	141	114	1.24	Cumple
		118.2							
4	W16X77	116.6	2458.1	145.8	41.9	123	114	1.09	Cumple
		171.7							
6	W18X86	223.8	3048.0	163.2	46.7	120	115	1.04	Cumple
		278.2							

3. Espesor de columna requerido para una conexión viga-columna de placa extendida

Para demostrar que el uso de una conexión de placa extendida contra la columna produce un aumento en la sección requerida por demanda se procede a diseñar una conexión de placa extendida 4ES para una viga W18x40.

Según los resultados del análisis de los marcos para las vigas, en todos gobierna la Combinación 6.2 para la determinación de las cargas de diseño. Además, en todos los marcos las vigas están sometidas a las mismas cargas gravitacionales. De ahí que se puede utilizar la misma sección (W18x40) para cumplir con la demanda en todos los casos.

El diseño de la conexión se basa en el procedimiento descrito en las **SECCIÓN 4.2**. Se revisan los pasos de diseño necesarios para determinar el espesor del ala de la columna requerida para una conexión de placa de extremo.

- *Paso 1: Cargas de diseño*

1.1) Momento en la rótula plástica, M_{PR}

$$M_{pr} = C_{pr} R_y Z_x F_y$$

$$M_{pr} = (1.2 \cdot 1.1 \cdot 1284.7 \text{ cm}^3 \cdot 3500 \text{ kg / cm}^2) \cdot 1 / 10^5$$

$$M_u = M_{pr} = 59.4 \text{ Ton} \cdot \text{m}$$

1.2) Ubicación de la rótula, s_h

Para conexiones rigidizadas 4ES:

$$s_h = L_{st} - t_p$$

Para un rigidizador de 17.5cm de longitud y una placa de 2.54cm (Paso 5):

$$s_h = 17.5 \text{ cm} - 2.54 \text{ cm} = 20.04 \text{ cm}$$

1.3) Cortante en la rótula plástica, V_p

$$V_p = V_{\text{gravedad}} + \frac{2M_{pr}}{L'}$$

- Longitud entre rótulas plásticas:

Considerando una longitud libre promedio entre columnas de 6.7m

$$L' = L - 2s_h = 6.7 \text{ m} - 2 \cdot 20.0 \text{ cm} \cdot 10^{-2} = 6.3 \text{ m}$$

- Cortante por cargas de gravedad sobre la viga (incluye peso propio)

$$w = 1.05CP + f_1CT = 1.05 \cdot 4.05 \text{ Ton / m} + 0.5 \cdot 1.75 \text{ Ton / m} = 5.13 \text{ Ton / m}$$

$$V_{\text{gravedad}} = \frac{wL'}{2} = \frac{5.13 \text{ Ton / m} \cdot 6.3 \text{ m}}{2} = 16.1 \text{ Ton}$$

Entonces:

$$V_p = 16.1 \text{ Ton} + \frac{2 \cdot 59.4 \text{ Ton} \cdot \text{m}}{6.3 \text{ m}}$$

$$V_p = 35 \text{ Ton}$$

1.1) Momento en la conexión de placa extendida, M_{EP}

$$M_{EP} = M_f = M_{pr} + V_p s_h$$

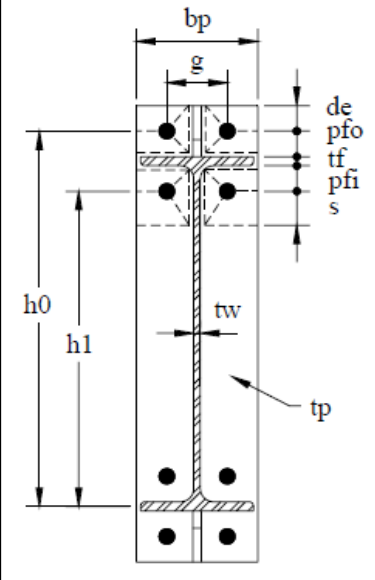
$$M_{EP} = M_f = 59.4 \text{Ton} \cdot \text{m} + 35 \text{Ton} \cdot 20.4 \text{cm} \cdot 10^{-2}$$

$$M_{EP} = 66.4 \text{Ton}$$

- Paso 2: Configuración y geometría de la conexión a utilizar

Configuración de placa extendida: **4ES** (conexión de 4 pernos con rigidizador)

b_p effect (cm)	17.8
b_p a usar (cm)	18
g (cm)	9
p_{fi} (cm)	5
p_{fo} (cm)	5
d_e (cm)	5
p_b (cm)	5
t_{bf} (cm)	1.33
d_b (cm)	45.5
h_0 (cm)	49.8
h_1 (cm)	38.5



- Paso 3: Determinar el diámetro de perno requerido (pernos A325)

$$d_{b \text{ req}} = \sqrt{\frac{2M_{EP}}{\pi \phi_n F_t (h_0 + h_1)}}$$

$$d_{b \text{ req}} = \sqrt{\frac{2 \cdot 66.9 \text{Ton} \cdot \text{m} \cdot 10^5}{\pi \cdot 0.90 \cdot 6300 \text{kg} / \text{cm}^2 (49.8 + 38.5) \text{cm}}}$$

$$d_{b \text{ req}} = 2.92 \text{cm}$$

Diámetro comercial a usar: $d_b = 2.86 \text{cm}$ (1 1/8")

- Paso 4: Cálculo de capacidad a flexión de los pernos, M_{np}

$$M_{np} = nP_t \sum_{i=1}^N h_i$$

$$M_{np} = 2 \left(\frac{\pi \cdot (2.86\text{cm})^2}{4} \cdot 3500 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} \right) (49.8 + 38.5)\text{cm} \cdot 1 \times 10^{-5}$$

$$M_{np} = 71.3\text{Ton} \cdot \text{m}$$

Luego:

$$\phi M_{np} = 0.90 \cdot 71.3\text{Ton} \cdot \text{m}$$

$\phi M_{np} = 64.2\text{Ton} \cdot \text{m}$ $M_{EP} / \phi M_{np} = 1.03 \rightarrow \text{Acceptable!}$
--

- Paso 5: Espesor requerido de placa

$$t_{p\text{ req}} = \sqrt{\frac{1.11\phi M_{np}}{\phi_d F_{yp} Y_p}}$$

Para conexiones 4ES:

$$s = \frac{1}{2} \sqrt{18\text{cm} \cdot 9\text{cm}} = 6.4\text{cm} > p_{fi} = 5\text{cm} \rightarrow s = 6.4\text{cm}$$

Como $d_e = 5\text{cm} < s = 6.4\text{cm}$:

$$\rightarrow Y_p = \frac{b_p}{2} \left[h_1 \left(\frac{1}{p_{fi}} + \frac{1}{s} \right) + h_0 \left(\frac{1}{p_{fo}} + \frac{1}{2s} \right) \right] + \frac{2}{g} \left[h_1 (p_{fi} + s) + h_0 (d_e + p_{fo}) \right]$$

$$Y_p = \frac{18}{2} \left[38.5 \left(\frac{1}{5} + \frac{1}{6.4} \right) + 49.8 \left(\frac{1}{5} + \frac{1}{2 \cdot 6.4} \right) \right] + \frac{2}{9} \left[38.5(5 + 6.4) + 49.8(5 + 5) \right]$$

$$Y_p = 453.6\text{cm}$$

Entonces para placa Grado 36:

$$t_{p\text{ req}} = \sqrt{\frac{1.11 \cdot 64.2\text{Ton} \cdot \text{m} \cdot 1 \times 10^5}{1.0 \cdot 2520\text{kg} / \text{cm}^2 \cdot 456.3\text{cm}}}$$

$$t_{p \text{ req}} = 2.49 \text{ cm}$$

Espesor comercial a usar: $t_p = \underline{2.54 \text{ cm (1")}}$

- Paso 6: Cálculo de la fuerza factorizada en las alas de la viga

$$P_{uf} = \frac{M_{EP}}{d_b - t_{bf}} = \frac{66.4 \text{ Ton} \cdot \text{m}}{(45.5 - 1.33) \text{ cm}} \cdot 100$$

$$P_{uf} = 150.4 \text{ Ton}$$

- Paso 7: Espesor requerido del ala de la columna

Con los pasos realizados hasta el punto, es posible determinar el espesor mínimo del ala para evitar su falla por flexión. Dicho espesor se calcula con la ecuación:

$$t_{p \text{ req}} = \sqrt{\frac{1.11 \phi M_{np}}{\phi_d F_{yc} Y_c}}$$

La expresión anterior varía de acuerdo al mecanismo de líneas de cedencia que se genera en la columna sin rigidizar o rigidizada con placas de continuidad para soportar las fuerzas en las alas de la viga. En el siguiente Cuadro se aprecia, por peralte, el resultado de la ecuación para diferentes secciones. Para su cálculo, los mecanismos de líneas de cedencia en las columnas (Y_c) consideran columnas reforzadas con placas de continuidad del espesor necesario para satisfacer todos los requisitos de diseño para este elemento de refuerzo.

Una razón de espesor igual o mayor que uno ($t_{cf \text{ req}} / t_{cf} > 1$) indica que es posible utilizar la conexión 4ES contra la columna.

Cuadro A.29. Revisión de espesor del ala requerido para diferentes secciones de columna (conexión 4ES, Viga W18x40)

Columna	b_{cf} (cm)	t_{cf} (cm)	$t_{cp\ req}$ (cm)	Y_c (cm)	$t_{cf\ req}$ (cm)	$t_{cf\ req} / t_{cf}$
W10X33	20.2	1.10	2.86	558.3	1.91	0.58
W10X45	20.4	1.57	2.22	552.3	1.80	0.87
W10X54	25.4	1.56	1.60	622.20	1.81	0.86
W10X60	25.9	1.73	1.27	621.74	1.81	0.95
W10X68 * +	26.4	1.96	1.27	621.74	1.81	1.08
W10X77	26.9	2.21	1.27	625.44	1.80	1.23
W10X88	26.2	2.51	0.00	424.51	2.19	1.15
W10X100	26.2	2.84	0.00	424.51	2.19	1.30
W12X40	20.3	1.31	2.86	560.40	1.91	0.68
W12X45	20.4	1.46	2.86	562.10	1.90	0.77
W12X65	30.5	1.54	1.60	696.50	1.71	0.90
W12X72 *	30.5	1.70	1.60	696.50	1.71	1.00
W12X79	30.7	1.87	1.27	694.47	1.71	1.09
W12X87	30.7	2.06	1.27	694.47	1.71	1.20
W12X96 +	31.0	2.29	1.27	698.05	1.71	1.34
W14X48	20.4	1.51	2.86	561.30	1.90	0.80
W14X61	25.4	1.64	1.91	626.80	1.80	0.91
W14X68 * +	25.4	1.83	1.60	622.20	1.81	1.01
W14X74	25.7	1.99	1.27	621.74	1.81	1.10
W16X57	18.1	1.82	2.54	518.00	1.98	0.92
W16X67	25.9	1.69	1.91	634.50	1.79	0.94
W16X77 * +	26.2	1.93	1.60	633.50	1.79	1.08
W16X89	26.4	2.22	1.27	632.82	1.79	1.24
W16X100	26.4	2.50	1.27	632.82	1.79	1.40
W18X60	19.2	1.77	2.86	540.90	1.94	0.91
W18X65 * +	19.3	1.91	2.54	538.10	1.91	1.00
W18X71	19.4	2.06	1.91	533.00	1.95	1.06
W18X76	27.9	1.73	1.91	665.00	1.73	1.00
W18X86	28.2	1.96	1.60	658.43	1.75	1.12

* Indica sección que cumple con requisitos de ductilidad local moderada para marcos IMF y requisito del espesor mínimo del ala

+ Indica sección que cumple con requisitos de ductilidad local óptima para marcos SMF y requisito del espesor mínimo del ala

A partir del Cuadro anterior se puede deducir la variación que tendrían las secciones de columna si se utilizara la conexión de placa extendida viga-columna diseñada.

Las secciones de columna de ambos marcos IMF se deben aumentar para cumplir con el requisito.

Cuadro A.30. Comparación entre secciones de columna requerida por diseño y por una conexión viga-columna de placa extendida para marcos IMF

Pisos	Columna por demanda	Peralte constante	
		Columna más liviana por requisito del espesor del ala	Razón entre pesos
(1)	(2)	(3)	(4)=(3)/(2)
2	W10x33	W10x68	2.06
3	W12x40	W12x72	1.8

Este aumento en el peso de los marcos se traduce en un incremento de la carga sísmica y en la demanda en los elementos críticos del marco. Incluso la demanda por sismo podría llegar a gobernar el diseño final de los elementos.

No obstante, para el caso de las vigas, el diseño continúa siendo gobernado por cargas de gravedad (Comb. 6.2), ya que no hay un aumento significativo en el momento por sismo tal como se muestra en la siguiente Figura.

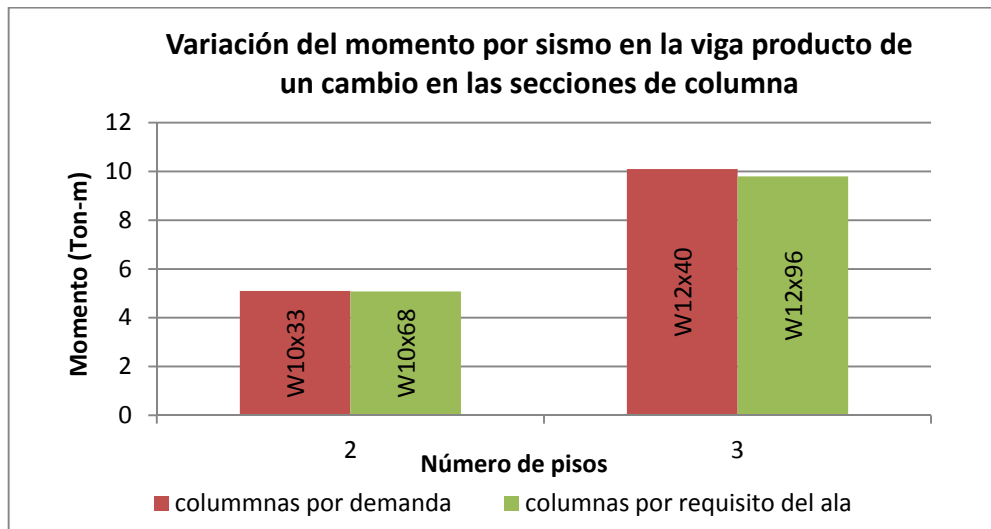


Figura A.3. Variación el momento por sismo en vigas de marcos IMF para diferentes secciones de columna

Al revisar las derivas con las nuevas secciones, se aprecia que a pesar del incremento de la carga sísmica, el tener columnas más rígidas permite reducir los desplazamientos laterales del marco.

Cuadro A.31. Comparación entre derivas para un marco IMF de 3 pisos con columna requerida por demanda y columna requerida por una conexión de placa extendida

Nodo	Nivel	Columna W10x33		Columna W10x68	
		$\delta e(\text{cm})$	$\Delta i/H$	$\delta e(\text{cm})$	$\Delta i/H$
2	+6.40	1.43	0.0071	0.92	0.0062
8	+3.20	1.05	0.0197	0.59	0.0111
14	+0.00	0	-	0	-

Cuadro A.32. Comparación entre derivas para un marco IMF de 3 pisos con columna requerida por demanda y columna requerida por una conexión de placa extendida

Nodo	Nivel	Columna W12x40 (demanda)		Columna W12x72 (requisito)	
		$\Delta e(\text{cm})$	$\Delta i/H$	$\Delta e(\text{cm})$	$\Delta i/H$
2	+9.60	2.14	0.0054	1.81	0.0060
6	+6.40	1.85	0.0174	1.49	0.0150
8	+3.20	0.92	0.0173	0.69	0.0129
14	+0.00	0	-	0	-

Finalmente, se considera que las nuevas secciones de columna tienen la capacidad para resistir las demandas por cortante, flexión, carga axial y flexocompresión.

Por otra parte, para los marcos SMF se tiene que las columnas si cumplen el requisito del espesor de las alas para la conexión de placa extendida viga-columna diseñada.

Cuadro A.33. Comparación entre secciones de columna requerida por diseño y por una conexión viga-columna de placa extendida para marcos SMF

Cantidad de pisos (1)	Columna por demanda (2)	Peralte constante		Peralte variable	
		Columna más liviana por requisito del espesor del ala (3)	Columna por requisito del sistema (4)	Columna más liviana por requisito del espesor del ala (5)	Columna por requisito del sistema (6)
2	W10x45	W10x68	W10X100	W14x68	W14X68
3	W12x45	W12x96	W12X96	W18x65	W16X77
4	W16x57	W16x77	W16x77	W18x65	W16X77
6	W18x86	W18x65	W18X86	W18x65	W18x86

El aumento crítico de la carga sísmica se produce al incrementar las secciones para cumplir con el requisito del sistema y manteniendo el peralte de las secciones requeridas por demanda. La siguiente Figura muestra como varía el momento por sismo en las vigas. Nuevamente, no hay cambios significativos que incidan en el diseño de la sección original (Viga W18x40).

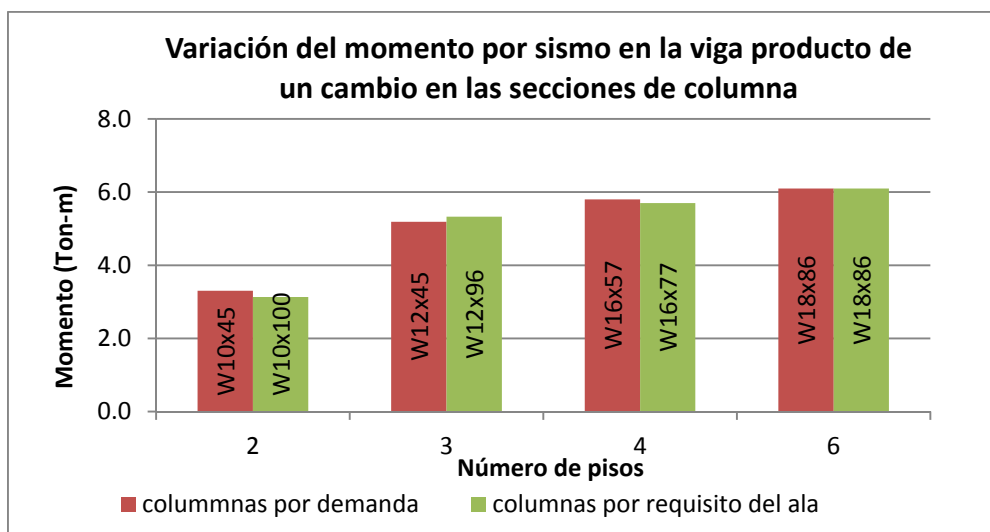


Figura A.4. Variación el momento por sismo en vigas de marcos SMF para diferentes secciones de columna

Finalmente, se considera que las nuevas secciones de columna son bastante robustas para resistir derivas laterales y las demandas por cortante, flexión, carga axial y flexocompresión.

SALIDAS DE HOJAS DE CÁLCULO PARA DISEÑO DE MARCOS IMF

Cálculo de Resistencia para Secciones W Laminadas en Caliente

Según Especificación AISC 360-2010

Proyecto:	Proyecto de graduación	Responsable:	OCH
Descripción:	Viga, marco IMF - 2 pisos	Fecha:	08/11/2011

1. DATOS DE ENTRADA

1.1. Datos del Material

Grado:	50
F_y (Kg/cm ²) =	3500
F_u (Kg/cm ²) =	4550
G (Kg/cm ²) =	7.84E+05
E (Kg/cm ²) =	2.03E+06

1.2. Cargas de diseño

M_{ux} (Ton-m) =	35.5	(Comb 6.2)
M_{uy} (Ton-m) =	0	(Comb 6.2)
V_u (Ton) =	29.3	(Comb 6.2)
P_u (Ton) =	1.4	(Comb 6.3)

1.3. Descripción de la sección

Sección a prueba =	W18X40
--------------------	--------

Parámetros principales	
d (mm) =	454.7
b_f (mm) =	152.9
t_f (mm) =	13.3
t_w (mm) =	8.00
A (cm ²) =	76.1
Peso (kg/m) =	59.7

Propiedades geométricas para diseño			
I_x (cm ⁴) =	25473.4	I_y (cm ⁴) =	795.00
S_x (cm ³) =	1120.9	S_y (cm ³) =	104.1
Z_x (cm ³) =	1284.7	Z_y (cm ³) =	163.9
r_x (cm) =	18.31	r_y (cm) =	3.23
r_{ts} (cm) =	3.96	J (cm ⁴) =	33.71
h_o (cm) =	44.20	C_w (cm ⁶) =	386692

1.4 Clasificación según límites de esbeltez

Tipo de elemento:	Sísmico
Elemento sujeto a:	Flexión
Ductilidad:	Moderada

Clasificación de la sección:	Compacta
Criterio:	D1.1 AISC 341

Alas		
b/t	λ_{md}	λ_r
5.73	9.15	N.A
Clasificación:		C

Alma		
h/t	λ_{md}	λ_r
50.9	89.10	N.A
ϕP_y (Ton) =		240
$C_a = P_u / \phi P_y =$		0.01
Clasificación:		C

2. FLEXIÓN

2.1 Flexión EJE FUERTE

Para todos los estados límites $\phi_b =$	0.9
Sección a aplicar:	F2

2.1.1. Fluencia

Z_x (cm ³) =	1284.7
F_y (Kg/cm ²) =	3500
M_p (Ton-m) =	45.3
ϕM_n (Ton-m) =	40.7
	Aplica

2.1.2. Pandeo Lateral Torsional (LTB):

Longitudes de pandeo	
L_b^* (m) =	1.75
L_p (m) =	1.37
L_r (m) =	3.99

* Notas:
Separación entre viguetas

Cálculo de C_b	
M_{max} (Ton-m) =	
M_a (Ton-m) =	
M_b (Ton-m) =	
M_c (Ton-m) =	
$R_m =$	0.0
C_b^*	1.0

* Coloque 0 en R_m para usar $C_b=1$

Referencias y fórmulas (Capítulo F- AISC360-10)

Sección F2: Secciones I compactas en flexión
Sección F3: Secciones I con almas compactas, alas no compactas o esbeltas

$$(Ec. F2.1) \quad M_n = M_p = F_y Z_x$$

$$(Ec. F2.5) \quad L_p = 1.76 r_y \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$(Ec. F2.6) \quad L_r = 1.95 r_{ts} \frac{E}{0.7 F_y} \sqrt{\frac{Jc}{S_x h_o} + \left(\frac{Jc}{S_x h_o} \right)^2 + 6.76 \left(\frac{0.7 F_y}{E} \right)^2}$$

$c=1$, para secciones W

$$(Ec. F1.1) \quad C_b = \frac{12.5 M_{max}}{2.5 M_{max} + 3 M_A + 4 M_B + 3 M_C}$$

Caso A) $L_b < L_p$: No aplica el estado límite de LTB

Caso B) $L_p < L_b < L_r$:

$$(Ec. F2.2) \quad M_n = C_b \left[M_p - (M_p - 0.7 F_y S_x) \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] \leq M_p$$

Capacidad	
Caso:	B
F_{cr} (Kg/cm ²) =	10790.3
M_n (Ton-m) =	42.7
ϕM_n (Ton-m) =	38.4
	Aplica

2.1.3. Pandeo Local del Ala (FLB)

$\lambda = b/(2t_f) =$	5.73
$\lambda_{pf} =$	9.15
$\lambda_{rf} =$	N.A
$k_c =$	0.56
M_n (Ton-m) =	-
ϕM_n (Ton-m) =	-
	No Aplica

Resumen de capacidades		
Estado límite	ϕM_n (Ton-m)	$M_u / \phi M_n$
Fluencia	40.7	0.87
LTB	38.4	0.92
FLB	-	-

2.2. Flexión EJE DÉBIL

Esbeltez del ala: $b_f/(2*t_f) =$	C
-----------------------------------	---

2.2.1. Fluencia

M_n (Ton-m) =	5.8
ϕM_n (Ton-m) =	5.2

2.2.2. Pandeo Local del Ala (FLB)

$\lambda = b/t_f =$	11.46
$\lambda_{pf} =$	9.15
$\lambda_{rf} =$	N.A
F_{cr} (Kg/cm ²) =	42661
M_n (Ton-m) =	-
ϕM_n (Ton-m) =	-
	No Aplica

Resumen de capacidades		
Estado límite	ϕM_n (Ton-m)	$M_u / \phi M_n$
Fluencia	5.2	0.0
FLB	-	-

3. CORTANTE

Para secciones que cumplan con:	
$h/t_w <$	$2.24(E/F_y)^{0.5}$
50.9	53.9

$C_v =$	1
$\phi_v =$	1
A_w (cm ²) =	36
ϕV_n (Ton) =	76.4
ϕV_n (Ton) =	76.4

Caso C) $L_b > L_r$:

(Ec. F2.3) $M_n = F_{cr} S_x \leq M_p$

(Ec. F2.4) $F_{cr} = \frac{C_b \pi^2 E}{\left(\frac{L_b}{r_x}\right)^2} \sqrt{1 + 0.078 \frac{J_c}{S_x h_o} \left(\frac{L_b}{r_x}\right)^2}$

a) Secciones con alas no compactas

(Ec F3.1) $M_n = M_p - (M_p - 0.7 F_y S_x) \left(\frac{\lambda - \lambda_{pf}}{\lambda_{rf} - \lambda_{pf}} \right)$

b) Secciones con alas esbeltas

(Ec 3.2) $M_n = \frac{0.9 E k_c S_x}{\lambda^2}$

Resultado	
M_{ux} (Ton-m) =	35.5
ϕM_n (Ton-m) =	38.4
$M_u / \phi M_n =$	0.92
Capacidad:	OK

Referencias y fórmulas (Capítulo F- AISC360-10)

Sección F6: Secciones I, alas C, NC o S

(Ec. F6.1) alas C

$$M_n = M_p = F_y Z_y \leq 1.6 F_y S_y$$

Caso A) alas NC

(Ec. F6.2)

$$M_n = \left[M_p - (M_p - 0.7 F_y S_y) \left(\frac{\lambda - \lambda_{pf}}{\lambda_{rf} - \lambda_{pf}} \right) \right]$$

Caso B) alas S

(Ec. F6.3-F6.4)

$$M_n = F_{cr} S_y \quad F_{cr} = \frac{0.69 E}{\left(\frac{b}{t_f}\right)^2}$$

Resultado	
M_{uy} (Ton-m) =	0
ϕM_n (Ton-m) =	5.20
$M_u / \phi M_n =$	0
Capacidad:	OK

Referencias y fórmulas (Capítulo G- AISC 360-10)

(Ec. G2.1) $V_n = 0.6 F_y A_w C_v$

Resultado	
V_u (Ton) =	29.3
ϕV_n (Ton) =	76.4
$V_u / \phi V_n =$	0.38
Capacidad:	OK

Cálculo de Resistencia para Secciones W Laminadas en Caliente Según Especificación AISC 360-2010

Proyecto:	Proyecto de graduación	Responsable:	OCH
Descripción:	Columna central por demanda, marco IMF - 2 pisos	Fecha:	08/11/2011

1. DATOS DE ENTRADA

1.1. Datos del Material

Grado:	50
F_y (Kg/cm ²) =	3500
F_u (Kg/cm ²) =	4550
G (Kg/cm ²) =	7.84E+05
E (Kg/cm ²) =	2.03E+06

1.2. Cargas de diseño

M_{ux} (Ton-m) =	8.9	(Comb 6.3)
M_{uy} (Ton-m) =	0	(Comb 6.2)
V_u (Ton) =	5.5	(Comb 6.3)
P_u (Ton) =	64.5	(Comb 6.2)

1.3. Descripción de la sección

Sección a prueba =	W10x33
--------------------	--------

Parámetros principales	
d (mm) =	247.1
b_f (mm) =	202.2
t_f (mm) =	11.0
t_w (mm) =	7.37
A (cm ²) =	62.6
Peso (kg/m) =	49.2

Propiedades geométricas para diseño			
I_x (cm ⁴) =	7117.6	I_y (cm ⁴) =	1523.41
S_x (cm ³) =	573.5	S_y (cm ³) =	150.8
Z_x (cm ³) =	635.8	Z_y (cm ³) =	229.4
r_x (cm) =	10.64	r_y (cm) =	4.93
r_{ts} (cm) =	5.59	J (cm ⁴) =	24.27
h_o (cm) =	23.62	C_w (cm ⁶) =	212412

1.4 Clasificación según límites de esbeltez

Tipo de elemento:	Sísmico
Elemento sujeto a:	Compresión
Ductilidad:	Moderada

Clasificación de la sección:	Compacta
Criterio:	D1.1 AISC 341

Alas		
b/t	λ_{md}	λ_r
9.15	9.15	N.A
Clasificación:		C

Alma		
h/t	λ_{md}	λ_r
27.1	54.03	N.A
ϕP_y (Ton) =		197
$C_a = P_u / \phi P_y =$		0.33
Clasificación:		C

2. FLEXIÓN

2.1 Flexión EJE FUERTE

Para todos los estados límites $\phi_b =$	0.9
Sección a aplicar:	F2

2.1.1. Fluencia

Z_x (cm ³) =	635.8
F_y (Kg/cm ²) =	3500
M_p (Ton-m) =	22.4
ϕM_n (Ton-m) =	20.2
	Aplica

2.1.2. Pandeo Lateral Torsional (LTB):

Longitudes de pandeo	
L_b^* (m) =	3.2
L_p (m) =	2.09
L_r (m) =	6.64

* Notas:
Separación entre pisos

Cálculo de C_b	
M_{max} (Ton-m) =	8.9
M_a (Ton-m) =	0
M_b (Ton-m) =	0
M_c (Ton-m) =	0
$R_m =$	0.0
C_b^*	1.0

* Coloque 0 en R_m para usar $C_b=1$

Referencias y fórmulas (Capítulo F- AISC360-10)

Sección F2: Secciones I compactas en flexión
Sección F3: Secciones I con almas compactas, alas no compactas o esbeltas

(Ec. F2.1)
$$M_n = M_p = F_y Z_x$$

(Ec. F2.5)
$$L_p = 1.76 r_y \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

(Ec. F2.6)
$$L_r = 1.95 r_{ts} \frac{E}{0.7 F_y} \sqrt{\frac{J_c}{S_x h_o} + \sqrt{\left(\frac{J_c}{S_x h_o}\right)^2 + 6.76 \left(\frac{0.7 F_y}{E}\right)^2}}$$

 $c=1$, para secciones W

(Ec. F1.1)
$$C_b = \frac{12.5 M_{max}}{2.5 M_{max} + 3 M_A + 4 M_B + 3 M_C}$$

Caso A) $L_b < L_p$: No aplica el estado límite de LTB

Caso B) $L_p < L_b < L_r$:

(Ec. F2.2)
$$M_n = C_b \left[M_p - (M_p - 0.7 F_y S_x) \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] \leq M_p$$

Capacidad	
Caso:	B
F_{cr} (Kg/cm ²) =	7377.5
M_n (Ton-m) =	20.4
ϕM_n (Ton-m) =	18.3
	Aplica

2.1.3. Pandeo Local del Ala (FLB)

$\lambda = b/(2t_f) =$	9.15
$\lambda_{pf} =$	9.15
$\lambda_{rf} =$	N.A
$k_c =$	0.76
M_n (Ton-m) =	-
ϕM_n (Ton-m) =	-
	No Aplica

Resumen de capacidades		
Estado límite	ϕM_n (Ton-m)	$M_u / \phi M_n$
Fluencia	20.2	0.44
LTB	18.3	0.49
FLB	-	-

2.2. Flexión EJE DÉBIL

Esbeltez del ala: $b_f/(2*t_f) =$	C
-----------------------------------	---

2.2.1. Fluencia

M_n (Ton-m) =	8.1
ϕM_n (Ton-m) =	7.3

2.2.2. Pandeo Local del Ala (FLB)

$\lambda = b/t_f =$	18.3
$\lambda_{pf} =$	9.15
$\lambda_{rf} =$	N.A
F_{cr} (Kg/cm ²) =	16730
M_n (Ton-m) =	-
ϕM_n (Ton-m) =	-
	No Aplica

Resumen de capacidades		
Estado límite	ϕM_n (Ton-m)	$M_u / \phi M_n$
Fluencia	7.3	0.0
FLB	-	-

3. CORTANTE

Para secciones que cumplan con:	
$h/t_w <$	$2.24(E/F_y)^{0.5}$
27.1	53.9

$C_v =$	1
$\phi_v =$	1
A_w (cm ²) =	18
ϕV_n (Ton) =	38.2
ϕV_n (Ton) =	38.2

Caso C) $L_b > L_r :$

(Ec. F2.3) $M_n = F_{cr} S_x \leq M_p$

(Ec. F2.4)
$$F_{cr} = \frac{C_b \pi^2 E}{\left(\frac{L_b}{r_x}\right)^2} \sqrt{1 + 0.078 \frac{J_c}{S_x h_o} \left(\frac{L_b}{r_x}\right)^2}$$

a) Secciones con alas no compactas

(Ec F3.1)
$$M_n = M_p - (M_p - 0.7 F_y S_x) \left(\frac{\lambda - \lambda_{pf}}{\lambda_{rf} - \lambda_{pf}} \right)$$

b) Secciones con alas esbeltas

(Ec 3.2)
$$M_n = \frac{0.9 E k_c S_x}{\lambda^2}$$

Resultado	
M_{ux} (Ton-m) =	8.9
ϕM_n (Ton-m) =	18.3
$M_u / \phi M_n =$	0.49
Capacidad:	OK

Referencias y fórmulas (Capítulo F- AISC360-10)

Sección F6: Secciones I, alas C, NC o S

(Ec. F6.1) alas C

$$M_n = M_p = F_y Z_y \leq 1.6 F_y S_y$$

Caso A) alas NC

(Ec. F6.2)
$$M_n = \left[M_p - (M_p - 0.7 F_y S_y) \left(\frac{\lambda - \lambda_{pf}}{\lambda_{rf} - \lambda_{pf}} \right) \right]$$

Caso B) alas S

(Ec. F6.3-F6.4)
$$M_n = F_{cr} S_y \quad F_{cr} = \frac{0.69 E}{\left(\frac{b}{t_f}\right)^2}$$

Resultado	
M_{uy} (Ton-m) =	0
ϕM_n (Ton-m) =	7.27
$M_u / \phi M_n =$	0
Capacidad:	OK

Referencias y fórmulas (Capítulo G- AISC 360-10)

(Ec. G2.1) $V_n = 0.6 F_y A_w C_v$

Resultado	
V_u (Ton) =	5.5
ϕV_n (Ton) =	38.2
$V_u / \phi V_n =$	0.14
Capacidad:	OK

4. COMPRESIÓN

Esbeltez de la sección		
alas	C	ok
alma	C	ok
Clasificación de la sección:		Compacta

Factores de longitud efectiva			
Parámetro	en X	en Y	en Z
L (m) =	3.2	3.2	3.2
Caso:	c	c	a
k=	1	1	0.5
kL/r =	30.1	64.9	
razón de esbeltez :	<200	<200	

4.1 Pandeo por flexión (FB)

kL/r mayor=	64.9	
F_e (Kg/cm ²) =	4750.8	
$4,71(E/F_y)^{0,5}$ =	113.4	
F_y (Kg/cm ²) =	3500	
F_{cr} (Kg/cm ²) =	2571.3	(Inelástico)
P_n (Ton) =	162.1	
ϕP_n (Ton) =	145.9	

4.2. Pandeo por torsión (TB)

F_e (Kg/cm ²) =	21440	
$4,71(E/F_y)^{0,5}$ =	113.4	
F_{cr} (Kg/cm ²) =	4166.5	(Inelástico)
P_n (Ton) =	-	
ϕP_n (Ton) =	-	
	No Aplica	

Resumen de capacidades		
Estado límite	ϕP_n (Ton-m)	$P_u / \phi P_n$
FB	145.9	0.44
TB	-	-

5. INTERACCIÓN

Acción	Demanda*	Capacidad	D/C
P_u (Ton)	43.7	145.9	0.30
M_{ux} (Ton-m)	8.9	18.3	0.49
M_{uy} (Ton-m)	0	7.27	0.0
		Interacción :	0.73
		Capacidad:	OK

* Las demandas deben ser de la misma COMB y en el mismo plano

* Notas:
momento y carga axial en la base de la columna

Referencias y fórmulas (Capítulo E- AISC 360-10)

TABLE C-C2.2 Approximate Values of Effective Length Factor, K						
Buckled shape of column is shown by dashed line.	(a)	(b)	(c)	(d)	(e)	(f)
Theoretical K value	0.5	0.7	1.0	1.0	2.0	2.0
Recommended design value when ideal conditions are approximated	0.65	0.80	1.2	1.0	2.10	2.0
End condition code						

Sección E3. AISC 360-10

(Ec.3.1)

$$P_n = F_{cr} A_g$$

(Ec3.2-Ec3.3)

$$F_{cr} = \left[0.658 \frac{F_y}{F_e} \right] F_y$$

elástico

inelástico

$$F_{cr} = 0.877 F_e$$

(Ec3.4)

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r} \right)^2}$$

Sección E4. AISC 360-10

(Ec. 4.4)

$$F_e = \left[\frac{\pi^2 EC_w}{(K_z L)^2} + GJ \right] \frac{1}{I_x + I_y}$$

Resultado	
P_u (Ton) =	64.5
ϕP_n (Ton) =	145.9
$P_u / \phi P_n$ =	0.44
Capacidad:	OK

Sección H1. AISC 360-10

(Ec. H1.1a) A) $P_u / \phi P_n < 0.2$

$$\frac{P_r}{P_c} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1.0$$

(Ec. H1.1b) B) $P_u / \phi P_n > 0.2$

$$\frac{P_r}{2P_c} + \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1.0$$

Cálculo de Resistencia para Secciones W Laminadas en Caliente Según Especificación AISC 360-2010

Proyecto:	Proyecto de graduación	Responsable:	OCH
Descripción:	Columna lateral por demanda, marco IMF - 2 pisos	Fecha:	08/11/2011

1. DATOS DE ENTRADA

1.1. Datos del Material

Grado:	50
F_y (Kg/cm ²) =	3500
F_u (Kg/cm ²) =	4550
G (Kg/cm ²) =	7.84E+05
E (Kg/cm ²) =	2.03E+06

1.2. Cargas de diseño

M_{ux} (Ton-m) =	12.2	(Comb 6.3)
M_{uy} (Ton-m) =	0	(Comb 6.2)
V_u (Ton) =	7.2	(Comb 6.3)
P_u (Ton) =	28.6	(Comb 6.2)

1.3. Descripción de la sección

Sección a prueba =	W10x33
--------------------	--------

Parámetros principales	
d (mm) =	247.1
b_f (mm) =	202.2
t_f (mm) =	11.0
t_w (mm) =	7.37
A (cm ²) =	62.6
Peso (kg/m) =	49.2

Propiedades geométricas para diseño		
I_x (cm ⁴) =	7117.6	I_y (cm ⁴) = 1523.41
S_x (cm ³) =	573.5	S_y (cm ³) = 150.8
Z_x (cm ³) =	635.8	Z_y (cm ³) = 229.4
r_x (cm) =	10.64	r_y (cm) = 4.93
r_{ts} (cm) =	5.59	J (cm ⁴) = 24.27
h_o (cm) =	23.62	C_w (cm ⁶) = 212412

1.4 Clasificación según límites de esbeltez

Tipo de elemento:	Sísmico
Elemento sujeto a:	Compresión
Ductilidad:	Moderada

Clasificación de la sección:	Compacta
Criterio:	D1.1 AISC 341

Alas		
b/t	λ_{md}	λ_r
9.15	9.15	N.A
Clasificación:		C

Alma		
h/t	λ_{md}	λ_r
27.1	58.94	N.A
ϕP_y (Ton) =		197
$C_a = P_u / \phi P_y =$		0.14
Clasificación:		C

2. FLEXIÓN

2.1 Flexión EJE FUERTE

Para todos los estados límites $\phi_b =$	0.9
Sección a aplicar:	F2

2.1.1. Fluencia

Z_x (cm ³) =	635.8
F_y (Kg/cm ²) =	3500
M_p (Ton-m) =	22.4
ϕM_n (Ton-m) =	20.2
	Aplica

2.1.2. Pandeo Lateral Torsional (LTB):

Longitudes de pandeo	
L_b^* (m) =	3.2
L_p (m) =	2.09
L_r (m) =	6.64

* Notas:
Separación entre pisos

Cálculo de C_b	
M_{max} (Ton-m) =	
M_a (Ton-m) =	
M_b (Ton-m) =	
M_c (Ton-m) =	
$R_m =$	0.0
C_b^*	1.0

* Coloque 0 en R_m para usar $C_b=1$

Referencias y fórmulas (Capítulo F- AISC360-10)

Sección F2: Secciones I compactas en flexión
Sección F3: Secciones I con almas compactas, alas no compactas o esbeltas

(Ec. F2.1)
$$M_n = M_p = F_y Z_x$$

(Ec. F2.5)
$$L_p = 1.76 r_y \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

(Ec. F2.6)
$$L_r = 1.95 r_{ts} \frac{E}{0.7 F_y} \sqrt{\frac{Jc}{S_x h_o} + \left(\frac{Jc}{S_x h_o} \right)^2 + 6.76 \left(\frac{0.7 F_y}{E} \right)^2}$$

$c=1$, para secciones W

(Ec. F1.1)
$$C_b = \frac{12.5 M_{max}}{2.5 M_{max} + 3 M_A + 4 M_B + 3 M_C}$$

Caso A) $L_b < L_p$: No aplica el estado límite de LTB

Caso B) $L_p < L_b < L_r$:

(Ec. F2.2)
$$M_n = C_b \left[M_p - (M_p - 0.7 F_y S_x) \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] \leq M_p$$

Capacidad	
Caso:	B
F_{cr} (Kg/cm ²) =	7377.5
M_n (Ton-m) =	20.4
ϕM_n (Ton-m) =	18.3
	Aplica

2.1.3. Pandeo Local del Ala (FLB)

$\lambda = b/(2t_f) =$	9.15
$\lambda_{pf} =$	9.15
$\lambda_{rf} =$	N.A
$k_c =$	0.76
M_n (Ton-m) =	-
ϕM_n (Ton-m) =	-
	No Aplica

Resumen de capacidades		
Estado límite	ϕM_n (Ton-m)	$M_u / \phi M_n$
Fluencia	20.2	0.61
LTB	18.3	0.67
FLB	-	-

2.2. Flexión EJE DÉBIL

Eslabetez del ala: $b_f/(2*t_f) =$	C
------------------------------------	---

2.2.1. Fluencia

M_n (Ton-m) =	8.1
ϕM_n (Ton-m) =	7.3

2.2.2. Pandeo Local del Ala (FLB)

$\lambda = b/t_f =$	18.3
$\lambda_{pf} =$	9.15
$\lambda_{rf} =$	N.A
F_{cr} (Kg/cm ²) =	16730
M_n (Ton-m) =	-
ϕM_n (Ton-m) =	-
	No Aplica

Resumen de capacidades		
Estado límite	ϕM_n (Ton-m)	$M_u / \phi M_n$
Fluencia	7.3	0.0
FLB	-	-

3. CORTANTE

Para secciones que cumplan con:	
$h/t_w <$	$2,24(E/F_y)^{0,5}$
27.1	53.9

$C_v =$	1
$\phi_v =$	1
A_w (cm ²) =	18
ϕV_n (Ton) =	38.2
ϕV_n (Ton) =	38.2

Caso C) $L_b > L_r :$

(Ec. F2.3) $M_n = F_{cr} S_x \leq M_p$

(Ec. F2.4) $F_{cr} = \frac{C_b \pi^2 E}{\left(\frac{L_b}{r_x}\right)^2} \sqrt{1 + 0.078 \frac{J_c}{S_x B_o} \left(\frac{L_b}{r_x}\right)^2}$

a) Secciones con alas no compactas

(Ec F3.1) $M_n = M_p - (M_p - 0.7 F_y S_x) \left(\frac{\lambda - \lambda_{pf}}{\lambda_{rf} - \lambda_{pf}} \right)$

b) Secciones con alas esbeltas

(Ec 3.2) $M_n = \frac{0.9 E k_c S_x}{\lambda^2}$

Resultado	
M_{ux} (Ton-m) =	12.2
ϕM_n (Ton-m) =	18.3
$M_u / \phi M_n =$	0.67
Capacidad:	OK

Referencias y fórmulas (Capítulo F- AISC360-10)

