

**Reglamento CIRSOC 803**  
**Ministerio de Obras Públicas de la Nación**  
**Secretaría de Obras Públicas**

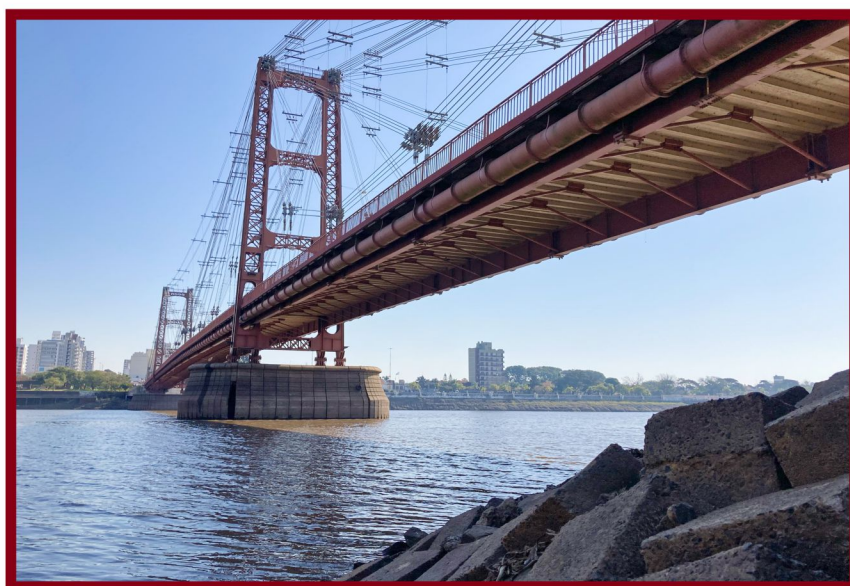
**INTI**

Instituto Nacional de  
Tecnología Industrial



**CIRSOC**

Centro de Investigación de los  
Reglamentos Nacionales de  
Seguridad para las Obras Cíviles



***COMENTARIOS AL  
REGLAMENTO ARGENTINO  
PARA EL DISEÑO DE  
PUENTES CARRETEROS***

***Puentes de Acero***

**Julio 2022**



***COMENTARIOS AL  
REGLAMENTO ARGENTINO  
PARA EL DISEÑO DE  
PUENTES CARRETEROS***

***Puentes de Acero***

***EDICIÓN JULIO 2022***



**Av. Cabildo 65 Subsuelo – Ala Savio  
(C1426AAA) Buenos Aires – República Argentina  
TELEFAX. (54 11) 4779-3183**

**E-mail: [cirsoc@inti.gob.ar](mailto:cirsoc@inti.gob.ar)  
[cirsoc@fm.gob.ar](mailto:cirsoc@fm.gob.ar)**

**INTERNET:**

**[www.inti.gob.ar/areas/servicios-industriales/construcciones-e-infraestructura/cirsoc](http://www.inti.gob.ar/areas/servicios-industriales/construcciones-e-infraestructura/cirsoc)**

*Primer Director Técnico († 1980):* **Ing. Luis María Machado**

*Directora Técnica:* **Inga. Marta S. Parmigiani**

*Área Estructuras de Hormigón:* **Ing. Daniel A. Ortega**

*Área Administración, Finanzas y Promoción:* **Lic. Mónica B. Krotz**

*Área Diseño, Edición y Publicaciones:* **Sr. Néstor D. Corti**

**© 2022**

**Editado por INTI  
INSTITUTO NACIONAL DE TECNOLOGÍA INDUSTRIAL  
Av. Leandro N. Alem 1067 – 7° piso - Buenos Aires. Tel. 4515-5000**

**Queda hecho el depósito que fija la ley 11.723. Todos los derechos, reservados. Prohibida la reproducción parcial o total sin autorización escrita del editor. Impreso en la Argentina.**

**Printed in Argentina.**

## **ORGANISMOS PROMOTORES**

Secretaría de Obras Públicas de la Nación  
Secretaría de Vivienda y Hábitat de la Nación  
Instituto Nacional de Tecnología Industrial  
Instituto Nacional de Prevención Sísmica  
Ministerio de Hacienda, Finanzas y Obras Públicas de la Provincia del Neuquén  
Consejo Interprovincial de Ministros de Obras Públicas  
Gobierno de la Ciudad de Buenos Aires  
Dirección Nacional de Vialidad  
Dirección de Vialidad de la Provincia de Buenos Aires  
Consejo Vial Federal  
Cámara Argentina de la Construcción  
Consejo Profesional de Ingeniería Civil  
Asociación de Fabricantes de Cemento Pórtland  
Instituto Argentino de Normalización y Certificación  
Techint  
Acindar – Grupo Arcelor Mittal