Sección F6: Secciones I, alas C, NC o S

(Ec. F6.1) alas C

$$M_n = M_p = F_y Z_y \leq 1.6 F_y S_y$$

Caso A) alas NC

(Ec. F6.2)

$$M_n = \left[M_p - (M_p - 0.7 F_y S_y) \left(\frac{\lambda - \lambda_{pf}}{\lambda_{rf} - \lambda_{pf}} \right) \right]$$

Caso B) alas S

(Ec. F6.3-F6.4)

$$M_n = F_{cr} S_y \quad F_{cr} = \frac{0.69 E}{\left(\frac{b}{t_f}\right)^2}$$

Resultado	
M_{uy} (Ton-m) =	0
ϕM_n (Ton-m) =	7.27
$M_u / \phi M_n =$	0
Capacidad:	OK

Referencias y fórmulas (Capítulo G- AISC 360-10)

(Ec. G2.1) $V_n = 0.6 F_y A_w C_v$

Resultado	
V_u (Ton) =	7.2
ϕV_n (Ton) =	38.2
$V_u / \phi V_n =$	0.19
Capacidad:	OK

4. COMPRESIÓN

Esbeltez de la sección		
alas	C	ok
alma	C	ok
Clasificación de la sección:		Compacta

Factores de longitud efectiva			
Parámetro	en X	en Y	en Z
L (m) =	3.2	3.2	3.2
Caso:	c	c	a
k=	1	1	0.5
kL/r =	30.1	64.9	
razón de esbeltez :	<200	<200	

4.1 Pandeo por flexión (FB)

kL/r mayor=	64.9	
F_e (Kg/cm ²) =	4750.8	
$4,71(E/F_y)^{0,5}$ =	113.4	
F_y (Kg/cm ²) =	3500	
F_{cr} (Kg/cm ²) =	2571.3	(Inelástico)
P_n (Ton) =	162.1	
ϕP_n (Ton) =	145.9	

4.2. Pandeo por torsión (TB)

F_e (Kg/cm ²) =	21440	
$4,71(E/F_y)^{0,5}$ =	113.4	
F_{cr} (Kg/cm ²) =	4166.5	(Inelástico)
P_n (Ton) =	-	
ϕP_n (Ton) =	-	
	No Aplica	

Resumen de capacidades		
Estado límite	ϕP_n (Ton-m)	$P_u / \phi P_n$
FB	145.9	0.20
TB	-	-

5. INTERACCIÓN

Acción	Demanda*	Capacidad	D/C
P_u (Ton)	21.1	145.9	0.14
M_{ux} (Ton-m)	12.2	18.3	0.67
M_{uy} (Ton-m)	0	7.27	0.0
		Interacción :	0.74
		Capacidad:	OK

* Las demandas deben ser de la misma COMB y en el mismo plano

* Notas:
momento en el nivel +3.20 y carga axial en la base de la columna

Referencias y fórmulas (Capítulo E- AISC 360-10)

TABLE C-C2.2 Approximate Values of Effective Length Factor, K						
Buckled shape of column is shown by dashed line.	(a)	(b)	(c)	(d)	(e)	(f)
Theoretical K value	0.5	0.7	1.0	1.0	2.0	2.0
Recommended design value when ideal conditions are approximated	0.65	0.80	1.2	1.0	2.10	2.0
End condition code						

Sección E3. AISC 360-10

(Ec.3.1)

$$P_n = F_{cr} A_g$$

(Ec3.2-Ec3.3)

$$F_{cr} = \left[0.658 \frac{F_y}{F_e} \right] F_y$$

elástico

$$F_{cr} = 0.877 F_e$$

inelástico

(Ec3.4)

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r} \right)^2}$$

Sección E4. AISC 360-10

(Ec. 4.4)

$$F_e = \frac{\pi^2 EC_w}{(K_z L)^2} + GJ \Big] \frac{1}{I_x + I_y}$$

Resultado	
P_u (Ton) =	28.6
ϕP_n (Ton) =	145.9
$P_u / \phi P_n =$	0.20
Capacidad:	OK

Sección H1. AISC 360-10

(Ec. H1.1a) A) $P_u / \phi P_n < 0.2$

$$\frac{P_r}{P_c} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1.0$$

(Ec. H1.1b) B) $P_u / \phi P_n > 0.2$

$$\frac{P_r}{2P_c} + \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1.0$$

Cálculo de Resistencia para Secciones W Laminadas en Caliente Según Especificación AISC 360-2010

Proyecto:	Proyecto de graduación	Responsable:	OCH
Descripción:	Viga, marco IMF - 3 pisos	Fecha:	08/11/2011

1. DATOS DE ENTRADA

1.1. Datos del Material

Grado:	50
F_y (Kg/cm ²) =	3500
F_u (Kg/cm ²) =	4550
G (Kg/cm ²) =	7.84E+05
E (Kg/cm ²) =	2.03E+06

1.2. Cargas de diseño

M_{ux} (Ton-m) =	34	(Comb 6.2)
M_{uy} (Ton-m) =	0	(Comb 6.2)
V_u (Ton) =	28.2	(Comb 6.2)
P_u (Ton) =	1.4	(Comb 6.3)

1.3. Descripción de la sección

Sección a prueba =	W18X40
--------------------	--------

Parámetros principales	
d (mm) =	454.7
b_f (mm) =	152.9
t_f (mm) =	13.3
t_w (mm) =	8.00
A (cm ²) =	76.1
Peso (kg/m) =	59.7

Propiedades geométricas para diseño			
I_x (cm ⁴) =	25473.4	I_y (cm ⁴) =	795.00
S_x (cm ³) =	1120.9	S_y (cm ³) =	104.1
Z_x (cm ³) =	1284.7	Z_y (cm ³) =	163.9
r_x (cm) =	18.31	r_y (cm) =	3.23
r_{ts} (cm) =	3.96	J (cm ⁴) =	33.71
h_o (cm) =	44.20	C_w (cm ⁶) =	386692

1.4 Clasificación según límites de esbeltez

Tipo de elemento:	Sísmico
Elemento sujeto a:	Flexión
Ductilidad:	Moderada

Clasificación de la sección:	Compacta
Criterio:	D1.1 AISC 341

Alas		
b(t)	λ_{md}	λ_r
5.73	9.15	N.A
Clasificación:		C

Alma		
h/t	λ_{md}	λ_r
50.9	89.10	N.A
ϕP_y (Ton) =		240
$C_a = P_u / \phi P_y =$		0.01
Clasificación:		C

2. FLEXIÓN

2.1 Flexión EJE FUERTE

Para todos los estados límites $\phi_b =$	0.9
Sección a aplicar:	F2

2.1.1. Fluencia

Z_x (cm ³) =	1284.7
F_y (Kg/cm ²) =	3500
M_p (Ton-m) =	45.3
ϕM_n (Ton-m) =	40.7
	Aplica

2.1.2. Pandeo Lateral Torsional (LTB):

Longitudes de pandeo	
L_b^* (m) =	1.75
L_p (m) =	1.37
L_r (m) =	3.99

* Notas:
Separación entre viguetas

Cálculo de C_b	
M_{max} (Ton-m) =	0.0
M_a (Ton-m) =	0.0
M_b (Ton-m) =	0.0
M_c (Ton-m) =	0.0
$R_m =$	0.0
C_b^*	1.0

* Coloque 0 en R_m para usar $C_b=1$

Referencias y fórmulas (Capítulo F- AISC360-10)

Sección F2: Secciones I compactas en flexión
Sección F3: Secciones I con almas compactas, alas no compactas o esbeltas

(Ec. F2.1)
$$M_n = M_p = F_y Z_x$$

(Ec. F2.5)
$$L_p = 1.76 r_y \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

(Ec. F2.6)
$$L_r = 1.95 r_b \frac{E}{0.7 F_y} \sqrt{\frac{J_c}{S_x h_o} + \sqrt{\left(\frac{J_c}{S_x h_o}\right)^2 + 6.76 \left(\frac{0.7 F_y}{E}\right)^2}}$$

$c=1$, para secciones W

(Ec. F1.1)
$$C_b = \frac{12.5 M_{max}}{2.5 M_{max} + 3 M_A + 4 M_B + 3 M_C}$$

Caso A) $L_b < L_p$: No aplica el estado límite de LTB

Caso B) $L_p < L_b < L_r$:

(Ec. F2.2)
$$M_n = C_b \left[M_p - (M_p - 0.7 F_y S_x) \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] \leq M_p$$

Capacidad	
Caso:	B
F_{cr} (Kg/cm ²) =	10790.3
M_n (Ton-m) =	42.7
ϕM_n (Ton-m) =	38.4
	Aplica

2.1.3. Pandeo Local del Ala (FLB)

$\lambda = b/(2t_f) =$	5.73
$\lambda_{pf} =$	9.15
$\lambda_{rf} =$	N.A
$k_c =$	0.56
M_n (Ton-m) =	-
ϕM_n (Ton-m) =	-
	No Aplica

Resumen de capacidades		
Estado límite	ϕM_n (Ton-m)	$M_u / \phi M_n$
Fluencia	40.7	0.83
LTB	38.4	0.88
FLB	-	-

2.2. Flexión EJE DÉBIL

Esbeltez del ala: $b_f/(2*t_f) =$	C
-----------------------------------	---

2.2.1. Fluencia

M_n (Ton-m) =	5.8
ϕM_n (Ton-m) =	5.2

2.2.2. Pandeo Local del Ala (FLB)

$\lambda = b/t_f =$	11.46
$\lambda_{pf} =$	9.15
$\lambda_{rf} =$	N.A
F_{cr} (Kg/cm ²) =	42661
M_n (Ton-m) =	-
ϕM_n (Ton-m) =	-
	No Aplica

Resumen de capacidades		
Estado límite	ϕM_n (Ton-m)	$M_u / \phi M_n$
Fluencia	5.2	0.0
FLB	-	-

3. CORTANTE

Para secciones que cumplan con:	
$h/t_w <$	$2,24(E/F_y)^{0,5}$
50.9	53.9

$C_v =$	1
$\phi_v =$	1
A_w (cm ²) =	36
ϕV_n (Ton) =	76.4
ϕV_n (Ton) =	76.4

Caso C) $L_b > L_r :$

(Ec. F2.3) $M_n = F_{cr} S_x \leq M_p$

(Ec. F2.4)
$$F_{cr} = \frac{C_b \pi^2 E}{\left(\frac{L_b}{r_x}\right)^2} \sqrt{1 + 0.078 \frac{J_c}{S_x h_o} \left(\frac{L_b}{r_x}\right)^2}$$

a) Secciones con alas no compactas

(Ec F3.1)
$$M_n = M_p - (M_p - 0.7 F_y S_x) \left(\frac{\lambda - \lambda_{pf}}{\lambda_{rf} - \lambda_{pf}} \right)$$

b) Secciones con alas esbeltas

(Ec 3.2)
$$M_n = \frac{0.9 E k_c S_x}{\lambda^2}$$

Resultado	
M_{ux} (Ton-m) =	34
ϕM_n (Ton-m) =	38.4
$M_u / \phi M_n =$	0.88
Capacidad:	OK

Referencias y fórmulas (Capítulo F- AISC360-10)

Sección F6: Secciones I, alas C, NC o S

(Ec. F6.1) alas C

$$M_n = M_p = F_y Z_y \leq 1.6 F_y S_y$$

Caso A) alas NC

(Ec. F6.2)

$$M_n = \left[M_p - (M_p - 0.7 F_y S_y) \left(\frac{\lambda - \lambda_{pf}}{\lambda_{rf} - \lambda_{pf}} \right) \right]$$

Caso B) alas S

(Ec. F6.3-F6.4)

$$M_n = F_{cr} S_y \quad F_{cr} = \frac{0.69 E}{\left(\frac{b}{t_f}\right)^2}$$

Resultado	
M_{uy} (Ton-m) =	0
ϕM_n (Ton-m) =	5.20
$M_u / \phi M_n =$	0
Capacidad:	OK

Referencias y fórmulas (Capítulo G- AISC 360-10)

(Ec. G2.1) $V_n = 0.6 F_y A_w C_v$

Resultado	
V_u (Ton) =	28.2
ϕV_n (Ton) =	76.4
$V_u / \phi V_n =$	0.37
Capacidad:	OK

Cálculo de Resistencia para Secciones W Laminadas en Caliente Según Especificación AISC 360-2010

Proyecto:	Proyecto de graduación	Responsable:	OCH
Descripción:	Columna central por demanda, marco IMF - 3 pisos	Fecha:	08/11/2011

1. DATOS DE ENTRADA

1.1. Datos del Material

Grado:	50
F_y (Kg/cm ²) =	3500
F_u (Kg/cm ²) =	4550
G (Kg/cm ²) =	7.84E+05
E (Kg/cm ²) =	2.03E+06

1.2. Cargas de diseño

M_{ux} (Ton-m) =	12	(Comb 6.3)
M_{uy} (Ton-m) =	0	(Comb 6.2)
V_u (Ton) =	6.8	(Comb 6.3)
P_u (Ton) =	118.7	(Comb 6.2)

1.3. Descripción de la sección

Sección a prueba =	W12X40
--------------------	--------

Parámetros principales	
d (mm) =	302.3
b_f (mm) =	203.5
t_f (mm) =	13.1
t_w (mm) =	7.49
A (cm ²) =	75.5
Peso (kg/m) =	59.7

Propiedades geométricas para diseño		
I_x (cm ⁴) =	12778.3	I_y (cm ⁴) = 1835.58
S_x (cm ³) =	843.9	S_y (cm ³) = 180.3
Z_x (cm ³) =	934.1	Z_y (cm ³) = 275.3
r_x (cm) =	13.03	r_y (cm) = 4.93
r_{ts} (cm) =	5.61	J (cm ⁴) = 37.71
h_o (cm) =	28.96	C_w (cm ⁶) = 386692

1.4. Clasificación según límites de esbeltez

Tipo de elemento:	Sísmico
Elemento sujeto a:	Compresión
Ductilidad:	Moderada

Clasificación de la sección:	Compacta
Criterio:	D1.1 AISC 341

Alas		
b/t	λ_{md}	λ_r
7.77	9.15	N.A
Clasificación:		C

Alma		
h/t	λ_{md}	λ_r
33.6	49.38	N.A
ϕP_y (Ton) =		238
$C_a = P_u / \phi P_y =$		0.50
Clasificación:		C

2. FLEXIÓN

2.1 Flexión EJE FUERTE

Para todos los estados límites $\phi_b =$	0.9
Sección a aplicar:	F2

2.1.1. Fluencia

Z_x (cm ³) =	934.1
F_y (Kg/cm ²) =	3500
M_p (Ton-m) =	32.9
ϕM_n (Ton-m) =	29.6
	Aplica

2.1.2. Pandeo Lateral Torsional (LTB):

Longitudes de pandeo	
L_b^* (m) =	3.2
L_p (m) =	2.09
L_r (m) =	6.44

* Notas:
Separación entre pisos

Cálculo de C_b	
M_{max} (Ton-m) =	
M_a (Ton-m) =	
M_b (Ton-m) =	
M_c (Ton-m) =	
$R_m =$	0.0
C_b^*	1.0

* Coloque 0 en R_m para usar $C_b=1$

Referencias y fórmulas (Capítulo F- AISC360-10)

Sección F2: Secciones I compactas en flexión
Sección F3: Secciones I con almas compactas,
alms no compactas o esbeltas

(Ec. F2.1)
$$M_n = M_p = F_y Z_x$$

(Ec. F2.5)
$$L_p = 1.76 r_y \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

(Ec. F2.6)
$$L_r = 1.95 r_{ts} \frac{E}{0.7 F_y} \sqrt{\frac{J_c}{S_x h_o} + \sqrt{\left(\frac{J_c}{S_x h_o}\right)^2 + 6.76 \left(\frac{0.7 F_y}{E}\right)^2}}$$

$c=1$, para secciones W

(Ec. F1.1)
$$C_b = \frac{12.5 M_{max}}{2.5 M_{max} + 3 M_A + 4 M_B + 3 M_C}$$

Caso A) $L_b < L_p$: No aplica el estado límite de LTB

Caso B) $L_p < L_b < L_r$:

(Ec. F2.2)
$$M_n = C_b \left[M_p - (M_p - 0.7 F_y S_x) \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] \leq M_p$$

Capacidad	
Caso:	B
F_{cr} (Kg/cm ²) =	7271.7
M_n (Ton-m) =	29.8
ϕM_n (Ton-m) =	26.8
	Aplica

2.1.3. Pandeo Local del Ala (FLB)

$\lambda = b/(2t_f) =$	7.77
$\lambda_{pf} =$	9.15
$\lambda_{rf} =$	N.A
$k_c =$	0.69
M_n (Ton-m) =	-
ϕM_n (Ton-m) =	-
	No Aplica

Resumen de capacidades		
Estado límite	ϕM_n (Ton-m)	$M_u / \phi M_n$
Fluencia	29.6	0.41
LTB	26.8	0.45
FLB	-	-

2.2. Flexión EJE DÉBIL

Esbeltez del ala: $b_f/(2t_f) =$	C
----------------------------------	---

2.2.1. Fluencia

M_n (Ton-m) =	9.7
ϕM_n (Ton-m) =	8.7

2.2.2. Pandeo Local del Ala (FLB)

$\lambda = b/t_f =$	15.54
$\lambda_{pf} =$	9.15
$\lambda_{rf} =$	N.A
F_{cr} (Kg/cm ²) =	23201
M_n (Ton-m) =	-
ϕM_n (Ton-m) =	-
	No Aplica

Resumen de capacidades		
Estado límite	ϕM_n (Ton-m)	$M_u / \phi M_n$
Fluencia	8.7	0.0
FLB	-	-

3. CORTANTE

Para secciones que cumplan con:	
$h/t_w <$	$2,24(E/F_y)^{0,5}$
33.6	53.9

$C_v =$	1
$\phi_v =$	1
A_w (cm ²) =	23
ϕV_n (Ton) =	47.6
ϕV_n (Ton) =	47.6

Caso C) $L_b > L_r :$

(Ec. F2.3) $M_n = F_{cr} S_x \leq M_p$

(Ec. F2.4)
$$F_{cr} = \frac{C_b \pi^2 E}{\left(\frac{L_b}{r_x}\right)^2} \sqrt{1 + 0.078 \frac{J_c}{S_x h_o} \left(\frac{L_b}{r_x}\right)^2}$$

a) Secciones con alas no compactas

(Ec F3.1)
$$M_n = M_p - (M_p - 0.7 F_y S_x) \left(\frac{\lambda - \lambda_{pf}}{\lambda_{rf} - \lambda_{pf}} \right)$$

b) Secciones con alas esbeltas

(Ec 3.2)
$$M_n = \frac{0.9 E k_c S_x}{\lambda^2}$$

Resultado	
M_{ux} (Ton-m) =	12
ϕM_n (Ton-m) =	26.8
$M_u / \phi M_n =$	0.45
Capacidad:	OK

Referencias y fórmulas (Capítulo F- AISC360-10)

Sección F6: Secciones I, alas C, NC o S

(Ec. F6.1) alas C

$$M_n = M_p = F_y Z_y \leq 1.6 F_y S_y$$

Caso A) alas NC

(Ec. F6.2)

$$M_n = \left[M_p - (M_p - 0.7 F_y S_y) \left(\frac{\lambda - \lambda_{pf}}{\lambda_{rf} - \lambda_{pf}} \right) \right]$$

Caso B) alas S

(Ec. F6.3-F6.4)

$$M_n = F_{cr} S_y \quad F_{cr} = \frac{0.69 E}{\left(\frac{b}{t_f}\right)^2}$$

Resultado	
M_{uy} (Ton-m) =	0
ϕM_n (Ton-m) =	8.73
$M_u / \phi M_n =$	0
Capacidad:	OK

Referencias y fórmulas (Capítulo G- AISC 360-10)

(Ec. G2.1) $V_n = 0.6 F_y A_w C_v$

Resultado	
V_u (Ton) =	6.8
ϕV_n (Ton) =	47.6
$V_u / \phi V_n =$	0.14
Capacidad:	OK

4. COMPRESIÓN

Esbeltez de la sección		
alas	C	ok
alma	C	ok
Clasificación de la sección:		Compacta

Factores de longitud efectiva			
Parámetro	en X	en Y	en Z
L (m) =	3.2	3.2	3.2
Caso:	c	c	a
k=	1	1	0.5
kL/r =	24.6	64.9	
razón de esbeltez :	<200	<200	

4.1 Pandeo por flexión (FB)

kL/r mayor=	64.9	
F_e (Kg/cm ²) =	4750.8	
$4,71(E/F_e)^{0,5}$ =	113.4	
F_y (Kg/cm ²) =	3500	
F_{cr} (Kg/cm ²) =	2571.3	(Inelástico)
P_n (Ton) =	195.4	
ϕP_n (Ton) =	175.8	

4.2. Pandeo por torsión (TB)

F_e (Kg/cm ²) =	22732	
$4,71(E/F_e)^{0,5}$ =	113.4	
F_{cr} (Kg/cm ²) =	4166.5	(Inelástico)
P_n (Ton) =	-	
ϕP_n (Ton) =	-	
	No Aplica	

Resumen de capacidades		
Estado límite	ϕP_n (Ton-m)	$P_u / \phi P_n$
FB	175.8	0.68
TB	-	-

5. INTERACCIÓN

Acción	Demanda*	Capacidad	D/C
P_u (Ton)	80.0	175.8	0.46
M_{ux} (Ton-m)	12	26.8	0.45
M_{uy} (Ton-m)	0	8.73	0.0
	Interacción :	0.85	
	Capacidad:	OK	

* Las demandas deben ser de la misma COMB y en el mismo plano

* Notas:
momento y carga axial en la base de la columna

Referencias y fórmulas (Capítulo E- AISC 360-10)

TABLE C-C2.2 Approximate Values of Effective Length Factor, K						
Buckled shape of column is shown by dashed line.	(a)	(b)	(c)	(d)	(e)	(f)
Theoretical K value	0.5	0.7	1.0	1.0	2.0	2.0
Recommended design value when ideal conditions are approximated	0.65	0.80	1.2	1.0	2.10	2.0
End condition code						

Sección E3. AISC 360-10

(Ec.3.1)

$$P_n = F_{cr} A_g$$

(Ec3.2-Ec3.3)

elástico

$$F_{cr} = \left[0.658 \frac{F_y}{F_e} \right] F_y$$

inelástico

$$F_{cr} = 0.877 F_e$$

(Ec3.4)

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r} \right)^2}$$

Sección E4. AISC 360-10

(Ec. 4.4)

$$F_e = \left[\frac{\pi^2 EC_w}{(K_z L)^2} + GJ \right] \frac{1}{I_x + I_y}$$

Resultado	
P_u (Ton) =	118.7
ϕP_n (Ton) =	175.8
$P_u / \phi P_n$ =	0.68
Capacidad:	OK

Sección H1. AISC 360-10

(Ec. H1.1a) A) $P_u / \phi P_n < 0.2$

$$\frac{P_r}{P_c} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1.0$$

(Ec. H1.1b) B) $P_u / \phi P_n > 0.2$

$$\frac{P_r}{2P_c} + \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1.0$$

Cálculo de Resistencia para Secciones W Laminadas en Caliente Según Especificación AISC 360-2010

Proyecto:	Proyecto de graduación	Responsable:	OCH
Descripción:	Columna lateral por demanda, marco IMF - 3 pisos	Fecha:	08/11/2011

1. DATOS DE ENTRADA

1.1. Datos del Material

Grado:	50
F_y (Kg/cm ²) =	3500
F_u (Kg/cm ²) =	4550
G (Kg/cm ²) =	7.84E+05
E (Kg/cm ²) =	2.03E+06

1.2. Cargas de diseño

M_{ux} (Ton-m) =	13.9	(Comb 6.3)
M_{uy} (Ton-m) =	0	(Comb 6.2)
V_u (Ton) =	9	(Comb 6.3)
P_u (Ton) =	55.7	(Comb 6.2)

1.3. Descripción de la sección

Sección a prueba =	W12X40
--------------------	--------

Parámetros principales	
d (mm) =	302.3
b_f (mm) =	203.5
t_f (mm) =	13.1
t_w (mm) =	7.49
A (cm ²) =	75.5
Peso (kg/m) =	59.7

Propiedades geométricas para diseño			
I_x (cm ⁴) =	12778.3	I_y (cm ⁴) =	1835.58
S_x (cm ³) =	843.9	S_y (cm ³) =	180.3
Z_x (cm ³) =	934.1	Z_y (cm ³) =	275.3
r_x (cm) =	13.03	r_y (cm) =	4.93
r_{ts} (cm) =	5.61	J (cm ⁴) =	37.71
h_o (cm) =	28.96	C_w (cm ⁶) =	386692

1.4 Clasificación según límites de esbeltez

Tipo de elemento:	Sísmico
Elemento sujeto a:	Compresión
Ductilidad:	Moderada

Clasificación de la sección:	Compacta
Criterio:	D1.1 AISC 341

Alas		
b/t	λ_{md}	λ_r
7.77	9.15	N.A
Clasificación:		C

Alma		
h/t	λ_{md}	λ_r
33.6	56.53	N.A
ϕP_y (Ton) =		238
$C_s = P_u / \phi P_y =$		0.23
Clasificación:		C

2. FLEXIÓN

2.1 Flexión EJE FUERTE

Para todos los estados límites $\phi_b =$	0.9
Sección a aplicar:	F2

2.1.1. Fluencia

Z_x (cm ³) =	934.1
F_y (Kg/cm ²) =	3500
M_p (Ton-m) =	32.9
ϕM_n (Ton-m) =	29.6
	Aplica

2.1.2. Pandeo Lateral Torsional (LTB):

Longitudes de pandeo	
L_b^* (m) =	3.2
L_p (m) =	2.09
L_r (m) =	6.44

* Notas:
Separación entre pisos

Cálculo de C_b	
M_{max} (Ton-m) =	
M_a (Ton-m) =	
M_b (Ton-m) =	
M_c (Ton-m) =	
$R_m =$	0.0
C_b^*	1.0

* Coloque 0 en R_m para usar $C_b=1$

Referencias y fórmulas (Capítulo F- AISC360-10)

Sección F2: Secciones I compactas en flexión
Sección F3: Secciones I con alas compactas, alas no compactas o esbeltas

$$(Ec. F2.1) \quad M_n = M_p = F_y Z_x$$

$$(Ec. F2.5) \quad L_p = 1.76 r_y \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$(Ec. F2.6) \quad L_r = 1.95 r_{ts} \frac{E}{0.7 F_y} \sqrt{\frac{J_c}{S_x h_o} + \sqrt{\left(\frac{J_c}{S_x h_o}\right)^2 + 6.76 \left(\frac{0.7 F_y}{E}\right)^2}}$$

$c=1$, para secciones W

$$(Ec. F1.1) \quad C_b = \frac{12.5 M_{max}}{2.5 M_{max} + 3 M_A + 4 M_B + 3 M_C}$$

Caso A) $L_b < L_p$: No aplica el estado límite de LTB

Caso B) $L_p < L_b < L_r$:

$$(Ec. F2.2) \quad M_n = C_b \left[M_p - (M_p - 0.7 F_y S_x) \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] \leq M_p$$

Capacidad	
Caso:	B
F_{cr} (Kg/cm ²) =	7271.7
M_n (Ton-m) =	29.8
ϕM_n (Ton-m) =	26.8
	Aplica

2.1.3. Pandeo Local del Ala (FLB)

$\lambda = b/(2t_f) =$	7.77
$\lambda_{pf} =$	9.15
$\lambda_{rf} =$	N.A
$k_c =$	0.69
M_n (Ton-m) =	-
ϕM_n (Ton-m) =	-
	No Aplica

Resumen de capacidades		
Estado límite	ϕM_n (Ton-m)	$M_u / \phi M_n$
Fluencia	29.6	0.47
LTB	26.8	0.52
FLB	-	-

2.2. Flexión EJE DÉBIL

Esbeltez del ala: $b_f/(2*t_f) =$	C
-----------------------------------	---

2.2.1. Fluencia

M_n (Ton-m) =	9.7
ϕM_n (Ton-m) =	8.7

2.2.2. Pandeo Local del Ala (FLB)

$\lambda = b/t_f =$	15.54
$\lambda_{pf} =$	9.15
$\lambda_{rf} =$	N.A
F_{cr} (Kg/cm ²) =	23201
M_n (Ton-m) =	-
ϕM_n (Ton-m) =	-
	No Aplica

Resumen de capacidades		
Estado límite	ϕM_n (Ton-m)	$M_u / \phi M_n$
Fluencia	8.7	0.0
FLB	-	-

3. CORTANTE

Para secciones que cumplan con:	
$h/t_w <$	$2,24(E/F_y)^{0,5}$
33.6	53.9

$C_v =$	1
$\phi_v =$	1
A_w (cm ²) =	23
ϕV_n (Ton) =	47.6
ϕV_n (Ton) =	47.6

Caso C) $L_b > L_r$:

(Ec. F2.3) $M_n = F_{cr} S_x \leq M_p$

(Ec. F2.4) $F_{cr} = \frac{C_b \pi^2 E}{\left(\frac{L_b}{r_x}\right)^2} \sqrt{1 + 0.078 \frac{J_c}{S_x h_o} \left(\frac{L_b}{r_x}\right)^2}$

a) Secciones con alas no compactas

(Ec F3.1) $M_n = M_p - (M_p - 0.7 F_y S_x) \left(\frac{\lambda - \lambda_{pf}}{\lambda_{rf} - \lambda_{pf}} \right)$

b) Secciones con alas esbeltas

(Ec 3.2) $M_n = \frac{0.9 E k_c S_x}{\lambda^2}$

Resultado	
M_{ux} (Ton-m) =	13.9
ϕM_n (Ton-m) =	26.8
$M_u / \phi M_n =$	0.52
Capacidad:	OK

Referencias y fórmulas (Capítulo F- AISC360-10)

Sección F6: Secciones I, alas C, NC o S

(Ec. F6.1) alas C

$$M_n = M_p = F_y Z_y \leq 1.6 F_y S_y$$

Caso A) alas NC

(Ec. F6.2)

$$M_n = \left[M_p - (M_p - 0.7 F_y S_y) \left(\frac{\lambda - \lambda_{pf}}{\lambda_{rf} - \lambda_{pf}} \right) \right]$$

Caso B) alas S

(Ec. F6.3-F6.4)

$$M_n = F_{cr} S_y \quad F_{cr} = \frac{0.69 E}{\left(\frac{b}{t_f}\right)^2}$$

Resultado	
M_{uy} (Ton-m) =	0
ϕM_n (Ton-m) =	8.73
$M_u / \phi M_n =$	0
Capacidad:	OK

Referencias y fórmulas (Capítulo G- AISC 360-10)

(Ec. G2.1) $V_n = 0.6 F_y A_w C_v$

Resultado	
V_u (Ton) =	9
ϕV_n (Ton) =	47.6
$V_u / \phi V_n =$	0.19
Capacidad:	OK

4. COMPRESIÓN

Esbeltez de la sección		
alas	C	ok
alma	C	ok
Clasificación de la sección:		Compacta

Factores de longitud efectiva			
Parámetro	en X	en Y	en Z
L (m) =	3.2	3.2	3.2
Caso:	c	c	a
k=	1	1	0.5
kL/r =	24.6	64.9	
razón de esbeltez :	<200	<200	

4.1 Pandeo por flexión (FB)

kL/r mayor=	64.9	
F_e (Kg/cm ²) =	4750.8	
$4,71(E/F_y)^{0,5}$ =	113.4	
F_y (Kg/cm ²) =	3500	(Inelástico)
F_{cr} (Kg/cm ²) =	2571.3	
P_n (Ton) =	195.4	
ϕP_n (Ton) =	175.8	

4.2 Pandeo por torsión (TB)

F_e (Kg/cm ²) =	22732	
$4,71(E/F_y)^{0,5}$ =	113.4	
F_{cr} (Kg/cm ²) =	4166.5	(Inelástico)
P_n (Ton) =	-	
ϕP_n (Ton) =	-	
	No Aplica	

Resumen de capacidades		
Estado límite	ϕP_n (Ton-m)	$P_u / \phi P_n$
FB	175.8	0.32
TB	-	-

5. INTERACCIÓN

Acción	Demanda*	Capacidad	D/C
P_u (Ton)	41.9	175.8	0.24
M_{ux} (Ton-m)	13.8	26.8	0.51
M_{uy} (Ton-m)	0	8.73	0.0
	Interacción :	0.70	
	Capacidad:	OK	

* Las demandas deben ser de la misma COMB y en el mismo plano

* Notas:
momento en el nivel +3.20 y carga axial en la base de la columna

Referencias y fórmulas (Capítulo E- AISC 360-10)

TABLE C-C2.2 Approximate Values of Effective Length Factor, K						
Buckled shape of column is shown by dashed line.	(a)	(b)	(c)	(d)	(e)	(f)
Theoretical K value	0.5	0.7	1.0	1.0	2.0	2.0
Recommended design value when ideal conditions are approximated	0.65	0.80	1.2	1.0	2.10	2.0
End condition code						

Sección E3. AISC 360-10

(Ec.3.1)

$$P_n = F_{cr} A_g$$

(Ec3.2-Ec3.3)

$$\text{elástico} \quad F_{cr} = \left[0.658 \frac{F_y}{F_e} \right] F_y$$

$$\text{inelástico} \quad F_{cr} = 0.877 F_e$$

(Ec.3.4)

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r} \right)^2}$$

Sección E4. AISC 360-10

(Ec. 4.4)

$$F_e = \frac{\left[\frac{\pi^2 E C_w}{(K_z L)^2} + GJ \right]}{I_x + I_y}$$

Resultado	
P_u (Ton) =	55.7
ϕP_n (Ton) =	175.8
$P_u / \phi P_n$ =	0.32
Capacidad:	OK

Sección H1. AISC 360-10

(Ec. H1.1a) A) $P_u / \phi P_n < 0.2$

$$\frac{P_r}{P_c} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1.0$$

(Ec. H1.1b) B) $P_u / \phi P_n > 0.2$

$$\frac{P_r}{2P_c} + \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1.0$$

SALIDAS DE HOJAS DE CÁLCULO PARA DISEÑO DE MARCOS SMF

Cálculo de Resistencia para Secciones W Laminadas en Caliente Según Especificación AISC 360-2010

Proyecto:	Proyecto de graduación	Responsable:	OCH
Descripción:	Viga, marco SMF - 2 pisos	Fecha:	08/11/2011

1. DATOS DE ENTRADA

1.1. Datos del Material

Grado:	50
F_y (Kg/cm ²) =	3500
F_u (Kg/cm ²) =	4550
G (Kg/cm ²) =	7.84E+05
E (Kg/cm ²) =	2.03E+06

1.2. Cargas de diseño

M_{ux} (Ton-m) =	35	(Comb 6.2)
M_{uy} (Ton-m) =	0	(Comb 6.2)
V_u (Ton) =	28.9	(Comb 6.2)
P_u (Ton) =	0	(Comb 6.3)

1.3. Descripción de la sección

Sección a prueba =	W18X40
--------------------	--------

Parámetros principales	
d (mm) =	454.7
b_f (mm) =	152.9
t_f (mm) =	13.3
t_w (mm) =	8.00
A (cm ²) =	76.1
Peso (kg/m) =	59.7

Propiedades geométricas para diseño			
I_x (cm ⁴) =	25473.4	I_y (cm ⁴) =	795.00
S_x (cm ³) =	1120.9	S_y (cm ³) =	104.1
Z_x (cm ³) =	1284.7	Z_y (cm ³) =	163.9
r_x (cm) =	18.31	r_y (cm) =	3.23
r_{ts} (cm) =	3.96	J (cm ⁴) =	33.71
h_o (cm) =	44.20	C_w (cm ⁶) =	386692

1.4 Clasificación según límites de esbeltez

Tipo de elemento:	Sísmico
Elemento sujeto a:	Flexión
Ductilidad:	Óptima

Alas		
b/t	λ_{hd}	λ_r
5.73	7.22	N.A
Clasificación:		C

Clasificación de la sección:	Compacta
Criterio:	D1.1 AISC 341

Alma		
h/t	λ_{hd}	λ_r
50.9	59.00	N.A
ϕP_y (Ton) = 240		
$C_a = P_u / \phi P_y = 0.00$		
Clasificación:		C

2. FLEXIÓN

2.1 Flexión EJE FUERTE

Para todos los estados límites $\phi_b =$	0.9
Sección a aplicar:	F2

Referencias y fórmulas (Capítulo F- AISC360-10)

Sección F2: Secciones I compactas en flexión
Sección F3: Secciones I con almas compactas, alas no compactas o esbeltas

2.1.1. Fluencia

Z_x (cm ³) =	1284.7
F_y (Kg/cm ²) =	3500
M_p (Ton-m) =	45.3
ϕM_n (Ton-m) =	40.7
	Aplica

(Ec. F2.1)

$$M_n = M_p = F_y Z_x$$

2.1.2. Pandeo Lateral Torsional (LTB):

Longitudes de pandeo	
L_b^* (m) =	1.75
L_p (m) =	1.37
L_r (m) =	3.99

* Notas:
Separación entre viguetas

(Ec. F2.5)

$$L_p = 1.76 r_y \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

(Ec. F2.6)

$$L_r = 1.95 r_{ts} \frac{E}{0.7 F_y} \sqrt{\frac{Jc}{S_x h_o} + \left(\frac{Jc}{S_x h_o} \right)^2 + 6.76 \left(\frac{0.7 F_y}{E} \right)^2}$$

$c=1$, para secciones W

(Ec. F1.1)

$$C_b = \frac{12.5 M_{max}}{2.5 M_{max} + 3 M_A + 4 M_B + 3 M_C}$$

Caso A) $L_b < L_p$: No aplica el estado límite de LTB

Caso B) $L_p < L_b < L_r$:

(Ec. F2.2)

$$M_n = C_b \left[M_p - (M_p - 0.7 F_y S_x) \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] \leq M_p$$

Cálculo de C_b	
M_{max} (Ton-m) =	
M_a (Ton-m) =	
M_b (Ton-m) =	
M_c (Ton-m) =	
$R_m =$	0.0
C_b^*	1.0

* Coloque 0 en R_m para usar $C_b=1$

Capacidad	
Caso:	B
F_{cr} (Kg/cm ²) =	10790.3
M_n (Ton-m) =	42.7
ϕM_n (Ton-m) =	38.4
	Aplica

2.1.3. Pandeo Local del Ala (FLB)

$\lambda = b/(2t_f) =$	5.73
$\lambda_{pf} =$	7.22
$\lambda_{rf} =$	N.A
$k_c =$	0.56
M_n (Ton-m) =	-
ϕM_n (Ton-m) =	-
	No Aplica

Resumen de capacidades		
Estado límite	ϕM_n (Ton-m)	$M_u / \phi M_n$
Fluencia	40.7	0.86
LTB	38.4	0.91
FLB	-	-

2.2. Flexión EJE DÉBIL

Esbeltez del ala: $b_f/(2*t_f) =$	C
-----------------------------------	---

2.2.1. Fluencia

M_n (Ton-m) =	5.8
ϕM_n (Ton-m) =	5.2

2.2.2. Pandeo Local del Ala (FLB)

$\lambda = b/t_f =$	11.46
$\lambda_{pf} =$	7.22
$\lambda_{rf} =$	N.A
F_{cr} (Kg/cm ²) =	42661
M_n (Ton-m) =	-
ϕM_n (Ton-m) =	-
	No Aplica

Resumen de capacidades		
Estado límite	ϕM_n (Ton-m)	$M_u / \phi M_n$
Fluencia	5.2	0.0
FLB	-	-

3. CORTANTE

Para secciones que cumplan con:	
$h/t_w <$	$2.24(E/F_y)^{0.5}$
50.9	53.9

$C_v =$	1
$\phi_v =$	1
A_w (cm ²) =	36
ϕV_n (Ton) =	76.4
ϕV_n (Ton) =	76.4

Caso C) $L_b > L_r$:

(Ec. F2.3) $M_n = F_{cr} S_x \leq M_p$

(Ec. F2.4)
$$F_{cr} = \frac{C_b \pi^2 E}{\left(\frac{L_b}{r_{tz}}\right)^2} \sqrt{1 + 0.078 \frac{J_c}{S_x h_o} \left(\frac{L_b}{r_{tz}}\right)^2}$$

a) Secciones con alas no compactas

(Ec F3.1)
$$M_n = M_p - (M_p - 0.7 F_y S_x) \left(\frac{\lambda - \lambda_{pf}}{\lambda_{rf} - \lambda_{pf}} \right)$$

b) Secciones con alas esbeltas

(Ec 3.2)
$$M_n = \frac{0.9 E k_c S_x}{\lambda^2}$$

Resultado	
M_{ux} (Ton-m) =	35
ϕM_n (Ton-m) =	38.4
$M_u / \phi M_n =$	0.91
Capacidad:	OK

Referencias y fórmulas (Capítulo F- AISC360-10)

Sección F6: Secciones I, alas C, NC o S

(Ec. F6.1) alas C

$$M_n = M_p = F_y Z_y \leq 1.6 F_y S_y$$

Caso A) alas NC

(Ec. F6.2)

$$M_n = \left[M_p - (M_p - 0.7 F_y S_y) \left(\frac{\lambda - \lambda_{pf}}{\lambda_{rf} - \lambda_{pf}} \right) \right]$$

Caso B) alas S

(Ec. F6.3-F6.4)

$$M_n = F_{cr} S_y \quad F_{cr} = \frac{0.69 E}{\left(\frac{b}{t_f}\right)^2}$$

Resultado	
M_{uy} (Ton-m) =	0
ϕM_n (Ton-m) =	5.20
$M_u / \phi M_n =$	0
Capacidad:	OK

Referencias y fórmulas (Capítulo G- AISC 360-10)

(Ec. G2.1) $V_n = 0.6 F_y A_w C_v$

Resultado	
V_u (Ton) =	28.9
ϕV_n (Ton) =	76.4
$V_u / \phi V_n =$	0.38
Capacidad:	OK

Cálculo de Resistencia para Secciones W Laminadas en Caliente Según Especificación AISC 360-2010

Proyecto:	Proyecto de graduación	Responsable:	OCH
Descripción:	Columna central por demanda, marco SMF - 2 pisos	Fecha:	08/11/2011

1. DATOS DE ENTRADA

1.1. Datos del Material

Grado:	50
F_y (Kg/cm ²) =	3500
F_u (Kg/cm ²) =	4550
G (Kg/cm ²) =	7.84E+05
E (Kg/cm ²) =	2.03E+06

1.2. Cargas de diseño

M_{ux} (Ton-m) =	6.3	(Comb 6.3)
M_{uy} (Ton-m) =	0	(Comb 6.2)
V_u (Ton) =	3.8	(Comb 6.3)
P_u (Ton) =	64.2	(Comb 6.2)

1.3. Descripción de la sección

Sección a prueba =	W10X45
--------------------	--------

Parámetros principales	
d (mm) =	256.5
b_f (mm) =	203.7
t_f (mm) =	15.7
t_w (mm) =	8.89
A (cm ²) =	85.8
Peso (kg/m) =	67.1

Propiedades geométricas para diseño			
I_x (cm ⁴) =	10322.5	I_y (cm ⁴) =	2222.68
S_x (cm ³) =	804.6	S_y (cm ³) =	217.9
Z_x (cm ³) =	899.6	Z_y (cm ³) =	332.7
r_x (cm) =	10.97	r_y (cm) =	5.11
r_{ts} (cm) =	5.77	J (cm ⁴) =	62.85
h_o (cm) =	24.08	C_w (cm ⁶) =	322243

1.4 Clasificación según límites de esbeltez

Tipo de elemento:	Sísmico
Elemento sujeto a:	Compresión
Ductilidad:	Óptima

Clasificación de la sección:	Compacta
Criterio:	D1.1 AISC 341

Alas		
b/t	λ_{hd}	λ_r
6.47	7.22	N.A
Clasificación:		C

Alma		
h/t	λ_{hd}	λ_r
22.5	49.93	N.A
ϕP_y (Ton) =		270
$C_a = P_u / \phi P_y =$		0.24
Clasificación:		C

2. FLEXIÓN

2.1 Flexión EJE FUERTE

Para todos los estados límites $\phi_b =$	0.9
Sección a aplicar:	F2

2.1.1. Fluencia

Z_x (cm ³) =	899.6
F_y (Kg/cm ²) =	3500
M_p (Ton-m) =	31.7
ϕM_n (Ton-m) =	28.5
	Aplica

2.1.2. Pandeo Lateral Torsional (LTB):

Longitudes de pandeo	
L_b^* (m) =	3.2
L_p (m) =	2.16
L_r (m) =	8.21

* Notas:
Separación entre pisos

Cálculo de C_b	
M_{max} (Ton-m) =	6.3
M_a (Ton-m) =	0
M_b (Ton-m) =	0
M_c (Ton-m) =	0
$R_m =$	0.0
C_b^*	1.0