## **MIEMBROS ADHERENTES**

Asociación Argentina de Tecnología del Hormigón  
Asociación Argentina de Hormigón Estructural  
Asociación Argentina de Hormigón Elaborado  
Asociación Argentina del Bloque de Hormigón  
Asociación de Ingenieros Estructurales  
Cámara Industrial de Cerámica Roja  
Centro Argentino de Ingenieros  
Instituto Argentino de Siderurgia  
Transportadora Gas del Sur  
Quasdam Ingeniería  
Sociedad Argentina de Ingeniería Geotécnica  
Colegio de Ingenieros de la Provincia de Buenos Aires  
Cámara Argentina del Aluminio y Metales Afines  
Cámara Argentina de Empresas de Fundaciones de Ingeniería Civil  
Federación Argentina de la Ingeniería Civil  
Consejo Profesional de Agrimensores, Ingenieros y Profesiones Afines de Salta  
Asociación Argentina de Ensayos no Destructivos



## ***Reconocimiento Especial***

*El INTI-CIRSOC agradece muy especialmente a las Autoridades del American National Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO) por habernos permitido adoptar de base para el desarrollo de este Reglamento, la edición 2012 del documento **AASHTO LRFD Bridge Design Specification**.*





**ASESORES QUE INTERVINIERON EN LA REDACCIÓN DE  
LOS**

**COMENTARIOS AL  
REGLAMENTO ARGENTINO  
PARA EL DISEÑO DE  
PUENTES CARRETEROS**

**CIRSOC 803**

***Puentes de Acero***

***Ing. Francisco Bissio  
Ing. Victorio Hernández Balat  
Ing. Daniel Ortega  
Ing. Martín Polimeni  
Ing. Gustavo Soprano***



***El Equipo Redactor contó con la colaboración de los siguientes profesionales:***

Ing. Victor Fariña	DIRECCIÓN NACIONAL DE VIALIDAD
Ing. Susana Faustinelli Ing. Guillermo Ferrando Ing. José Giunta Ing. Hugo Echegaray	CONSEJO VIAL FEDERAL
Ing. Diego Cernuschi	DIRECCIÓN DE VIALIDAD DE LA PROVINCIA DE BUENOS AIRES
Ing. Máximo Fioravanti	ACADEMIA NACIONAL DE INGENIERÍA
Ing. Gabriel Trogia	COORDINADOR COMISIÓN PERMANENTE DE ESTRUCTURAS DE ACERO DE INTI-CIRSOC
Ing. Juan José Goldemberg	SOCIEDAD ARGENTINA DE INGENIERÍA GEOTÉCNICA - SAIG
Ing. Javier Fazio Ing. Tomás del Carril Ing. Rogelio Percivatti Franco Ing. Martín Polimeni	ASOCIACIÓN DE INGENIEROS ESTRUCTURALES - AIE
Ing. Roberto Cudmani Ing. Juan Carlos Reimundín	COORDINADORES DEL REGLAMENTO CIRSOC 102-2005
Ing. Alicia Aragno	INVITADA ESPECIAL - EXCOORDINADORA ÁREA ACCIONES SOBRE LAS CONSTRUCCIONES DE INTI-CIRSOC

***Agradecimiento especial***

*El INTI-CIRSOC agradece muy especialmente al Ing. **Angel Ciarbonetti** la donación de la foto que ilustra la tapa de este Reglamento, que pertenece al **Puente Ing. civil Marcial Candiotti**, ubicado en la Provincia de Santa Fe y al Ing. **Guillermo Ferrando** por todas las gestiones realizadas.*