* Coloque 0 en R_m para usar $C_b=1$

Referencias y fórmulas (Capítulo F- AISC360-10)

Sección F2: Secciones I compactas en flexión
Sección F3: Secciones I con almas compactas, alas no compactas o esbeltas

(Ec. F2.1)
$$M_n = M_p = F_y Z_x$$

(Ec. F2.5)
$$L_p = 1.76 r_y \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

(Ec. F2.6)
$$L_r = 1.95 r_{ts} \frac{E}{0.7 F_y} \sqrt{\frac{J_c}{S_x h_o} + \sqrt{\left(\frac{J_c}{S_x h_o}\right)^2 + 6.76 \left(\frac{0.7 F_y}{E}\right)^2}}$$

$c=1$, para secciones W

(Ec. F1.1)
$$C_b = \frac{12.5 M_{max}}{2.5 M_{max} + 3 M_A + 4 M_B + 3 M_C}$$

Caso A) $L_b < L_p$: No aplica el estado límite de LTB

Caso B) $L_p < L_b < L_r$:

(Ec. F2.2)
$$M_n = C_b \left[M_p - (M_p - 0.7 F_y S_x) \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] \leq M_p$$

Capacidad	
Caso:	B
F_{cr} (Kg/cm ²) =	8676.7
M_n (Ton-m) =	29.7
ϕM_n (Ton-m) =	26.7
	Aplica

2.1.3. Pandeo Local del Ala (FLB)

$\lambda = b/(2t_f) =$	6.47
$\lambda_{pf} =$	7.22
$\lambda_{rf} =$	N.A
$k_c =$	0.76
M_n (Ton-m) =	-
ϕM_n (Ton-m) =	-
	No Aplica

Resumen de capacidades		
Estado límite	ϕM_n (Ton-m)	$M_u / \phi M_n$
Fluencia	28.5	0.22
LTB	26.7	0.24
FLB	-	-

2.2. Flexión EJE DÉBIL

Esbeltez del ala: $b/(2*t_f) =$	C
---------------------------------	---

2.2.1. Fluencia

M_n (Ton-m) =	11.7
ϕM_n (Ton-m) =	10.5

2.2.2. Pandeo Local del Ala (FLB)

$\lambda = b/t_f =$	12.94
$\lambda_{pf} =$	7.22
$\lambda_{rf} =$	N.A
F_{cr} (Kg/cm ²) =	33461
M_n (Ton-m) =	-
ϕM_n (Ton-m) =	-
	No Aplica

Resumen de capacidades		
Estado límite	ϕM_n (Ton-m)	$M_u / \phi M_n$
Fluencia	10.5	0.0
FLB	-	-

3. CORTANTE

Para secciones que cumplan con:	
$h/t_w <$	$2.24(E/F_y)^{0.5}$
22.5	53.9

$C_v =$	1
$\phi_v =$	1
A_w (cm ²) =	23
ϕV_n (Ton) =	47.9
ϕV_n (Ton) =	47.9

Caso C) $L_b > L_r$:

(Ec. F2.3) $M_n = F_{cr} S_x \leq M_p$

(Ec. F2.4)
$$F_{cr} = \frac{C_b \pi^2 E}{\left(\frac{L_b}{r_x}\right)^2} \sqrt{1 + 0.078 \frac{J_c}{S_x h_o} \left(\frac{L_b}{r_x}\right)^2}$$

a) Secciones con alas no compactas

(Ec F3.1)
$$M_n = M_p - (M_p - 0.7 F_y S_x) \left(\frac{\lambda - \lambda_{pf}}{\lambda_{rf} - \lambda_{pf}} \right)$$

b) Secciones con alas esbeltas

(Ec 3.2)
$$M_n = \frac{0.9 E k_c S_x}{\lambda^2}$$

Resultado	
M_{ux} (Ton-m) =	6.3
ϕM_n (Ton-m) =	26.7
$M_u / \phi M_n =$	0.24
Capacidad:	OK

Referencias y fórmulas (Capítulo F- AISC360-10)

Sección F6: Secciones I, alas C, NC o S

(Ec. F6.1) alas C

$$M_n = M_p = F_y Z_y \leq 1.6 F_y S_y$$

Caso A) alas NC

(Ec. F6.2)

$$M_n = \left[M_p - (M_p - 0.7 F_y S_y) \left(\frac{\lambda - \lambda_{pf}}{\lambda_{rf} - \lambda_{pf}} \right) \right]$$

Caso B) alas S

(Ec. F6.3-F6.4)

$$M_n = F_{cr} S_y \quad F_{cr} = \frac{0.69 E}{\left(\frac{b}{t_f}\right)^2}$$

Resultado	
M_{uy} (Ton-m) =	0
ϕM_n (Ton-m) =	10.55
$M_u / \phi M_n =$	0
Capacidad:	OK

Referencias y fórmulas (Capítulo G- AISC 360-10)

(Ec. G2.1) $V_n = 0.6 F_y A_w C_v$

Resultado	
V_u (Ton) =	3.8
ϕV_n (Ton) =	47.9
$V_u / \phi V_n =$	0.08
Capacidad:	OK

4. COMPRESIÓN

Esbeltez de la sección		
alas	C	ok
alma	C	ok
Clasificación de la sección:		Compacta

Factores de longitud efectiva			
Parámetro	en X	en Y	en Z
L (m) =	3.2	3.2	3.2
Caso:	c	c	a
k=	1	1	0.5
kL/r =	29.2	62.7	
razón de esbeltez :	<200	<200	

4.1 Pandeo por flexión (FB)

kL/r mayor=	62.7	
F_e (Kg/cm ²) =	5099.8	
$4,71(E/F_y)^{0,5}$ =	113.4	
F_y (Kg/cm ²) =	3500	
F_{cr} (Kg/cm ²) =	2626.1	(Inelástico)
P_n (Ton) =	226.8	
ϕP_n (Ton) =	204.1	

4.2. Pandeo por torsión (TB)

F_e (Kg/cm ²) =	24031	
$4,71(E/F_y)^{0,5}$ =	113.4	
F_{cr} (Kg/cm ²) =	4472.5	(Inelástico)
P_n (Ton) =	-	
ϕP_n (Ton) =	-	
	No Aplica	

Resumen de capacidades		
Estado límite	ϕP_n (Ton-m)	$P_u / \phi P_n$
FB	204.1	0.31
TB	-	-

5. INTERACCIÓN

Acción	Demanda*	Capacidad	D/C
P_u (Ton)	43.2	204.1	0.21
M_{ux} (Ton-m)	6.3	26.7	0.24
M_{uy} (Ton-m)	0	10.55	0.0
		Interacción :	0.42
		Capacidad:	OK

* Las demandas deben ser de la misma COMB y en el mismo plano

* Notas:
momento y carga axial en la base de la columna

Referencias y fórmulas (Capítulo E- AISC 360-10)

TABLE C-C2.2 Approximate Values of Effective Length Factor, K						
Buckled shape of column is shown by dashed line.	(a)	(b)	(c)	(d)	(e)	(f)
Theoretical K value	0.5	0.7	1.0	1.0	2.0	2.0
Recommended design value when ideal conditions are approximated	0.65	0.80	1.2	1.0	2.10	2.0
End condition code						

Sección E3. AISC 360-10

(Ec.3.1)

$$P_n = F_{cr} A_g$$

(Ec3.2-Ec3.3)

$$F_{cr} = \left[0.658 \frac{F_y}{F_e} \right] F_y$$

elástico

inelástico

$$F_{cr} = 0.877 F_e$$

(Ec3.4)

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r} \right)^2}$$

Sección E4. AISC 360-10

(Ec. 4.4)

$$F_e = \left[\frac{\pi^2 EC_w}{(K_z L)^2} + GJ \right] \frac{1}{I_x + I_y}$$

Resultado	
P_u (Ton) =	64.2
ϕP_n (Ton) =	204.1
$P_u / \phi P_n$ =	0.31
Capacidad:	OK

Sección H1. AISC 360-10

(Ec. H1.1a) A) $P_u / \phi P_n < 0.2$

$$\frac{P_r}{P_c} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1.0$$

(Ec. H1.1b) B) $P_u / \phi P_n > 0.2$

$$\frac{P_r}{2P_c} + \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1.0$$

Cálculo de Resistencia para Secciones W Laminadas en Caliente Según Especificación AISC 360-2010

Proyecto:	Proyecto de graduación	Responsable:	OCH
Descripción:	Columna lateral por demanda, marco SMF - 2 pisos	Fecha:	08/11/2011

1. DATOS DE ENTRADA

1.1. Datos del Material

Grado:	50
F_y (Kg/cm ²) =	3500
F_u (Kg/cm ²) =	4550
G (Kg/cm ²) =	7.84E+05
E (Kg/cm ²) =	2.03E+06

1.2. Cargas de diseño

M_{ux} (Ton-m) =	10.9	(Comb 6.3)
M_{uy} (Ton-m) =	0	(Comb 6.2)
V_u (Ton) =	6.1	(Comb 6.3)
P_u (Ton) =	29.3	(Comb 6.2)

1.3. Descripción de la sección

Sección a prueba =	W10X45
--------------------	--------

Parámetros principales	
d (mm) =	256.5
b_f (mm) =	203.7
t_f (mm) =	15.7
t_w (mm) =	8.89
A (cm ²) =	85.8
Peso (kg/m) =	67.1

Propiedades geométricas para diseño			
I_x (cm ⁴) =	10322.5	I_y (cm ⁴) =	2222.68
S_x (cm ³) =	804.6	S_y (cm ³) =	217.9
Z_x (cm ³) =	899.6	Z_y (cm ³) =	332.7
r_x (cm) =	10.97	r_y (cm) =	5.11
r_{ts} (cm) =	5.77	J (cm ⁴) =	62.85
h_o (cm) =	24.08	C_w (cm ⁶) =	322243

1.4 Clasificación según límites de esbeltez

Tipo de elemento:	Sísmico
Elemento sujeto a:	Compresión
Ductilidad:	Óptima

Clasificación de la sección:	Compacta
Criterio:	D1.1 AISC 341

Alas		
b/t	λ_{hd}	λ_r
6.47	7.22	N.A
Clasificación:		C

Alma		
h/t	λ_{hd}	λ_r
22.5	53.06	N.A
ϕP_y (Ton) =		270
$C_a = P_u / \phi P_y =$		0.11
Clasificación:		C

2. FLEXIÓN

2.1 Flexión EJE FUERTE

Para todos los estados límites $\phi_b =$	0.9
Sección a aplicar:	F2

2.1.1. Fluencia

Z_x (cm ³) =	899.6
F_y (Kg/cm ²) =	3500
M_p (Ton-m) =	31.7
ϕM_n (Ton-m) =	28.5
	Aplica

2.1.2. Pandeo Lateral Torsional (LTB):

Longitudes de pandeo	
L_b^* (m) =	3.2
L_p (m) =	2.16
L_r (m) =	8.21

* Notas:
Separación entre pisos

Cálculo de C_b	
M_{max} (Ton-m) =	
M_a (Ton-m) =	
M_b (Ton-m) =	
M_c (Ton-m) =	
$R_m =$	0.0
C_b^*	1.0

* Coloque 0 en R_m para usar $C_b=1$

Referencias y fórmulas (Capítulo F- AISC360-10)

Sección F2: Secciones I compactas en flexión
Sección F3: Secciones I con almas compactas, alas no compactas o esbeltas

(Ec. F2.1)
$$M_n = M_p = F_y Z_x$$

(Ec. F2.5)
$$L_p = 1.76 r_y \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

(Ec. F2.6)
$$L_r = 1.95 r_{ts} \frac{E}{0.7 F_y} \sqrt{\frac{J_c}{S_x h_o} + \left(\frac{J_c}{S_x h_o} \right)^2} + 6.76 \left(\frac{0.7 F_y}{E} \right)^2$$

$c=1$, para secciones W

(Ec. F1.1)
$$C_b = \frac{12.5 M_{max}}{2.5 M_{max} + 3 M_A + 4 M_B + 3 M_C}$$

Caso A) $L_b < L_p$: No aplica el estado límite de LTB

Caso B) $L_p < L_b < L_r$:

(Ec. F2.2)
$$M_n = C_b \left[M_p - (M_p - 0.7 F_y S_x) \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] \leq M_p$$

Capacidad	
Caso:	B
F_{cr} (Kg/cm ²) =	8676.7
M_n (Ton-m) =	29.7
ϕM_n (Ton-m) =	26.7
	Aplica

2.1.3. Pandeo Local del Ala (FLB)

$\lambda = b/(2t_f) =$	6.47
$\lambda_{pf} =$	7.22
$\lambda_{rf} =$	N.A
$k_c =$	0.76
M_n (Ton-m) =	-
ϕM_n (Ton-m) =	-
	No Aplica

Resumen de capacidades		
Estado límite	ϕM_n (Ton-m)	$M_u / \phi M_n$
Fluencia	28.5	0.38
LTB	26.7	0.41
FLB	-	-

2.2. Flexión EJE DÉBIL

Eslabetez del ala: $b_f/(2*t_f) =$	C
------------------------------------	---

2.2.1. Fluencia

M_n (Ton-m) =	11.7
ϕM_n (Ton-m) =	10.5

2.2.2. Pandeo Local del Ala (FLB)

$\lambda = b/t_f =$	12.94
$\lambda_{pf} =$	7.22
$\lambda_{rf} =$	N.A
F_{cr} (Kg/cm ²) =	33461
M_n (Ton-m) =	-
ϕM_n (Ton-m) =	-
	No Aplica

Resumen de capacidades		
Estado límite	ϕM_n (Ton-m)	$M_u / \phi M_n$
Fluencia	10.5	0.0
FLB	-	-

3. CORTANTE

Para secciones que cumplan con:	
$h/t_w <$	$2,24(E/F_y)^{0,5}$
22.5	53.9

$C_v =$	1
$\phi_v =$	1
A_w (cm ²) =	23
ϕV_n (Ton) =	47.9
ϕV_n (Ton) =	47.9

Caso C) $L_b > L_r :$

(Ec. F2.3) $M_n = F_{cr} S_x \leq M_p$

(Ec. F2.4)
$$F_{cr} = \frac{C_b \pi^2 E}{\left(\frac{L_b}{r_x}\right)^2} \sqrt{1 + 0.078 \frac{J_c}{S_x^2 B_o} \left(\frac{L_b}{r_x}\right)^2}$$

a) Secciones con alas no compactas

(Ec F3.1)
$$M_n = M_p - (M_p - 0.7 F_y S_x) \left(\frac{\lambda - \lambda_{pf}}{\lambda_{rf} - \lambda_{pf}} \right)$$

b) Secciones con alas esbeltas

(Ec 3.2)
$$M_n = \frac{0.9 E k_c S_x}{\lambda^2}$$

Resultado	
M_{ux} (Ton-m) =	10.9
ϕM_n (Ton-m) =	26.7
$M_u / \phi M_n =$	0.41
Capacidad:	OK

Referencias y fórmulas (Capítulo F- AISC360-10)

Sección F6: Secciones I, alas C, NC o S

(Ec. F6.1) alas C

$$M_n = M_p = F_y Z_y \leq 1.6 F_y S_y$$

Caso A) alas NC

(Ec. F6.2)

$$M_n = \left[M_p - (M_p - 0.7 F_y S_y) \left(\frac{\lambda - \lambda_{pf}}{\lambda_{rf} - \lambda_{pf}} \right) \right]$$

Caso B) alas S

(Ec. F6.3-F6.4)

$$M_n = F_{cr} S_y \quad F_{cr} = \frac{0.69 E}{\left(\frac{b}{t_f}\right)^2}$$

Resultado	
M_{uy} (Ton-m) =	0
ϕM_n (Ton-m) =	10.55
$M_u / \phi M_n =$	0
Capacidad:	OK

Referencias y fórmulas (Capítulo G- AISC 360-10)

(Ec. G2.1) $V_n = 0.6 F_y A_w C_v$

Resultado	
V_u (Ton) =	6.1
ϕV_n (Ton) =	47.9
$V_u / \phi V_n =$	0.13
Capacidad:	OK

Cálculo de Resistencia para Secciones W Laminadas en Caliente Según Especificación AISC 360-2010

Proyecto:	Proyecto de graduación	Responsable:	OCH
Descripción:	Viga, marco SMF - 3 pisos	Fecha:	08/11/2011

1. DATOS DE ENTRADA

1.1. Datos del Material

Grado:	50
F_y (Kg/cm ²) =	3500
F_u (Kg/cm ²) =	4550
G (Kg/cm ²) =	7.84E+05
E (Kg/cm ²) =	2.03E+06

1.2. Cargas de diseño

M_{ux} (Ton-m) =	33.8	(Comb 6.2)
M_{uy} (Ton-m) =	0	(Comb 6.2)
V_u (Ton) =	28.1	(Comb 6.2)
P_u (Ton) =	0	(Comb 6.3)

1.3. Descripción de la sección

Sección a prueba =	W18X40
--------------------	--------

Parámetros principales	
d (mm) =	454.7
b_f (mm) =	152.9
t_f (mm) =	13.3
t_w (mm) =	8.00
A (cm ²) =	76.1
Peso (kg/m) =	59.7

Propiedades geométricas para diseño			
I_x (cm ⁴) =	25473.4	I_y (cm ⁴) =	795.00
S_x (cm ³) =	1120.9	S_y (cm ³) =	104.1
Z_x (cm ³) =	1284.7	Z_y (cm ³) =	163.9
r_x (cm) =	18.31	r_y (cm) =	3.23
r_{ts} (cm) =	3.96	J (cm ⁴) =	33.71
h_o (cm) =	44.20	C_w (cm ⁶) =	386692

1.4 Clasificación según límites de esbeltez

Tipo de elemento:	Sísmico
Elemento sujeto a:	Flexión
Ductilidad:	Óptima

Alas		
b/t	λ_{hd}	λ_r
5.73	7.22	N.A
Clasificación:		C

Clasificación de la sección:	Compacta
Criterio:	D1.1 AISC 341

Alma		
h/t	λ_{hd}	λ_r
50.9	59.00	N.A
ϕP_y (Ton) = 240		
$C_a = P_u / \phi P_y = 0.00$		
Clasificación:		C

2. FLEXIÓN

2.1 Flexión EJE FUERTE

Para todos los estados límites $\phi_b =$	0.9
Sección a aplicar:	F2

Referencias y fórmulas (Capítulo F- AISC360-10)

Sección F2: Secciones I compactas en flexión
Sección F3: Secciones I con almas compactas, alas no compactas o esbeltas

2.1.1. Fluencia

Z_x (cm ³) =	1284.7
F_y (Kg/cm ²) =	3500
M_p (Ton-m) =	45.3
ϕM_n (Ton-m) =	40.7
	Aplica

(Ec. F2.1)

$$M_n = M_p = F_y Z_x$$

2.1.2. Pandeo Lateral Torsional (LTB):

Longitudes de pandeo	
L_b^* (m) =	1.75
L_p (m) =	1.37
L_r (m) =	3.99

* Notas:
Separación entre viguetas

(Ec. F2.5)

$$L_p = 1.76 r_y \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

(Ec. F2.6)

$$L_r = 1.95 r_{ts} \frac{E}{0.7 F_y} \sqrt{\frac{J_c}{S_x h_o} + \sqrt{\left(\frac{J_c}{S_x h_o}\right)^2 + 6.76 \left(\frac{0.7 F_y}{E}\right)^2}}$$

$c=1$, para secciones W

(Ec. F1.1)

$$C_b = \frac{12.5 M_{max}}{2.5 M_{max} + 3 M_A + 4 M_B + 3 M_C}$$

Caso A) $L_b < L_p$: No aplica el estado límite de LTB

Caso B) $L_p < L_b < L_r$:

(Ec. F2.2)

$$M_n = C_b \left[M_p - (M_p - 0.7 F_y S_x) \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] \leq M_p$$

Cálculo de C_b	
M_{max} (Ton-m) =	
M_a (Ton-m) =	
M_b (Ton-m) =	
M_c (Ton-m) =	
$R_m =$	0.0
C_b^*	1.0

* Coloque 0 en R_m para usar $C_b=1$

Capacidad	
Caso:	B
F_{cr} (Kg/cm ²) =	10790.3
M_n (Ton-m) =	42.7
ϕM_n (Ton-m) =	38.4
	Aplica

2.1.3. Pandeo Local del Ala (FLB)

$\lambda = b/(2t_f) =$	5.73
$\lambda_{pf} =$	7.22
$\lambda_{rf} =$	N.A
$K_c =$	0.56
M_n (Ton-m) =	-
ϕM_n (Ton-m) =	-
	No Aplica

Resumen de capacidades		
Estado límite	ϕM_n (Ton-m)	$M_u / \phi M_n$
Fluencia	40.7	0.83
LTB	38.4	0.88
FLB	-	-

2.2. Flexión EJE DÉBIL

Esbeltez del ala: $b_f/(2*t_f) =$	C
-----------------------------------	---

2.2.1. Fluencia

M_n (Ton-m) =	5.8
ϕM_n (Ton-m) =	5.2

2.2.2. Pandeo Local del Ala (FLB)

$\lambda = b/t_f =$	11.46
$\lambda_{pf} =$	7.22
$\lambda_{rf} =$	N.A
F_{cr} (Kg/cm ²) =	42661
M_n (Ton-m) =	-
ϕM_n (Ton-m) =	-
	No Aplica

Resumen de capacidades		
Estado límite	ϕM_n (Ton-m)	$M_u / \phi M_n$
Fluencia	5.2	0.0
FLB	-	-

3. CORTANTE

Para secciones que cumplan con:	
$h/t_w <$	$2.24(E/F_y)^{0.5}$
50.9	53.9

$C_v =$	1
$\phi_v =$	1
A_w (cm ²) =	36
ϕV_n (Ton) =	76.4
ϕV_n (Ton) =	76.4

Caso C) $L_b > L_r$:

(Ec. F2.3) $M_n = F_{cr} S_x \leq M_p$

(Ec. F2.4)
$$F_{cr} = \frac{C_b \pi^2 E}{\left(\frac{L_b}{r_{tz}}\right)^2} \sqrt{1 + 0.078 \frac{J_c}{S_x h_o} \left(\frac{L_b}{r_{tz}}\right)^2}$$

a) Secciones con alas no compactas

(Ec F3.1)
$$M_n = M_p - (M_p - 0.7 F_y S_x) \left(\frac{\lambda - \lambda_{pf}}{\lambda_{rf} - \lambda_{pf}} \right)$$

b) Secciones con alas esbeltas

(Ec 3.2)
$$M_n = \frac{0.9 E K_c S_x}{\lambda^2}$$

Resultado	
M_{ux} (Ton-m) =	33.8
ϕM_n (Ton-m) =	38.4
$M_u / \phi M_n =$	0.88
Capacidad:	OK

Referencias y fórmulas (Capítulo F- AISC360-10)

Sección F6: Secciones I, alas C, NC o S

(Ec. F6.1) alas C

$$M_n = M_p = F_y Z_y \leq 1.6 F_y S_y$$

Caso A) alas NC

(Ec. F6.2)

$$M_n = \left[M_p - (M_p - 0.7 F_y S_y) \left(\frac{\lambda - \lambda_{pf}}{\lambda_{rf} - \lambda_{pf}} \right) \right]$$

Caso B) alas S

(Ec. F6.3-F6.4)

$$M_n = F_{cr} S_y \quad F_{cr} = \frac{0.69 E}{\left(\frac{b}{t_f}\right)^2}$$

Resultado	
M_{uy} (Ton-m) =	0
ϕM_n (Ton-m) =	5.20
$M_u / \phi M_n =$	0
Capacidad:	OK

Referencias y fórmulas (Capítulo G- AISC 360-10)

(Ec. G2.1) $V_n = 0.6 F_y A_w C_v$

Resultado	
V_u (Ton) =	28.1
ϕV_n (Ton) =	76.4
$V_u / \phi V_n =$	0.37
Capacidad:	OK

Cálculo de Resistencia para Secciones W Laminadas en Caliente Según Especificación AISC 360-2010

Proyecto:	Proyecto de graduación	Responsable:	OCH
Descripción:	Columna central por demanda, marco SMF - 3 pisos	Fecha:	08/11/2011

1. DATOS DE ENTRADA

1.1. Datos del Material

Grado:	50
F_y (Kg/cm ²) =	3500
F_u (Kg/cm ²) =	4550
G (Kg/cm ²) =	7.84E+05
E (Kg/cm ²) =	2.03E+06

1.2. Cargas de diseño

M_{ux} (Ton-m) =	7.43	(Comb 6.3)
M_{uy} (Ton-m) =	0	(Comb 6.2)
V_u (Ton) =	4.1	(Comb 6.3)
P_u (Ton) =	118.4	(Comb 6.2)

1.3. Descripción de la sección

Sección a prueba =	W12X45
--------------------	--------

Parámetros principales	
d (mm) =	307.3
b_f (mm) =	204.5
t_f (mm) =	14.6
t_w (mm) =	8.51
A (cm ²) =	84.5
Peso (kg/m) =	67.1

Propiedades geométricas para diseño			
I_x (cm ⁴) =	14484.9	I_y (cm ⁴) =	2081.16
S_x (cm ³) =	945.5	S_y (cm ³) =	203.2
Z_x (cm ³) =	1052.0	Z_y (cm ³) =	311.4
r_x (cm) =	13.08	r_y (cm) =	4.95
r_{ts} (cm) =	5.66	J (cm ⁴) =	52.45
h_o (cm) =	29.21	C_w (cm ⁶) =	443084

1.4 Clasificación según límites de esbeltez

Tipo de elemento:	Sísmico
Elemento sujeto a:	Compresión
Ductilidad:	Óptima

Clasificación de la sección:	Compacta
Criterio:	D1.1 AISC 341

Alas		
b/t	λ_{hd}	λ_r
7	7.22	N.A
Clasificación:		C

Alma		
h/t	λ_{hd}	λ_r
29.6	46.09	N.A
ϕP_y (Ton) =		266
$C_a = P_u / \phi P_y =$		0.44
Clasificación:		C

2. FLEXIÓN

2.1 Flexión EJE FUERTE

Para todos los estados límites $\phi_b =$	0.9
Sección a aplicar:	F2

2.1.1. Fluencia

Z_x (cm ³) =	1052.0
F_y (Kg/cm ²) =	3500
M_p (Ton-m) =	37.1
ϕM_n (Ton-m) =	33.4
	Aplica

2.1.2. Pandeo Lateral Torsional (LTB):

Longitudes de pandeo	
L_b^* (m) =	3.2
L_p (m) =	2.10
L_r (m) =	6.83

* Notas:
Separación entre pisos

Cálculo de C_b	
M_{max} (Ton-m) =	
M_a (Ton-m) =	
M_b (Ton-m) =	
M_c (Ton-m) =	
$R_m =$	0.0
C_b^*	1.0

* Coloque 0 en R_m para usar $C_b=1$

Referencias y fórmulas (Capítulo F- AISC360-10)

Sección F2: Secciones I compactas en flexión
Sección F3: Secciones I con almas compactas, alas no compactas o esbeltas

(Ec. F2.1)
$$M_n = M_p = F_y Z_x$$

(Ec. F2.5)
$$L_p = 1.76 r_y \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

(Ec. F2.6)
$$L_r = 1.95 r_{ts} \frac{E}{0.7 F_y} \sqrt{\frac{J_c}{S_x h_o} + \left(\frac{J_c}{S_x h_o} \right)^2 + 6.76 \left(\frac{0.7 F_y}{E} \right)^2}$$

$c=1$, para secciones W

(Ec. F1.1)
$$C_b = \frac{12.5 M_{max}}{2.5 M_{max} + 3 M_A + 4 M_B + 3 M_C}$$

Caso A) $L_b < L_p$: No aplica el estado límite de LTB

Caso B) $L_p < L_b < L_r$:

(Ec. F2.2)
$$M_n = C_b \left[M_p - (M_p - 0.7 F_y S_x) \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] \leq M_p$$

Capacidad	
Caso:	B
F_{cr} (Kg/cm ²) =	7617.9
M_n (Ton-m) =	33.9
ϕM_n (Ton-m) =	30.5
	Aplica

2.1.3. Pandeo Local del Ala (FLB)

$\lambda = b/(2t_f) =$	7
$\lambda_{pf} =$	7.22
$\lambda_{rf} =$	N.A
$k_c =$	0.74
M_n (Ton-m) =	-
ϕM_n (Ton-m) =	-
	No Aplica

Resumen de capacidades		
Estado límite	ϕM_n (Ton-m)	$M_u / \phi M_n$
Fluencia	33.4	0.22
LTB	30.5	0.24
FLB	-	-

2.2. Flexión EJE DÉBIL

Esbeltez del ala: $b/(2*t_f) =$	C
---------------------------------	---

2.2.1. Fluencia

M_n (Ton-m) =	11.0
ϕM_n (Ton-m) =	9.9

2.2.2. Pandeo Local del Ala (FLB)

$\lambda = b/t_f =$	14
$\lambda_{pf} =$	7.22
$\lambda_{rf} =$	N.A
F_{cr} (Kg/cm ²) =	28586
M_n (Ton-m) =	-
ϕM_n (Ton-m) =	-
	No Aplica

Resumen de capacidades		
Estado límite	ϕM_n (Ton-m)	$M_u / \phi M_n$
Fluencia	9.9	0.0
FLB	-	-

3. CORTANTE

Para secciones que cumplan con:	
$h/t_w <$	$2,24(E/F_y)^{0,5}$
29.6	53.9

$C_v =$	1
$\phi_v =$	1
A_w (cm ²) =	26
ϕV_n (Ton) =	54.9
ϕV_n (Ton) =	54.9

Caso C) $L_b > L_r$:

(Ec. F2.3) $M_n = F_{cr} S_x \leq M_p$

(Ec. F2.4)
$$F_{cr} = \frac{C_b \pi^2 E}{\left(\frac{L_b}{r_{tz}}\right)^2} \sqrt{1 + 0.078 \frac{J_c}{S_x h_o} \left(\frac{L_b}{r_{tz}}\right)^2}$$

a) Secciones con alas no compactas

(Ec F3.1)
$$M_n = M_p - (M_p - 0.7 F_y S_x) \left(\frac{\lambda - \lambda_{pf}}{\lambda_{rf} - \lambda_{pf}} \right)$$

b) Secciones con alas esbeltas

(Ec 3.2)
$$M_n = \frac{0.9 E k_c S_x}{\lambda^2}$$

Resultado	
M_{ux} (Ton-m) =	7.43
ϕM_n (Ton-m) =	30.5
$M_u / \phi M_n =$	0.24
Capacidad:	OK

Referencias y fórmulas (Capítulo F- AISC360-10)

Sección F6: Secciones I, alas C, NC o S

(Ec. F6.1) alas C

$$M_n = M_p = F_y Z_y \leq 1.6 F_y S_y$$

Caso A) alas NC

(Ec. F6.2)

$$M_n = \left[M_p - (M_p - 0.7 F_y S_y) \left(\frac{\lambda - \lambda_{pf}}{\lambda_{rf} - \lambda_{pf}} \right) \right]$$

Caso B) alas S

(Ec. F6.3-F6.4)

$$M_n = F_{cr} S_y \quad F_{cr} = \frac{0.69 E}{\left(\frac{b}{t_f}\right)^2}$$

Resultado	
M_{uy} (Ton-m) =	0
ϕM_n (Ton-m) =	9.87
$M_u / \phi M_n =$	0
Capacidad:	OK

Referencias y fórmulas (Capítulo G- AISC 360-10)

(Ec. G2.1) $V_n = 0.6 F_y A_w C_v$

Resultado	
V_u (Ton) =	4.1
ϕV_n (Ton) =	54.9
$V_u / \phi V_n =$	0.07
Capacidad:	OK

4. COMPRESIÓN

Esbeltez de la sección		
alas	C	ok
alma	C	ok
Clasificación de la sección:		Compacta

Factores de longitud efectiva			
Parámetro	en X	en Y	en Z
L (m) =	3.2	3.2	3.2
Caso:	c	c	a
k=	1	1	0.5
kL/r =	24.5	64.6	
razón de esbeltez :	<200	<200	

4.1 Pandeo por flexión (FB)

kL/r mayor=	64.6	
F_e (Kg/cm ²) =	4799.9	
$4,71(E/F_y)^{0,5}$ =	113.4	
F_y (Kg/cm ²) =	3500	
F_{cr} (Kg/cm ²) =	2579.4	(Inelástico)
P_n (Ton) =	219.4	
ϕP_n (Ton) =	197.5	

4.2. Pandeo por torsión (TB)

F_e (Kg/cm ²) =	23415	
$4,71(E/F_y)^{0,5}$ =	113.4	
F_{cr} (Kg/cm ²) =	4209.5	(Inelástico)
P_n (Ton) =	-	
ϕP_n (Ton) =	-	
	No Aplica	

Resumen de capacidades		
Estado límite	ϕP_n (Ton-m)	$P_u / \phi P_n$
FB	197.5	0.60
TB	-	-

5. INTERACCIÓN

Acción	Demanda*	Capacidad	D/C
P_u (Ton)	79.8	197.5	0.40
M_{ux} (Ton-m)	7.43	30.5	0.24
M_{uy} (Ton-m)	0	9.87	0.0
		Interacción :	0.62
		Capacidad:	OK

* Las demandas deben ser de la misma COMB y en el mismo plano

* Notas:
momento y carga axial en la base de la columna

Referencias y fórmulas (Capítulo E- AISC 360-10)

TABLE C-C2.2 Approximate Values of Effective Length Factor, K						
Buckled shape of column is shown by dashed line.	(a)	(b)	(c)	(d)	(e)	(f)
Theoretical K value	0.5	0.7	1.0	1.0	2.0	2.0
Recommended design value when ideal conditions are approximated	0.65	0.80	1.2	1.0	2.10	2.0
End condition code						

Sección E3. AISC 360-10

(Ec.3.1)

$$P_n = F_{cr} A_g$$

(Ec3.2-Ec3.3)

$$\text{elástico} \quad F_{cr} = \left[0.658 \frac{F_y}{F_e} \right] F_y$$

$$\text{inelástico} \quad F_{cr} = 0.877 F_e$$

(Ec3.4)

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r} \right)^2}$$

Sección E4. AISC 360-10

(Ec. 4.4)

$$F_e = \left[\frac{\pi^2 E C_w}{(K_z L)^2} + GJ \right] \frac{1}{I_x + I_y}$$

Resultado	
P_u (Ton) =	118.4
ϕP_n (Ton) =	197.5
$P_u / \phi P_n$ =	0.60
Capacidad:	OK

Sección H1. AISC 360-10

(Ec. H1.1a) A) $P_u / \phi P_n < 0.2$

$$\frac{P_r}{P_c} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1.0$$

(Ec. H1.1b) B) $P_u / \phi P_n > 0.2$

$$\frac{P_r}{2P_c} + \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1.0$$

Cálculo de Resistencia para Secciones W Laminadas en Caliente Según Especificación AISC 360-2010

Proyecto:	Proyecto de graduación	Responsable:	OCH
Descripción:	Columna lateral por demanda, marco SMF - 3 pisos	Fecha:	08/11/2011

1. DATOS DE ENTRADA

1.1. Datos del Material

Grado:	50
F_y (Kg/cm ²) =	3500
F_u (Kg/cm ²) =	4550
G (Kg/cm ²) =	7.84E+05
E (Kg/cm ²) =	2.03E+06

1.2. Cargas de diseño

M_{ux} (Ton-m) =	14.1	(Comb 6.2)
M_{uy} (Ton-m) =	0	(Comb 6.2)
V_u (Ton) =	6.4	(Comb 6.3)
P_u (Ton) =	56	(Comb 6.2)

1.3. Descripción de la sección

Sección a prueba =	W12X45
--------------------	--------

Parámetros principales	
d (mm) =	307.3
b_f (mm) =	204.5
t_f (mm) =	14.6
t_w (mm) =	8.51
A (cm ²) =	84.5
Peso (kg/m) =	67.1

Propiedades geométricas para diseño		
I_x (cm ⁴) =	14484.9	I_y (cm ⁴) = 2081.16
S_x (cm ³) =	945.5	S_y (cm ³) = 203.2
Z_x (cm ³) =	1052.0	Z_y (cm ³) = 311.4
r_x (cm) =	13.08	r_y (cm) = 4.95
r_{ts} (cm) =	5.66	J (cm ⁴) = 52.45
h_o (cm) =	29.21	C_w (cm ⁶) = 443084

1.4 Clasificación según límites de esbeltez

Tipo de elemento:	Sísmico
Elemento sujeto a:	Compresión
Ductilidad:	Óptima

Clasificación de la sección:	Compacta
Criterio:	D1.1 AISC 341

Alas		
b/t	λ_{hd}	λ_r
7	7.22	N.A
Clasificación:		C

Alma		
h/t	λ_{hd}	λ_r
29.6	50.43	N.A
ϕP_y (Ton) =		266
$C_a = P_u / \phi P_y =$		0.21
Clasificación:		C

2. FLEXIÓN

2.1 Flexión EJE FUERTE

Para todos los estados límites $\phi_b =$	0.9
Sección a aplicar:	F2

2.1.1. Fluencia

Z_x (cm ³) =	1052.0
F_y (Kg/cm ²) =	3500
M_p (Ton-m) =	37.1
ϕM_n (Ton-m) =	33.4
	Aplica

2.1.2. Pandeo Lateral Torsional (LTB):

Longitudes de pandeo	
L_b^* (m) =	3.2
L_p (m) =	2.10
L_r (m) =	6.83

* Notas:
Separación entre pisos

Cálculo de C_b	
M_{max} (Ton-m) =	
M_a (Ton-m) =	
M_b (Ton-m) =	
M_c (Ton-m) =	
$R_m =$	0.0
C_b^*	1.0

* Coloque 0 en R_m para usar $C_b=1$

Referencias y fórmulas (Capítulo F- AISC360-10)

Sección F2: Secciones I compactas en flexión
Sección F3: Secciones I con almas compactas, alas no compactas o esbeltas

(Ec. F2.1)
$$M_n = M_p = F_y Z_x$$

(Ec. F2.5)
$$L_p = 1.76 r_y \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

(Ec. F2.6)
$$L_r = 1.95 r_{ts} \frac{E}{0.7 F_y} \sqrt{\frac{Jc}{S_x h_o} + \left(\frac{Jc}{S_x h_o} \right)^2 + 6.76 \left(\frac{0.7 F_y}{E} \right)^2}$$

$c=1$, para secciones W

(Ec. F1.1)
$$C_b = \frac{12.5 M_{max}}{2.5 M_{max} + 3 M_A + 4 M_B + 3 M_C}$$

Caso A) $L_b < L_p$: No aplica el estado límite de LTB

Caso B) $L_p < L_b < L_r$:

(Ec. F2.2)
$$M_n = C_b \left[M_p - (M_p - 0.7 F_y S_x) \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] \leq M_p$$

Capacidad	
Caso:	B
F_{cr} (Kg/cm ²) =	7617.9
M_n (Ton-m) =	33.9
ϕM_n (Ton-m) =	30.5
	Aplica

2.1.3. Pandeo Local del Ala (FLB)

$\lambda = b/(2t_f) =$	7
$\lambda_{pf} =$	7.22
$\lambda_{rf} =$	N.A
$k_c =$	0.74
M_n (Ton-m) =	-
ϕM_n (Ton-m) =	-
	No Aplica

Resumen de capacidades		
Estado límite	ϕM_n (Ton-m)	$M_u / \phi M_n$
Fluencia	33.4	0.42
LTB	30.5	0.46
FLB	-	-

2.2. Flexión EJE DÉBIL

Esbeltez del ala: $b_f/(2*t_f) =$	C
-----------------------------------	---

2.2.1. Fluencia

M_n (Ton-m) =	11.0
ϕM_n (Ton-m) =	9.9

2.2.2. Pandeo Local del Ala (FLB)

$\lambda = b/t_f =$	14
$\lambda_{pf} =$	7.22
$\lambda_{rf} =$	N.A
F_{cr} (Kg/cm ²) =	28586
M_n (Ton-m) =	-
ϕM_n (Ton-m) =	-
	No Aplica

Resumen de capacidades		
Estado límite	ϕM_n (Ton-m)	$M_u / \phi M_n$
Fluencia	9.9	0.0
FLB	-	-

3. CORTANTE

Para secciones que cumplan con:	
$h/t_w <$	$2,24(E/F_y)^{0,5}$
29.6	53.9

$C_v =$	1
$\phi_v =$	1
A_w (cm ²) =	26
ϕV_n (Ton) =	54.9
ϕV_n (Ton) =	54.9

Caso C) $L_b > L_r :$

(Ec. F2.3) $M_n = F_{cr} S_x \leq M_p$

(Ec. F2.4)
$$F_{cr} = \frac{C_b \pi^2 E}{\left(\frac{L_b}{r_x}\right)^2} \sqrt{1 + 0.078 \frac{J_c}{S_x^2 B_o} \left(\frac{L_b}{r_x}\right)^2}$$

a) Secciones con alas no compactas

(Ec F3.1)
$$M_n = M_p - (M_p - 0.7 F_y S_x) \left(\frac{\lambda - \lambda_{pf}}{\lambda_{rf} - \lambda_{pf}} \right)$$

b) Secciones con alas esbeltas

(Ec 3.2)
$$M_n = \frac{0.9 E k_c S_x}{\lambda^2}$$

Resultado	
M_{ux} (Ton-m) =	14.1
ϕM_n (Ton-m) =	30.5
$M_u / \phi M_n =$	0.46
Capacidad:	OK

Referencias y fórmulas (Capítulo F- AISC360-10)

Sección F6: Secciones I, alas C, NC o S

(Ec. F6.1) alas C

$$M_n = M_p = F_y Z_y \leq 1.6 F_y S_y$$

Caso A) alas NC

(Ec. F6.2)

$$M_n = \left[M_p - (M_p - 0.7 F_y S_y) \left(\frac{\lambda - \lambda_{pf}}{\lambda_{rf} - \lambda_{pf}} \right) \right]$$

Caso B) alas S

(Ec. F6.3-F6.4)

$$M_n = F_{cr} S_y \quad F_{cr} = \frac{0.69 E}{\left(\frac{b}{t_f}\right)^2}$$

Resultado	
M_{uy} (Ton-m) =	0
ϕM_n (Ton-m) =	9.87
$M_u / \phi M_n =$	0
Capacidad:	OK

Referencias y fórmulas (Capítulo G- AISC 360-10)

(Ec. G2.1) $V_n = 0.6 F_y A_w C_v$

Resultado	
V_u (Ton) =	6.4
ϕV_n (Ton) =	54.9
$V_u / \phi V_n =$	0.12
Capacidad:	OK

4. COMPRESIÓN

Esbeltez de la sección		
alas	C	ok
alma	C	ok
Clasificación de la sección:		Compacta

Factores de longitud efectiva			
Parámetro	en X	en Y	en Z
L (m) =	3.2	3.2	3.2
Caso:	c	c	a
k=	1	1	0.5
kL/r =	24.5	64.6	
razón de esbeltez :	<200	<200	

4.1 Pandeo por flexión (FB)

kL/r mayor=	64.6	
F_e (Kg/cm ²) =	4799.9	
$4,71(E/F_y)^{0,5}$ =	113.4	
F_y (Kg/cm ²) =	3500	
F_{cr} (Kg/cm ²) =	2579.4	(Inelástico)
P_n (Ton) =	219.4	
ϕP_n (Ton) =	197.5	

4.2. Pandeo por torsión (TB)

F_e (Kg/cm ²) =	23415	
$4,71(E/F_y)^{0,5}$ =	113.4	
F_{cr} (Kg/cm ²) =	4209.5	(Inelástico)
P_n (Ton) =	-	
ϕP_n (Ton) =	-	
	No Aplica	

Resumen de capacidades		
Estado límite	ϕP_n (Ton-m)	$P_u / \phi P_n$
FB	197.5	0.28
TB	-	-

5. INTERACCIÓN

Acción	Demanda*	Capacidad	D/C
P_u (Ton)	56.0	197.5	0.28
M_{ux} (Ton-m)	14.1	30.5	0.46
M_{uy} (Ton-m)	0	9.87	0.0
		Interacción :	0.69
		Capacidad:	OK

* Las demandas deben ser de la misma COMB y en el mismo plano

* Notas:
momento en el nivel +3.20 y carga axial en la base de la columna

Referencias y fórmulas (Capítulo E- AISC 360-10)

TABLE C-C2.2 Approximate Values of Effective Length Factor, K						
Buckled shape of column is shown by dashed line.	(a)	(b)	(c)	(d)	(e)	(f)
Theoretical K value	0.5	0.7	1.0	1.0	2.0	2.0
Recommended design value when ideal conditions are approximated	0.65	0.80	1.2	1.0	2.10	2.0
End condition code						