# INDICE

## COMENTARIOS AL CAPÍTULO 6. PUENTES DE ACERO

C 6.1. CAMPO DE VALIDEZ	1
C 6.2. DEFINICIONES (Este artículo no tiene comentarios)	1
C 6.3. SIMBOLOGÍA (Este artículo no tiene comentarios)	1
C 6.4. MATERIALES	2
C 6.4.1. Aceros estructurales	2
C 6.4.2. Pernos, rodillos (rollers) y balancines (rockers) (Este artículo no tiene comentarios)	3
C 6.4.3. Bulones, tuercas y arandelas	3
C 6.4.3.1. Bulones	3
C 6.4.3.2. Tuercas	3
C 6.4.3.2.1. Tuercas utilizadas con los medios estructurales de unión (Este artículo no tiene comentarios)	3
C 6.4.3.2.2. Tuercas utilizadas con bulones de anclaje (Este artículo no tiene comentarios)	3
C 6.4.3.3. Arandelas	3
C 6.4.3.4. Medios alternativos de unión (Este artículo no tiene comentarios)	3
C 6.4.3.5. Dispositivos indicadores de carga	3
C 6.4.4. Conectores de corte tipo stud	3
C 6.4.5. Metal de soldadura	4
C 6.4.6. Metal fundido	4
C 6.4.6.1. Acero fundido y hierro dúctil (Este artículo no tiene comentarios)	4
C 6.4.6.2. Fundiciones maleables (Este artículo no tiene comentarios)	4
C 6.4.6.3. Hierro fundido (Este artículo no tiene comentarios)	4
C 6.4.7. Acero inoxidable (Este artículo no tiene comentarios)	4
C 6.4.8. Cables	4
C 6.4.8.1. Alambre brillante (Este artículo no tiene comentarios)	4
C 6.4.8.2. Alambre galvanizado (Este artículo no tiene comentarios)	4
C 6.4.8.3. Alambre recubierto de epoxi (Este artículo no tiene comentarios)	4
C 6.4.8.4. Cables del puente (Este artículo no tiene comentarios)	4
C 6.5. ESTADOS LÍMITE	4
C 6.5.1. Requisitos generales (Este artículo no tiene comentarios)	4
C 6.5.2. Estado límite de servicio	4
C 6.5.3. Estado límite de fractura y fatiga (Este artículo no tiene comentarios)	4
C 6.5.4. Estado límite de resistencia	4
C 6.5.4.1. Requisitos generales (Este artículo no tiene comentarios)	4
C 6.5.4.2. Factores de resistencia	4

C 6.5.5. Estado límite de evento extremo (Este artículo no tiene comentarios)	5
C 6.6. CONSIDERACIONES SOBRE EL ESTADO LÍMITE DE FATIGA Y FRACTURA	5
C 6.6.1. Fatiga	5
C 6.6.1.1. Requisitos generales (Este artículo no tiene comentarios)	5
C 6.6.1.2. Fatiga inducida por las cargas	5
C 6.6.1.2.1. Aplicación	5
C 6.6.1.2.2. Criterios de diseño	6
C 6.6.1.2.3. Categorías para diseño a fatiga	7
C 6.6.1.2.4. Detallado para reducir las restricciones	8
C 6.6.1.2.5. Resistencia a la fatiga	9
C 6.6.1.3. Fatiga inducida por distorsión	11
C 6.6.1.3.1. Chapas transversales de unión	11
C 6.6.1.3.2. Chapas laterales de unión	12
C 6.6.1.3.3. Tableros ortótropos	13
C 6.6.2. Fractura	13
C 6.7. REQUISITOS GENERALES DE DIMENSIONAMIENTO Y DETALLADO	14
C 6.7.1. Longitud efectiva del tramo (Este artículo no tiene comentarios)	14
C 6.7.2. Contraflecha para carga permanente	14
C 6.7.3. Espesor mínimo del acero	16
C 6.7.4. Diafragmas y marcos transversales	16
C 6.7.4.1. Requisitos generales	16
C 6.7.4.2. Barras de sección I	17
C 6.7.4.3. Miembros de sección tipo cajón	19
C 6.7.4.4. Reticulados y arcos (Este artículo no tiene comentarios)	21
C 6.7.5. Arriostramiento lateral	21
C 6.7.5.1. Requisitos generales	21
C 6.7.5.2. Miembros de sección I	21
C 6.7.5.3. Secciones tipo omega invertida	22
C 6.7.5.4. Reticulados (Este artículo no tiene comentarios)	24
C 6.7.6. Pernos	24
C 6.7.6.1. Ubicación (Este artículo no tiene comentarios)	24
C 6.7.6.2. Resistencia	25
C 6.7.6.2.1. Combinación de flexión y corte	25
C 6.7.6.2.2. Aplastamiento	25
C 6.7.6.3. Tamaño mínimo del perno para las barras de ojo (Este artículo no tiene comentarios)	25
C 6.7.6.4. Pernos y tuercas para pernos (Este artículo no tiene comentarios)	25
C 6.7.7. Vigas laminadas y vigas armadas soldadas curvadas por calentamiento	25
C 6.7.7.1. Alcance (Este artículo no tiene comentarios)	25
C 6.7.7.2. Radio mínimo de curvatura (Este artículo no tiene comentarios)	25
C 6.7.7.3. Contraflecha	25
C 6.8. MIEMBROS EN TRACCIÓN	25
C 6.8.1. Requisitos generales	25
C 6.8.2. Resistencia a la tracción	26

C 6.8.2.1. Requisitos generales	26
C 6.8.2.2. Factor de reducción, U	26
C 6.8.2.3. Combinación de tracción y flexión	27
C 6.8.3. Área neta	29
C 6.8.4. Límites de la relación de esbeltez (Este artículo no tiene comentarios)	29
C 6.8.5. Miembros armados	29
C 6.8.5.1. Requisitos generales	29
C 6.8.5.2. Chapas perforadas (Este artículo no tiene comentarios)	29
C 6.8.6. Barras de ojo	29
C 6.8.6.1. Resistencia minorada	29
C 6.8.6.2. Dimensiones	29
C 6.8.6.3. Paquetes de barras de ojo	29
C 6.8.7. Chapas conectadas mediante pernos	30
C 6.8.7.1. Requisitos generales (Este artículo no tiene comentarios)	30
C 6.8.7.2. Chapas con pernos (Este artículo no tiene comentarios)	30
C 6.8.7.3. Dimensiones	30
C 6.8.7.4. Paquetes	30
 C 6.9. MIEMBROS EN COMPRESIÓN	 30
C 6.9.1. Requisitos generales	30
C 6.9.2. Resistencia a la compresión	30
C 6.9.2.1. Compresión axial (Este artículo no tiene comentarios)	30
C 6.9.2.2. Combinación de compresión axial y flexión	30
C 6.9.3. Límites de la relación de esbeltez (Este artículo no tiene comentarios)	31
C 6.9.4. Miembros de sección no compuesta	31
C 6.9.4.1. Resistencia nominal a la compresión	31
C 6.9.4.1.1. Requisitos generales	31
C 6.9.4.1.2. Resistencia al pandeo elástico por flexión	32
C 6.9.4.1.3. Resistencia al pandeo elástico por torsión y por flexo-torsión	32
C 6.9.4.2. Elementos esbeltos y no esbeltos	34
C 6.9.4.2.1. Elementos no esbeltos	34
C 6.9.4.2.2. Elementos esbeltos	35
C 6.9.4.3. Miembros armados	36
C 6.9.4.3.1. Requisitos generales	36
C 6.9.4.3.2. Chapas perforadas (Este artículo no tiene comentarios)	37
C 6.9.4.4. Miembros de perfil de ángulo simple	37
C 6.9.5. Miembros de sección compuesta	39
C 6.9.5.1. Resistencia nominal a la compresión	39
C 6.9.5.2. Limitaciones	40
C 6.9.5.2.1. Requisitos generales	40
C 6.9.5.2.2. Tubos rellenos de hormigón (Este artículo no tiene comentarios)	40
C 6.9.5.2.3. Perfiles embebidos en hormigón	40
 C 6.10. MIEMBROS DE SECCIÓN I SOLICITADOS A FLEXIÓN	 40
C 6.10.1. Requisitos generales	40
C 6.10.1.1. Secciones compuestas	42
C 6.10.1.1.1. Esfuerzos	42
C 6.10.1.1.1.a. Secuencia de carga	42
C 6.10.1.1.1.b. Esfuerzos para secciones en flexión positiva	42
C 6.10.1.1.1.c. Esfuerzos para secciones en flexión negativa	42
C 6.10.1.1.1.d. Esfuerzos en el tablero de hormigón	42