Sección E3. AISC 360-10

(Ec.3.1)

$$P_n = F_{cr} A_g$$

(Ec3.2-Ec3.3)

$$F_{cr} = \left[0.658 \frac{F_y}{F_e} \right] F_y$$

elástico

$$F_{cr} = 0.877 F_e$$

inelástico

(Ec3.4)

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r} \right)^2}$$

Sección E4. AISC 360-10

(Ec. 4.4)

$$F_e = \frac{1}{\left[\frac{\pi^2 EC_w}{(K_z L)^2} + GJ \right] I_x + I_y}$$

Resultado	
P_u (Ton) =	56
ϕP_n (Ton) =	197.5
$P_u / \phi P_n =$	0.28
Capacidad:	OK

Sección H1. AISC 360-10

(Ec. H1.1a) A) $P_u / \phi P_n < 0.2$

$$\frac{P_r}{P_c} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1.0$$

(Ec. H1.1b) B) $P_u / \phi P_n > 0.2$

$$\frac{P_r}{2P_c} + \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1.0$$

Cálculo de Resistencia para Secciones W Laminadas en Caliente Según Especificación AISC 360-2010

Proyecto:	Proyecto de graduación	Responsable:	OCH
Descripción:	Viga, marco SMF - 4 pisos	Fecha:	08/11/2011

1. DATOS DE ENTRADA

1.1. Datos del Material

Grado:	50
F_y (Kg/cm ²) =	3500
F_u (Kg/cm ²) =	4550
G (Kg/cm ²) =	7.84E+05
E (Kg/cm ²) =	2.03E+06

1.2. Cargas de diseño

M_{ux} (Ton-m) =	32.4	(Comb 6.2)
M_{uy} (Ton-m) =	0	(Comb 6.2)
V_u (Ton) =	27.4	(Comb 6.2)
P_u (Ton) =	0	(Comb 6.3)

1.3. Descripción de la sección

Sección a prueba =	W18X40
--------------------	--------

Parámetros principales	
d (mm) =	454.7
b_f (mm) =	152.9
t_f (mm) =	13.3
t_w (mm) =	8.00
A (cm ²) =	76.1
Peso (kg/m) =	59.7

Propiedades geométricas para diseño			
I_x (cm ⁴) =	25473.4	I_y (cm ⁴) =	795.00
S_x (cm ³) =	1120.9	S_y (cm ³) =	104.1
Z_x (cm ³) =	1284.7	Z_y (cm ³) =	163.9
r_x (cm) =	18.31	r_y (cm) =	3.23
r_{ts} (cm) =	3.96	J (cm ⁴) =	33.71
h_o (cm) =	44.20	C_w (cm ⁶) =	386692

1.4 Clasificación según límites de esbeltez

Tipo de elemento:	Sísmico
Elemento sujeto a:	Flexión
Ductilidad:	Óptima

Alas		
b/t	λ_{hd}	λ_r
5.73	7.22	N.A
Clasificación:		C

Clasificación de la sección:	Compacta
Criterio:	D1.1 AISC 341

Alma		
h/t	λ_{hd}	λ_r
50.9	59.00	N.A
ϕP_y (Ton) = 240		
$C_a = P_u / \phi P_y = 0.00$		
Clasificación:		C

2. FLEXIÓN

2.1 Flexión EJE FUERTE

Para todos los estados límites $\phi_b =$	0.9
Sección a aplicar:	F2

2.1.1. Fluencia

Z_x (cm ³) =	1284.7
F_y (Kg/cm ²) =	3500
M_p (Ton-m) =	45.3
ϕM_n (Ton-m) =	40.7
	Aplica

2.1.2. Pandeo Lateral Torsional (LTB):

Longitudes de pandeo	
L_b^* (m) =	1.75
L_p (m) =	1.37
L_r (m) =	3.99

* Notas:
Separación entre viguetas

Cálculo de C_b	
M_{max} (Ton-m) =	
M_a (Ton-m) =	
M_b (Ton-m) =	
M_c (Ton-m) =	
$R_m =$	0.0
C_b^*	1.0

* Coloque 0 en R_m para usar $C_b=1$

Referencias y fórmulas (Capítulo F- AISC360-10)

Sección F2: Secciones I compactas en flexión
Sección F3: Secciones I con almas compactas, alas no compactas o esbeltas

(Ec. F2.1)
$$M_n = M_p = F_y Z_x$$

(Ec. F2.5)
$$L_p = 1.76 r_y \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

(Ec. F2.6)
$$L_r = 1.95 r_{ts} \frac{E}{0.7 F_y} \sqrt{\frac{Jc}{S_x h_o} + \left(\frac{Jc}{S_x h_o} \right)^2 + 6.76 \left(\frac{0.7 F_y}{E} \right)^2}$$

$c=1$, para secciones W

(Ec. F1.1)
$$C_b = \frac{12.5 M_{max}}{2.5 M_{max} + 3 M_A + 4 M_B + 3 M_C}$$

Caso A) $L_b < L_p$: No aplica el estado límite de LTB

Caso B) $L_p < L_b < L_r$:

(Ec. F2.2)
$$M_n = C_b \left[M_p - (M_p - 0.7 F_y S_x) \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] \leq M_p$$

Capacidad	
Caso:	B
F_{cr} (Kg/cm ²) =	10790.3
M_n (Ton-m) =	42.7
ϕM_n (Ton-m) =	38.4
	Aplica

2.1.3. Pandeo Local del Ala (FLB)

$\lambda = b/(2t_f) =$	5.73
$\lambda_{pf} =$	7.22
$\lambda_{rf} =$	N.A
$k_c =$	0.56
M_n (Ton-m) =	-
ϕM_n (Ton-m) =	-
	No Aplica

Resumen de capacidades		
Estado límite	ϕM_n (Ton-m)	$M_u / \phi M_n$
Fluencia	40.7	0.80
LTB	38.4	0.84
FLB	-	-

2.2. Flexión EJE DÉBIL

Esbeltez del ala: $b_f/(2*t_f) =$	C
-----------------------------------	---

2.2.1. Fluencia

M_n (Ton-m) =	5.8
ϕM_n (Ton-m) =	5.2

2.2.2. Pandeo Local del Ala (FLB)

$\lambda = b/t_f =$	11.46
$\lambda_{pf} =$	7.22
$\lambda_{rf} =$	N.A
F_{cr} (Kg/cm ²) =	42661
M_n (Ton-m) =	-
ϕM_n (Ton-m) =	-
	No Aplica

Resumen de capacidades		
Estado límite	ϕM_n (Ton-m)	$M_u / \phi M_n$
Fluencia	5.2	0.0
FLB	-	-

3. CORTANTE

Para secciones que cumplan con:	
$h/t_w <$	$2.24(E/F_y)^{0.5}$
50.9	53.9

$C_v =$	1
$\phi_v =$	1
A_w (cm ²) =	36
ϕV_n (Ton) =	76.4
ϕV_n (Ton) =	76.4

Caso C) $L_b > L_r$:

(Ec. F2.3) $M_n = F_{cr} S_x \leq M_p$

(Ec. F2.4)
$$F_{cr} = \frac{C_b \pi^2 E}{\left(\frac{L_b}{r_{tz}}\right)^2} \sqrt{1 + 0.078 \frac{J_c}{S_x h_o} \left(\frac{L_b}{r_{tz}}\right)^2}$$

a) Secciones con alas no compactas

(Ec F3.1)
$$M_n = M_p - (M_p - 0.7 F_y S_x) \left(\frac{\lambda - \lambda_{pf}}{\lambda_{rf} - \lambda_{pf}} \right)$$

b) Secciones con alas esbeltas

(Ec 3.2)
$$M_n = \frac{0.9 E k_c S_x}{\lambda^2}$$

Resultado	
M_{ux} (Ton-m) =	32.4
ϕM_n (Ton-m) =	38.4
$M_u / \phi M_n =$	0.84
Capacidad:	OK

Referencias y fórmulas (Capítulo F- AISC360-10)

Sección F6: Secciones I, alas C, NC o S

(Ec. F6.1) alas C

$$M_n = M_p = F_y Z_y \leq 1.6 F_y S_y$$

Caso A) alas NC

(Ec. F6.2)

$$M_n = \left[M_p - (M_p - 0.7 F_y S_y) \left(\frac{\lambda - \lambda_{pf}}{\lambda_{rf} - \lambda_{pf}} \right) \right]$$

Caso B) alas S

(Ec. F6.3-F6.4)

$$M_n = F_{cr} S_y \quad F_{cr} = \frac{0.69 E}{\left(\frac{b}{t_f}\right)^2}$$

Resultado	
M_{uy} (Ton-m) =	0
ϕM_n (Ton-m) =	5.20
$M_u / \phi M_n =$	0
Capacidad:	OK

Referencias y fórmulas (Capítulo G- AISC 360-10)

(Ec. G2.1) $V_n = 0.6 F_y A_w C_v$

Resultado	
V_u (Ton) =	27.4
ϕV_n (Ton) =	76.4
$V_u / \phi V_n =$	0.36
Capacidad:	OK

Cálculo de Resistencia para Secciones W Laminadas en Caliente Según Especificación AISC 360-2010

Proyecto:	Proyecto de graduación	Responsable:	OCH
Descripción:	Columna central por demanda, marco SMF - 4 pisos	Fecha:	08/11/2011

1. DATOS DE ENTRADA

1.1. Datos del Material

Grado:	50
F_y (Kg/cm ²) =	3500
F_u (Kg/cm ²) =	4550
G (Kg/cm ²) =	7.84E+05
E (Kg/cm ²) =	2.03E+06

1.2. Cargas de diseño

M_{ux} (Ton-m) =	9.8	(Comb 6.3)
M_{uy} (Ton-m) =	0	(Comb 6.2)
V_u (Ton) =	4.7	(Comb 6.3)
P_u (Ton) =	173	(Comb 6.2)

1.3. Descripción de la sección

Sección a prueba =	W16X57
--------------------	--------

Parámetros principales	
d (mm) =	416.6
b_f (mm) =	180.8
t_f (mm) =	18.2
t_w (mm) =	10.92
A (cm ²) =	108.4
Peso (kg/m) =	85.0

Propiedades geométricas para diseño			
I_x (cm ⁴) =	31550.3	I_y (cm ⁴) =	1793.96
S_x (cm ³) =	1510.9	S_y (cm ³) =	198.3
Z_x (cm ³) =	1720.6	Z_y (cm ³) =	309.7
r_x (cm) =	17.07	r_y (cm) =	4.06
r_{ts} (cm) =	4.88	J (cm ⁴) =	92.40
h_o (cm) =	39.88	C_w (cm ⁶) =	714305

1.4 Clasificación según límites de esbeltez

Tipo de elemento:	Sísmico
Elemento sujeto a:	Compresión
Ductilidad:	Óptima

Clasificación de la sección:	Compacta
Criterio:	D1.1 AISC 341

Alas			
b/t	4.98	λr	N.A
$\lambda h d$	7.22		
Clasificación:		C	

Alma			
h/t	33	λr	N.A
$\lambda h d$	44.94		
		ϕP_y (Ton) =	341
		$C_a = P_u / \phi P_y =$	0.51
Clasificación:		C	

2. FLEXIÓN

2.1 Flexión EJE FUERTE

Para todos los estados límites $\phi_b =$	0.9
Sección a aplicar:	F2

2.1.1. Fluencia

Z_x (cm ³) =	1720.6
F_y (Kg/cm ²) =	3500
M_p (Ton-m) =	60.6
ϕM_n (Ton-m) =	54.6
	Aplica

2.1.2. Pandeo Lateral Torsional (LTB):

Longitudes de pandeo	
L_b^* (m) =	3.2
L_p (m) =	1.72
L_r (m) =	5.59

* Notas:
Separación entre pisos

Cálculo de C_b	
M_{max} (Ton-m) =	
M_a (Ton-m) =	
M_b (Ton-m) =	
M_c (Ton-m) =	
$R_m =$	0.0
C_b^*	1.0

* Coloque 0 en R_m para usar $C_b=1$

Referencias y fórmulas (Capítulo F- AISC360-10)

Sección F2: Secciones I compactas en flexión
Sección F3: Secciones I con almas compactas, alas no compactas o esbeltas

(Ec. F2.1)
$$M_n = M_p = F_y Z_x$$

(Ec. F2.5)
$$L_p = 1.76 r_y \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

(Ec. F2.6)
$$L_r = 1.95 r_{ts} \frac{E}{0.7 F_y} \sqrt{\frac{J_c}{S_x h_o} + \sqrt{\left(\frac{J_c}{S_x h_o}\right)^2 + 6.76 \left(\frac{0.7 F_y}{E}\right)^2}}$$

$c=1$, para secciones W

(Ec. F1.1)
$$C_b = \frac{12.5 M_{max}}{2.5 M_{max} + 3 M_A + 4 M_B + 3 M_C}$$

Caso A) $L_b < L_p$: No aplica el estado límite de LTB

Caso B) $L_p < L_b < L_r$:

(Ec. F2.2)
$$M_n = C_b \left[M_p - (M_p - 0.7 F_y S_x) \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] \leq M_p$$

Capacidad	
Caso:	B
F_{cr} (Kg/cm ²) =	5727.7
M_n (Ton-m) =	51.7
ϕM_n (Ton-m) =	46.5
	Aplica

2.1.3. Pandeo Local del Ala (FLB)

$\lambda = b/(2t_f) =$	4.98
$\lambda_{pf} =$	7.22
$\lambda_{rf} =$	N.A
$k_c =$	0.70
M_n (Ton-m) =	-
ϕM_n (Ton-m) =	-
	No Aplica

Resumen de capacidades		
Estado límite	ϕM_n (Ton-m)	$M_u / \phi M_n$
Fluencia	54.6	0.18
LTB	46.5	0.21
FLB	-	-

2.2. Flexión EJE DÉBIL

Esbeltez del ala: $b/(2*t_f) =$	C
---------------------------------	---

2.2.1. Fluencia

M_n (Ton-m) =	10.9
ϕM_n (Ton-m) =	9.8

2.2.2. Pandeo Local del Ala (FLB)

$\lambda = b/t_f =$	9.96
$\lambda_{pf} =$	7.22
$\lambda_{rf} =$	N.A
F_{cr} (Kg/cm ²) =	56479
M_n (Ton-m) =	-
ϕM_n (Ton-m) =	-
	No Aplica

Resumen de capacidades		
Estado límite	ϕM_n (Ton-m)	$M_u / \phi M_n$
Fluencia	9.8	0.0
FLB	-	-

3. CORTANTE

Para secciones que cumplan con:	
$h/t_w <$	$2,24(E/F_y)^{0,5}$
33	53.9

$C_v =$	1
$\phi_v =$	1
A_w (cm ²) =	45
ϕV_n (Ton) =	95.5
ϕV_n (Ton) =	95.5

Caso C) $L_b > L_r$:

(Ec. F2.3) $M_n = F_{cr} S_x \leq M_p$

(Ec. F2.4)
$$F_{cr} = \frac{C_b \pi^2 E}{\left(\frac{L_b}{r_{tz}}\right)^2} \sqrt{1 + 0.078 \frac{J_c}{S_x h_o} \left(\frac{L_b}{r_{tz}}\right)^2}$$

a) Secciones con alas no compactas

(Ec F3.1)
$$M_n = M_p - (M_p - 0.7 F_y S_x) \left(\frac{\lambda - \lambda_{pf}}{\lambda_{rf} - \lambda_{pf}} \right)$$

b) Secciones con alas esbeltas

(Ec 3.2)
$$M_n = \frac{0.9 E k_c S_x}{\lambda^2}$$

Resultado	
M_{ux} (Ton-m) =	9.8
ϕM_n (Ton-m) =	46.5
$M_u / \phi M_n =$	0.21
Capacidad:	OK

Referencias y fórmulas (Capítulo F- AISC360-10)

Sección F6: Secciones I, alas C, NC o S

(Ec. F6.1) alas C

$$M_n = M_p = F_y Z_y \leq 1.6 F_y S_y$$

Caso A) alas NC

(Ec. F6.2)

$$M_n = \left[M_p - (M_p - 0.7 F_y S_y) \left(\frac{\lambda - \lambda_{pf}}{\lambda_{rf} - \lambda_{pf}} \right) \right]$$

Caso B) alas S

(Ec. F6.3-F6.4)

$$M_n = F_{cr} S_y \quad F_{cr} = \frac{0.69 E}{\left(\frac{b}{t_f}\right)^2}$$

Resultado	
M_{uy} (Ton-m) =	0
ϕM_n (Ton-m) =	9.82
$M_u / \phi M_n =$	0
Capacidad:	OK

Referencias y fórmulas (Capítulo G- AISC 360-10)

(Ec. G2.1) $V_n = 0.6 F_y A_w C_v$

Resultado	
V_u (Ton) =	4.7
ϕV_n (Ton) =	95.5
$V_u / \phi V_n =$	0.05
Capacidad:	OK

4. COMPRESIÓN

Esbeltez de la sección		
alas	C	ok
alma	C	ok
Clasificación de la sección:		Compacta

Factores de longitud efectiva			
Parámetro	en X	en Y	en Z
L (m) =	3.2	3.2	3.2
Caso:	c	c	a
k=	1	1	0.5
kL/r =	18.7	78.7	
razón de esbeltez :	<200	<200	

4.1 Pandeo por flexión (FB)

kL/r mayor=	78.7	
F_e (Kg/cm ²) =	3231.5	
$4,71(E/F_y)^{0,5}$ =	113.4	
F_y (Kg/cm ²) =	3500	
F_{cr} (Kg/cm ²) =	2224.3	(Inelástico)
P_n (Ton) =	242.6	
ϕP_n (Ton) =	218.4	

4.2. Pandeo por torsión (TB)

F_e (Kg/cm ²) =	18938	
$4,71(E/F_y)^{0,5}$ =	113.4	
F_{cr} (Kg/cm ²) =	2834.0	(Inelástico)
P_n (Ton) =	-	
ϕP_n (Ton) =	-	
	No Aplica	

Resumen de capacidades		
Estado límite	ϕP_n (Ton-m)	$P_u / \phi P_n$
FB	218.4	0.79
TB	-	-

5. INTERACCIÓN

Acción	Demanda*	Capacidad	D/C
P_u (Ton)	115.7	218.4	0.53
M_{ux} (Ton-m)	9.8	46.5	0.21
M_{uy} (Ton-m)	0	9.82	0.0
		Interacción :	0.72
		Capacidad:	OK

* Las demandas deben ser de la misma COMB y en el mismo plano

* Notas:
momento y carga axial en la base de la columna

Referencias y fórmulas (Capítulo E- AISC 360-10)

TABLE C-C2.2 Approximate Values of Effective Length Factor, K						
Buckled shape of column is shown by dashed line.	(a)	(b)	(c)	(d)	(e)	(f)
Theoretical K value	0.5	0.7	1.0	1.0	2.0	2.0
Recommended design value when ideal conditions are approximated	0.65	0.80	1.2	1.0	2.10	2.0
End condition code						

Sección E3. AISC 360-10

(Ec.3.1)

$$P_n = F_{cr} A_g$$

(Ec3.2-Ec3.3)

$$F_{cr} = \left[0.658 \frac{F_y}{F_e} \right] F_y$$

elástico

inelástico

$$F_{cr} = 0.877 F_e$$

(Ec3.4)

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r} \right)^2}$$

Sección E4. AISC 360-10

(Ec. 4.4)

$$F_e = \left[\frac{\pi^2 EC_w}{(K_z L)^2} + GJ \right] \frac{1}{I_x + I_y}$$

Resultado	
P_u (Ton) =	173
ϕP_n (Ton) =	218.4
$P_u / \phi P_n$ =	0.79
Capacidad:	OK

Sección H1. AISC 360-10

(Ec. H1.1a) A) $P_u / \phi P_n < 0.2$

$$\frac{P_r}{P_c} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1.0$$

(Ec. H1.1b) B) $P_u / \phi P_n > 0.2$

$$\frac{P_r}{2P_c} + \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1.0$$

Cálculo de Resistencia para Secciones W Laminadas en Caliente Según Especificación AISC 360-2010

Proyecto:	Proyecto de graduación	Responsable:	OCH
Descripción:	Columna lateral por demanda, marco SMF - 4 pisos	Fecha:	08/11/2011

1. DATOS DE ENTRADA

1.1. Datos del Material

Grado:	50
F_y (Kg/cm ²) =	3500
F_u (Kg/cm ²) =	4550
G (Kg/cm ²) =	7.84E+05
E (Kg/cm ²) =	2.03E+06

1.2. Cargas de diseño

M_{ux} (Ton-m) =	15.4	(Comb 6.2)
M_{uy} (Ton-m) =	0	(Comb 6.2)
V_u (Ton) =	9.0	(Comb 6.3)
P_u (Ton) =	84.6	(Comb 6.2)

1.3. Descripción de la sección

Sección a prueba =	W16x57
--------------------	--------

Parámetros principales	
d (mm) =	416.6
b_f (mm) =	180.8
t_f (mm) =	18.2
t_w (mm) =	10.92
A (cm ²) =	108.4
Peso (kg/m) =	85.0

Propiedades geométricas para diseño			
I_x (cm ⁴) =	31550.3	I_y (cm ⁴) =	1793.96
S_x (cm ³) =	1510.9	S_y (cm ³) =	198.3
Z_x (cm ³) =	1720.6	Z_y (cm ³) =	309.7
r_x (cm) =	17.07	r_y (cm) =	4.06
r_{ts} (cm) =	4.88	J (cm ⁴) =	92.40
h_o (cm) =	39.88	C_w (cm ⁶) =	714305

1.4 Clasificación según límites de esbeltez

Tipo de elemento:	Sísmico
Elemento sujeto a:	Compresión
Ductilidad:	Óptima

Clasificación de la sección:	Compacta
Criterio:	D1.1 AISC 341

Alas		
b/t	λ_{hd}	λ_r
4.98	7.22	N.A
Clasificación:		C

Alma		
h/t	λ_{hd}	λ_r
33	49.74	N.A
ϕP_y (Ton) =		341
$C_a = P_u / \phi P_y =$		0.25
Clasificación:		C

2. FLEXIÓN

2.1 Flexión EJE FUERTE

Para todos los estados límites $\phi_b =$	0.9
Sección a aplicar:	F2

2.1.1. Fluencia

Z_x (cm ³) =	1720.6
F_y (Kg/cm ²) =	3500
M_p (Ton-m) =	60.6
ϕM_n (Ton-m) =	54.6
	Aplica

2.1.2. Pandeo Lateral Torsional (LTB):

Longitudes de pandeo	
L_b^* (m) =	3.2
L_p (m) =	1.72
L_r (m) =	5.59

* Notas:
Separación entre pisos

Cálculo de C_b	
M_{max} (Ton-m) =	
M_a (Ton-m) =	
M_b (Ton-m) =	
M_c (Ton-m) =	
$R_m =$	0.0
C_b^*	1.0

* Coloque 0 en R_m para usar $C_b=1$

Referencias y fórmulas (Capítulo F- AISC360-10)

Sección F2: Secciones I compactas en flexión
Sección F3: Secciones I con almas compactas, alas no compactas o esbeltas

(Ec. F2.1)
$$M_n = M_p = F_y Z_x$$

(Ec. F2.5)
$$L_p = 1.76 r_y \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

(Ec. F2.6)
$$L_r = 1.95 r_{ts} \frac{E}{0.7 F_y} \sqrt{\frac{Jc}{S_x h_o} + \left(\frac{Jc}{S_x h_o} \right)^2 + 6.76 \left(\frac{0.7 F_y}{E} \right)^2}$$

$c=1$, para secciones W

(Ec. F1.1)
$$C_b = \frac{12.5 M_{max}}{2.5 M_{max} + 3 M_A + 4 M_B + 3 M_C}$$

Caso A) $L_b < L_p$: No aplica el estado límite de LTB

Caso B) $L_p < L_b < L_r$:

(Ec. F2.2)
$$M_n = C_b \left[M_p - (M_p - 0.7 F_y S_x) \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] \leq M_p$$

Capacidad	
Caso:	B
F_{cr} (Kg/cm ²) =	5727.7
M_n (Ton-m) =	51.7
ϕM_n (Ton-m) =	46.5
	Aplica

2.1.3. Pandeo Local del Ala (FLB)

$\lambda = b/(2t_f) =$	4.98
$\lambda_{pf} =$	7.22
$\lambda_{rf} =$	N.A
$k_c =$	0.70
M_n (Ton-m) =	-
ϕM_n (Ton-m) =	-
	No Aplica

Resumen de capacidades		
Estado límite	ϕM_n (Ton-m)	$M_u / \phi M_n$
Fluencia	54.6	0.28
LTB	46.5	0.33
FLB	-	-

2.2. Flexión EJE DÉBIL

Esbeltez del ala: $b_f/(2*t_f) =$	C
-----------------------------------	---

2.2.1. Fluencia

M_n (Ton-m) =	10.9
ϕM_n (Ton-m) =	9.8

2.2.2. Pandeo Local del Ala (FLB)

$\lambda = b/t_f =$	9.96
$\lambda_{pf} =$	7.22
$\lambda_{rf} =$	N.A
F_{cr} (Kg/cm ²) =	56479
M_n (Ton-m) =	-
ϕM_n (Ton-m) =	-
	No Aplica

Resumen de capacidades		
Estado límite	ϕM_n (Ton-m)	$M_u / \phi M_n$
Fluencia	9.8	0.0
FLB	-	-

3. CORTANTE

Para secciones que cumplan con:	
$h/t_w <$	$2,24(E/F_y)^{0,5}$
33	53.9

$C_v =$	1
$\phi_v =$	1
A_w (cm ²) =	45
ϕV_n (Ton) =	95.5
ϕV_n (Ton) =	95.5

Caso C) $L_b > L_r$:

(Ec. F2.3) $M_n = F_{cr} S_x \leq M_p$

(Ec. F2.4)
$$F_{cr} = \frac{C_b \pi^2 E}{\left(\frac{L_b}{r_x}\right)^2} \sqrt{1 + 0.078 \frac{J_c}{S_x B_o} \left(\frac{L_b}{r_x}\right)^2}$$

a) Secciones con alas no compactas

(Ec F3.1)
$$M_n = M_p - (M_p - 0.7 F_y S_x) \left(\frac{\lambda - \lambda_{pf}}{\lambda_{rf} - \lambda_{pf}} \right)$$

b) Secciones con alas esbeltas

(Ec 3.2)
$$M_n = \frac{0.9 E k_c S_x}{\lambda^2}$$

Resultado	
M_{ux} (Ton-m) =	15.4
ϕM_n (Ton-m) =	46.5
$M_u / \phi M_n =$	0.33
Capacidad:	OK

Referencias y fórmulas (Capítulo F- AISC360-10)

Sección F6: Secciones I, alas C, NC o S

(Ec. F6.1) alas C

$$M_n = M_p = F_y Z_y \leq 1.6 F_y S_y$$

Caso A) alas NC

(Ec. F6.2)

$$M_n = \left[M_p - (M_p - 0.7 F_y S_y) \left(\frac{\lambda - \lambda_{pf}}{\lambda_{rf} - \lambda_{pf}} \right) \right]$$

Caso B) alas S

(Ec. F6.3-F6.4)

$$M_n = F_{cr} S_y \quad F_{cr} = \frac{0.69 E}{\left(\frac{b}{t_f}\right)^2}$$

Resultado	
M_{uy} (Ton-m) =	0
ϕM_n (Ton-m) =	9.82
$M_u / \phi M_n =$	0
Capacidad:	OK

Referencias y fórmulas (Capítulo G- AISC 360-10)

(Ec. G2.1) $V_n = 0.6 F_y A_w C_v$

Resultado	
V_u (Ton) =	9
ϕV_n (Ton) =	95.5
$V_u / \phi V_n =$	0.09
Capacidad:	OK

4. COMPRESIÓN

Esbeltez de la sección		
alas	C	ok
alma	C	ok
Clasificación de la sección:		Compacta

Factores de longitud efectiva			
Parámetro	en X	en Y	en Z
L (m)	3.2	3.2	3.2
Caso:	c	c	a
k=	1	1	0.5
kL/r =	18.7	78.7	
razón de esbeltez:	<200	<200	

4.1 Pandeo por flexión (FB)

kL/r mayor=	78.7	
F_e (Kg/cm ²) =	3231.5	
$4,71(E/F_y)^{0,5}$ =	113.4	
F_y (Kg/cm ²) =	3500	
F_{cr} (Kg/cm ²) =	2224.3	(Inelástico)
P_n (Ton) =	242.6	
ϕP_n (Ton) =	218.4	

4.2. Pandeo por torsión (TB)

F_e (Kg/cm ²) =	18938	
$4,71(E/F_y)^{0,5}$ =	113.4	
F_{cr} (Kg/cm ²) =	2834.0	(Inelástico)
P_n (Ton) =	-	
ϕP_n (Ton) =	-	
	No Aplica	

Resumen de capacidades		
Estado límite	ϕP_n (Ton-m)	$P_u / \phi P_n$
FB	218.4	0.39
TB	-	-

5. INTERACCIÓN

Acción	Demanda*	Capacidad	D/C
P_u (Ton)	84.6	218.4	0.39
M_{ux} (Ton-m)	15.4	46.5	0.33
M_{uy} (Ton-m)	0	9.82	0.0
		Interacción:	0.68
		Capacidad:	OK

* Las demandas deben ser de la misma COMB y en el mismo plano

* Notas:
momento en el nivel +3.20 y carga axial en la base de la columna

Referencias y fórmulas (Capítulo E- AISC 360-10)

TABLE C-C2.2 Approximate Values of Effective Length Factor, K						
Buckled shape of column is shown by dashed line.	(a)	(b)	(c)	(d)	(e)	(f)
Theoretical K value	0.5	0.7	1.0	1.0	2.0	2.0
Recommended design value when ideal conditions are approximated	0.65	0.80	1.2	1.0	2.10	2.0
End condition code						

Sección E3. AISC 360-10

(Ec.3.1)

$$P_n = F_{cr} A_g$$

(Ec3.2-Ec3.3)

$$F_{cr} = \begin{cases} 0.658 F_e & \text{elástico} \\ 0.877 F_e & \text{inelástico} \end{cases} F_y$$

(Ec3.4)

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2}$$

Sección E4. AISC 360-10

(Ec. 4.4)

$$F_e = \frac{\pi^2 EC_w}{(K_z L)^2} + GJ \quad \frac{1}{I_x + I_y}$$

Resultado	
P_u (Ton) =	84.6
ϕP_n (Ton) =	218.4
$P_u / \phi P_n =$	0.39
Capacidad:	OK

Sección H1. AISC 360-10

(Ec. H1.1a) A) $P_u / \phi P_n < 0.2$

$$\frac{P_r}{P_c} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1.0$$

(Ec. H1.1b) B) $P_u / \phi P_n > 0.2$

$$\frac{P_r}{2P_c} + \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1.0$$

Cálculo de Resistencia para Secciones W Laminadas en Caliente Según Especificación AISC 360-2010

Proyecto:	Proyecto de graduación	Responsable:	OCH
Descripción:	Viga, marco SMF - 6 pisos	Fecha:	08/11/2011

1. DATOS DE ENTRADA

1.1. Datos del Material

Grado:	50
F_y (Kg/cm ²) =	3500
F_u (Kg/cm ²) =	4550
G (Kg/cm ²) =	7.84E+05
E (Kg/cm ²) =	2.03E+06

1.2. Cargas de diseño

M_{ux} (Ton-m) =	31.6	(Comb 6.2)
M_{uy} (Ton-m) =	0.0	(Comb 6.2)
V_u (Ton) =	27.0	(Comb 6.2)
P_u (Ton) =	0.0	(Comb 6.3)

1.3. Descripción de la sección

Sección a prueba =	W18X40
--------------------	--------

Parámetros principales	
d (mm) =	454.7
b_f (mm) =	152.9
t_f (mm) =	13.3
t_w (mm) =	8.00
A (cm ²) =	76.1
Peso (kg/m) =	59.7

Propiedades geométricas para diseño			
I_x (cm ⁴) =	25473.4	I_y (cm ⁴) =	795.00
S_x (cm ³) =	1120.9	S_y (cm ³) =	104.1
Z_x (cm ³) =	1284.7	Z_y (cm ³) =	163.9
r_x (cm) =	18.31	r_y (cm) =	3.23
r_{ts} (cm) =	3.96	J (cm ⁴) =	33.71
h_o (cm) =	44.20	C_w (cm ⁶) =	386692

1.4 Clasificación según límites de esbeltez

Tipo de elemento:	Sísmico
Elemento sujeto a:	Flexión
Ductilidad:	Óptima

Clasificación de la sección:	Compacta
Criterio:	D1.1 AISC 341

Alas		
b/t	λ_{hd}	λ_r
5.73	7.22	N.A
Clasificación:		C

Alma		
h/t	λ_{hd}	λ_r
50.9	59.00	N.A
ϕP_y (Ton) = 240		
$C_a = P_u / \phi P_y = 0.00$		
Clasificación:		C

2. FLEXIÓN

2.1 Flexión EJE FUERTE

Para todos los estados límites $\phi_b =$	0.9
Sección a aplicar:	F2

2.1.1. Fluencia

Z_x (cm ³) =	1284.7
F_y (Kg/cm ²) =	3500
M_p (Ton-m) =	45.3
ϕM_n (Ton-m) =	40.7
	Aplica

2.1.2. Pandeo Lateral Torsional (LTB):

Longitudes de pandeo	
L_b^* (m) =	1.75
L_p (m) =	1.37
L_r (m) =	3.99

* Notas:
Separación entre viguetas

Cálculo de C_b	
M_{max} (Ton-m) =	
M_a (Ton-m) =	
M_b (Ton-m) =	
M_c (Ton-m) =	
$R_m =$	0.0
C_b^*	1.0

* Coloque 0 en R_m para usar $C_b=1$

Referencias y fórmulas (Capítulo F- AISC360-10)

Sección F2: Secciones I compactas en flexión
Sección F3: Secciones I con almas compactas, alas no compactas o esbeltas

(Ec. F2.1)
$$M_n = M_p = F_y Z_x$$

(Ec. F2.5)
$$L_p = 1.76 r_y \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

(Ec. F2.6)
$$L_r = 1.95 r_{ts} \frac{E}{0.7 F_y} \sqrt{\frac{Jc}{S_x h_o} + \left(\frac{Jc}{S_x h_o} \right)^2 + 6.76 \left(\frac{0.7 F_y}{E} \right)^2}$$

$c=1$, para secciones W

(Ec. F1.1)
$$C_b = \frac{12.5 M_{max}}{2.5 M_{max} + 3 M_A + 4 M_B + 3 M_C}$$

Caso A) $L_b < L_p$: No aplica el estado límite de LTB

Caso B) $L_p < L_b < L_r$:

(Ec. F2.2)
$$M_n = C_b \left[M_p - (M_p - 0.7 F_y S_x) \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] \leq M_p$$

Capacidad	
Caso:	B
F_{cr} (Kg/cm ²) =	10790.3
M_n (Ton-m) =	42.7
ϕM_n (Ton-m) =	38.4
	Aplica

2.1.3. Pandeo Local del Ala (FLB)

$\lambda = b/(2t_f) =$	5.73
$\lambda_{pf} =$	7.22
$\lambda_{rf} =$	N.A
$k_c =$	0.56
M_n (Ton-m) =	-
ϕM_n (Ton-m) =	-
	No Aplica

Resumen de capacidades		
Estado límite	ϕM_n (Ton-m)	$M_u / \phi M_n$
Fluencia	40.7	0.78
LTB	38.4	0.82
FLB	-	-

2.2. Flexión EJE DÉBIL

Esbeltez del ala: $b_f/(2*t_f) =$	C
-----------------------------------	---

2.2.1. Fluencia

M_n (Ton-m) =	5.8
ϕM_n (Ton-m) =	5.2

2.2.2. Pandeo Local del Ala (FLB)

$\lambda = b/t_f =$	11.46
$\lambda_{pf} =$	7.22
$\lambda_{rf} =$	N.A
F_{cr} (Kg/cm ²) =	42661
M_n (Ton-m) =	-
ϕM_n (Ton-m) =	-
	No Aplica

Resumen de capacidades		
Estado límite	ϕM_n (Ton-m)	$M_u / \phi M_n$
Fluencia	5.2	0.0
FLB	-	-

3. CORTANTE

Para secciones que cumplan con:	
$h/t_w <$	$2.24(E/F_y)^{0.5}$
50.9	53.9

$C_v =$	1
$\phi_v =$	1
A_w (cm ²) =	36
ϕV_n (Ton) =	76.4
ϕV_n (Ton) =	76.4

Caso C) $L_b > L_r$:

(Ec. F2.3) $M_n = F_{cr} S_x \leq M_p$

(Ec. F2.4)
$$F_{cr} = \frac{C_b \pi^2 E}{\left(\frac{L_b}{r_{tz}}\right)^2} \sqrt{1 + 0.078 \frac{J_c}{S_x h_o} \left(\frac{L_b}{r_{tz}}\right)^2}$$

a) Secciones con alas no compactas

(Ec F3.1)
$$M_n = M_p - (M_p - 0.7 F_y S_x) \left(\frac{\lambda - \lambda_{pf}}{\lambda_{rf} - \lambda_{pf}} \right)$$

b) Secciones con alas esbeltas

(Ec 3.2)
$$M_n = \frac{0.9 E k_c S_x}{\lambda^2}$$

Resultado	
M_{ux} (Ton-m) =	31.6
ϕM_n (Ton-m) =	38.4
$M_u / \phi M_n =$	0.82
Capacidad:	OK

Referencias y fórmulas (Capítulo F- AISC360-10)

Sección F6: Secciones I, alas C, NC o S

(Ec. F6.1) alas C

$$M_n = M_p = F_y Z_y \leq 1.6 F_y S_y$$

Caso A) alas NC

(Ec. F6.2)

$$M_n = \left[M_p - (M_p - 0.7 F_y S_y) \left(\frac{\lambda - \lambda_{pf}}{\lambda_{rf} - \lambda_{pf}} \right) \right]$$

Caso B) alas S

(Ec. F6.3-F6.4)

$$M_n = F_{cr} S_y \quad F_{cr} = \frac{0.69 E}{\left(\frac{b}{t_f}\right)^2}$$

Resultado	
M_{uy} (Ton-m) =	0
ϕM_n (Ton-m) =	5.20
$M_u / \phi M_n =$	0
Capacidad:	OK

Referencias y fórmulas (Capítulo G- AISC 360-10)

(Ec. G2.1) $V_n = 0.6 F_y A_w C_v$

Resultado	
V_u (Ton) =	27
ϕV_n (Ton) =	76.4
$V_u / \phi V_n =$	0.35
Capacidad:	OK

Cálculo de Resistencia para Secciones W Laminadas en Caliente Según Especificación AISC 360-2010

Proyecto:	Proyecto de graduación	Responsable:	OCH
Descripción:	Columna central por demanda, marco SMF - 6 pisos	Fecha:	08/11/2011

1. DATOS DE ENTRADA

1.1. Datos del Material

Grado:	50
F_y (Kg/cm ²) =	3500
F_u (Kg/cm ²) =	4550
G (Kg/cm ²) =	7.84E+05
E (Kg/cm ²) =	2.03E+06

1.2. Cargas de diseño

M_{ux} (Ton-m) =	13.6	(Comb 6.3)
M_{uy} (Ton-m) =	0.0	(Comb 6.2)
V_u (Ton) =	5.3	(Comb 6.3)
P_u (Ton) =	278.2	(Comb 6.2)

1.3. Descripción de la sección

Sección a prueba =	W18X86
--------------------	--------

Parámetros principales	
d (mm) =	467.4
b_f (mm) =	281.9
t_f (mm) =	19.6
t_w (mm) =	12.19
A (cm ²) =	163.2
Peso (kg/m) =	128.3

Propiedades geométricas para diseño			
I_x (cm ⁴) =	63683.4	I_y (cm ⁴) =	7284.05
S_x (cm ³) =	2720.3	S_y (cm ³) =	517.8
Z_x (cm ³) =	3048.0	Z_y (cm ³) =	793.1
r_x (cm) =	19.74	r_y (cm) =	6.68
r_{ts} (cm) =	7.75	J (cm ⁴) =	170.65
h_o (cm) =	44.70	C_w (cm ⁶) =	3652088

1.4 Clasificación según límites de esbeltez

Tipo de elemento:	Sísmico
Elemento sujeto a:	Compresión
Ductilidad:	Óptima

Clasificación de la sección:	Compacta
Criterio:	D1.1 AISC 341

Alas		
b/t	λ_{hd}	λ_r
7.2	7.22	N.A
Clasificación:		C

Alma		
h/t	λ_{hd}	λ_r
33.4	44.30	N.A
ϕP_y (Ton) =		514
$C_a = P_u / \phi P_y =$		0.54
Clasificación:		C

2. FLEXIÓN

2.1 Flexión EJE FUERTE

Para todos los estados límites $\phi_b =$	0.9
Sección a aplicar:	F2

2.1.1. Fluencia

Z_x (cm ³) =	3048.0
F_y (Kg/cm ²) =	3500
M_p (Ton-m) =	107.4
ϕM_n (Ton-m) =	96.6
	Aplica

2.1.2. Pandeo Lateral Torsional (LTB):

Longitudes de pandeo	
L_b^* (m) =	3.2
L_p (m) =	2.83
L_r (m) =	8.71

* Notas:
Separación entre pisos

Cálculo de C_b	
M_{max} (Ton-m) =	13.6
M_a (Ton-m) =	0.0
M_b (Ton-m) =	0.0
M_c (Ton-m) =	0.0
$R_m =$	0.0
C_b^*	1.0

* Coloque 0 en R_m para usar $C_b=1$

Referencias y fórmulas (Capítulo F- AISC360-10)

Sección F2: Secciones I compactas en flexión
Sección F3: Secciones I con almas compactas, alas no compactas o esbeltas

(Ec. F2.1)
$$M_n = M_p = F_y Z_x$$

(Ec. F2.5)
$$L_p = 1.76 r_y \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

(Ec. F2.6)
$$L_r = 1.95 r_{ts} \frac{E}{0.7 F_y} \sqrt{\frac{J_c}{S_x h_o} + \left(\frac{J_c}{S_x h_o} \right)^2 + 6.76 \left(\frac{0.7 F_y}{E} \right)^2}$$

$c=1$, para secciones W

(Ec. F1.1)
$$C_b = \frac{12.5 M_{max}}{2.5 M_{max} + 3 M_A + 4 M_B + 3 M_C}$$

Caso A) $L_b < L_p$: No aplica el estado límite de LTB

Caso B) $L_p < L_b < L_r$:

(Ec. F2.2)
$$M_n = C_b \left[M_p - (M_p - 0.7 F_y S_x) \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] \leq M_p$$

Capacidad	
Caso:	B
F_{cr} (Kg/cm ²) =	12792.2
M_n (Ton-m) =	104.8
ϕM_n (Ton-m) =	94.4
	Aplica

2.1.3. Pandeo Local del Ala (FLB)

$\lambda = b/(2t_f) =$	7.2
$\lambda_{pf} =$	7.22
$\lambda_{rf} =$	N.A
$k_c =$	0.69
M_n (Ton-m) =	-
ϕM_n (Ton-m) =	-
	No Aplica

Resumen de capacidades		
Estado límite	ϕM_n (Ton-m)	$M_u / \phi M_n$
Fluencia	96.6	0.14
LTB	94.4	0.14
FLB	-	-

2.2. Flexión EJE DÉBIL

Esbeltez del ala: $b/(2*t_f) =$	C
---------------------------------	---

2.2.1. Fluencia

M_n (Ton-m) =	27.9
ϕM_n (Ton-m) =	25.1

2.2.2. Pandeo Local del Ala (FLB)

$\lambda = b/t_f =$	14.4
$\lambda_{pf} =$	7.22
$\lambda_{rf} =$	N.A
F_{cr} (Kg/cm ²) =	27020
M_n (Ton-m) =	-
ϕM_n (Ton-m) =	-
	No Aplica

Resumen de capacidades		
Estado límite	ϕM_n (Ton-m)	$M_u / \phi M_n$
Fluencia	25.1	0.0
FLB	-	-

3. CORTANTE

Para secciones que cumplan con:	
$h/t_w <$	$2,24(E/F_y)^{0,5}$
33.4	53.9

$C_v =$	1
$\phi_v =$	1
A_w (cm ²) =	57
ϕV_n (Ton) =	119.7
ϕV_n (Ton) =	119.7

Caso C) $L_b > L_r$:

(Ec. F2.3) $M_n = F_{cr} S_x \leq M_p$

(Ec. F2.4)
$$F_{cr} = \frac{C_b \pi^2 E}{\left(\frac{L_b}{r_x}\right)^2} \sqrt{1 + 0.078 \frac{J_c}{S_x h_o} \left(\frac{L_b}{r_x}\right)^2}$$

a) Secciones con alas no compactas

(Ec F3.1)
$$M_n = M_p - (M_p - 0.7 F_y S_x) \left(\frac{\lambda - \lambda_{pf}}{\lambda_{rf} - \lambda_{pf}} \right)$$

b) Secciones con alas esbeltas

(Ec 3.2)
$$M_n = \frac{0.9 E k_c S_x}{\lambda^2}$$

Resultado	
M_{ux} (Ton-m) =	13.6
ϕM_n (Ton-m) =	94.4
$M_u / \phi M_n =$	0.14
Capacidad:	OK

Referencias y fórmulas (Capítulo F- AISC360-10)

Sección F6: Secciones I, alas C, NC o S

(Ec. F6.1) alas C

$$M_n = M_p = F_y Z_y \leq 1.6 F_y S_y$$

Caso A) alas NC

(Ec. F6.2)

$$M_n = \left[M_p - (M_p - 0.7 F_y S_y) \left(\frac{\lambda - \lambda_{pf}}{\lambda_{rf} - \lambda_{pf}} \right) \right]$$

Caso B) alas S

(Ec. F6.3-F6.4)

$$M_n = F_{cr} S_y \quad F_{cr} = \frac{0.69 E}{\left(\frac{b}{t_f}\right)^2}$$

Resultado	
M_{uy} (Ton-m) =	0
ϕM_n (Ton-m) =	25.15
$M_u / \phi M_n =$	0
Capacidad:	OK

Referencias y fórmulas (Capítulo G- AISC 360-10)

(Ec. G2.1) $V_n = 0.6 F_y A_w C_v$

Resultado	
V_u (Ton) =	5.3
ϕV_n (Ton) =	119.7
$V_u / \phi V_n =$	0.04
Capacidad:	OK

4. COMPRESIÓN

Esbeltez de la sección		
alas	C	ok
alma	C	ok
Clasificación de la sección:		Compacta

Factores de longitud efectiva			
Parámetro	en X	en Y	en Z
L (m) =	3.2	3.2	3.2
Caso:	c	c	a
k=	1	1	0.5
kL/r =	16.2	47.9	
razón de esbeltez :	<200	<200	

4.1 Pandeo por flexión (FB)

kL/r mayor=	47.9	
F_e (Kg/cm ²) =	8731.2	
$4,71(E/F_y)^{0,5}$ =	113.4	
F_y (Kg/cm ²) =	3500	
F_{cr} (Kg/cm ²) =	2959.4	(Inelástico)
P_n (Ton) =	486.2	
ϕP_n (Ton) =	437.6	

4.2. Pandeo por torsión (TB)

F_e (Kg/cm ²) =	42160	
$4,71(E/F_y)^{0,5}$ =	113.4	
F_{cr} (Kg/cm ²) =	7657.3	(Inelástico)
P_n (Ton) =	-	
ϕP_n (Ton) =	-	
	No Aplica	

Resumen de capacidades		
Estado límite	ϕP_n (Ton-m)	$P_u / \phi P_n$
FB	437.6	0.64
TB	-	-

5. INTERACCIÓN

Acción	Demanda*	Capacidad	D/C
P_u (Ton)	278.1	437.6	0.64
M_{ux} (Ton-m)	0.3	94.4	0.00
M_{uy} (Ton-m)	0	25.15	0.0
		Interacción :	0.64
		Capacidad:	OK

* Las demandas deben ser de la misma COMB y en el mismo plano

* Notas:
momento y carga axial en la base de la columna, combinación 6.2

Referencias y fórmulas (Capítulo E- AISC 360-10)

TABLE C-C2.2 Approximate Values of Effective Length Factor, K						
Buckled shape of column is shown by dashed line.	(a)	(b)	(c)	(d)	(e)	(f)
Theoretical K value	0.5	0.7	1.0	1.0	2.0	2.0
Recommended design value when ideal conditions are approximated	0.65	0.80	1.2	1.0	2.10	2.0
End condition code						

Sección E3. AISC 360-10

(Ec.3.1)

$$P_n = F_{cr} A_g$$

(Ec3.2-Ec3.3)

$$F_{cr} = \left[0.658 \frac{F_y}{F_e} \right] F_y$$

elástico

inelástico

$$F_{cr} = 0.877 F_e$$

(Ec3.4)

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r} \right)^2}$$

Sección E4. AISC 360-10

(Ec. 4.4)

$$F_e = \left[\frac{\pi^2 E C_w}{(K_z L)^2} + GJ \right] \frac{1}{I_x + I_y}$$

Resultado	
P_u (Ton) =	278.2
ϕP_n (Ton) =	437.6
$P_u / \phi P_n$ =	0.64
Capacidad:	OK

Sección H1. AISC 360-10

(Ec. H1.1a) A) $P_u / \phi P_n < 0.2$

$$\frac{P_r}{P_c} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1.0$$

(Ec. H1.1b) B) $P_u / \phi P_n > 0.2$

$$\frac{P_r}{2P_c} + \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1.0$$

Cálculo de Resistencia para Secciones W Laminadas en Caliente Según Especificación AISC 360-2010

Proyecto:	Proyecto de graduación	Responsable:	OCH
Descripción:	Columna lateral por demanda, marco SMF - 6 pisos	Fecha:	08/11/2011

1. DATOS DE ENTRADA

1.1. Datos del Material

Grado:	50
F_y (Kg/cm ²) =	3500
F_u (Kg/cm ²) =	4550
G (Kg/cm ²) =	7.84E+05
E (Kg/cm ²) =	2.03E+06

1.2. Cargas de diseño

M_{ux} (Ton-m) =	17.8	(Comb 6.2)
M_{uy} (Ton-m) =	0.0	(Comb 6.2)
V_u (Ton) =	8.5	(Comb 6.3)
P_u (Ton) =	141.8	(Comb 6.2)

1.3. Descripción de la sección

Sección a prueba =	W18X86
--------------------	--------

Parámetros principales	
d (mm) =	467.4
b_f (mm) =	281.9
t_f (mm) =	19.6
t_w (mm) =	12.19
A (cm ²) =	163.2
Peso (kg/m) =	128.3

Propiedades geométricas para diseño			
I_x (cm ⁴) =	63683.4	I_y (cm ⁴) =	7284.05
S_x (cm ³) =	2720.3	S_y (cm ³) =	517.8
Z_x (cm ³) =	3048.0	Z_y (cm ³) =	793.1
r_x (cm) =	19.74	r_y (cm) =	6.68
r_{ts} (cm) =	7.75	J (cm ⁴) =	170.65
h_o (cm) =	44.70	C_w (cm ⁶) =	3652088

1.4 Clasificación según límites de esbeltez

Tipo de elemento:	Sísmico
Elemento sujeto a:	Compresión
Ductilidad:	Óptima

Clasificación de la sección:	Compacta
Criterio:	D1.1 AISC 341

Alas		
b/t	λ_{hd}	λ_r
7.2	7.22	N.A
Clasificación:		C

Alma		
h/t	λ_{hd}	λ_r
33.4	49.22	N.A
ϕP_y (Ton) =		514
$C_a = P_u / \phi P_y =$		0.28
Clasificación:		C

2. FLEXIÓN

2.1 Flexión EJE FUERTE

Para todos los estados límites $\phi_b =$	0.9
Sección a aplicar:	F2

2.1.1. Fluencia

Z_x (cm ³) =	3048.0
F_y (Kg/cm ²) =	3500
M_p (Ton-m) =	107.4
ϕM_n (Ton-m) =	96.6
	Aplica

2.1.2. Pandeo Lateral Torsional (LTB):

Longitudes de pandeo	
L_b^* (m) =	3.2
L_p (m) =	2.83
L_r (m) =	8.71

* Notas:
Separación entre pisos

Cálculo de C_b	
M_{max} (Ton-m) =	17.8
M_a (Ton-m) =	0.0
M_b (Ton-m) =	0.0
M_c (Ton-m) =	0.0
$R_m =$	0.0
C_b^*	1.0

* Coloque 0 en R_m para usar $C_b=1$

Referencias y fórmulas (Capítulo F- AISC360-10)

Sección F2: Secciones I compactas en flexión
Sección F3: Secciones I con almas compactas, alas no compactas o esbeltas

(Ec. F2.1)
$$M_n = M_p = F_y Z_x$$

(Ec. F2.5)
$$L_p = 1.76 r_y \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

(Ec. F2.6)
$$L_r = 1.95 r_{ts} \frac{E}{0.7 F_y} \sqrt{\frac{J_c}{S_x h_o} + \left(\frac{J_c}{S_x h_o} \right)^2} + 6.76 \left(\frac{0.7 F_y}{E} \right)^2$$

$c=1$, para secciones W

(Ec. F1.1)
$$C_b = \frac{12.5 M_{max}}{2.5 M_{max} + 3 M_A + 4 M_B + 3 M_C}$$

Caso A) $L_b < L_p$: No aplica el estado límite de LTB

Caso B) $L_p < L_b < L_r$:

(Ec. F2.2)
$$M_n = C_b \left[M_p - (M_p - 0.7 F_y S_x) \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] \leq M_p$$

Capacidad	
Caso:	B
F_{cr} (Kg/cm ²) =	12792.2
M_n (Ton-m) =	104.8
ϕM_n (Ton-m) =	94.4
	Aplica

2.1.3. Pandeo Local del Ala (FLB)

$\lambda = b/(2t_f) =$	7.2
$\lambda_{pf} =$	7.22
$\lambda_{rf} =$	N.A
$k_c =$	0.69
M_n (Ton-m) =	-
ϕM_n (Ton-m) =	-
	No Aplica

Resumen de capacidades		
Estado límite	ϕM_n (Ton-m)	$M_u / \phi M_n$
Fluencia	96.6	0.18
LTB	94.4	0.19
FLB	-	-

2.2. Flexión EJE DÉBIL

Esbeltez del ala: $b_f/(2*t_f) =$	C
-----------------------------------	---

2.2.1. Fluencia

M_n (Ton-m) =	27.9
ϕM_n (Ton-m) =	25.1

2.2.2. Pandeo Local del Ala (FLB)

$\lambda = b/t_f =$	14.4
$\lambda_{pf} =$	7.22
$\lambda_{rf} =$	N.A
F_{cr} (Kg/cm ²) =	27020
M_n (Ton-m) =	-
ϕM_n (Ton-m) =	-
	No Aplica

Resumen de capacidades		
Estado límite	ϕM_n (Ton-m)	$M_u / \phi M_n$
Fluencia	25.1	0.0
FLB	-	-

3. CORTANTE

Para secciones que cumplan con:	
$h/t_w <$	$2,24(E/F_y)^{0,5}$
33.4	53.9

$C_v =$	1
$\phi_v =$	1
A_w (cm ²) =	57
ϕV_n (Ton) =	119.7
ϕV_n (Ton) =	119.7

Caso C) $L_b > L_r :$

(Ec. F2.3) $M_n = F_{cr} S_x \leq M_p$

(Ec. F2.4)
$$F_{cr} = \frac{C_b \pi^2 E}{\left(\frac{L_b}{r_x}\right)^2} \sqrt{1 + 0.078 \frac{J_c}{S_x^2 B_o} \left(\frac{L_b}{r_x}\right)^2}$$

a) Secciones con alas no compactas

(Ec F3.1)
$$M_n = M_p - (M_p - 0.7 F_y S_x) \left(\frac{\lambda - \lambda_{pf}}{\lambda_{rf} - \lambda_{pf}} \right)$$

b) Secciones con alas esbeltas

(Ec 3.2)
$$M_n = \frac{0.9 E k_c S_x}{\lambda^2}$$

Resultado	
M_{ux} (Ton-m) =	17.8
ϕM_n (Ton-m) =	94.4
$M_u / \phi M_n =$	0.19
Capacidad:	OK

Referencias y fórmulas (Capítulo F- AISC360-10)

Sección F6: Secciones I, alas C, NC o S

(Ec. F6.1) alas C

$$M_n = M_p = F_y Z_y \leq 1.6 F_y S_y$$

Caso A) alas NC

(Ec. F6.2)

$$M_n = \left[M_p - (M_p - 0.7 F_y S_y) \left(\frac{\lambda - \lambda_{pf}}{\lambda_{rf} - \lambda_{pf}} \right) \right]$$

Caso B) alas S

(Ec. F6.3-F6.4)

$$M_n = F_{cr} S_y \quad F_{cr} = \frac{0.69 E}{\left(\frac{b}{t_f}\right)^2}$$

Resultado	
M_{uy} (Ton-m) =	0
ϕM_n (Ton-m) =	25.15
$M_u / \phi M_n =$	0
Capacidad:	OK

Referencias y fórmulas (Capítulo G- AISC 360-10)

(Ec. G2.1) $V_n = 0.6 F_y A_w C_v$

Resultado	
V_u (Ton) =	8.5
ϕV_n (Ton) =	119.7
$V_u / \phi V_n =$	0.07
Capacidad:	OK

4. COMPRESIÓN

Esbeltez de la sección		
alas	C	ok
alma	C	ok
Clasificación de la sección:		Compacta

Factores de longitud efectiva			
Parámetro	en X	en Y	en Z
L (m)	3.2	3.2	3.2
Caso:	c	c	a
k=	1	1	0.5
kL/r =	16.2	47.9	
razón de esbeltez:	<200	<200	

4.1 Pandeo por flexión (FB)

kL/r mayor=	47.9	
F_e (Kg/cm ²) =	8731.2	
$4,71(E/F_y)^{0,5}$ =	113.4	
F_y (Kg/cm ²) =	3500	
F_{cr} (Kg/cm ²) =	2959.4	(Inelástico)
P_n (Ton) =	486.2	
ϕP_n (Ton) =	437.6	

4.2. Pandeo por torsión (TB)

F_e (Kg/cm ²) =	42160	
$4,71(E/F_y)^{0,5}$ =	113.4	
F_{cr} (Kg/cm ²) =	7657.3	(Inelástico)
P_n (Ton) =	-	
ϕP_n (Ton) =	-	
	No Aplica	

Resumen de capacidades		
Estado límite	ϕP_n (Ton-m)	$P_u / \phi P_n$
FB	437.6	0.32
TB	-	-

5. INTERACCIÓN

Acción	Demanda*	Capacidad	D/C
P_u (Ton)	103.0	437.6	0.24
M_{ux} (Ton-m)	17.8	94.4	0.19
M_{uy} (Ton-m)	0	25.15	0.0
		Interacción:	0.40
		Capacidad:	OK

* Las demandas deben ser de la misma COMB y en el mismo plano

* Notas:
momento y carga axial en la base de la columna de la comb. 6.3

Referencias y fórmulas (Capítulo E- AISC 360-10)

TABLE C-C2.2 Approximate Values of Effective Length Factor, K						
Buckled shape of column is shown by dashed line.	(a)	(b)	(c)	(d)	(e)	(f)
Theoretical K value	0.5	0.7	1.0	1.0	2.0	2.0
Recommended design value when ideal conditions are approximated	0.65	0.80	1.2	1.0	2.10	2.0
End condition code						

Sección E3. AISC 360-10

(Ec.3.1)

$$P_n = F_{cr} A_g$$

(Ec3.2-Ec3.3)

$$F_{cr} = \left[0.658 \frac{F_y}{F_e} \right] F_y$$

elástico

inelástico

$$F_{cr} = 0.877 F_e$$

(Ec3.4)

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r} \right)^2}$$

Sección E4. AISC 360-10

(Ec. 4.4)

$$F_e = \frac{\pi^2 EC_w}{(K_z L)^2 + GJ} \frac{1}{I_x + I_y}$$

Resultado	
P_u (Ton) =	141.8
ϕP_n (Ton) =	437.6
$P_u / \phi P_n$ =	0.32
Capacidad:	OK

Sección H1. AISC 360-10

(Ec. H1.1a) A) $P_u / \phi P_n < 0.2$

$$\frac{P_r}{P_c} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1.0$$

(Ec. H1.1b) B) $P_u / \phi P_n > 0.2$

$$\frac{P_r}{2P_c} + \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1.0$$





APÉNDICE B: MECANISMOS DE LÍNEAS DE CEDENCIA PARA LA PLACA 1/2MRES

La derivación de los mecanismos de cedencia para la placa 1/2 MRES se realiza con la teoría descrita en el **CAPÍTULO 2**. Para los cálculos aplican las fórmulas:

- Principio de igualdad del trabajo: $W_i = W_e$
- Trabajo interno en cada línea de cedencia: $W_i = m_p \theta_n L_n$
- Momento plástico unitario en la placa: $m_p = F_y Z = F_y \left(\frac{1 * t_p^2}{4} \right)$
- Trabajo externo sobre la placa: $W_e = M_{pl} \theta = M_{pl} \left(\frac{1}{h} \right)$
- Capacidad nominal a flexión de la placa: $M_{pl} = F_{yp} t_p^2 Y_p$
- Parámetro del mecanismo de líneas de cedencia: $Y_p = \frac{h}{4} \left(\sum_{n=1}^N (\theta_{nx} L_{nx} + \theta_{ny} L_{ny}) \right)$

Adicionalmente, para una mejor comprensión del procedimiento se presenta una serie de símbolos que se utilizan en el desarrollo del mismo.

Cuadro B.1. Simbología para derivación de ecuaciones de cedencia

Símbolo	Descripción
	Indica un soporte rígido
	Indica un soporte simple
	Indica una línea de cedencia negativa
	Indica una línea de cedencia positiva
*	Indica longitud de línea de cedencia proyectada sobre el eje de rotación

1. Mecanismos de cedencia para la sección externa

En la porción extendida se pueden presentar dos mecanismos dependiendo de la magnitud de la distancia entre la fila externa de pernos y borde final de la placa.

1.1. Caso 1 ($d_e \leq s$)

En la siguiente Figura se aprecia el mecanismo de líneas de cedencia para este caso, así como una vista lateral de la placa deformada con sus respectivos desplazamientos.

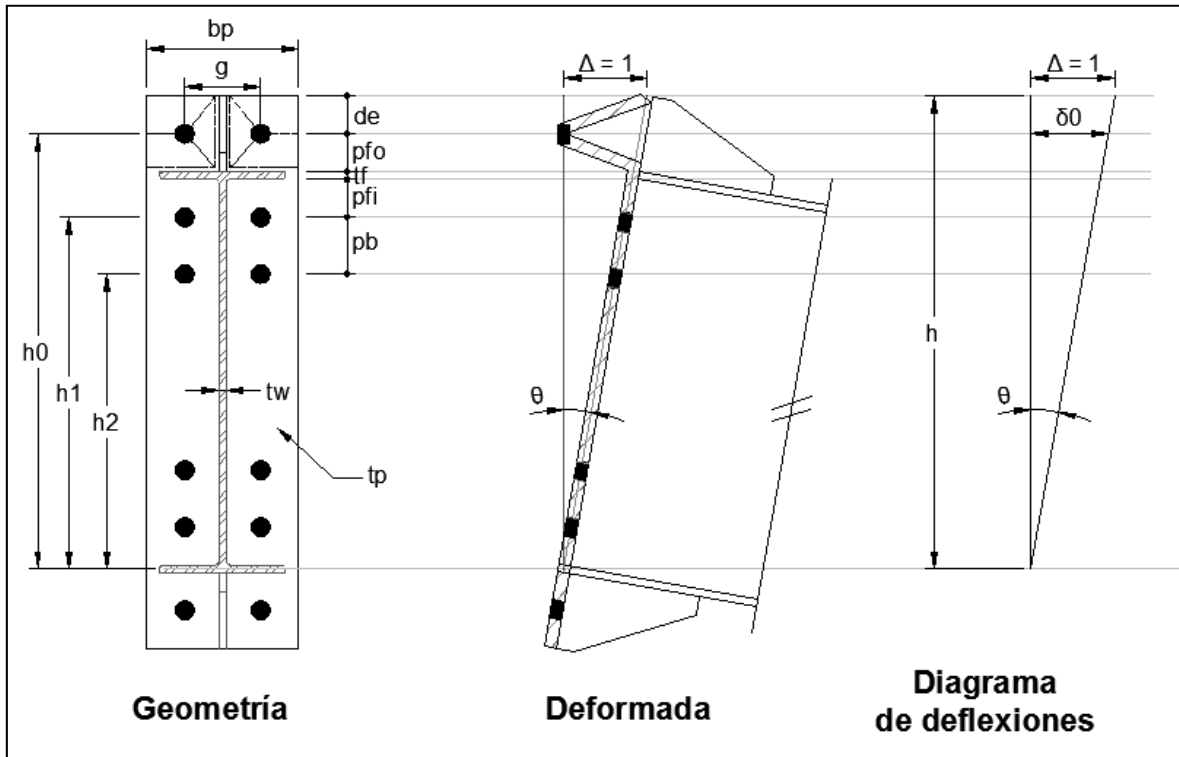


Figura B.1. Geometría y deformada para mecanismos de cedencia externos

Por semejanza de triángulos, la deformación en la posición de los pernos es: $\delta_0 = \frac{1}{h} h_0$

Al realizar un acercamiento a la zona de líneas de cedencia del lado derecho de la placa (Figura B.2), ésta se puede dividir en un conjunto de secciones con libertad para rotar alrededor de soportes simples o ejes originados junto a los soportes rígidos por las líneas de cedencia.

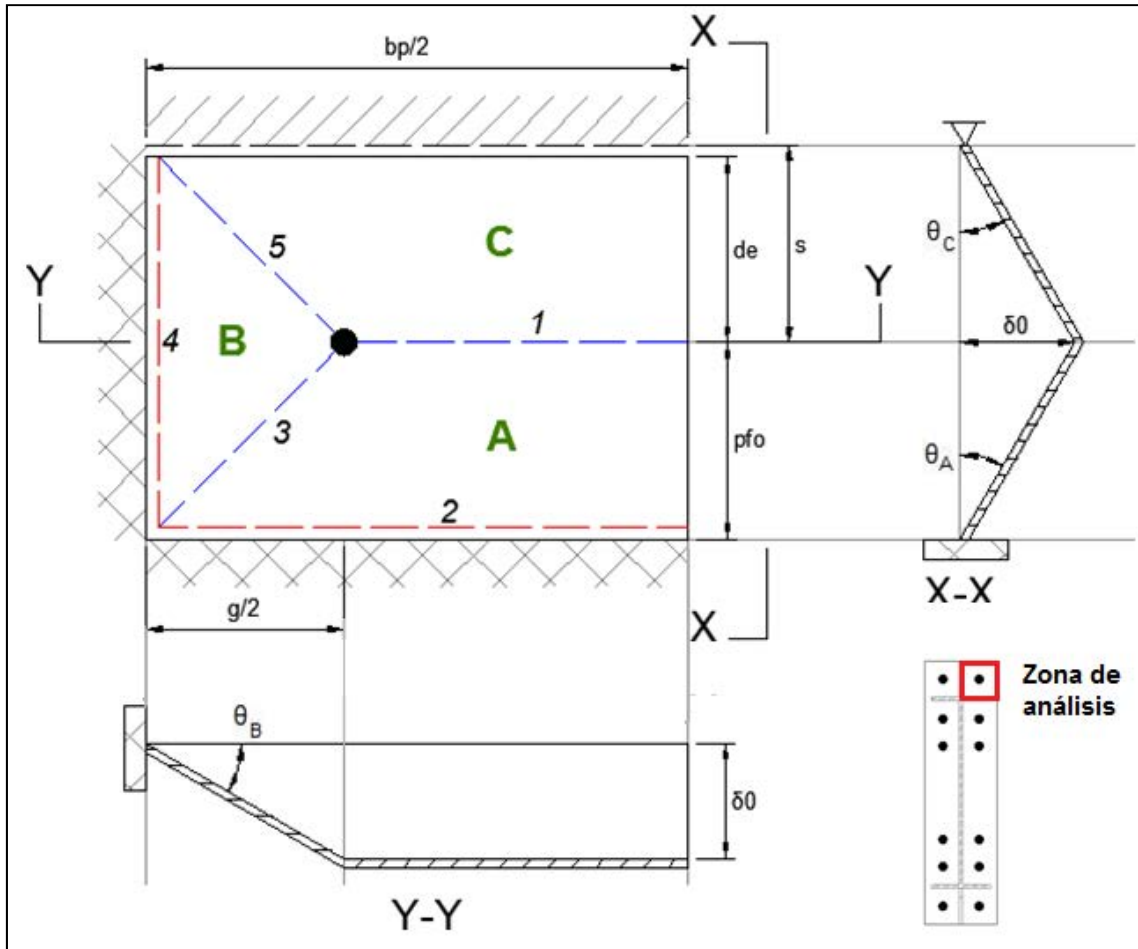


Figura B.2. Detalle de zona de cedencia para mecanismo externo, caso $d_e < s$

Los ángulos de rotación de cada sección se pueden obtener a partir de relaciones trigonométricas:

$$\theta_A = \left(\frac{h_0}{h} \right) \left(\frac{1}{p_{fo}} \right) \quad ; \quad \theta_B = \left(\frac{h_0}{h} \right) \left(\frac{2}{g} \right) \quad ; \quad \theta_C = \left(\frac{h_0}{h} \right) \left(\frac{1}{s} \right)$$

Asimismo, el trabajo interno que se genera en cada uno de estos segmentos rígidos se calcula como:

- Placa A

- Líneas de cedencia negativas (2):
$$W_i = m_p \left(\frac{b_p}{2} \right) \left(\frac{h_0}{h} \right) \left(\frac{1}{p_{fo}} \right)$$

- Líneas de cedencia positivas (1+3*):
$$W_i = m_p \left(\frac{b_p}{2} \right) \left(\frac{h_0}{h} \right) \left(\frac{1}{p_{fo}} \right)$$

- Trabajo total en la placa A:
$$W_i = 2m_p \left(\frac{b_p}{2} \right) \left(\frac{h_0}{h} \right) \left(\frac{1}{p_{fo}} \right)$$

• Placa B

- Líneas de cedencia negativas (4):
$$W_i = m_p (d_e + p_{fo}) \left(\frac{h_0}{h} \right) \left(\frac{2}{g} \right)$$

- Líneas de cedencia positivas (3*+5*):
$$W_i = m_p (d_e + p_{fo}) \left(\frac{h_0}{h} \right) \left(\frac{2}{g} \right)$$

- Trabajo total en la placa B:
$$W_i = 2m_p (d_e + p_{fo}) \left(\frac{h_0}{h} \right) \left(\frac{2}{g} \right)$$

• Placa C

- Líneas de cedencia positivas (1+5*):
$$W_i = m_p \left(\frac{b_p}{2} \right) \left(\frac{h_0}{h} \right) \left(\frac{1}{s} \right)$$

- Trabajo total en la placa C:
$$W_i = 2m_p \left(\frac{b_p}{2} \right) \left(\frac{h_0}{h} \right) \left(\frac{1}{2s} \right)$$

El trabajo para el conjunto de placas se puede expresar como:

$$W_i = \frac{2m_p}{h} \left[\frac{b_p}{2} \left[h_0 \left(\frac{1}{p_{fo}} + \frac{1}{2s} \right) \right] + \frac{2}{g} \left[h_0 (d_e + p_{fo}) \right] \right]$$

Por simetría, el trabajo para el conjunto de placas del lado izquierdo es igual al calculado anteriormente. De esta forma, el trabajo total para el mecanismo de líneas de cedencia de la porción externa es:

$$W_i = \frac{4m_p}{h} \left[\frac{b_p}{2} \left[h_0 \left(\frac{1}{p_{fo}} + \frac{1}{2s} \right) \right] + \frac{2}{g} \left[h_0 (d_e + p_{fo}) \right] \right]$$

Luego, se obtiene el parámetro de líneas de cedencia al saber que:

$$Y_p = \frac{h}{4} \left(\sum_{n=1}^N (\theta_{nx} L_{nx} + \theta_{ny} L_{ny}) \right)$$

$$Y_p = \left[\frac{b_p}{2} \left[h_0 \left(\frac{1}{p_{fo}} + \frac{1}{2s} \right) \right] + \frac{2}{g} \left[h_0 (d_e + p_{fo}) \right] \right]$$

1.2. Caso 2 ($d_e > s$)

Para este caso es válido utilizar el mismo diagrama de deflexiones y ángulos del caso anterior. Asimismo, la zona de líneas de cedencia es bastante similar con la diferencia que el extremo superior de la placa se convierte en un soporte rígido dando origen a la formación de una línea de cedencia horizontal.

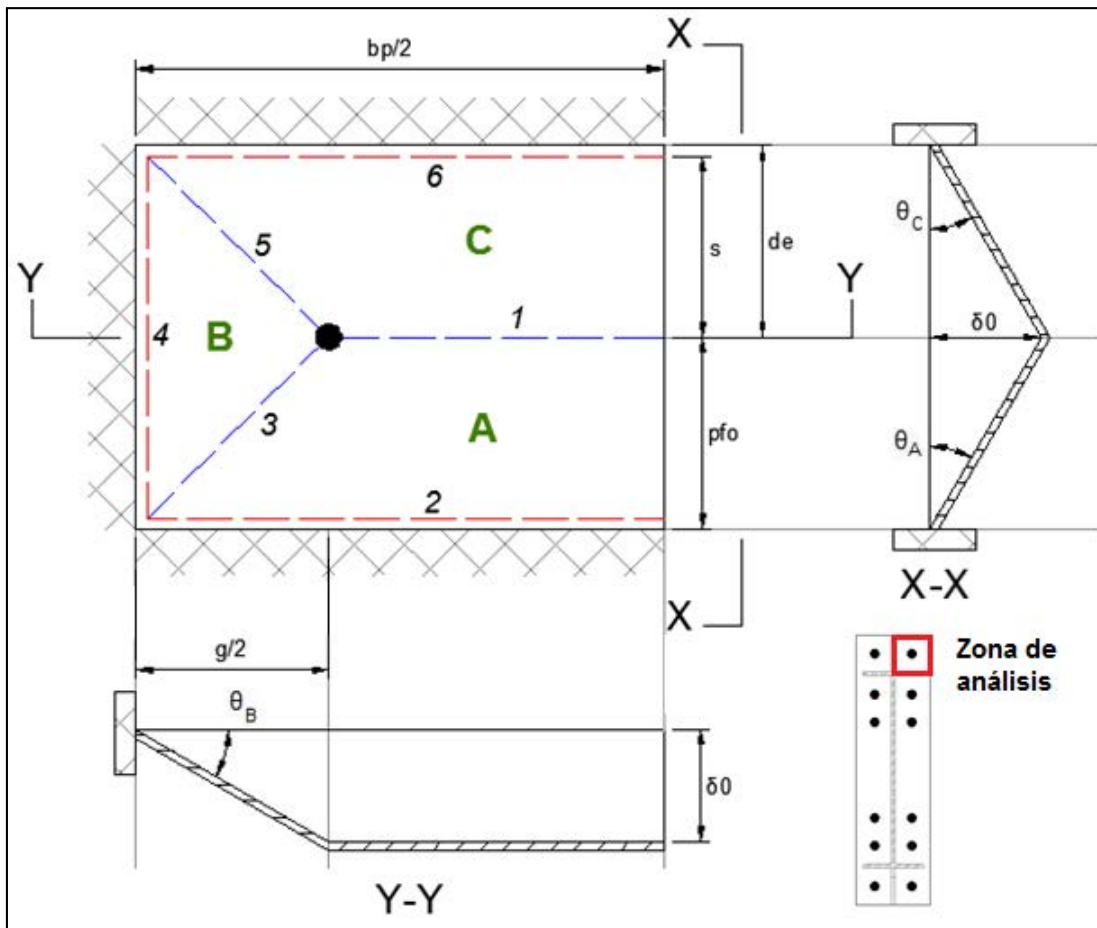


Figura B.3. Detalle de zona de cedencia para mecanismo externo, caso $d_e > s$.

- Placa A

El trabajo para esta placa es igual al del caso anterior.

- Trabajo total en la placa A:
$$W_i = 2m_p \left(\frac{b_p}{2} \right) \left(\frac{h_0}{h} \right) \left(\frac{1}{p_{fo}} \right)$$

- Placa B

La expresión es similar al caso anterior. Sólo se debe sustituir, la distancia s por d_e .

- Trabajo total en la placa B:
$$W_i = 2m_p (s + p_{fo}) \left(\frac{h_0}{h} \right) \left(\frac{2}{g} \right)$$

- Placa C

Adicionalmente al trabajo calculado para el caso anterior. En este nuevo mecanismo se genera trabajo interno por la presencia de la línea de cedencia negativa cerca del final de la placa.

- Líneas de cedencia negativas (6):
$$W_i = m_p \left(\frac{b_p}{2} \right) \left(\frac{h_0}{h} \right) \left(\frac{1}{s} \right)$$

- Líneas de cedencia positivas (1+5*):
$$W_i = m_p \left(\frac{b_p}{2} \right) \left(\frac{h_0}{h} \right) \left(\frac{1}{s} \right)$$

- Trabajo total en la placa C:
$$W_i = 2m_p \left(\frac{b_p}{2} \right) \left(\frac{h_0}{h} \right) \left(\frac{1}{s} \right)$$

Al sumar el trabajo en las tres placas se tiene:

$$W_i = \frac{2m_p}{h} \left[\frac{b_p}{2} \left[h_0 \left(\frac{1}{p_{fo}} + \frac{1}{s} \right) \right] + \frac{2}{g} \left[h_0 (s + p_{fo}) \right] \right]$$

Al duplicar esta expresión, se obtiene el trabajo total para el mecanismo de líneas de cedencia de este caso:

$$W_i = \frac{4m_p}{h} \left[\frac{b_p}{2} \left[h_0 \left(\frac{1}{p_{fo}} + \frac{1}{s} \right) \right] + \frac{2}{g} \left[h_0 (s + p_{fo}) \right] \right]$$

Finalmente el parámetro líneas de fluencia se define como:

$$Y_p = \left[\frac{b_p}{2} \left[h_0 \left(\frac{1}{p_{fo}} + \frac{1}{s} \right) \right] + \frac{2}{g} \left[h_0 (s + p_{fo}) \right] \right]$$

2. Mecanismos de cedencia para la sección interna

Los mecanismos del exterior se deben combinar con mecanismos internos para obtener el trabajo interno total de la placa 1/2 MRES. Para ello, se analizan diversos mecanismos internos.

En estos mecanismos se puede generalizar la deformada de la placa y los desplazamientos asociados, según se muestra en la siguiente Figura. Las diferentes líneas de cedencia inclinadas que se forman entre las filas de pernos y el alma de la viga, no afectan los desplazamientos globales de la placa.

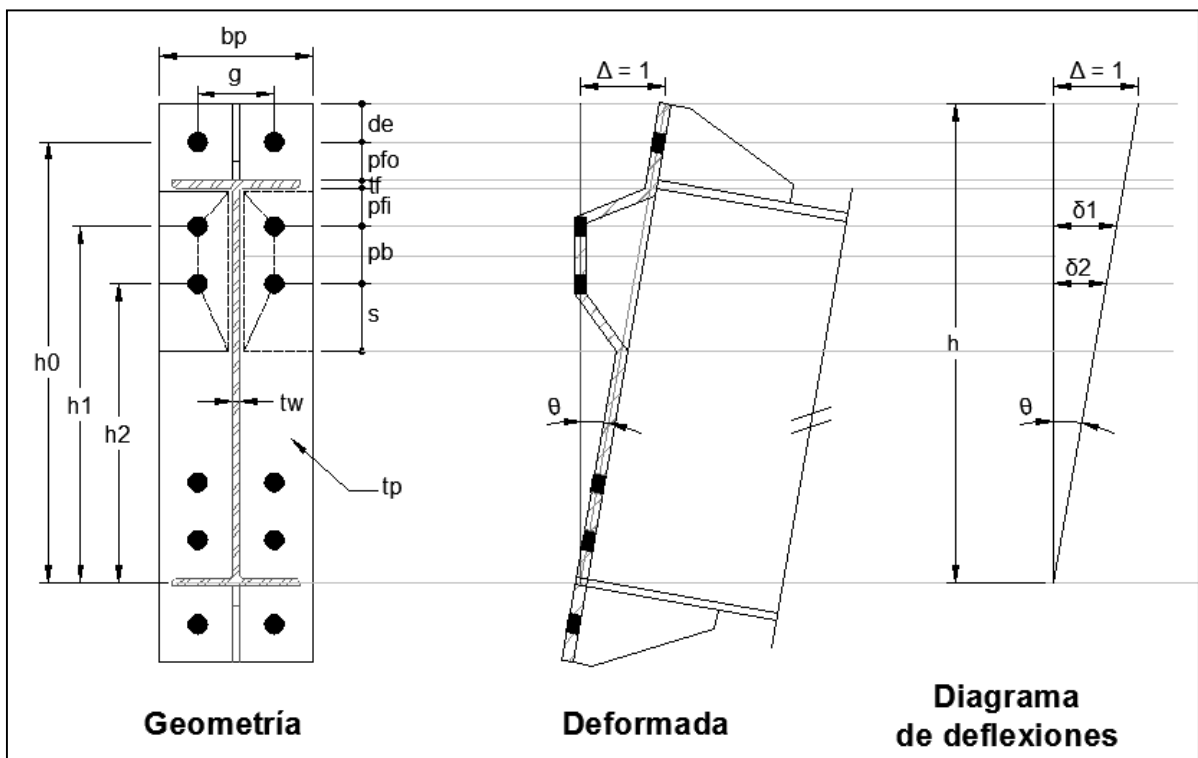


Figura B.4. Geometría y deformada generalizada para mecanismos de cedencia internos

Del diagrama de deflexiones se puede deducir que: $\delta_1 = \frac{1}{h} h_1$, $\delta_2 = \frac{1}{h} h_2$

2.1. Mecanismo A

La zona interna de líneas de cedencia del lado derecho de la placa, se define por soportes rígidos en tres extremos, el cuarto costado no se encuentra apoyado permitiendo que la placa se divida y deforme en las secciones mostradas.

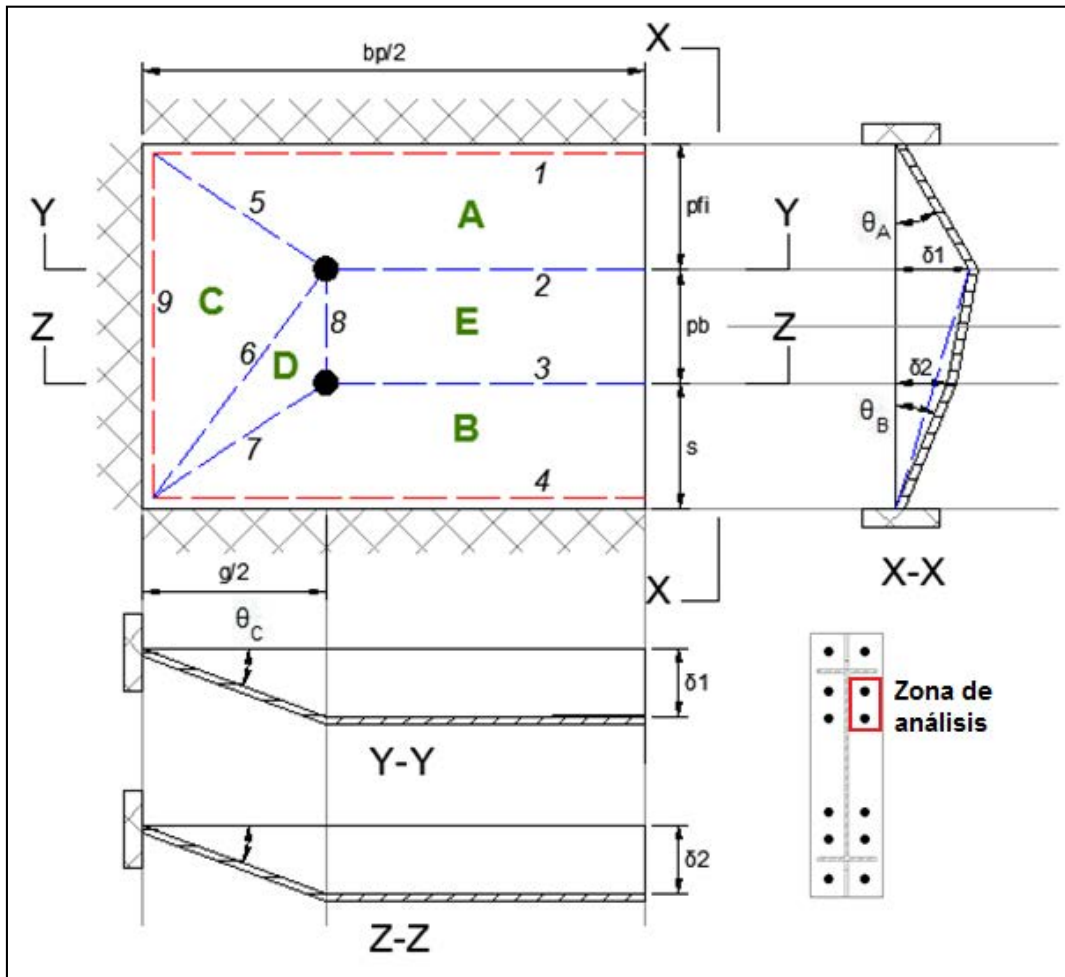


Figura B.5. Detalle de zona de cedencia para mecanismo interno A

De la Figura anterior:

$$\theta_A = \left(\frac{h_1}{h}\right)\left(\frac{1}{p_{fi}}\right) ; \theta_B = \left(\frac{h_2}{h}\right)\left(\frac{1}{s}\right) ; \theta_C = \left(\frac{h_1}{h}\right)\left(\frac{2}{g}\right) ; \theta_D = \left(\frac{h_2}{h}\right)\left(\frac{2}{g}\right)$$

El trabajo interno en cada placa se calcula como:

- Placa A

$$\begin{aligned}
 & \text{- Líneas de cedencia negativas (1):} & W_i = m_p \left(\frac{b_p}{2} \right) \left(\frac{h_1}{h} \right) \left(\frac{1}{p_{fi}} \right) \\
 & \text{- Líneas de cedencia positivas (2+5*):} & W_i = m_p \left(\frac{b_p}{2} \right) \left(\frac{h_1}{h} \right) \left(\frac{1}{p_{fi}} \right) \\
 & \text{- Trabajo total en la placa A:} & W_i = 2m_p \left(\frac{b_p}{2} \right) \left(\frac{h_1}{h} \right) \left(\frac{1}{p_{fi}} \right)
 \end{aligned}$$

- Placa B

$$\begin{aligned}
 & \text{- Líneas de cedencia negativas (4):} & W_i = m_p \left(\frac{b_p}{2} \right) \left(\frac{h_2}{h} \right) \left(\frac{1}{s} \right) \\
 & \text{- Líneas de cedencia positivas (3+7*):} & W_i = m_p \left(\frac{b_p}{2} \right) \left(\frac{h_2}{h} \right) \left(\frac{1}{s} \right) \\
 & \text{- Trabajo total en la placa B:} & W_i = 2m_p \left(\frac{b_p}{2} \right) \left(\frac{h_2}{h} \right) \left(\frac{1}{s} \right)
 \end{aligned}$$

- Placa C

$$\begin{aligned}
 & \text{- Líneas de cedencia negativas (9):} & W_i = m_p (p_{fi} + p_b + s) \left(\frac{h_1}{h} \right) \left(\frac{2}{g} \right) \\
 & \text{- Líneas de cedencia positivas (6*+7*):} & W_i = m_p (p_{fi} + p_b + s) \left(\frac{h_1}{h} \right) \left(\frac{2}{g} \right) \\
 & \text{- Trabajo total en la placa C:} & W_i = 2m_p (p_{fi} + p_b + s) \left(\frac{h_1}{h} \right) \left(\frac{2}{g} \right)
 \end{aligned}$$

- Placa D

No se produce trabajo interno, ya que no hay rotación relativa de esta placa

- Placa E

No se produce trabajo interno, ya que no hay rotación relativa de esta placa

El trabajo producido por todas las placas en un costado del alma es:

$$W_i = \frac{2m_p}{h} \left[\frac{b_p}{2} \left[h_1 \left(\frac{1}{p_{fi}} \right) + h_2 \left(\frac{1}{s} \right) \right] + \frac{2}{g} \left[h_1 (p_{fi} + p_b + s) \right] \right]$$

Asimismo, el trabajo total y parámetro para el mecanismo de líneas de cedencia en este caso son:

$$W_i = \frac{4m_p}{h} \left[\frac{b_p}{2} \left[h_1 \left(\frac{1}{p_{fi}} \right) + h_2 \left(\frac{1}{s} \right) \right] + \frac{2}{g} \left[h_1 (p_{fi} + p_b + s) \right] \right]$$

$$Y_p = \left[\frac{b_p}{2} \left[h_1 \left(\frac{1}{p_{fi}} \right) + h_2 \left(\frac{1}{s} \right) \right] + \frac{2}{g} \left[h_1 (p_{fi} + p_b + s) \right] \right]$$

2.2. Mecanismo B

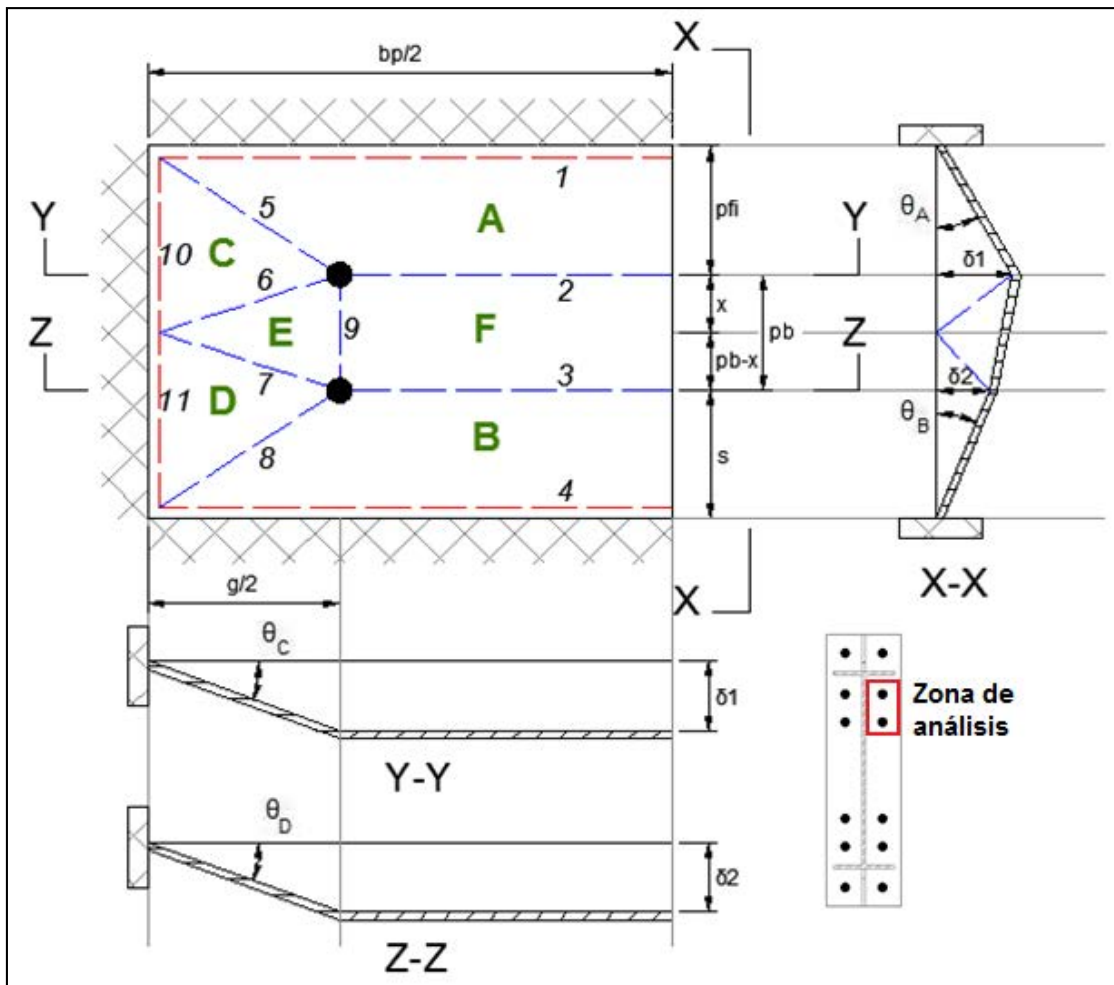


Figura B.6. Detalle de zona de cedencia para mecanismo interno B.

Para este mecanismo:

$$\theta_A = \left(\frac{h_1}{h}\right)\left(\frac{1}{p_{fi}}\right) \quad ; \quad \theta_B = \left(\frac{h_2}{h}\right)\left(\frac{1}{s}\right) ; \quad \theta_C = \left(\frac{h_1}{h}\right)\left(\frac{2}{g}\right) ; \quad \theta_D = \left(\frac{h_2}{h}\right)\left(\frac{2}{g}\right)$$

El trabajo interno en cada placa resulta en:

- Placa A

- Trabajo total en la placa A:
$$W_i = 2m_p \left(\frac{b_p}{2}\right)\left(\frac{h_1}{h}\right)\left(\frac{1}{p_{fi}}\right)$$

- Placa B

- Trabajo total en la placa B:
$$W_i = 2m_p \left(\frac{b_p}{2}\right)\left(\frac{h_2}{h}\right)\left(\frac{1}{s}\right)$$

- Placa C

- Líneas de cedencia negativas (10):
$$W_i = m_p (p_{fi} + x) \left(\frac{h_1}{h}\right)\left(\frac{2}{g}\right)$$

- Líneas de cedencia positivas (5*+6*):
$$W_i = m_p (p_{fi} + x) \left(\frac{h_1}{h}\right)\left(\frac{2}{g}\right)$$

- Trabajo total en la placa C:
$$W_i = 2m_p (p_{fi} + x) \left(\frac{h_1}{h}\right)\left(\frac{2}{g}\right)$$

- Placa D

- Líneas de cedencia negativas (11):
$$W_i = m_p (s + p_b - x) \left(\frac{h_2}{h}\right)\left(\frac{2}{g}\right)$$

- Líneas de cedencia positivas (7*+8*):
$$W_i = m_p (s + p_b - x) \left(\frac{h_2}{h}\right)\left(\frac{2}{g}\right)$$

- Trabajo total en la placa C:
$$W_i = 2m_p (s + p_b - x) \left(\frac{h_2}{h}\right)\left(\frac{2}{g}\right)$$

- Placa E

No produce trabajo interno

- Placa F

Esta placa no rota por lo que no produce trabajo interno

Entonces, el trabajo producido por las placas de un sector es:

$$W_i = \frac{2m_p}{h} \left[\frac{b_p}{2} \left[h_1 \left(\frac{1}{p_{fi}} \right) + h_2 \left(\frac{1}{s} \right) \right] + \frac{2}{g} \left[h_1 (p_{fi} + x) + h_2 (s + p_b - x) \right] + \frac{g}{2} \right]$$

Asimismo, el trabajo total para el mecanismo de líneas de cedencia en este caso es:

$$W_i = \frac{4m_p}{h} \left[\frac{b_p}{2} \left[h_1 \left(\frac{1}{p_{fi}} \right) + h_2 \left(\frac{1}{s} \right) \right] + \frac{2}{g} \left[h_1 (p_{fi} + x) + h_2 (s + p_b - x) \right] + \frac{g}{2} \right]$$

Al igual que para una placa 1/2MRE, si se considera $x = \frac{3}{4} p_b$

$$W_i = \frac{4m_p}{h} \left[\frac{b_p}{2} \left[h_1 \left(\frac{1}{p_{fi}} \right) + h_2 \left(\frac{1}{s} \right) \right] + \frac{2}{g} \left[h_1 \left(p_{fi} + \frac{3p_b}{4} \right) + h_2 \left(s + \frac{p_b}{4} \right) \right] + \frac{g}{2} \right]$$

Finalmente, se tiene que:

$$Y_p = \left[\frac{b_p}{2} \left[h_1 \left(\frac{1}{p_{fi}} \right) + h_2 \left(\frac{1}{s} \right) \right] + \frac{2}{g} \left[h_1 \left(p_{fi} + \frac{3p_b}{4} \right) + h_2 \left(s + \frac{p_b}{4} \right) \right] + \frac{g}{2} \right]$$

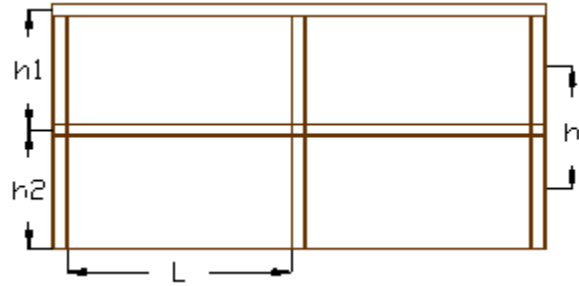
APÉNDICE C: EJEMPLO DE DISEÑO PARA EL SISTEMA DE CONEXIÓN PROPUESTO

El siguiente ejemplo muestra el diseño del sistema propuesto para el marco IMF de 3 pisos con las características y resultados descritos en el **CAPÍTULO 3** y el **APÉNDICE A**. La conexión se diseña para una unión externa del primer piso.

Datos generales

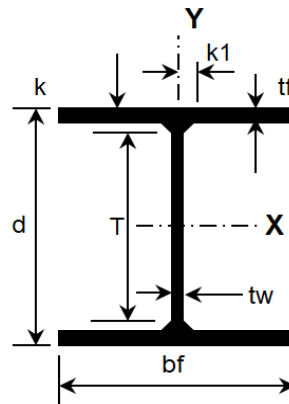
- *Características del marco*

Tipo de marco	IMF
Altura del piso superior, h_1 (m)	3.2
Altura del piso inferior, h_2 (m)	3.2
Dist. libre entre columnas, L(m)	6.7



- *Características de los elementos*

Elemento:	Columna	Viga
Parámetro	W12X72	W18X40
Área (cm ²)	75.5	76.1
d (cm)	30.2	45.5
t_w (cm)	0.75	0.80
b_f (cm)	20.3	15.3
t_f (cm)	1.31	1.33
k_{des} (cm)	2.6	2.4
k_{det} (cm)	3.5	3.0
k_1 (cm)	2.2	2.1
$b_f/(2*t_f)$	7.8	5.7
h/t_w	33.6	50.9
Peso (kg/m)	59.5	59.5
I_x (cm ⁴)	12778.3	25473.4
S_x (cm ³)	843.9	1120.9
Z_x (cm ³)	934.1	1284.7
F_y (kg/cm ²)	3500	3500
F_u (kg/cm ²)	4500	4500
Acero	A572/A572M	A572/A572M
R_y	1.1	1.1



Placas de refuerzo (cortante, continuidad, doubler plate)

F_y (kg/cm ²)	2520
F_u (kg/cm ²)	3500
R_y	1.5
Acero	A36/A36M

Electrodos

F_{Exx} (kg/cm ²)	4900
---------------------------------	------

- *Cargas para diseño*

W_{viga} (Ton/m)	0.060	peso propio de la viga
W_{CP} (Ton/m)	3.99	carga permanente sobre la viga (Cap. 3)
$W_{\text{CP total}}$ (Ton/m)	4	carga permanente total sobre la viga
W_{CT} (Ton/m)	1.75	carga temporal sobre la viga (Cap. 3)
P_{CP} (Ton)	0	carga permanente concentrada en el centro de la viga
P_{CT} (Ton)	0	carga temporal concentrada en el centro de la viga
P_{UC} (Ton)	118	carga axial última en la columna (Apéndice A.)

- *Límites de precalificación (Requisitos según Cuadro 3.1)*

Requisitos para la Viga	Parámetro	Conexión a diseñar	
Peralte máximo W36 (cm)	91	45.5	Cumple
Peso máximo (kg/m)	224	59.5	Cumple
Espesor máximo del ala t_f (cm)	2.5	1.3	Cumple
Relación mínima claro/peralte	7	13.0	Cumple
Materiales permitidos	Ver Cuadro 2.1	A572/A572M	Cumple
Grado	Ver Cuadro 2.1	50	Cumple
Relación máxima $b/2t$	7.2	5.7	Cumple
Relación máxima h/t	58.7	50.9	Cumple
Requisitos para la Columna	Parámetro	Conexión a diseñar	
Peralte máximo W36 (cm)	91	30.2	Cumple
Peso máximo (kg/m)	Ilimitado	59.5	Cumple
Materiales permitidos	Ver Cuadro 2.1	A572/A572M	Cumple
Grado	Ver Cuadro 2.1	50	Cumple
Relación máxima $b/2t$	7.2	7.8	Cumple
Relación máxima h/t	58.7	33.6	Cumple

Nota:

$$C_a = \frac{P_{uc}}{\phi_b P_y} = \frac{118}{0.9 \cdot 75.1 \cdot 3500} = 0 \leq 0.5$$

Procedimiento de diseño conexión WUF-W

Los cálculos se basan en el procedimiento de diseño expuesto en el **Capítulo 4** para la conexión WUF-W.

- *Paso 1: Cálculo del Momento Probable, M_{pr}*

$$M_{pr} = C_{pr} R_y Z_x F_y$$

$$M_{pr} = (1.4 \cdot 1.1 \cdot 1284.7 \text{ cm}^3 \cdot 3500 \text{ kg / cm}^2) \cdot 1 / 10^5$$

$$M_{pr} = 69.2 \text{ Ton} \cdot \text{m}$$

- *Paso 2: Localización de la rótula plástica, s_h*

Para la conexión WUF-W:

$$s_h = 0 \text{ m}$$

- *Paso 3: Cálculo del Cortante en la rótula, V_p*

$$V_p = V_{\text{gravedad}} + \frac{2M_{pr}}{L'}$$

- Longitud entre rótulas plásticas: $L' = L - 2s_h = 6.7 \text{ m} - 2 \cdot 0 \text{ m} = 6.7 \text{ m}$
- Cortante por cargas de gravedad sobre la viga (sólo se considera peso propio de la viga)

$$w = 1.2CP + f_1 CT = 1.05 \cdot 4 + 0.5 \cdot 1.75 = 5.11 \text{ Ton / m}$$

$$V_{\text{gravedad}} = \frac{wL'}{2} = \frac{5.11 \text{ Ton / m} \cdot 6.7 \text{ m}}{2} = 17.1 \text{ Ton}$$

Entonces:

$$V_p = 17.1 \text{ Ton} + \frac{2 \cdot 69.2 \text{ Ton} \cdot \text{m}}{6.7 \text{ m}}$$

$$V_p = 37.8 \text{ Ton}$$

- Paso 4: Cálculo de otros momentos

4.1) Momento al centro de la columna:

$$M_c = M_{pr} + V_p \left(s_h + \frac{d_c}{2} \right)$$

$$M_c = 69.2 \text{Ton} \cdot m + 37.8 \text{Ton} \left(0m + \frac{30.2 \text{cm}}{2} \cdot \frac{1}{100} \right)$$

$$M_c = 75.0 \text{Ton} \cdot m$$

4.2) Momento en la cara de la columna:

$$M_f = M_{pr} + V_p s_h$$

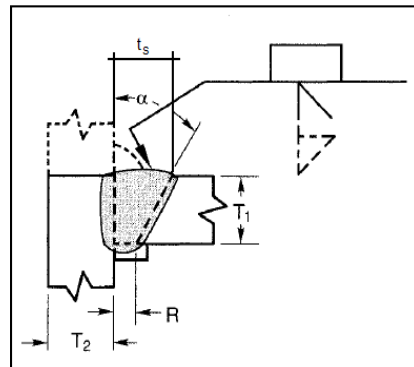
$$M_f = 69.2 + 73.8 \cdot 0$$

$$M_f = M_{pr} = 69.2 \text{Ton} \cdot m$$

- Paso 5: Conexión Viga-Columna

5.1) Soldadura de penetración total (CPJ) ala viga-ala columna (Tabla J2.5 AISC-360-10)

Detallado	
$T_1 = t_{bf}$ (cm)	1.33
$T_2 = t_{cf}$ (cm)	2.29
t_s ($\alpha=30^\circ$) (cm)	1.77
t_s ($\alpha=45^\circ$) (cm)	1.93
t_s a usar (cm)	1.93
R (cm)	0.6



Resistencia requerida:

$$\text{Cargas en las alas de la viga: } P_{uf} = \frac{M_f}{d_b - t_{bf}} = \left(\frac{33 \text{Ton} \cdot m}{45.5 \text{cm} - 1.33 \text{cm}} \right) \cdot 100 = 77.0 \text{Ton}$$

El momento se toma del análisis para un marco IMF de 3 pisos. (Apéndice A). La carga se transfiere como cortante doble hacia el ala de la columna

Dimensiones de soldadura:

Capacidad Material Base	
$L_w = b_{bf}$ (cm)	15.3
$t_w = t_{cf}$ (cm)	1.31

- Demanda:

$$P_{uf} = 77.0Ton$$

- Capacidad (Revisión de estados límites):

a) Cedencia en el área bruta (Cortante doble en la placa)

$$P_{uf} \leq \phi R_n = 0.6 \cdot A_g \cdot F_y$$

$$77.0Ton < 1 \cdot 0.6 \cdot 2(15.3cm \cdot 1.31cm) \cdot 3.50Ton / cm^2$$

$$\boxed{77.0Ton < 112Ton \rightarrow Cumple!}$$

b) Ruptura en el área neta (Cortante doble en la placa)

$$P_{uf} \leq \phi R_n = 0.6 \cdot A_{nv} \cdot F_u$$

$$77.0Ton < 0.75 \cdot 0.6 \cdot 2(15.3cm \cdot 1.31cm) \cdot 4.5Ton / cm^2$$

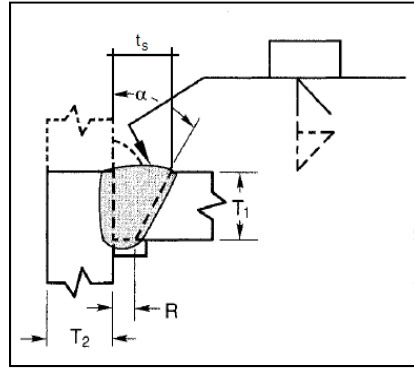
$$\boxed{77.0Ton < 107.8Ton \rightarrow Cumple!}$$

Notas:

1. Para el ala superior, (a) remover placas de soporte, limpiar y colocar soldadura de 7.9 mm (b) dejar placas y agregar soldadura de 7.9 mm debajo del mismo.
2. Para el ala inferior, remover placas, limpiar y colocar soldadura de 7.9 mm

5.2) Soldadura de penetración total (CPJ) alma viga-ala columna

Detallado	
$T_1 = t_{bw}$ (cm)	0.80
$T_2 = t_{cf}$ (cm)	1.31
t_s ($\alpha=30^\circ$) (cm)	1.46
t_s ($\alpha=45^\circ$) (cm)	1.40
t_s a usar (cm)	1.4
R (cm)	0.6



- Demanda:

$$V_p = 37.8 \text{ Ton}$$

- Capacidad a cortante de la viga

$$V_u \leq \phi V_n = \phi 0.6 A F_y C_v; A = h_{neta} t_w$$

Donde:
$$h_{b-neta} = h_b - 2 \cdot h_{access-hole} = 43 \text{ cm} - 2 \cdot 3 \text{ cm} = 37 \text{ cm}$$

$$h / t_w = 37 / 0.8 = 46.3 < 1.10 \sqrt{5 \cdot 2.01 \times 10^6 / 3500} = 58.9 \rightarrow C_v = 1$$

$$V_u \leq \phi V_n = 1 \cdot 0.6 \cdot (37 \text{ cm} \cdot 0.8 \text{ cm}) 3.5 \text{ Ton} / \text{cm}^2 \cdot 1$$

$$37.8 \text{ Ton} < 61.8 \text{ Ton} \rightarrow \text{Cumple}$$

Notas:

1. Remover placas de respaldo

5.3) Placa de cortante

- Espesor:
$$t_{sp req} = t_{bw} \frac{F_{yb}}{F_{ysh}} = 0.8 \text{ cm} \cdot \frac{3500}{2520}$$

$$t_{sp req} = 1.11 \text{ cm}$$

Espesor comercial a usar: $t_{sp} = 1.27 \text{ cm}$ (1/2")

- Soldadura placa de cortante-columna

La placa de cortante tiene una altura de 39cm ya que presenta un traslape de 1cm en cada abertura de acceso para la soldadura del alma de la viga.

- Demanda:

$$V_u = \phi 0.6 h_{sp} t_{sp} F_y R_y$$

$$V_u = 1 \cdot 0.6 \cdot 39 \text{ cm} \cdot 1.27 \text{ cm} \cdot 2.52 \text{ Ton} / \text{cm}^2 \cdot 1.5$$

$$V_u = 112 \text{ Ton}$$

- Capacidad (2 opciones)

1) Doble Soldadura de filete

$$V_u \leq \phi R_n = 2(\phi 0.707 w L_w F_w)$$

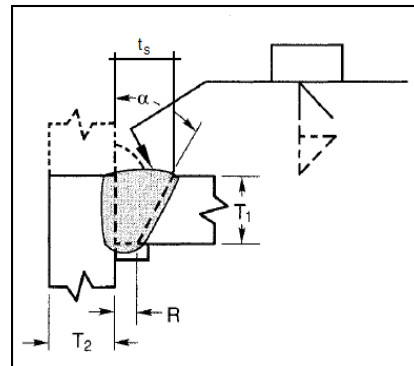
$$w_{req} = \frac{112 \text{ Ton}}{2 \cdot 0.75 \cdot 0.707 \cdot 39 \text{ cm} \cdot 2.94 \text{ Ton} / \text{cm}^2}$$

$$w_{req} = 0.92 \text{ cm}$$

Usar soldadura de filete: $w = 0.95 \text{ cm} (3/8")$

2) Soldadura de Penetración Completa con refuerzo

$T_1 = t_{sp}$ (cm)	1.27
$T_2 = t_{fc}$ (cm)	2.29
t_s ($\alpha=30^\circ$) (cm)	1.73
t_s ($\alpha=45^\circ$) (cm)	1.87
t_s a usar (cm)	1.87
R (cm)	0.6



Notas: 1. Remover placas y colocar soldadura de 7.9mm del lado opuesto al alma de la viga
- Soldadura de filete placa-alma de la viga

Por requisito de diseño:

$$w_{req} = t_{sp} - 1/16"$$

$$w_{req} = 1.27 \text{ cm} - 1/16" \cdot 2.54 \text{ cm}$$

$$w_{req} = 1.11 \text{ cm}$$

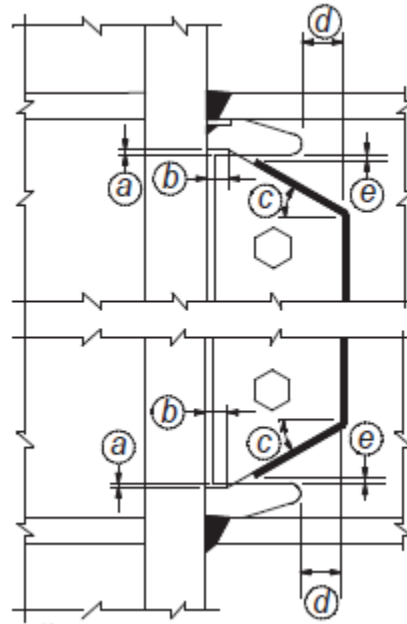
Espesor de soldadura a usar: $w = 1.11 \text{ cm} (7/16")$

- Detallado de placa de cortante

Dimensión	requerido	a usar	
a (cm)	0.64-1.27	1	adecuado
b (cm)	2.50	5.00	adecuado
c (°)	20-30	30.00	adecuado
d (cm)	5.00	5.00	adecuado
e (cm)	1.27-2.5	1.50	adecuado

Notas:

- a. traslape con abertura: 6.4 mm mín., 13 mm máx.
- b. 25 mm mín.
- c. 30° (tolerancia: ±10°)
- d. 50 mm mín.
- e. 13 mm mín., 25 mm máx. (Desde el final de la soldadura de filete hasta el borde de la abertura)



• Paso 6: Placas de Continuidad

6.1) Revisión requerimiento de placas

Según AISC 358-05 se requieren placas en los siguientes casos:

Caso 1:

$$t_{cf} < 0.4 \sqrt{1.8 b_{bf} t_{bf} \frac{F_{yb} R_{yb}}{F_{yc} R_{yc}}}$$

$$1.31cm < 0.4 \sqrt{1.8 \cdot 15.3cm \cdot 1.33cm \frac{3500 \cdot 1.1}{3500 \cdot 1.1}}$$

$$\boxed{1.31cm < 2.42cm}$$

→ Se requieren placas de continuidad

Caso 2:

$$t_{cf} < \frac{b_{bf}}{6} \rightarrow 1.31cm < \frac{15.3}{6}$$

$$\boxed{1.31cm < 2.55cm}$$

→ Se requieren placas de continuidad

Caso 3: Revisión de estados límites. Según AISC 360-10 (Sección J.10)

Fuerzas axiales que debe tomar la columna: $P_{uf} = 77.0Ton$

5. Flexión local del ala

$$\phi R_n = \phi 6.25 t_f^2 F_{yf} = 0.9 \cdot 6.25 \cdot (1.31cm)^2 \cdot 3.5Ton / cm^2$$

$$\boxed{\phi R_n = 33.7Ton < P_{uf}}$$

→ Se requieren placas de continuidad

6. Cedencia local del alma

$$\phi R_n = \phi F_{yc} (5k_{des} + l_b) t_{cw} = 1 \cdot 3.5Ton / cm^2 (5 \cdot 3.81cm + 2.35cm) \cdot 0.75cm$$

$$\boxed{\phi R_n = 40.1Ton < P_{uf}}$$

→ Se requieren placas de continuidad

7. Ruptura del alma

$$\phi R_n = \phi 0.8 t_{cw}^2 \left[1 + 3 \left(\frac{l_b}{d_c} \right) \left(\frac{t_{cw}}{t_{cf}} \right)^{1.5} \right] \sqrt{\frac{E_s F_{yw} t_{cf}}{t_{cw}}}$$

$$\phi R_n = 0.75 \cdot 0.8 (0.75cm)^2 \left[1 + 3 \left(\frac{2.35}{32.3} \right) \left(\frac{0.75}{1.31} \right)^{1.5} \right] \sqrt{\frac{2.01 \times 10^3 \cdot 3.5 \cdot 1.31 Ton^2}{0.75 cm^4}}$$

$$\boxed{\phi R_n = 41.3Ton < P_{uf}}$$

→ Se requieren placas de continuidad

8. Pandeo local del alma

$$\phi R_n = \phi \frac{24 t_{cw}^3}{h} \sqrt{E_s F_{yw}} = 0.9 \cdot \frac{24 \cdot (0.75cm)^3}{25.2cm} \sqrt{2.01 \times 10^3 \cdot 3.5 \frac{Ton^2}{cm^4}}$$

$$\boxed{\phi R_n = 25.4Ton < P_{uf}}$$

→ Se requieren placas de continuidad

6.2) Espesor de placas de continuidad

- Carga de diseño (Rige el estado límite de cedencia local en el alma)

$$R_{ust} = P_{uf} - \phi R_{n \min}$$

$$R_{ust} = 77.0Ton - 25.4Ton = 51.7Ton$$

- Área de placa requerida para cada rigidizador

$$A_{cp} = b_{cp} t_{cp} = \frac{R_{ust}}{2\phi F_y}$$

$$A_{cp} = b_{cp} t_{cp} = \frac{51.3Ton}{2 \cdot 0.9 \cdot 2.52Ton / cm^2} = 11.9cm^2$$

El ancho mínimo del rigidizador, en su parte central, debe coincidir con el ancho del ala de la viga; en tanto que se admite un ancho máximo igual al ancho del ala de la columna conectada. Esto es:

$$b_{cp} \text{ mín} = b_{bf} - t_{wc} / 2 = 15.3cm - 0.75cm / 2 = 7.3cm$$

$$b_{cp} \text{ máx} = b_{cf} - t_{wc} / 2 = 31cm - 0.75cm / 2 = 9.8cm$$

Para un ancho de 14cm ($b_{cp} = 14cm$) se puede despejar el espesor de placa requerido:

$$t_{cp} = \frac{11.9cm^2}{14cm} = 1.20cm$$

No obstante el espesor de la placa de continuidad debe satisfacer los siguientes criterios:

- Columna conectada a una viga (columna externa): $t_{cp} \geq \frac{t_{bf}}{2} = \frac{1.33cm}{2} = 0.67cm$
- Columna conectada a dos vigas (columna interna): $t_{cp} \geq t_{bf} = 1.33cm$

Se considera que un espesor comercial de (1/2") es adecuado para todos los casos

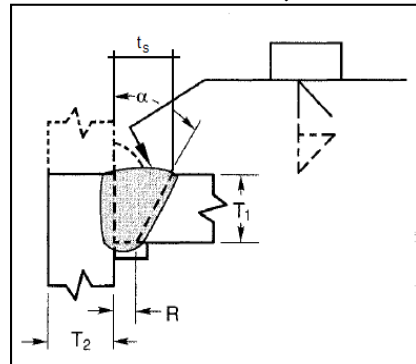
Espesor comercial a usar: $t_p = 1.27cm (1/2")$

Nota: Las longitudes de contacto a las alas y al alma se deben reducir según los cortes de esquina permitidos

6.3) Diseño de Soldaduras

- Soldadura de penetración completa (CPJ) placa- ala de la columna (Tabla J2.5 AISC360-10)

Detallado	
T1= t_{cp} (cm)	1.27
T2= t_{cf} (cm)	1.31
t_s ($\alpha=30^\circ$) (cm)	1.73
t_s ($\alpha=45^\circ$) (cm)	1.87
t_s a usar (cm)	1.87
R (cm)	0.6



Notas:

1. No es necesario remover placas de respaldo, pero se debe colocar soldadura de 7.9 mm

- Soldadura de filete placa-alma de la columna

Según AISC 358- 10 (2.4.4b). La resistencia de diseño debe ser el menor de los siguientes valores:

1) La suma de las capacidades nominales a tracción de las áreas de contacto entre la placa de la continuidad y las alas de la columna

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

$$\text{Donde: } A_g = t_{cp} \cdot L_{\text{contacto}} = 1.27 \text{ cm} \cdot (15.3 - 0.75 - 2 \cdot (2.9 + 1.3)) \text{ cm} = 8 \text{ cm}^2$$

$$\phi R_n = 2 \cdot [0.9 \cdot 8 \text{ cm}^2 \cdot 2.52 \text{ Ton} / \text{cm}^2]$$

$$\phi R_n = 36 \text{ Ton}$$

2) La capacidad nominal en cortante del área de contacto de la placa con el alma de la columna:

$$R_u = 0.6 t_{cp} L_{net} F_{y_{cp}}$$

$$L_{net} = d_c - 2(K_{col} + 4 \text{ cm}) = 30.2 \text{ cm} - 2(2.2 + 4 + 0.6) \text{ cm} = 16.1 \text{ cm}$$

$$R_u = 0.6 \cdot 1.27 \text{ cm} \cdot 15.7 \text{ cm} \cdot 2.52 \text{ Ton} / \text{cm}^2$$

$$R_u = 31.0 \text{ Ton}$$

3) La capacidad nominal en cortante de la zona panel de la columna.

Del Paso 7: $R_u = \phi R_n = 88Ton$

4) La fuerza transmitida de las alas hacia la placa de continuidad por la cedencia de en flexión de la viga:

$$R_{ust} = 51.7Ton$$

- Demanda: (Rige el valor 3)

$$R_u = 31.0Ton$$

- Capacidad: Doble Soldadura de filete

$$V_u \leq \phi R_n = 2(\phi 0.707 w L_w F_w)$$

$$w_{req} = \frac{31.0Ton}{2 \cdot 0.75 \cdot 0.707 \cdot 15.7cm \cdot 2.94Ton/cm^2}$$

$$w_{req} = 0.62cm$$

Usar soldadura de filete: $w = 0.64cm(1/4")$

- Paso 7: Espesor requerido de la Zona Panel

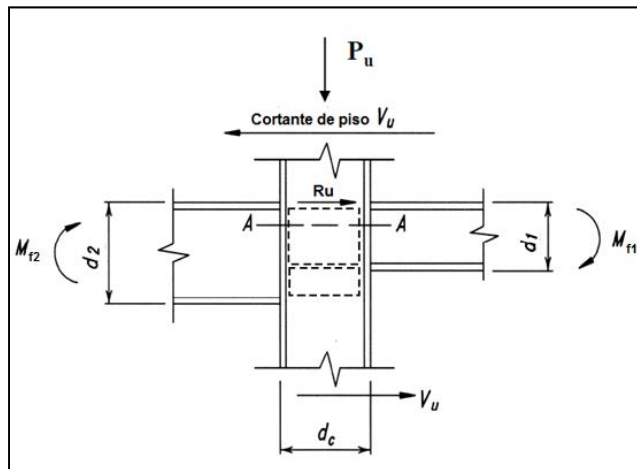
7.1) Cortante en la zona panel (J10.6 AISC 360-10)

Del análisis para un marco IMF y una columna de interna:

$$R_u = \left(\frac{M_f}{d_b - t_{bf}} \right)_1 + \left(\frac{M_f}{d_b - t_{bf}} \right)_2 - V_u$$

$$R_u = (0)_1 + \left(\frac{33Ton \cdot mx10^2}{45.5cm - 1.33cm} \right)_2 - 0Ton$$

$$R_u = 77Ton \cdot m$$



Además:

P_{uc} (Ton)	118
$P_y = F_y * A_g$ (Ton)	264.2
ϕ	1

- Capacidad despreciando la deformación de la zona panel en la estabilidad del marco

- Como $P_u = 118 \text{Ton} \geq 0.4P_y$:

$$\phi R_n \leq 0.6 F_y d_c t_{cw} \left(1.4 - \frac{P_u}{P_y} \right)$$

$$\phi R_n = 45.3 \text{Ton} < \phi R_u = 77.0 \text{Ton}$$

→ Se requieren doubler plates

- Capacidad considerando la deformación de la zona panel en la estabilidad del marco

- Como $P_u = 0 \text{Ton} \geq 0.75P_y$:

$$\phi R_n \leq 0.6 F_y d_c t_{cw} \left(1 + 3 \frac{b_{cf} t_{cf}^2}{d_b d_c t_{cw}} \right) \left(1.9 - \frac{1.2 P_u}{P_y} \right)$$

$$\phi R_n = 52.4 \text{Ton} < R_u = 77.0 \text{Ton}$$

→ Se requieren doubler plates

7.2 Capacidad a cortante del doubler plate

La placa de refuerzo debe tomar la diferencia entre demanda y capacidad. Si se considera la deformación de la zona panel:

- Demanda: $V_u = R_u - \phi R_n = 77.0 \text{Ton} - 52.4 \text{Ton}$

$$V_u = 22.4 \text{Ton}$$

- Capacidad (Sección G2.1b AISC 360-10)

$$V_u \leq \phi V_n = \phi 0.6 A F_y C_v; A = h t_w$$

Se supone:

$$h/t_w \leq 1.10\sqrt{k_v E_s / F_y} \rightarrow C_v = 1$$

$$t_{wreq} = \frac{22.4Ton}{0.9 \cdot 0.6 \cdot 27.7cm \cdot 2.52Ton/cm^2 \cdot 1}$$

$$t_{wreq} = 0.6cm$$

Espesor comercial a usar: $t_{dp} = 0.95cm$ (3/8")

Revisión:

$$h/t_w = 27.7/0.75 = 29.6 < 1.10\sqrt{5 \cdot 2.01 \times 10^6 / 3500} = 58.9$$

→ Suposición correcta

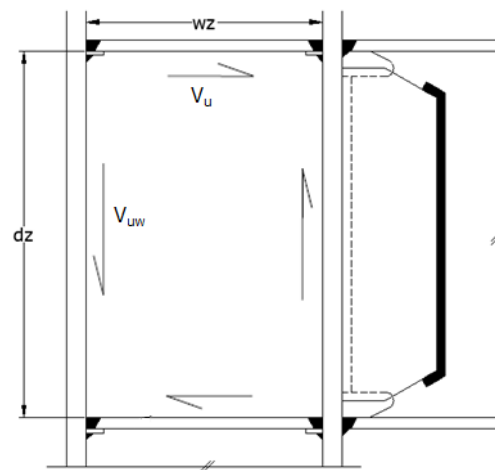
Resumen de capacidad:

Resistencia por elemento	ϕR_n (Ton)
Columna	52.4
Doubler plate	35.8
Conjunto	88.2

7.5 Diseño de soldaduras

Distribución del cortante en el doubler plate

$$V_{uw} = \max \left[V_u \frac{d_z}{W_z}, \phi 0.6 d_z t_{db} F_y \right]$$



$$V_{uw} = \max \left[22.4 \text{Ton} \frac{42.8}{27.7}, 1 \cdot 0.6 \cdot 42.8 \text{cm} \cdot 0.95 \text{cm} \cdot 2.52 \frac{\text{Ton}}{\text{cm}^2} \right]$$

$$V_{uw} = \max [34.7 \text{Ton}, 61.6 \text{Ton}]$$

$$V_{uw} = 61.6 \text{Ton}$$

- Soldadura de filete doubler plate-ala de la columna (sentido largo)

$$V_u \leq \phi R_n = \phi 0.707 w L_w F_w$$

$$w_{req} = \frac{61.6 \text{Ton}}{0.75 \cdot 0.707 \cdot 42.8 \text{cm} \cdot 2.94 \text{Ton} / \text{cm}^2}$$

$$w_{req} = 0.92 \text{cm}$$

Usar soldadura de filete: $w = 0.95 \text{cm} (3/8")$

- Soldadura de filete doubler plate-placa de continuidad (sentido corto)

$$V_u \leq \phi R_n = \phi 0.707 w L_w F_w$$

$$w_{req} = \frac{22.4 \text{Ton}}{0.75 \cdot 0.707 \cdot 27.7 \text{cm} \cdot 2.94 \text{Ton} / \text{cm}^2}$$

$$w_{req} = 0.52 \text{cm}$$

Usar soldadura de filete: $w = 0.95 \text{cm} (3/8")$

- *Paso 8: Relación de momentos columna-viga*

Este requisito se revisa para ejemplificar su cálculo, a pesar que no aplica para marcos IMF.

En marcos SMF si se debe cumplir:

$$\frac{\sum M_{pc}}{\sum M_{pb}} \geq 1$$

- Para la columna W12x40:

$$\sum M_{pc} = \sum Z_c \left(F_{yc} - \frac{P_{uc}}{A_g} \right)$$

$$\sum M_{pc} = 934 \text{cm}^3 \cdot \left(3.5 \text{Ton} / \text{cm}^2 - \frac{118 \text{Ton}}{75.5 \text{cm}^2} \right) \times 10^{-2}$$

$$\sum M_{pc} = 51 \text{Ton} \cdot \text{m}$$

- Para la viga W18x40:

$$\sum M_{pb} = \sum (1.1 R_y M_p + M_v)$$

$$\sum M_{pb} = \sum \left(1.1 \cdot 1.1 \cdot 45 \text{Ton} \cdot \text{m} + 37.8 \text{Ton} \left(0 \text{m} + \frac{30.2 \text{cm}}{2} \cdot 10^{-2} \right) \right)$$

$$\sum M_{pb} = 60.1 \text{Ton} \cdot \text{m}$$

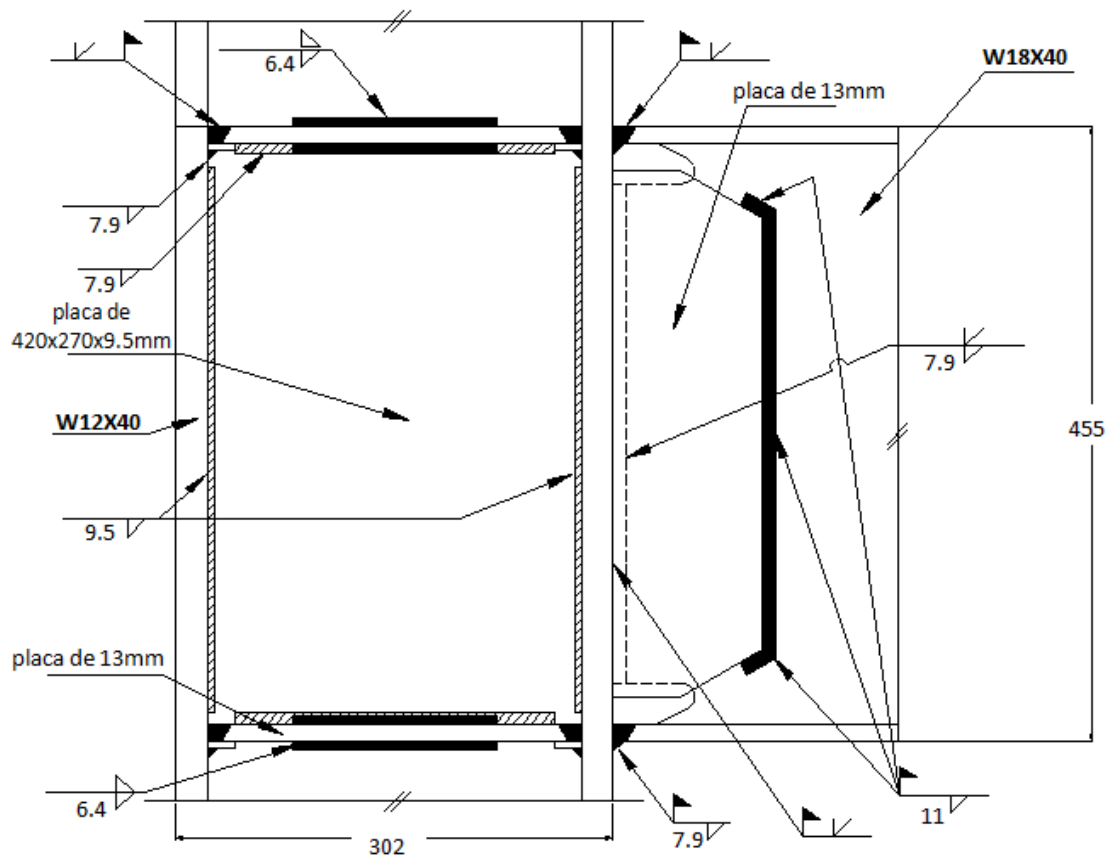
Entonces:

$$\frac{51.0 \text{Ton} \cdot \text{m}}{60.1 \text{Ton} \cdot \text{m}} \geq 1$$

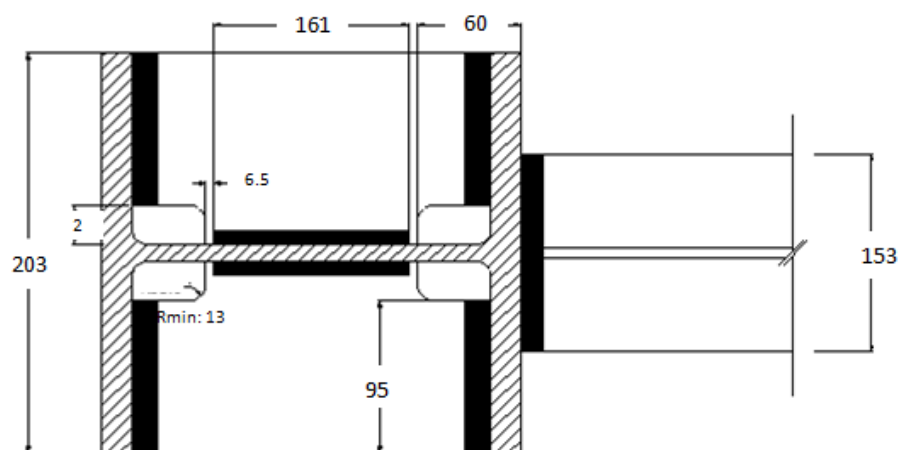
$$\boxed{0.84 < 1 \rightarrow \text{NoCumple!}}$$

Como se observa, la razón no se cumple por lo que no se podría utilizar la columna W12x40 si se estuviera diseñando un marco SMF de tres pisos. Como se trata de un IMF se evita este problema

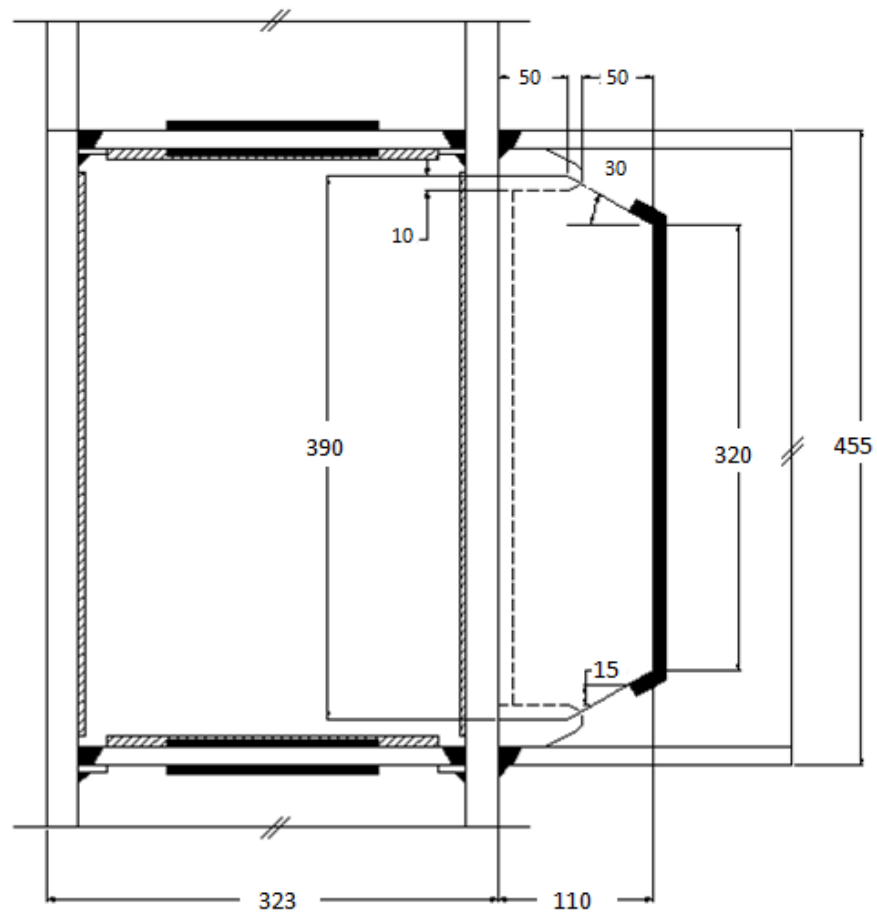
Detalle de Conexión WUF
(cotas en mm)



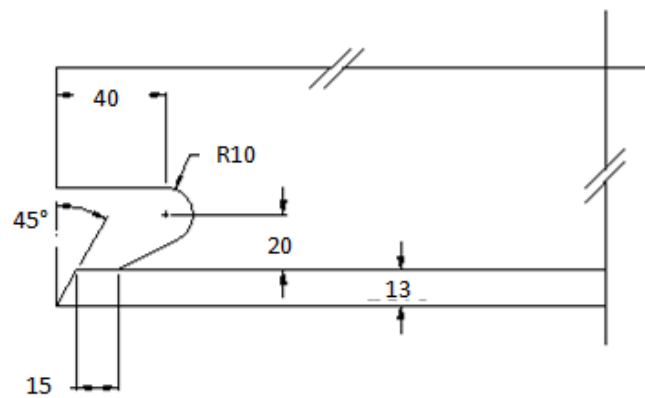
Detalle de placa de continuidad
(cotas en mm)



Detalle de placa de cortante
(cotas en mm)



Detalle de abertura de acceso para soldadura
(cotas en mm)

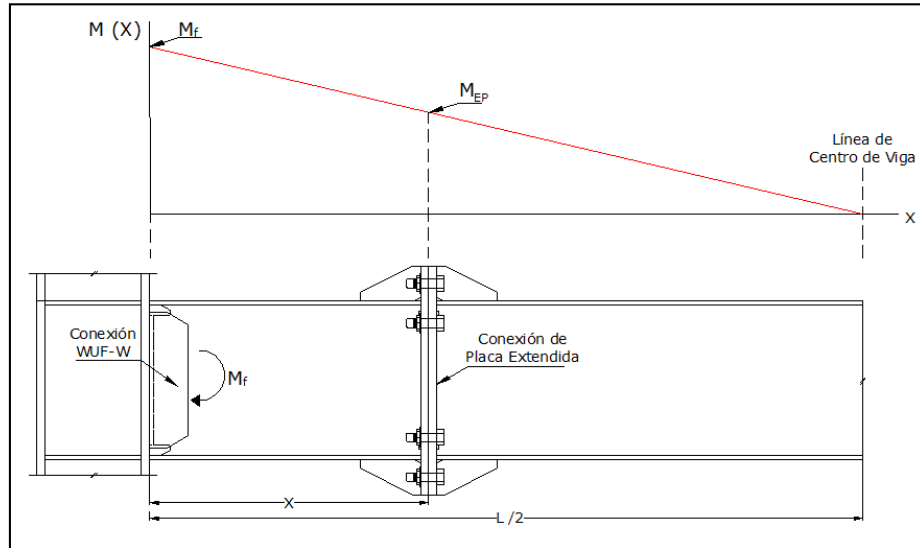


Procedimiento de diseño conexión de empalme de placa extendida

Los cálculos se basan en el procedimiento de diseño expuesto en el **Capítulo 4** para conexiones de empalme de placa extendida.

- *Paso 1: Cargas de diseño*

1.1) Momento en la conexión de placa extendida, M_{EP}



$$M_{EP} = 2 \left(\frac{L}{2} - X \right) \frac{M_f}{L}$$

Criterios para localización del empalme (distancia x):

1- Punto de inflexión en la viga por cargas gravitacionales

$$P.I = 0.15L = 0.15 \cdot 6.2m = 1m$$

2- Sumatoria de zonas de protección, d , de las conexiones WUF-W+Placa Extendida

- Para una conexión WUF-W: $d = d_b = 45.5cm$
- Para una conexión 4ES de extremo:

$$d = \text{mín} \left[L_{st} + \frac{d_b}{2}, 3b_{bf} \right]$$

Considerando un rigidizador de 17.5cm, según el Paso 10

$$d = \text{mín} \left[17.5 + \frac{45.5}{2}, 3 \cdot 15.3 \right] = \text{mín} [40.25, 45.9] = 40 \text{ cm}$$

- Para el conjunto de conexión

$$d_{total} = 45.5 + 40 = 85.5 \text{ cm}$$

3- Por limitaciones de transporte y montaje se recomienda: $x_{max} = 2.4 \text{ m}$

Finalmente, se decide colocar el empalme a 90cm medidos desde la cara de columna

$$x = 0.9 \text{ m}$$

Entonces:

$$M_{EP} = 2 \left(\frac{6.7 \text{ m}}{2} - 0.9 \text{ m} \right) \frac{69.2 \text{ Ton} \cdot \text{m}}{6.7 \text{ m}}$$

$$\boxed{M_{EP} = 50.6 \text{ Ton} \cdot \text{m}}$$

1.2) Cortante último en la conexión de placa extendida, V_u

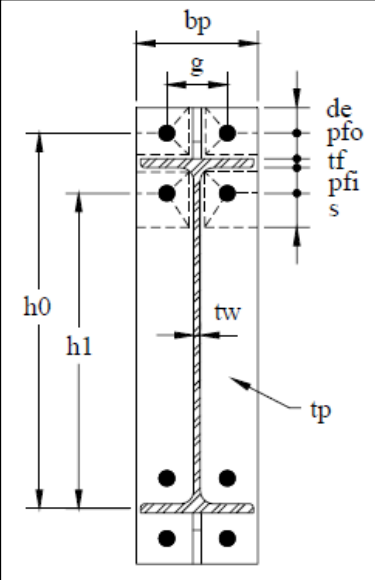
El cortante de diseño se toma como el cortante que se genera en la rótula plástica

$$\boxed{V_u = V_p = 37.8 \text{ Ton}}$$

- Paso 2: Configuración y geometría de la conexión a utilizar

Configuración de placa extendida: **4ES** (conexión de 4 pernos con rigidizador)

b_p effect (cm)	17.8
b_p a usar (cm)	18
g (cm)	9
p_{fi} (cm)	5
p_{fo} (cm)	5
d_e (cm)	5
p_b (cm)	5
t_{bf} (cm)	1.33
d_b (cm)	45.5
h_0 (cm)	49.8
h_1 (cm)	38.5



- Paso 3: Determinar el diámetro de perno requerido

$$d_{b req} = \sqrt{\frac{2M_{EP}}{\pi \phi_n F_t (h_0 + h_1)}}$$

$$d_{b req} = \sqrt{\frac{2 \cdot 50.6 \text{Ton} \cdot \text{m} \cdot 10^5}{\pi \cdot 0.90 \cdot 6300 \text{kg} / \text{cm}^2 (49.8 + 38.5) \text{cm}}}$$

$$d_{b req} = 2.54 \text{cm}$$

Diámetro comercial a usar: $d_b = 2.54 \text{ cm (1")}$

- Paso 4: Cálculo de capacidad a flexión de los pernos, M_{np}

$$M_{np} = n P_t \sum_{i=1}^N h_i$$

$$M_{np} = 2 \left(\frac{\pi \cdot (2.54 \text{cm})^2}{4} \cdot 3500 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} \right) (49.8 + 38.5) \text{cm} \cdot 1 \times 10^{-5}$$

$$M_{np} = 56.4 \text{Ton} \cdot m$$

Luego:

$$\phi M_{np} = 0.90 \cdot 56.4 \text{Ton} \cdot m$$

$$\boxed{\phi M_{np} = 50.4 \text{Ton} \cdot m}$$

- Paso 5,6: Determinar espesor de placa

$$t_{p \text{ req}} = \sqrt{\frac{1.11 \phi M_{np}}{\phi_d F_{yp} Y_p}}$$

Para conexiones 4ES:

$$s = \frac{1}{2} \sqrt{18 \text{cm} \cdot 9 \text{cm}} = 6.4 \text{cm} > p_{fi} = 5 \text{cm} \rightarrow s = 6.4 \text{cm}$$

Como $d_e = 5 \text{cm} < s = 6.4 \text{cm}$:

$$\rightarrow Y_p = \frac{b_p}{2} \left[h_1 \left(\frac{1}{p_{fi}} + \frac{1}{s} \right) + h_0 \left(\frac{1}{p_{fo}} + \frac{1}{2s} \right) \right] + \frac{2}{g} \left[h_1 (p_{fi} + s) + h_0 (d_e + p_{fo}) \right]$$

$$Y_p = \frac{18}{2} \left[38.5 \left(\frac{1}{5} + \frac{1}{6.4} \right) + 49.8 \left(\frac{1}{5} + \frac{1}{2 \cdot 6.4} \right) \right] + \frac{2}{9} \left[38.5(5 + 6.4) + 49.8(5 + 5) \right]$$

$$Y_p = 453.6 \text{cm}$$

Entonces para placas Grado 36:

$$t_{p \text{ req}} = \sqrt{\frac{1.11 \cdot 50.7 \text{Ton} \cdot m \times 10^5}{1.0 \cdot 2520 \text{kg} / \text{cm}^2 \cdot 456.3 \text{cm}}}$$

$$\boxed{t_{p \text{ req}} = 2.21 \text{cm}}$$

Espesor comercial a usar: $t_p = \underline{2.22 \text{cm}} \text{ (7/8")}$

- Paso 7: Cálculo de la fuerza factorizada en las alas de la viga

$$P_{uf} = \frac{M_{EP}}{d_b - t_{bf}} = \frac{50.6 \text{Ton} \cdot \text{m}}{(45.5 - 1.33) \text{cm}} \cdot 100$$

$$\boxed{P_{uf} = 114.8 \text{Ton}}$$

- Paso 8-9: Revisión de cortante en la porción extendida de placa

Al tratarse de una conexión rigidizada, estas revisiones no aplican

- Paso 10: Espesor y geometría del rigidizador

Espeor:
$$t_{st \text{ req}} = t_{bw} \frac{F_{yb}}{F_{yst}} = 0.8 \text{cm} \cdot \frac{3500}{2520}$$

$$\boxed{t_{st \text{ req}} = 1.11 \text{cm}}$$

Espeor comercial a usar: $t_{st} = 1.27 \text{cm} (1/2")$

Longitud:
$$L_{st} = \frac{h_{st}}{\tan 30^\circ} = \frac{p_{fo} + d_e}{\tan 30^\circ} = \frac{5 + 5}{\tan 30^\circ} = 17.32 \text{cm}$$

$$\boxed{L_{st} = 17.5 \text{cm}}$$

Revisión por pandeo local:
$$t_{st} \geq 1.79 h_{st} \sqrt{\frac{F_{yst}}{E_s}}$$

$$t_{st} \geq 1.79 \cdot 10 \sqrt{\frac{2520}{2.01 \times 10^6}} = 0.64 \text{cm}$$

$$\boxed{1.27 \text{cm} > 0.64 \text{cm} \rightarrow \text{Cumple}}$$

- Paso 11: Resistencia a la ruptura por cortante en los pernos

$$V_u < \phi R_n = \phi_n n_b F_v A_b$$

Considerando únicamente pernos A325 a compresión (4 pernos para conexión 4ES):

$$37.8\text{Ton} < 0.90 \cdot 4 \cdot 3.78\text{Ton} / \text{cm}^2 \frac{\pi \cdot (2.54\text{cm})^2}{4}$$

$$\boxed{37.8\text{Ton} < 69.0\text{Ton} \rightarrow \text{Cumple}}$$

- Paso 12: Resistencia a la falla por aplastamiento/extracción de los pernos

Resistencia para un perno:

$$R_n = R_n \text{ extracción} < R_n \text{ aplastamiento}$$

$$R_n = 1.2L_c t_p F_{up} < 2.4d_b t_p F_{up}$$

Resistencia al aplastamiento:

$$R_n = 2.4 \cdot 2.86\text{cm} \cdot 2.54\text{cm} \cdot 3.5\text{Ton} / \text{cm}^2$$

$$R_n = 61.0\text{Ton}$$

Resistencia a la extracción:

- Pernos externos: $L_c = d_e - (d_b + 1.6\text{cm}) / 2 = 5 - (2.86 + 1.6) / 2 = 3.5\text{cm}$

$$R_n = 1.2 \cdot 3.5\text{cm} \cdot 2.54\text{cm} \cdot 3.5\text{Ton} / \text{cm}^2 < 61.0\text{Ton}$$

$$R_n = 37.3\text{Ton} < 61.0\text{Ton} \rightarrow R_n = 37.3\text{Ton}$$

- Pernos internos: $L_c = p_{fi} - (d_b + 1.6\text{cm}) / 2 = 5 - (2.86 + 1.6) / 2 = 3.5\text{cm}$

$$R_n = 1.2 \cdot 3.5\text{cm} \cdot 2.54\text{cm} \cdot 3.5\text{Ton} / \text{cm}^2 < 61.0\text{Ton}$$

$$R_n = 37.3\text{Ton} < 61.0\text{Ton} \rightarrow R_n = 37.3\text{Ton}$$

Resistencia para el conjunto de pernos a compresión:

$$V_u < \phi R_{n\text{total}} = \phi_n (n_i R_{ni} + n_o R_{no})$$

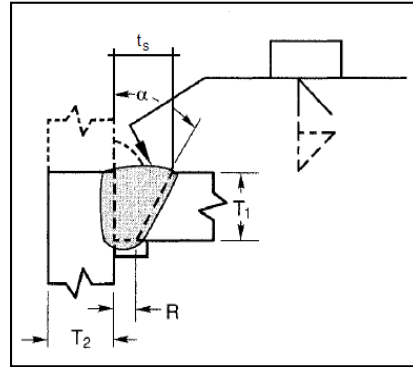
$$37.8\text{Ton} < 0.90 (2 \cdot 37.7 + 2 \cdot 37.7)\text{Ton}$$

$$\boxed{37.8\text{Ton} < 122.7\text{Ton} \rightarrow \text{Cumple}}$$

- Paso 13: Soldaduras

13.1) Soldadura de penetración total (CPJ) ala viga-placa extendida

Detallado	
$T_1 = t_{bf}$ (cm)	1.33
$T_2 = t_p$ (cm)	2.54
t_s ($\alpha = 45^\circ$) (cm)	1.33
t_s a usar (cm)	1.3
R (cm)	0.0



Dimensiones de soldadura:

Capacidad Material Base	
$L_w = b_p$ (cm)	18.0
$t_w = t_p$ (cm)	2.54

- Demanda:

$$P_{uf} = 114.8 \text{Ton}$$

- Capacidad (Revisión de estados límites):

a) Cedencia en el área bruta (Cortante doble en la placa)

$$P_{uf} \leq \phi R_n = 0.6 \cdot A_g \cdot F_y$$

$$114.8 \text{Ton} < 1 \cdot 0.6 \cdot 2(18.3 \text{cm} \cdot 2.54 \text{cm}) \cdot 2.52 \text{Ton} / \text{cm}^2$$

$$\boxed{114.8 \text{Ton} < 138.3 \text{Ton} \rightarrow \text{Cumple}}$$

b) Ruptura en el área neta (Cortante doble en la placa)

$$P_{uf} \leq \phi R_n = 0.6 \cdot A_{nv} \cdot F_u$$

$$114.8 \text{Ton} < 0.75 \cdot 0.6 \cdot 2(15.3 \text{cm} \cdot 2.54 \text{cm}) \cdot 3.5 \text{Ton} / \text{cm}^2$$

$$\boxed{114.8 \text{Ton} < 144 \text{Ton} \rightarrow \text{Cumple}}$$

13.2) Soldadura de filete placa extendida-alma de la viga

Tensión:

- Demanda:

$$T_u = 0.6F_{yb}t_{wb} = 0.6 \cdot 3.5 \text{Kg} / \text{cm}^2 \cdot 0.8 \text{cm} = 1.21 \text{Ton} / \text{cm}$$

- Capacidad (Doble filete): $T_u \leq \phi R_n = 2(\phi 0.707wF_w)$

$$w = \frac{1.21 \text{Ton} / \text{cm}}{2 \cdot 0.75 \cdot 0.707 \cdot 2.94 \text{Ton} / \text{cm}^2}$$

$$w_{req} = 0.39 \text{cm}$$

Sin embargo, el espesor mínimo de soldadura para unir una placa de 2.54cm (1") es de 0.79cm, según la Tabla J2.4 AISC 360-10. Por lo tanto:

$$\boxed{w = 0.79 \text{cm}}$$

Cortante:

- Demanda:

$$V_u = 22.6 \text{Ton}$$

- Capacidad (Doble filete): $V_u \leq \phi R_n = 2(\phi 0.707wL_wF_w)$

$$L_{w \text{ efect}} = \text{mín} \left[\frac{d_b}{2} - t_{bf}, d_b - 2t_{bf} - (p_{fi} + 2d_{bo}) \right]$$

$$L_{w \text{ efect}} = \text{mín} \left[\frac{45.5}{2} - 1.33, 45.5 - 2 \cdot 1.33 - (5 + 2 \cdot 2.86) \right]$$

$$L_{w \text{ efect}} = \text{mín} [21.4, 32.1] \text{cm} = 21.4 \text{cm}$$

Entonces con soldadura de 7.9mm:

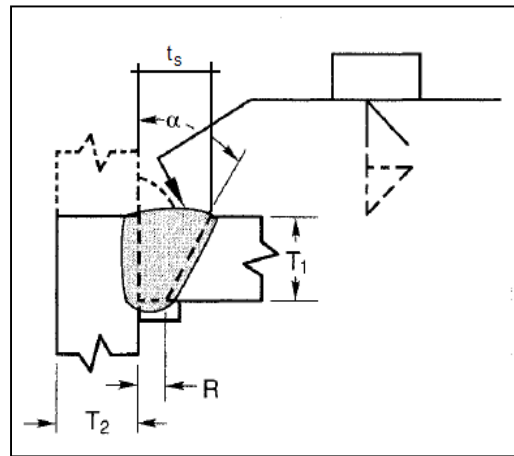
$$22.6 \text{Ton} < 2 \left(0.75 \cdot 0.707 \cdot 0.79 \text{cm} \cdot 21.4 \text{cm} \cdot 2.94 \frac{\text{Ton}}{\text{cm}^2} \right)$$

$$\boxed{22.6 \text{Ton} < 53 \text{Ton} \rightarrow \text{Cumple}}$$

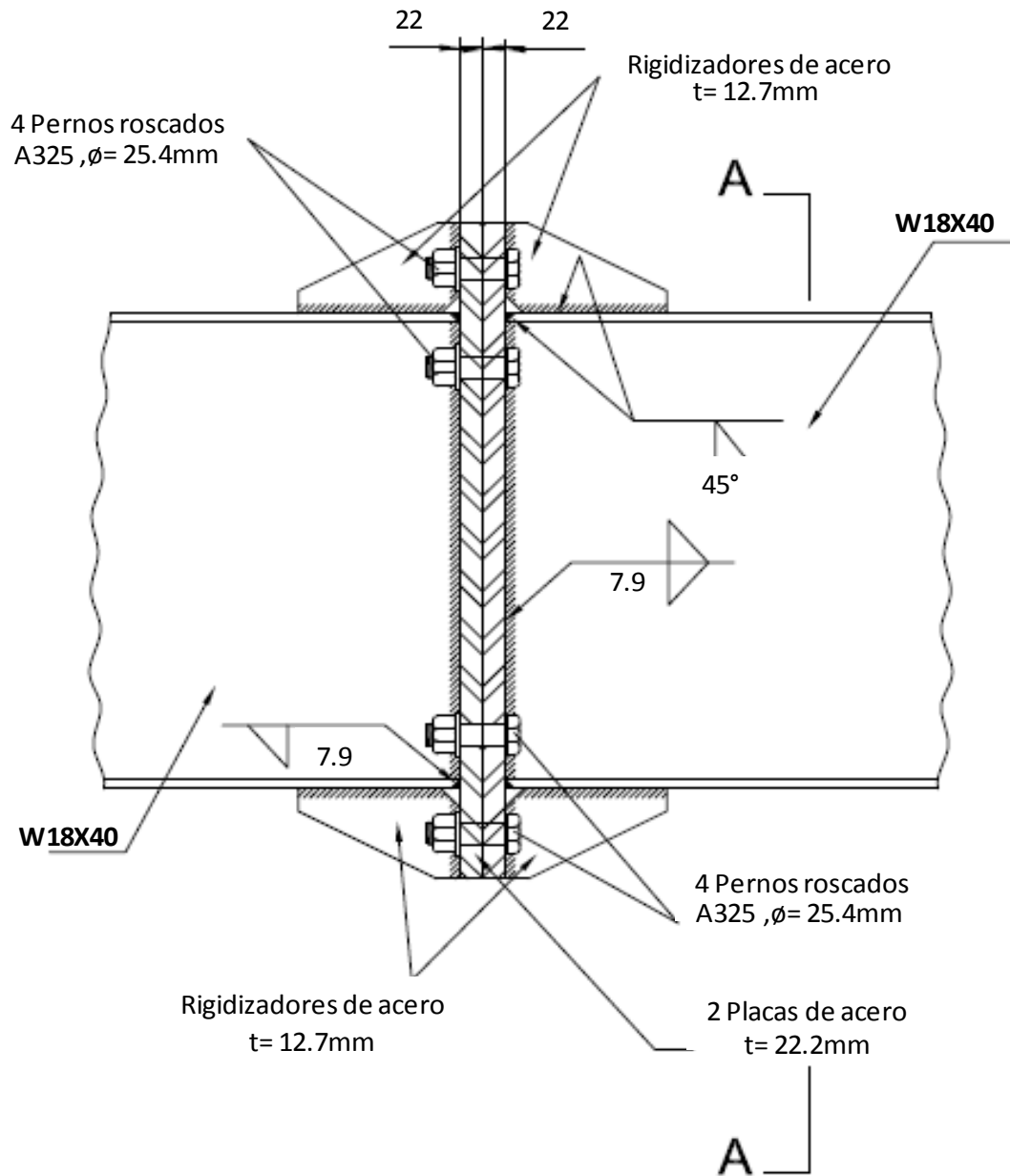
13.3 Soldadura de penetración total (CPJ) en los rigidizadores

Detallado rigidizador- ala columna	
$T_1 = t_{st}$ (cm)	1.27
$T_2 = t_{cf}$ (cm)	2.29
t_s ($\alpha=45^\circ$) (cm)	1.27
R (cm)	0.0

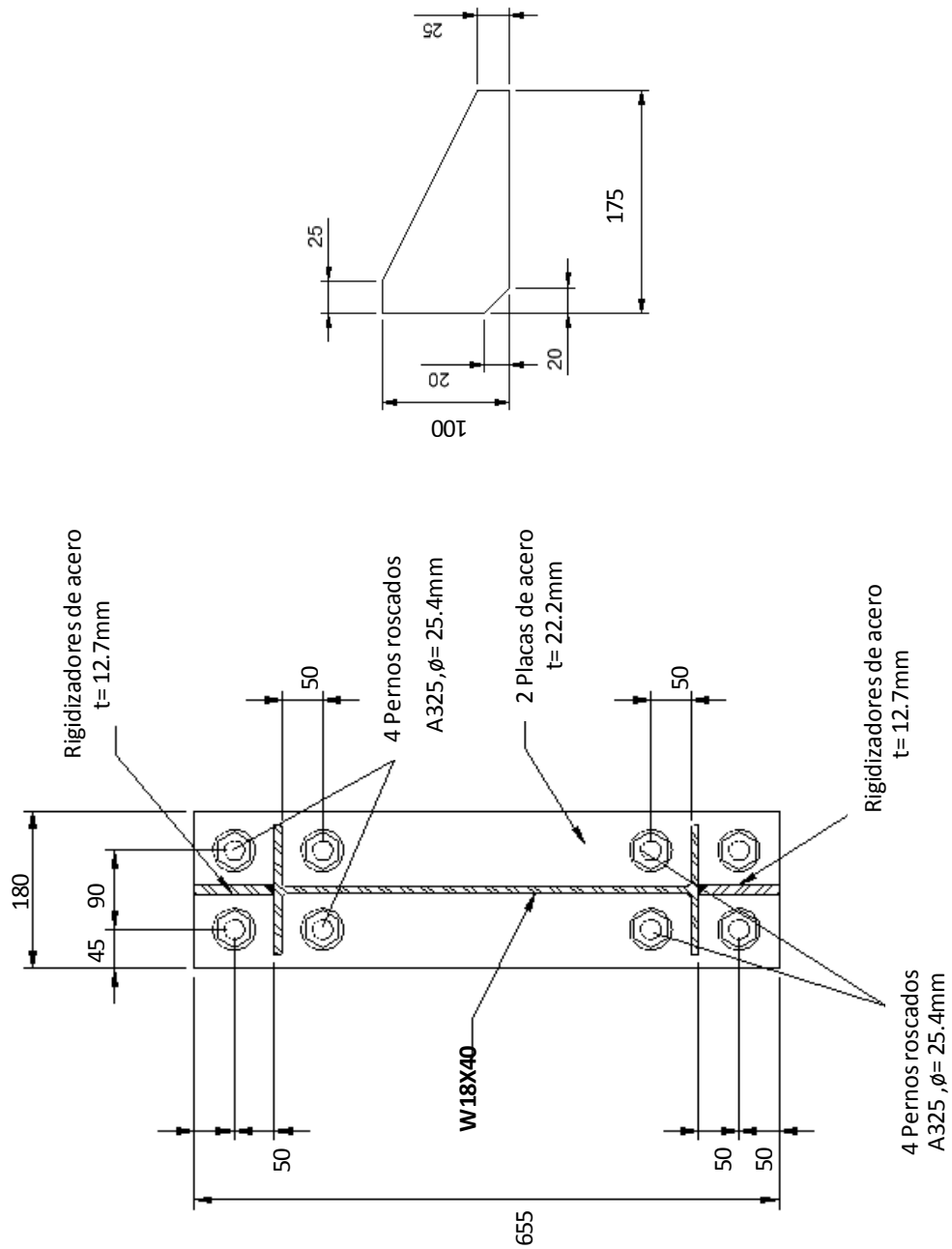
Detallado rigidizador-ala viga	
$T_1 = t_{st}$ (cm)	1.27
$T_2 = t_{bf}$ (cm)	1.33
t_s ($\alpha=45^\circ$) (cm)	1.27
R (cm)	0.0



Detalle de Conexión de Empalme End Plate 4ES
(cotas en mm)



Sección A-A
(cotas en mm)



APÉNDICE D: SALIDAS DE HOJAS DE CÁLCULO PARA DISEÑO DEL SISTEMA PROPUESTO DE CONEXIÓN

Como parte de este proyecto, se programaron 2 hojas de cálculo en Excel para facilitar el diseño de conexiones. La primera incluye el procedimiento para el diseño de la conexión WUF-W; la segunda se puede utilizar para el diseño de conexiones de placa extendida emperrada de extremo o empalme.

Una breve descripción de cada una se presenta a continuación. Para mayor detalle, referirse a la teoría del **CAPÍTULO 4**.

Hoja de diseño para conexión WUF-W

Esta hoja de diseño se subdivide en las siguientes secciones o pasos.

- ***Datos de Entrada***

En esta hoja se introduce la geometría del marco al que pertenece la conexión, se seleccionan las secciones de viga y columna a utilizar, así como las propiedades de los materiales. Asimismo, se introducen las cargas aplicadas sobre los elementos conectados y se revisan los requisitos de precalificación.

- ***Pasos 1-4: Cargas de diseño***

Se deducen las cargas necesarias para el diseño de la conexión a partir de la localización de la rótula plástica, entre ellas: momento en la cara de la columna y cortante en la rótula plástica.

- ***Paso 5: Conexión Viga-Columna***

En esta hoja se revisan los procedimientos de soldadura para unir la viga a la columna. Además, se realiza el diseño y soldaduras de la placa de cortante característica de la conexión WUF-W.

- ***Paso 6: Placas de continuidad***

Se revisa la necesidad del uso de placas de continuidad para la columna. En caso afirmativo, se revisan requisitos de diseño y conexión de las placas.

- ***Paso 7: Zona de Panel***

Se revisa la capacidad a cortante de la zona del nudo viga-columna. En caso de requerir placas de refuerzo se incluye su diseño basado en requisitos para marcos IMF y SMF.

- ***Paso 8: Relación de momentos columna-viga***

Para marcos SMF, se revisa si las secciones utilizadas presentan un comportamiento columna fuerte-viga débil.

- ***Diagramas***

A partir de los resultados de su diseño, se obtienen dibujos esquemáticos de la conexión.

Hoja de diseño para conexión de placa extendida empernada

- ***Datos de Entrada***

De manera similar, en esta hoja se introducen los datos necesarios para el diseño: geometría del marco, secciones de viga y columna, propiedades de los materiales, cargas aplicadas. Además, se revisan los requisitos de precalificación.

- ***Paso 1: Cargas de diseño***

Se selecciona el tipo de conexión de placa extendida: extremo o conexión de empalme. Para este último, se determina su ubicación con respecto a la columna. Finalmente, se deducen las cargas necesarias para el diseño de la conexión en cuestión.

- ***Pasos 2-6: Dimensionamiento***

Se introduce la geometría y configuración de placa a utilizar. El usuario puede optar entre las placas: 4E, 4ES, 8ES, 1/2MRE, 1/2MRES, 1/3MRE ó 1/3MRES. Como parte del diseño se obtiene el diámetro de pernos y espesor de placa.

- ***Pasos 7-12: Estados límite***

Se revisa una serie de estados límite que pueden causar la falla de los pernos o la sección de placa extendida. En conexiones con rigidizador se revisa su diseño.

- ***Paso 13: Soldaduras***

En esta hoja se revisan los procedimientos de soldadura para unir la placa a la viga. Para conexiones rigidizadas, se diseñan las soldaduras del rigidizador a la placa y al ala de la viga.

- ***Diagramas para conexión 4ES***

Como ejemplo, se presentan dibujos esquemáticos del diseño para una conexión 4ES. Con esta hoja finaliza el procedimiento de diseño para conexiones de empalme.

- ***Paso 14-19: Placas de continuidad***

Para conexiones de placa de extremo, se revisa la necesidad del uso de placas de continuidad para la columna. En caso afirmativo, se revisan requisitos de diseño y conexión de las placas. Además, se revisa si el espesor del ala de la columna es adecuada para soportar su falla por flexión producto de la fuerza de tensión que ejercen los pernos.

- ***Paso 20: Zona de Panel***

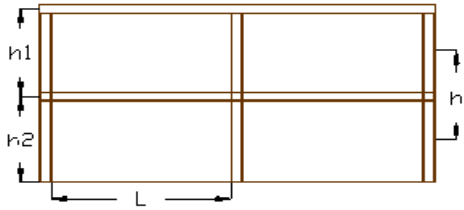
Para conexiones de placa de extremo, se revisa la capacidad a cortante de la zona del nudo viga-columna. En caso de requerir placas de refuerzo se incluye su diseño basado en requisitos para marcos IMF y SMF.

- ***Paso 8: Relación de momentos columna-viga***

Para conexiones de placa de extremo en marcos SMF, se revisa si las secciones utilizadas presentan un comportamiento columna fuerte-viga débil.

Datos generales

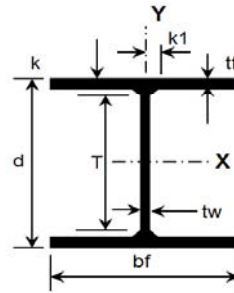
Características del marco



Tipo de marco	IMF
Altura del piso superior, h_1 (m)	3.2
Altura del piso inferior, h_2 (m)	3.2
Dist. Libre entre columnas, L(m)	6.7

Características de los elementos

Elemento:	Columna	Viga
Parámetro	W12X40	W18X40
Área (cm ²)	75.5	76.1
d (cm)	30.2	45.5
t_w (cm)	0.75	0.80
b_f (cm)	20.3	15.3
t_f (cm)	1.31	1.33
k_{des} (cm)	2.6	2.4
k_{det} (cm)	3.5	3.0
k_1 (cm)	2.2	2.1
$b_f/(2*t_f)$	7.8	5.7
h/t_w	33.6	50.9
Peso (kg/m)	59.5	59.5
I_x (cm ⁴)	12778.3	25473.4
S_x (cm ³)	843.9	1120.9
Z_x (cm ³)	934.1	1284.7
F_y (kg/cm ²)	3500	3500
F_u (kg/cm ²)	4500	4500
Acero	A572/A572M	A572/A572M
R_y	1.1	1.1



Placas de refuerzo
(cortante, continuidad, doubler plate)

F_y (kg/cm ²)	2520
F_u (kg/cm ²)	3500
R_y	1.5
Acero	A36/A36M

Electrodos

F_{Exx} (kg/cm ²)	4900
---------------------------------	------

Cargas para diseño

W_{viga} (Ton/m)	0.060	peso propio de la viga
W_{cp} (Ton/m)	3.99	carga permanente sobre la viga
$W_{cp\ total}$ (Ton/m)	4.050	carga permanente total sobre la viga
W_{ct} (Ton/m)	1.71	carga temporal sobre la viga
P_{cp} (Ton)	0	carga permanente concentrada en el centro de la viga
P_{ct} (Ton)	0	carga temporal concentrada en el centro de la viga
P_{uc} (Ton)	118	carga axial última en la columna

Límites de precalificación

(Requisitos según AISC 358-2010, Cap. 8 y AISC 341-10)

General

		Conexión a diseñar	
Sistemas Aplicables	OMF, IMF, SMF	IMF	Aplica
Localización rótula plástica según AISC 358 (cm)	sh=0	0.0	

Requisitos para la Viga

	Parámetro	Conexión a diseñar	
Peralte máximo W36 (cm)	91	45.5	Cumple
Peso máximo (kg/m)	224	59.5	Cumple
Espesor máximo del ala t_f (cm)	3.8	1.3	Cumple
Relación mínima claro/peralte	5	14.7	Cumple
Materiales permitidos	Ver Cuadro 2.1	A572/A572M	Cumple
Grado	Ver Cuadro 2.1	50	Cumple
Relación máxima b/2t	9.1	5.7	Cumple
Relación máxima h/t	58.7	50.9	Cumple

Requisitos para la Columna

	Parámetro	Conexión a diseñar	
Peralte máximo W36 (cm)	91	30.2	Cumple
Peso máximo (kg/m)	Ilimitado	59.5	Cumple
Materiales permitidos	Ver Cuadro 2.1	A572/A572M	Cumple
Grado	Ver Cuadro 2.1	50	Cumple
Relación máxima b/2t	9.1	7.8	Cumple
Relación máxima h/t	49.2	33.6	Cumple

Paso 1: Cálculo del Momento Probable, M_{pr} (AISC 358-10: 2.4.3)

$$M_{pr} = C_{pr} R_y Z_e F_y$$

$C_{pr} = \frac{F_y + F_u}{2F_y} \leq 1.2$	1.14
C_{pr} a utilizar	1.4
R_y	1.1
$Z_e = Z_x$ (cm ³)	1284.7
F_y (kg/cm ²)	3500
M_{pr} (Ton-m)	69.2

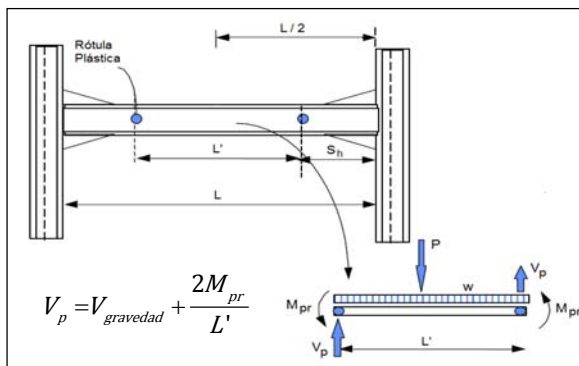
Nota: según AISC 358 se recomienda utilizar 1.4 para la conexión WUF-W

Paso 2: Localización de la rótula plástica, s_h

Según AISC 358-10 $s_h =$	0.0
S_h (cm)	0.0

Paso 3: Cálculo del Cortante en la rótula, V_p

P (Ton)	0.00
w (Ton/m)	5.11
L' (m)	6.7
V_{grav} (Ton)	17.1
V_p (Ton)	37.8

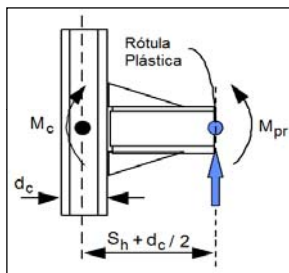


Paso 4: Cálculo de otros momentos

4.1) Momento al centro de la columna

$$M_c = M_{pr} + V_p \left(s_h + \frac{d_c}{2} \right)$$

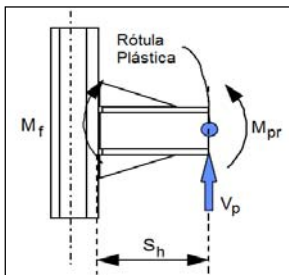
M_c (Ton-m)	75.0
---------------------------------	-------------



4.2) Momento en la cara de la columna

$$M_f = M_{pr} + V_p s_h$$

M_f (Ton-m)	69.2
---------------------------------	-------------



4.3) Momento de fluencia en la cara de la columna

$M_{yf} = C_y M_f$	(Ec. 3.3 FEMA 350)
$C_y = \frac{1}{C_{pr} (Z_x / S_x)}$	0.623 (Ec. 3.4 FEMA 350)
M_{yf} (Ton-m)	43.2

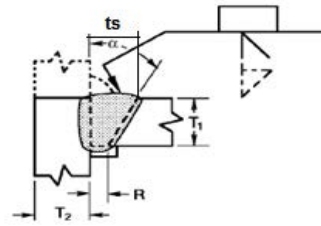
Paso 5: Conexión viga-columna

5.1 Soldadura de penetración total (CPJ) ala viga-ala columna

(Tabla J2.5 AISC-360-10)

Resistencia requerida	
$M_u = M_f$ (Ton-m)	34.0
$d_c - t_{bf}$ (cm)	44.1
$P_{uf} = \frac{M_f}{d_b - t_{bf}}$	77.0

Ton



Según Figura 3.4 AWS D1.1M: 2010

R (cm)	α (°)
0.6	45
1	30

* a usar

Notas:

- Para el ala superior, (a) remover placas de soporte, backgoue y colocar soldadura de 7.9 mm (b) dejar placas y agregar soldadura de 7.9 mm debajo del mismo.
- Para el ala inferior, remover placas, backgoue y colocar soldadura de 7.9 mm

Detallado	
$T_1 = t_{bf}$ (cm)	1.33
$T_2 = t_{cf}$ (cm)	1.31
t_s ($\alpha=30^\circ$) (cm)	1.77
t_s ($\alpha=45^\circ$) (cm)	1.93
t_s a usar (cm)	1.93

Capacidad Material Base	
$L_w = b_{cf}$ (cm)	20.3
$t_w = t_{cf}$ (cm)	1.31

a) Cedencia en el área bruta

A_g (cm ²)	53.2
ϕ	1
$\phi Rn = \phi 0.6 \cdot A_g \cdot F_y$ (Ton)	111.8
Cumple	

b) Ruptura en el área neta

A_{nv} (cm ²)	53.2
ϕ	0.75
$\phi Rn = \phi 0.6 \cdot A_{nv} \cdot F_u$	107.8
Cumple	

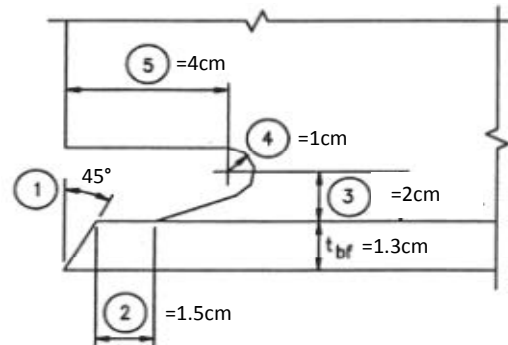
5.2 Detalle de abertura de acceso de soldadura

(Figura 3.5 FEMA 350)

	requerido	a usar	
1 (°)	45	45	
2 (cm)	1.33	1.50	adecuado
3 (cm)	1.90	2.00	adecuado
4 (cm)	1.00	1.00	adecuado
5 (cm)	4.00	4.00	adecuado

Notas:

- Garganta requerida para soldadura
- El mayor de tbf o 13mm (+ 13mm, -0.25 tbf)
- De 0.75 tbf a tbf, 19mm mínimo
- Radio mínimo 10mm (+ ilimitado, -0)

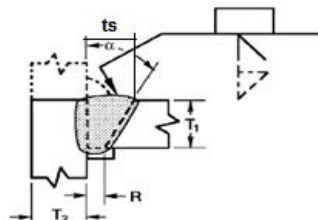


Detalle de abertura de acceso

5.3 Soldadura de penetración total (CPJ) alma viga-ala columna

(Tabla J2.5 AISC-360-10)

Detallado	
$T_1 = t_{bw}$ (cm)	0.80
$T_2 = t_{cf}$ (cm)	1.31
t_s ($\alpha=30^\circ$) (cm)	1.46
t_s ($\alpha=45^\circ$) (cm)	1.40
t_s a usar (cm)	1.40



Según Figura 3.4 AWS D1.1M: 2010

R (cm)	α (°)
0.6	45
1	30

* a usar

Notas:
1. remover placas de soporte

Resistencia requerida	
$V_u = V_p$ (Ton)	37.8

Capacidad	
$\phi V_n = \phi 0.6 A_{wb} F_y C_v$	
$h/t_w \leq 2.24 \sqrt{E/F_y}$	
50.9	53.9
C_v	1
$h_{\text{access hole}}$ (cm)	3.0
$h_{b \text{ neta}}$ (cm)	37
$A_{wb} = h_{c \text{ neta}} \cdot t_{bw}$ (cm ²)	29.4
$\phi V_{n \text{ MB}}$ (Ton)	61.8

(Ec. G2.2 AISC-360-10)

(Ec. G1.2 AISC-360-10)

Cumple

5.4 Placa de cortante

5.4.1 Espesor

t_{bw} (cm)	0.80
$t_{sp \text{ req}}$ (cm)	1.11
$t_{sp \text{ comercial}}$ (cm)	1.27
$t_{sp \text{ com}}$ (pulgadas)	1/2

(Fig 3-8 FEMA 350)

(igual al espesor del alma)

adecuado

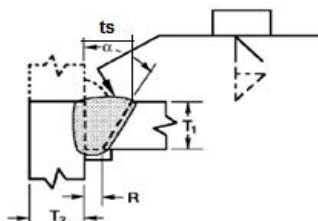
5.4.2 Soldadura de penetración completa placa-columna

Resistencia material base	
$V_u = \phi R_n = \phi 0.6 h_{sp} t_{sp} F_y R_y$	
$h_{\text{traslape placa-access hole}}$ (cm)	1
h_{sp} (cm)	39
R_y	1.5
F_y (kg/cm ²)	2520
V_u (Ton)	111.8

(8.6.2 AISC-358-10)

adecuado

Cumple



Según Figura 3.4 AWS D1.1M: 2010

R (cm)	α (°)
0.6	45
1	30

* a usar

Notas: 1. Remover placas y colocar soldadura de 7.9mm del lado opuesto al alma de la viga

5.4.3 Detallado de la soldadura

$T_1 = t_{sp}$ (cm)	1.27
$T_2 = t_{fc}$ (cm)	1.31
t_s ($\alpha=30^\circ$) (cm)	1.73
t_s ($\alpha=45^\circ$) (cm)	1.87
t_s a usar (cm)	1.87

5.4.3 Revisión de capacidad a cortante de la placa

a) Cedencia en el área bruta

A_g (cm ²)	49.3
ϕ	1
ϕR_n (Ton)	74.5

Cumple

J 4.2 AISC 360

b) Ruptura en el área neta

A_{nv} (cm ²)	49.3
ϕ	0.75
ϕR_n (Ton)	77.6

Cumple

5.4.4 Soldadura de filete placa-alma de la viga

$w_{req} = t_{sp} \cdot 1/16''$ (cm)	1.11	(Fig 3.8-6 FEMA 350)
w a usar (cm)	1.11	adecuado
w a usar (pulgadas)	7/16	

5.4.5 Detallado de placa de cortante

Dimensión	requerido	a usar	
a (cm)	0.64-1.27	1	adecuado
b (cm)	2.50	5.00	adecuado
c (°)	20-30	30.00	adecuado
d (cm)	5.00	5.00	adecuado
e (cm)	1.27-2.5	1.50	adecuado

Notas:

- a. 0.64cm mín, 1.3cm máx
- b. 2.5cm mín
- c. 30° ($\pm 10^\circ$)
- d. 5cm mín
- e. 1.3cm mín, 2.5cm máx desde el final de la soldadura de filete

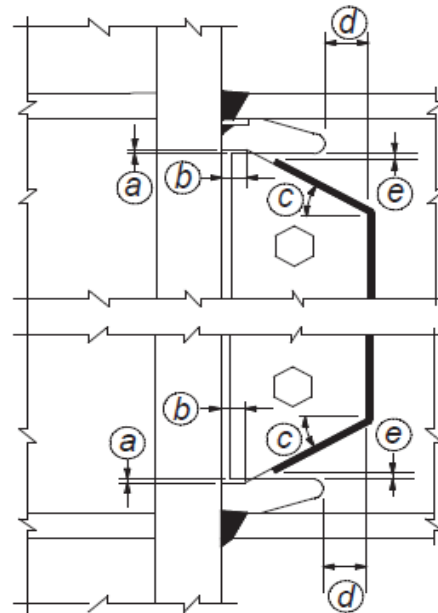


Figura 8.3 AISC 358-10

Paso 6: Placas de Continuidad

6.1. Revisión requerimiento de placas

Según AISC 358-05 se requieren placas en los siguientes casos:

Caso 1

$t_{cf} < 0.4 \sqrt{1.8 b_{bf} t_{bf} \frac{F_{yb} R_{yb}}{F_{yc} R_{yc}}}$ (Ec 2.4.4-3 AISC 358-10)		
1.31 cm	<	2.42 cm

Requiere placas

Caso 2

$t_{cf} < \frac{b_{bf}}{6}$ (Ec 2.4.4-4 AISC 358-10)		
1.31 cm	<	2.55 cm

Requiere placas

Caso 3. Revisión de estados límites. Según AISC 360-10 (Sección J.10)

P_{uf} (ton)	77.0	(fuerza axial que debe tomar la columna)
----------------	------	---

6.2 Estados límites a revisar

6.2.1 Flexión local del ala de la columna

(Sección J-10.1 AISC 360-10)

$\phi R_n = \phi 6.25 t_{cf}^2 F_{yf}$	
t_{cf} (cm)	1.31
ϕ	0.9
ϕR_n (Ton)	33.7

Requiere placas

6.2.2 Ruptura local del alma de la columna

(Sección J-10.3 AISC 360-10)

$\phi R_n = \phi 0.8 t_{cw}^2 \left[1 + 3 \left(\frac{I_b}{d_c} \right) \left(\frac{t_{cw}}{t_{cf}} \right)^{1.5} \right] \sqrt{E_s F_{yw} t_{cf}}$			
t_{cw} (cm)	0.75	t_{cf} (cm)	1.31
$l_b = K_b$ (cm)	2.35	d_c (cm)	30.2
ϕ	0.75	ϕR_n (Ton)	41.3

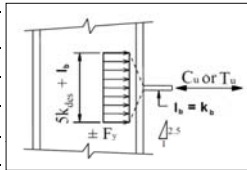
Requiere placas

6.2.3 Fluencia local del alma de la columna

(Sección J-10.2 AISC 360-10)

$\phi R_n = \phi F_{yc} (5k_{des} + I_b) t_{cw}$	
k_{des} (cm)	2.5908
$l_b = K_b$ (cm)	2.35
t_{cw} (cm)	0.75
ϕ	1
ϕR_n (Ton)	40.1

Requiere placas



6.2.4 Pandeo del alma de la columna

(Sección J-10.5 AISC 360-10)

$\phi R_n = \phi \frac{24 t_{cw}^3}{h} \sqrt{E_s F_{yw}}$	
t_{cw} (cm)	0.7
h	25.2
ϕ	0.75
ϕR_n (Ton)	25.4

Requiere placas

6.3. Espesor de la placa de continuidad

6.3.1 Carga de diseño

$R_{ust} = P_{uf} - \phi R_{n \min}$ (fuerza que toma el rigidizador)	
P_{uf} (Ton)	77.0
$\phi R_{n \min}$ (Ton)	25.4
R_{ust} (Ton)	51.7

6.3.2 Área de la placa requerida por estados límite

$A_{cp} = b_{cp} t_{cp} = \frac{R_{ust}}{2\phi F_y}$		(área de cada rigidizador)
ϕ	0.9	
F_y (kg/cm ²)	2520	
A_{cp} req (cm ²)	11.4	
b_{cp} min (cm)	7.3	$(b_{fb} - t_{wc})/2$ - coincide con el borde de la viga
b_{cp} max (cm)	9.8	$(b_{fc} - t_{wc})/2$ - coincide con el borde de la columna
b_{cp} a usar (cm)	9.5	adecuado
t_{cp} req (cm)	1.20	

Además, el AISC 358-10 (Sección 2.4.4a) recomienda que el espesor de la placa debe ser al menos:

a) La mitad del espesor del ala de la viga (para conexiones exteriores)

t_{cp} (cm) >	0.67	Cumple
-----------------	------	--------

b) Igual al espesor del ala de la viga (para conexiones interiores)

t_{cp} (cm) >	1.33	No cumple
-----------------	------	-----------

t_{cp} a usar (cm)	1.27	Cumple
----------------------	------	--------

t_{cp} (pulgadas)	1/2	
---------------------	-----	--

6.3. Diseño de Soldaduras

6.3.1. Soldadura de filete placa-ala de la columna

Según AISC 358- 10 (2.4.4b). La resistencia debe ser el menor de los siguientes valores:

a) Suma de resistencias a tensión del área de contacto de placas de continuidad con las alas de la columna

t_{cp} (cm)	1.27	
K_1 col (cm)	2.2	
$L_{contacto}$ (cm)	6	
A_g (cm ²)	15.9	(incluye el área de contacto en cada ala)
ϕR_n (Ton)	36.2	

b) Resistencia a cortante de la placa de continuidad (material base)

$R_u = 0.6t_{cp} L_{net} F_y$	
K_1 col (cm)	2.2
$K_{col} + 4$ (cm)	6.4
L_{net} (cm)	16.1
F_y (kg/cm ²)	2520
R_u (Ton)	31.0

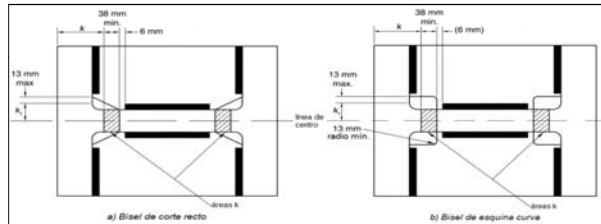


Fig C-I-7.2 AISC 341-10

c) Resistencia de diseño a cortante en la zona panel

ϕR_n (Ton)	88.2
------------------	------

d) Fuerza transmitida a la placa de continuidad por la cedencia de las vigas

R _{ust} (Ton)	51.7
------------------------	------

Rige R _u (Ton)	31.0
---------------------------	------

Resistencia de la soldadura	
$R_d = 0.707wL_w F_w$ (doble filete)	
F _w (Kg/cm ²)	2940
w _{req} (cm)	0.62
t _{max} (cm)	1.27
w _{min} (cm)	0.8
w _{a usar} (cm)	0.64 <small>modificar</small>
w _{a usar} (in)	1/4
∅	0.75
∅R _n (Ton)	31.9 <small>Cumple</small>

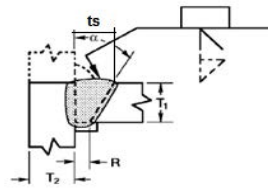
Tamaño mínimo de la soldadura de filete		
Espesor de la parte más gruesa a unir(cm)		Tamaño mín soldadura (cm)
Mayor a:	Hasta:	
-	0.64	0.32
0.64	1.27	0.48
1.27	1.9	0.64
1.9	-	0.80

Tabla J2.4 AISC 360-10

6.3.2 Soldadura de penetración completa (CPJ) placa- ala de la columna
(Tabla J2.5 AISC360-10)

Resistencia requerida	
P _{uf} (Ton)	38.5

Detallado	
T1= t _{cp} (cm)	1.27
T2= t _{cf} (cm)	1.3
t _s (α=30°) (cm)	1.73
t _s (α=45°) (cm)	1.87
t _s a usar (cm)	1.87



Según Figura 3.4 AWS D1.1M: 2010

R (cm)	α (°)	* a usar
0.6	45	
1	30	

Capacidad	
$R_{nMB} = F_{yb} A_w$	
L _w =2(b _{cp} -k ₁)	12.0
t _w =t _{cf} (cm)	1.3

Notas:
1. no es necesario remover placas de respaldo, pero se debe colocar soldadura de 7.9

a) Cedencia en el área bruta

A _g (cm ²)	31.4
∅	1
∅R _n (Ton)	66.0

Cumple

b) Ruptura en el área neta

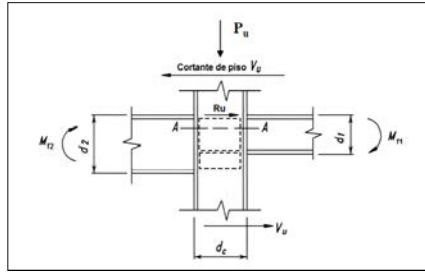
A _{nV} (cm ²)	31.4
∅	0.75
∅R _n (Ton)	63.7

Cumple

Paso 7: Espesor requerido de la Zona de Panel

7.1) Cortante en la zona de panel (J10.6 AISC 360-10)

Resistencia requerida	
$R_v = \left(\frac{M_f}{d_b - t_{bf}} \right)_1 + \left(\frac{M_f}{d_b - t_{bf}} \right)_2 - V_u$	
Marco	IMF
V_u piso (Ton)	0.0
M_{f1} (Ton-m)	33.0
M_{f2} (Ton-m)	0.0
R_u (Ton)	74.8



Para marcos SMF usar momentos plásticos probables
Para marcos IMF usar momentos de análisis para

P_{uc} (Ton)	118.0
$P_y = F_y \cdot A_g$ (Ton)	264.2
ϕ	1

Capacidad despreciando la deformación de la zona de panel en la estabilidad del marco

Si $P_{uc} < 0.4P_y$

$\phi R_n \leq 0.6 F_y d_c t_{cw}$ (Ec J-9 AISC360-10)	
ϕR_n (Ton)	No aplica

Si $P_{uc} > 0.4P_y$

$\phi R_n \leq 0.6 F_y d_c t_{cw} \left(1.4 - \frac{P_{uc}}{P_y} \right)$ (Ec J-10 AISC360-10)	
ϕR_n (Ton)	45.3
	Cumple

Considerar deformación?	si
ϕR_n Columna (Ton)	52.4
V_u doubler plate (Ton)	22.4

7.2 Capacidad a cortante del doubler plate

$V_n = 0.6 A_f C_v$	
F_y (kg/cm ²)	2520
h_{dp} (cm)	27.6
$t_{dp req}$ (cm)	0.60
$t_{dp a usar}$ (cm)	0.95
k_v	5
$h/t_w \leq 1.1 \sqrt{k_v E / F_y}$	
29.0	69.5
C_v	1
ϕ	0.9
ϕV_n (Ton)	35.8

adecuado

(Ec. G2.2 AISC-360-10)

Cumple

Resistencia por elemento	ϕR_n (Ton)
Columna	52.4
Doubler plate	35.8
Conjunto	88.2

Cumple

Capacidad considerando la deformación en la estabilidad del marco

Si $P_{uc} < 0.75P_y$

$\phi R_n \leq 0.6 F_y d_c t_{wc} \left(1 + 3 \frac{b_{cf} t_{cf}^2}{d_b d_c t_{wc}} \right)$ (Ec J-11 AISC360-10)	
ϕR_n (Ton)	52.4
	No cumple

requiere doubler plate

Si $P_{uc} > 0.75P_y$

$\phi R_n \leq 0.6 F_y d_c t_{cw} \left(1 + 3 \frac{b_{cf} t_{cf}^2}{d_b d_c t_{cw}} \right) \left(1.9 - \frac{1.2 P_{uc}}{P_y} \right)$ (Ec J-12 AISC360-10)	
ϕR_n (Ton)	No aplica

7.3 Revisión espesor individual (Aplica para Marcos SMF)

d_z (cm)	42.8
w_z (cm)	27.6
$t \geq \frac{d_z + w_z}{90}$	0.78
a. t_{cw} (cm)	0.7
b. t_{dp} (cm)	0.95
c. t conjunto (cm)	1.7

(Ec. 3.7 AISC 341-10)

No Aplica

No Aplica

Cumple

7.4. Revisión espesor según FEMA 350 (Aplica para Marcos SMF)

$t = \frac{C_y M_c \left(1 - \frac{d_b}{h} \right)}{0.9 \cdot 0.6 F_y R_y d_c (d_b - t_{bf})}$	
C_y	0.623
M_c (T-m)	75.0
h (cm)	320
d_c (cm)	30.2
d_b (cm)	45.5
t_{bf} (cm)	1.3
t (cm)	1.45
t_{cw} (cm)	0.75
$t_{dp req}$ (cm)	0.97

Necesita doubler plate

7.5 Diseño de soldaduras

7.5.1 Soldadura de filete doubler plate- ala de la columna (sentido largo)

$$V_{uw} = \max \left[V_u \frac{d_z}{W_z}, \phi 0.6 d_z t_{db} F_y \right]$$

V_{uw} (Ton)	61.6
----------------	------

Resistencia de la soldadura

$$R_n = 0.707 w L_w F_w$$

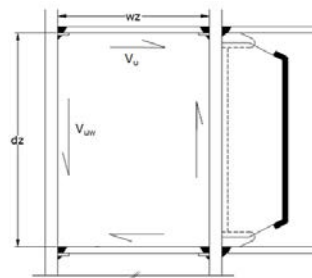
F_w (Kg/cm ²)	2940
w_{req} (cm)	0.92
t_{max} (cm)	1.31
w_{min} (cm)	0.64
w_a usar (cm)	0.95
w_a usar (in)	3/8
ϕ	0.75
ϕR_n (Ton)	63.6

adecuado

Cumple

Tamaño mínimo de la soldadura de filete		
Espesor de la parte más gruesa a unir (cm)		Tamaño mín soldadura (cm)
Mayor a:	Hasta:	
-	0.64	0.32
0.64	1.27	0.48
1.27	1.9	0.64
1.9	-	0.79

Tabla J2.4 AISC 360-10



Distribución del cortante en el doubler-plate

7.5.2 Soldadura de filete doubler plate-placa de continuidad (sentido corto)

V_u (Ton)	22.4
-------------	------

Resistencia de la soldadura

$$R_n = 0.707 w L_w F_w$$

F_w (Kg/cm ²)	2940
w_{req} (cm)	0.52
t_{max} (cm)	1.27
w_{min} (cm)	0.79
w_a usar (cm)	0.95
w_a usar (in)	1/4
ϕ	0.75
ϕR_n (Ton)	41.0

adecuado

Cumple

Paso 8: Relación de momentos viga-columna (Aplica para marcos SMF)

Tipo de marco:	IMF
----------------	-----

$\frac{\sum M_{pc}}{\sum M_{pb}} \geq 1$	(Ec 9. 3 AISC 341-05)
	(Ec 10. 6 CSCR-2002)

Columnas
$\sum M_{pc} = \sum Z_c \left(F_{yc} - \frac{P_{uc}}{A_g} \right)$

Vigas
$\sum M_{pb} = \sum (1.1 R_y M_p + M_v)$

P _{uc superior}	0	Ton
P _{uc inferior}	118	Ton
Z _c	934.1	cm ³
F _{yc}	3500	kg/cm ²
A _g	75.5	cm ²
∑M_{pc}	51	Ton-m

Cant vigas	1	
R _y	1.1	
M _p	45.0	Ton-m
M _v	5.71	Ton-m
∑M_{pb}	60.1	Ton-m

∑M_{pc}/∑M_{pb}	-	No Aplica
--	---	-----------

Excepciones:

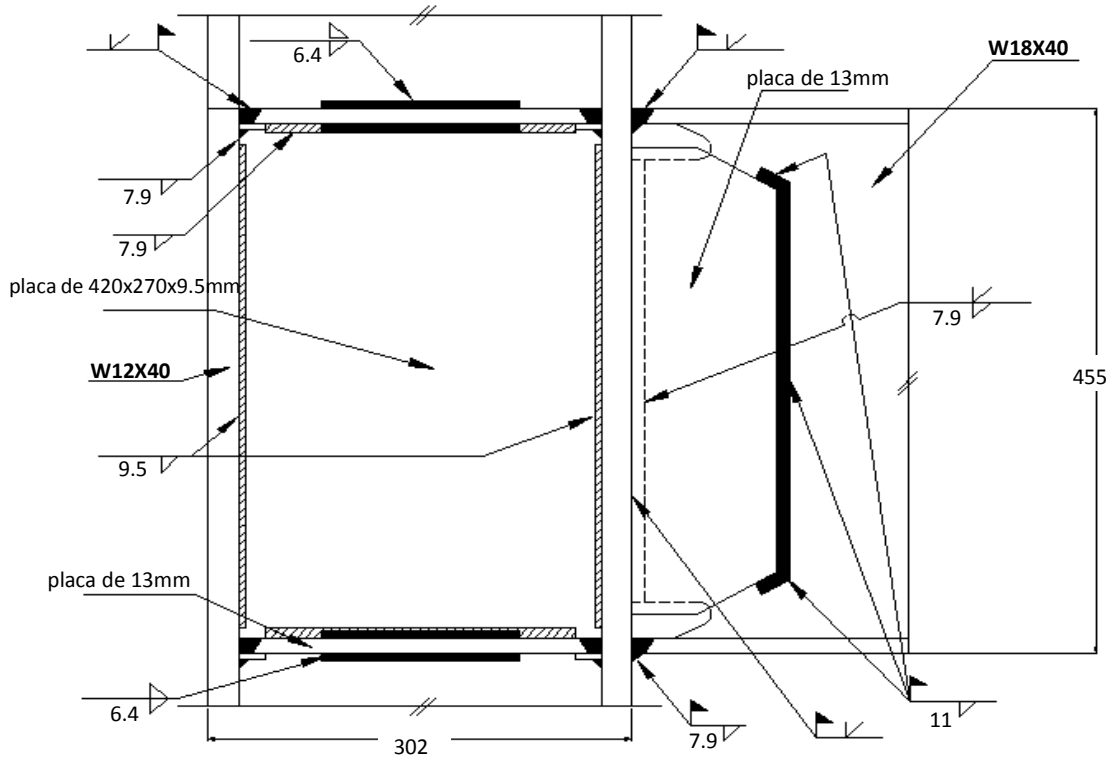
Según el CSCR-10, en marcos SMF no es necesario cumplir este requisito en:

1. Columnas donde $P_{uc} \leq 0.3P_y$, donde $P_y = A_g F_y$, para todas las combinaciones de carga y que además cumpla con alguno de los siguientes requisitos:

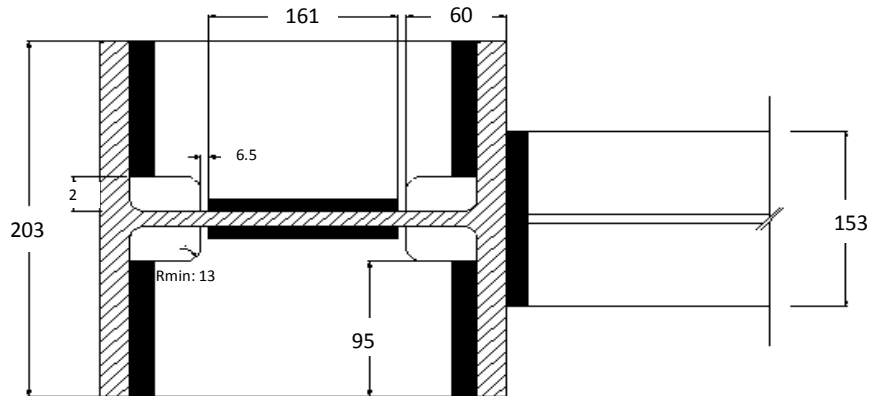
- 1.1 Columnas que son parte de una edificación de un solo nivel o del último nivel de una estructura de varios niveles.
- 1.2 Columnas donde la suma de la capacidad nominal a cortante de todas las columnas del nivel considerado que no formen parte del marco SMF sea 20% a la suma de la capacidad nominal de todas las columnas pertenecientes al SMF en ese nivel y que actúan en la misma dirección. Asimismo, columnas donde la suma de la capacidad nominal a cortante de todas las columnas de cada línea en el nivel considerado y que no formen parte del marco SMF sea 33% a la suma de la capacidad nominal de todas las columnas pertenecientes a esa línea de columnas y al SMF.

2. Columnas de cualquier nivel cuya razón entre capacidad y demanda en cortante sea 50% mayor a las columnas del nivel superior.

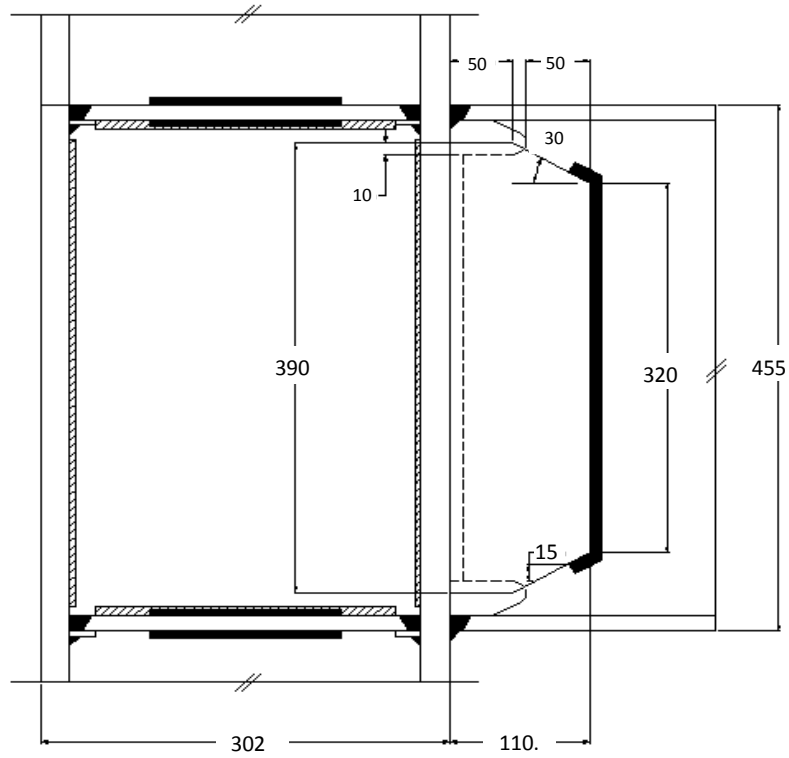
Detalle de Conexión WUF
(cotas en mm)



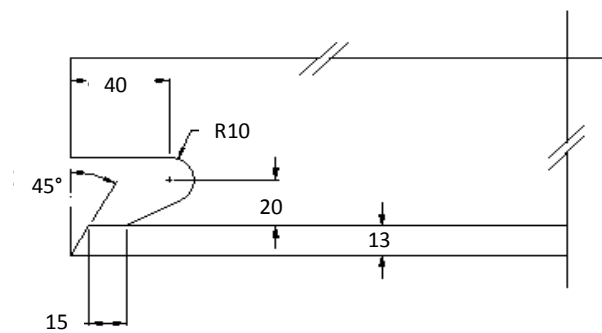
Detalle de placa de continuidad
(cotas en mm)



Detalle de placa de cortante
(cotas en mm)

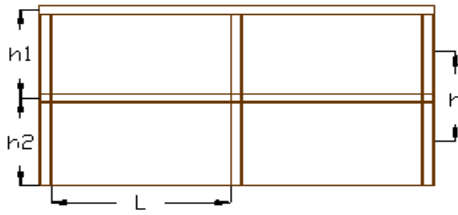


Detalle de abertura de acceso para soldadura
(cotas en mm)



Datos generales

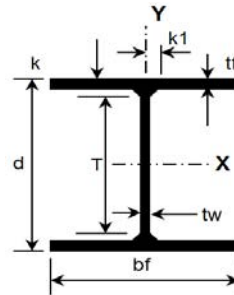
Características del marco



Tipo de marco	IMF
Altura del piso superior, h_1 (m)	3.2
Altura del piso inferior, h_2 (m)	3.2
Dist. Libre entre columnas, L(m)	6.7

Características de los elementos

Elemento:	Columna	Viga
Parámetro	W12X40	W18X40
Área (cm ²)	75.5	76.1
d (cm)	30.2	45.5
t_w (cm)	0.75	0.8
b_f (cm)	20.3	15.3
t_f (cm)	1.31	1.33
k_{des} (cm)	2.6	2.4
k_{det} (cm)	3.5	3.0
k_i (cm)	2.2	2.1
$b_i/(2*t_i)$	7.8	5.7
h/t_w	33.6	50.9
Peso (kg/m)	59.5	59.5
I_x (cm ⁴)	12778.3	25473.4
S_x (cm ³)	843.9	1120.9
Z_x (cm ³)	934.1	1284.7
F_y (kg/cm ²)	3500	3500
F_u (kg/cm ²)	4500	4500
Acero	A572/A572M	A572/A572M
R_y	1.1	1.1



Placas de refuerzo
(cortante, continuidad, rigidizadores)

F_y (kg/cm ²)	2520
F_u (kg/cm ²)	3500
R_y	1.5
Acero	A36/A36M

Electrodos

F_{Exx} (kg/cm ²)	4900
---------------------------------	------

Cargas

W_{viga} (Ton/m)	0.060	peso propio de la viga
W_{cp} (Ton/m)	3.99	carga permanente sobre la viga
$W_{cp\ total}$ (Ton/m)	4.050	carga temporal sobre la viga
W_{ct} (Ton/m)	1.75	carga permanente total sobre la viga
P_{cp} (Ton)	0	carga permanente concentrada en el centro de la viga
P_{ct} (Ton)	0	carga temporal concentrada en el centro de la viga
P_{uc} (Ton)	118.1	carga axial última en la columna

Límites de precalificación

(Requisitos según AISC 358-2010, Cap. 6)

General	Parámetro	Conexión a diseñar	
Sistemas Aplicables	OMF, IMF, SMF	IMF	Aplica

Parámetros de la Viga	Parámetro	Conexión a diseñar	
Peralte máximo según tipo de conexión, Tabla 6.1 (cm)	Tabla 6.1, AISC 358	45.5	-
Peso máximo (kg/m)	Ilimitado	59.5	Cumple
Espesor máximo del ala según tipo de conexión (cm)	Tabla 6.1, AISC 358	1.3	-
Relación mínima claro/peralte	5	14.7	Cumple
Materiales permitidos	Ver Cuadro 2.1	A572	Cumple
Grado	Ver Cuadro 2.1	50	Cumple
Relación máxima b/2t	9.1	5.7	Cumple
Relación máxima h/t	58.7	50.9	Cumple

Parámetros de la Columna	Parámetro	Conexión a diseñar	
Peralte máximo = igual al peralte de la viga o menor (cm)	45.5	30.2	Cumple
Peso máximo (kg/m)	Ilimitado	59.5	Cumple
Materiales permitidos	Ver Cuadro 2.1	A572	Cumple
Grado	Ver Cuadro 2.1	50	Cumple
Relación máxima b/2t	9.1	7.8	Cumple
Relación máxima h/t	49.2	33.6	Cumple

Paso 1.1: Cálculo del Momento Probable, M_{pr} (AISC 358-10: 2.4.3)

$$M_{pr} = C_{pr} R_y Z_e F_y$$

$C_{pr} = \frac{F_y + F_u}{2F_y} \leq 1.2$	1.14
C_{pr} a utilizar	1.4
R_y	1.1
$Z_e = Z_x$ (cm ³)	1284.7
F_y (kg/cm ²)	3500
M_{pr} (Ton-m)	69.2

Nota: según AISC 358 se recomienda utilizar 1.4 para la conexión WUF-W

Paso 1.2: Localización de la rótula plástica conexión, s_h

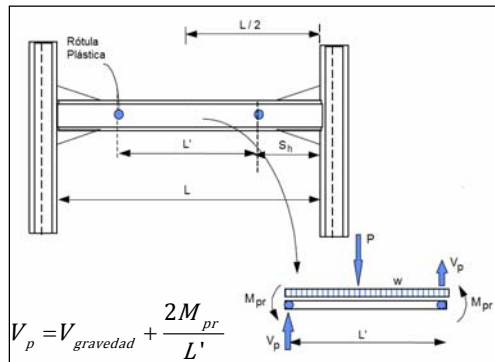
Tipo de conexión End-Plate	Empalme Con rigidizador
espesor de placa t_p (cm)	2.2
Longitud del rigidizador, L_{st} (cm)	17.5
Zona de protección conexión WUF(cm)	45.5
Zona de protección End Plate (cm) (Calculada para placa de extremo)	40.2
Criterios para definir ubicac de empalme	Aplica
1-Zona de protección total recom.(cm)	85.7
2-Punto de inflexión en la viga (0.15L)	1
Localización conexión End Plate x (cm)	90
$s_h=0$, (WUF-W controla rótula)	0.0
S_h (cm)	0.0

Ok

x: dist medida desde la cara de la columna

Paso 1.3: Cálculo del Cortante en la rótula, V_p

P (Ton)	0.00
w (Ton/m)	5.13
L' (m)	6.7
V_{grav} (Ton)	17.2
V_p (Ton)	37.8



Paso 1.4: Cálculo de Momento en la conexión de Placa Extendida

Localización conexión End Plate x (cm)	90	Definido en Paso 1.2
Dist. Libre al centro de la viga (m)	3.35	
momento en la cara de columna, M_f (T-m)	69.2	

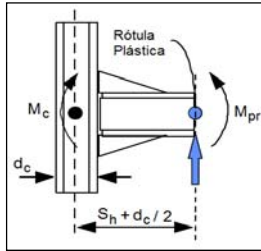
M_{EP} (Ton-m)	50.6
------------------	------

Paso 1.5: Cálculo de otros momentos

1.5.1) Momento al centro de la columna

$$M_c = M_{pr} + V_p \left(s_h + \frac{d_c}{2} \right)$$

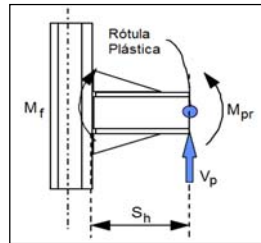
M_c (Ton-m)	75.0
---------------	------



1.5.2) Momento en la cara de la columna

$$M_f = M_{pr} + V_p s_h$$

M_f (Ton-m)	69.2
---------------	------



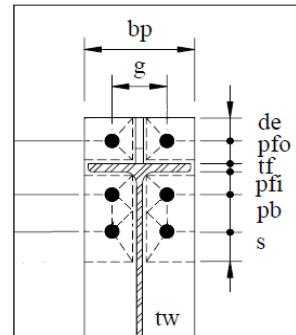
1.5.3) Momento de fluencia en la cara de la columna

$M_{yf} = C_y M_f$	(Ec. 3.3 FEMA 350)
$C_y = \frac{1}{C_{pr} (Z_x / S_x)}$	0.623 (Ec. 3.4 FEMA 350)
M_{yf} (Ton-m)	43.2

Paso 2: Configuración y geometría de la conexión a utilizar

Geometría de placa (Revisar con la tabla 6.1 AISC 358-05 y tabla J3.4M AISC 360-05)

$b_{p\ recom}$ (cm)	17.8	ancho recomendado de placa de conexión
$b_{p\ a\ usar}$ (cm)	18	ancho de placa de conexión a utilizar
g (cm)	9	dist horizontal entre pernos
p_{fi} (cm)	5	dist del borde del ala en tensión a la fila interna de pernos más cercana
p_{fo} (cm)	5	dist del borde del ala en tensión a la fila externa de pernos más cercana
d_e (cm)	5	dist del borde de la placa al centro de la fila de pernos más externa
p_b (cm)	5	No aplica
t_{bf} (cm)	1.33	espesor del ala de la viga
d_b (cm)	45.5	peralte de la viga



Configuración de placa a utilizar*: 4ES (4 pernos con rigidizador)

* Al final de la hoja se muestra un Cuadro Comparativo

Paso 3: Determinar el diámetro requerido de perno

$d_{b\ req} = \sqrt{\frac{4M_{EP}}{\pi\phi n F_t \sum h_i}}$		Ec6.9-6 AISC 358-10
n	2	Cant de pernos/fila
M_{EP} (Ton-m)	50.6	
Tipo de pernos	A325	
F_t (Kgf)	6300	
ϕ_n	0.9	
d_b req. (cm)	2.54	(1 in)
d_b a usar (cm)	2.54	Cumple

Paso 4: Cálculo de M_{np}

$M_{np} = nP_t \sum_{i=1}^N h_i$		Brazos de palanca h_i	
n	2	h_0 (cm)	49.8
$P_t = A_b F_t = \left(\pi \frac{d_b^2}{4}\right) F_t$		h_1 (cm)	38.5
		h_2 (cm)	-
		h_3 (cm)	-
A_b (cm ²)	5.07		
P_t (Ton)	31.9		
M_{np} (Ton-m)	56.4		
ϕ_n	0.9		
ϕM_{np} (Ton-m)	50.7		

Cumple

Paso 5: Determinar espesor de placa

$t_{p\ req} \geq \sqrt{\frac{1.11\phi_n M_{np}}{\phi_d F_{yp} Y_p}}$		Ec6.9-8 AISC 358-05
s (cm)	6.4	
d_e (cm)	5.0	
Y_p (cm)	456.3	
ϕ_d	1	
F_{yp} (kg/cm ²)	2520	
t_p req (cm)	2.21	
t_p a usar (cm)	2.22	Cumple

Paso 6: Determinar capacidad a flexión de la placa

$M_{pl} = \phi_d F_{yp} t_p^2 Y_p$	
F_{yp} (kg/cm ²)	2520
M_{np} (Ton-m)	56.8
ϕ_d	1
ϕM_{np} (Ton-m)	56.8

Resumen de resultados

PLACAS		
largo, h_p	65.5	cm
ancho, b_p	18	cm
espesor, t_p	2.22	cm
F_{yp}	2520	kg/cm ²

PERNOS		
Tipo de pernos	A325	
d_b	2.54	cm
Cant de pernos	8	/placa

Paso 7: Cálculo de la fuerza factorizada en el ala de la viga

$P_{uf} = \frac{M_{EP}}{d_b - t_{bf}}$	114.8	Ec6.10-6 AISC 358-10
	(Ton)	

Paso 8-9: Revisión de cortante en la porción de placa extendida

Tipo de conexión	4ES
------------------	-----

Para conexiones sin rigidizador (4E)

Fluencia Ec6.10-7 AISC 358-10

$\frac{P_{uf}}{2} < \phi_n R_n = \phi_n 0.6 b_p t_p F_{yp}$	
P _{uf} /2 (Ton)	57.4
ϕ_n	0.9
$\phi_n R_n$ (Ton)	-

No aplica

Ruptura Ec6.10-8 AISC 358-10

$\frac{P_{uf}}{2} < \phi_n R_n = \phi_n 0.6 F_{up} A_n$	
P _{uf} /2 (Ton)	57.4
ϕ_n	90
A _n (cm ²)	27.3
$\phi_n R_n$ (Ton)	-

No aplica

Paso 10: Para conexiones con rigidizador (4ES, 8ES)

Espesor del rigid. Ec6.10-9 AISC 358-10

$t_{st req} = t_{bw} \frac{F_{yb}}{F_{yst}}$	
F _{ys} (kg/cm ²)	2520
F _{yb} (kg/cm ²)	3500
t _{st req} (cm)	1.11
t _{st a usar} (cm)	1.27

(0.5 in)

Cumple

Geometría del rigidizador

Ec6.9-1 AISC 358-10

$L_{st} = \frac{h_{st}}{\tan 30^\circ}$	
h _{st} (cm)	10
L _{st min} (cm)	17.32
L _{st a usar} (cm)	17.5
h _{st} /t _{st} <	0.56 (E/F _{ys}) ^{0.5}
7.9	15.8

Cumple

Ec6.10-10 AISC 358-10

Cumple

Paso 11: Resistencia a la ruptura por cortante en los pernos

$V_u < \phi R_n = \phi_n n_b F_v A_b$		Ec6.10-11 AISC 358-10
V_u (Ton)	37.8	
ϕ_n	0.90	
A_b (cm ²)	5.07	
Tipo de pernos	A325	
F_v (kg/cm ²)	3780	Tabla J3.2 AISC-2010
n_b	4	cantidad de pernos en el ala a compresión
$\phi_n R_n$ (Ton)	69.0	Cumple

Paso 12: Resistencia a la falla por aplastamiento/extracción de los pernos

Para un perno: $R_n = 1.2L_c t_p F_{up} < 2.4d_b t_p F_{up}$

Resistencia al aplastamiento

$R_n = 2.4d_b t_p F_{up}$	
d_b (cm)	2.54
t_p (cm)	2.22
F_u (kg/cm ²)	3500
R_n (Ton/perno)	47.4

Resistencia a la ruptura de borde

$R_n = 1.2L_c t_p F_{up}$		
externos	L_c (cm)	3.65
	R_n (Ton/perno)	34.1
internos	L_c (cm)	3.7
	R_n (Ton/perno)	34.1

Para el conjunto de pernos: $V_u < \phi_n R_{n\ total} = \phi_n (n_i R_{ni} + n_o R_{no})$ Ec6.10-12 AISC 358-10

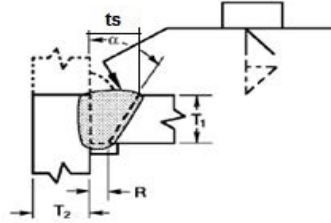
n_i	2	pernos internos
n_o	2	pernos externos
V_u (Ton)	37.8	
ϕ_n	0.90	
$\phi_n R_{n\ total}$ (Ton)	122.7	Cumple

Paso 13: Soldaduras

13.1 Soldadura de penetración total (CPJ) ala viga-placa extendida
(Sección 6.9.7 AISC 358-10)

Resistencia requerida	
$M_u = M_{EP}$ (Ton-m)	50.6
$d_c - t_{bf}$ (cm)	44.1
$P_{uf} = \frac{M_{EP}}{d_b - t_{bf}}$	114.8

Ton



Según Figura 3.4 AWS D1.1M: 2010

R (cm)	α (°)
0	45

Notas:

1. remover placas de soporte, backgouge y colocar soldadura de 8 mm .
2. La raíz de la soldadura debe estar en la cara interior del ala de la viga
3. No utilizar aberturas de acceso
4. Esta soldadura debe realizarse después de la soldadura del

Detallado	
$T_1 = t_{bf}$ (cm)	1.33
$T_2 = t_p$ (cm)	2.22
t_s ($\alpha=45^\circ$) (cm)	1.33
t_s a usar (cm)	1.3

Capacidad Material Base	
$L_w = b_p$ (cm)	18.0
$t_w = t_p$ (cm)	2.22

a) Cedencia en el área bruta

A_g (cm ²)	80.0
ϕ	1
$\phi R_n = \phi 0.6 \cdot A_g \cdot F_y$ (Ton)	121.0
	Cumple

b) Ruptura en el área neta

A_{nv} (cm ²)	80.0
ϕ	0.75
$\phi R_n = \phi 0.6 \cdot A_{nv} \cdot F_u$	126.0
	Cumple

13.2 Soldadura de filete placa extendida- alma de la viga

$$R_n = 0.707 w L_w F_w$$

Tensión

$T_u = 0.6 F_{yb} t_{wb}$ (Ton/cm)	1.21	
F_{yb} (kg/cm ²)	2520	
t_{bw} (cm)	0.80	
w_{req} (cm)	0.39	(Doble filete)
F_w (Kg/cm ²)	2940	
t_{max} (cm)	2.22	
w_{min} (cm)	0.79	
$w_{a\ usar}$ (cm)	0.79	(0.3125 in)

adecuado

Tamaño mínimo de la soldadura de filete		
Espesor de la parte más gruesa a unir (cm)		Tamaño mín soldadura (cm)
Mayor a:	Hasta:	
-	0.64	0.32
0.64	1.27	0.48
1.27	1.9	0.64
1.9	-	0.79

Tabla J2.4 AISC 360-10

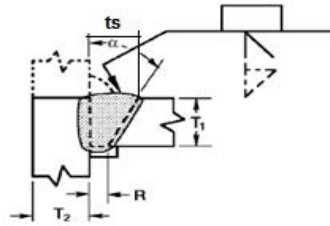
Revisión por Cortante

V_u (Ton)	37.8	
$L_{w\ effect} = \min \left[\frac{d_b}{2} - t_{bf}, d_b - 2t_{bf} - (p_{ff} + 2d_{bo}) \right]$		
$L_{w\ effect}$ (cm)	21.4	(Doble filete)
ϕR_n (Ton)	53.0	Cumple

13.3 Soldadura de penetración total (CPJ) en los rigidizadores
(Sección 6.9.7 AISC 358-10)

Detallado rigidizador-ala columna	
$T_1 = t_{st}$ (cm)	1.27
$T_2 = t_{cf}$ (cm)	1.31
$t_s (\alpha=45^\circ)$ (cm)	1.27
t_s a usar (cm)	1.3

Detallado rigidizador-ala viga	
$T_1 = t_{st}$ (cm)	1.27
$T_2 = t_{bf}$ (cm)	1.33
$t_s (\alpha=45^\circ)$ (cm)	1.27
t_s a usar (cm)	1.3



Según Figura 3.4 AWS D1.1M: 2010

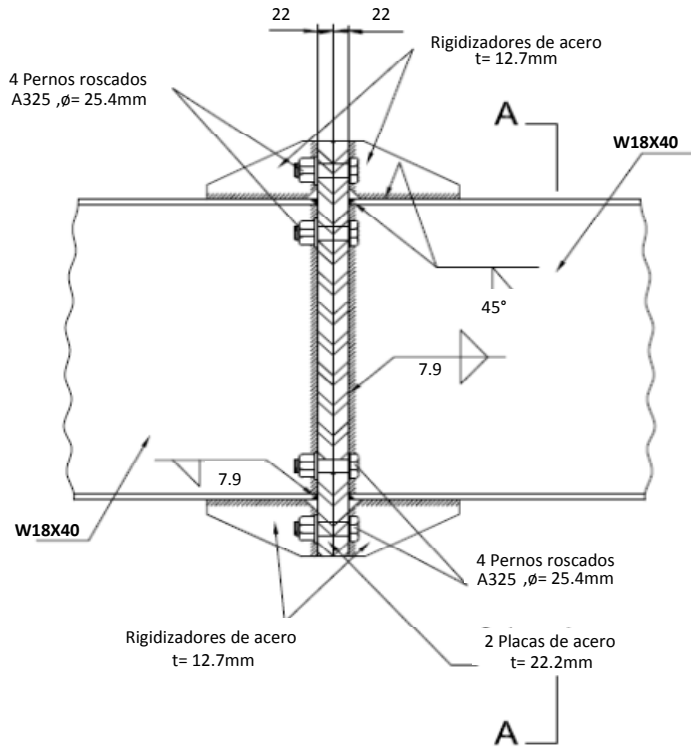
R (cm)	α (°)
0	45

Notas:
1. remover placas de soporte

Nota: Para rigidizadores con un espesor menor a 3/8" (9.6mm) se pueden utilizar soldaduras de filete que desarrollen la capacidad a cortante y tensión del rigidizador

NOTA: Para conexiones End-Plate tipo EMPALME el procedimiento finaliza aquí
(En la hoja Diagramas se muestran los resultados del diseño)
Para conexiones End-Plate de EXTREMO pasar a la siguiente hoja

Detalle de Conexión de Empalme End Plate 4ES
(cotas en mm)



Sección A-A
(cotas en mm)