C 6.10.1.1.1e. Ancho efectivo del tablero de hormigón (Este artículo no tiene comentarios)	43
C 6.10.1.2. Secciones no compuestas	43
C 6.10.1.3. Secciones híbridas	43
C 6.10.1.4. Miembros de altura de alma variable	43
C 6.10.1.5. Rigidez	45
C 6.10.1.6. Esfuerzos en las alas y momentos flexores en los miembros	45
C 6.10.1.7. Armadura mínima para flexión negativa en el tablero de hormigón	47
C 6.10.1.8. Fractura de la sección neta	48
C 6.10.1.9. Resistencia al pandeo por flexión del alma	49
C 6.10.1.9.1. Almas sin rigidizadores longitudinales	49
C 6.10.1.9.2. Almas con rigidizadores longitudinales	50
C 6.10.1.10. Factores de reducción de la resistencia de las alas	52
C 6.10.1.10.1. Factor de hibridez, $R_h$	52
C 6.10.1.10.2. Factor de balanceo de las cargas del alma, $R_b$	53
C 6.10.2. Límites aplicables de las dimensiones de la sección transversal	56
C 6.10.2.1. Dimensiones del alma	56
C 6.10.2.1.1. Almas sin rigidizadores longitudinales	56
C 6.10.2.1.2. Almas con rigidizadores longitudinales	56
C 6.10.2.2. Dimensiones de las alas	57
C 6.10.3. Constructibilidad	58
C 6.10.3.1. Requisitos generales	58
C 6.10.3.2. Flexión	58
C 6.10.3.2.1. Alas sujetas a compresión discretamente arriostradas	58
C 6.10.3.2.2. Alas sujetas a tracción discretamente arriostradas	60
C 6.10.3.2.3. Alas sujetas a tracción o compresión con arriostramiento continuo	60
C 6.10.3.2.4. Tablero de hormigón	60
C 6.10.3.3. Corte	61
C 6.10.3.4. Colocación del tablero	61
C 6.10.3.5. Deflexiones por carga permanente	63
C 6.10.4. Estado límite de servicio	64
C 6.10.4.1. Deformaciones elásticas	64
C 6.10.4.2. Deformaciones permanentes	64
C 6.10.4.2.1. Requisitos generales	64
C 6.10.4.2.2. Flexión	64
C 6.10.5. Estado límite de fatiga y fractura	66
C 6.10.5.1. Fatiga	66
C 6.10.5.2. Fractura	67
C 6.10.5.3. Requisito especial de fatiga aplicable a las almas	67
C 6.10.6. Estado límite de resistencia	67
C 6.10.6.1. Requisitos generales	67
C 6.10.6.2. Flexión	69
C 6.10.6.2.1. Requisitos generales	69
C 6.10.6.2.2. Secciones compuestas en flexión positiva	69
C 6.10.6.2.3. Secciones compuestas en flexión negativa y secciones no compuestas	70
C 6.10.6.3. Corte (Este artículo no tiene comentarios)	72
C 6.10.6.4. Conectores de corte (Este artículo no tiene comentarios)	72
C 6.10.7. Resistencia a la flexión – Secciones compuestas en flexión positiva	73
C 6.10.7.1. Secciones compactas	73
C 6.10.7.1.1. Requisitos generales	73
C 6.10.7.1.2. Resistencia nominal a la flexión	73



C 6.10.7.2. Secciones no compactas	75
C 6.10.7.2.1. Requisitos generales	75
C 6.10.7.2.2. Resistencia nominal a la flexión	76
C 6.10.7.3. Requisito de ductilidad	76
C 6.10.8. Resistencia a la flexión – Secciones compuestas en flexión negativa y secciones no compuestas	76
C 6.10.8.1. Requisitos generales	76
C 6.10.8.1.1. Alas sujetas a compresión discretamente arriostradas	76
C 6.10.8.1.2. Alas sujetas a tracción discretamente arriostradas	77
C 6.10.8.1.3. Alas sujetas a tracción o compresión con arriostramiento continuo (Este artículo no tiene comentarios)	77
C 6.10.8.2. Resistencia a la flexión del ala sujeta a compresión	77
C 6.10.8.2.1. Requisitos generales	77
C 6.10.8.2.2. Resistencia al pandeo local	78
C 6.10.8.2.3. Resistencia al pandeo lateral torsional	79
C 6.10.8.3. Resistencia a la flexión del ala a tracción (Este artículo no tiene comentarios)	85
C 6.10.9. Resistencia al corte	85
C 6.10.9.1. Requisitos generales	85
C 6.10.9.2. Resistencia nominal de las almas no rigidizadas	86
C 6.10.9.3. Resistencia nominal de las almas rigidizadas	86
C 6.10.9.3.1. Requisitos generales	86
C 6.10.9.3.2. Paneles interiores	87
C 6.10.9.3.3. Paneles extremos	88
C 6.10.10. Conectores de corte	88
C 6.10.10.1. Requisitos generales	88
C 6.10.10.1.1. Tipos (Este artículo no tiene comentarios)	88
C 6.10.10.1.2. Separación de los conectores de corte a lo largo del eje longitudinal	88
C 6.10.10.1.3. Separación transversal (Este artículo no tiene comentarios)	89
C 6.10.10.1.4. Recubrimiento de hormigón y penetración	89
C 6.10.10.2. Resistencia a la fatiga	90
C 6.10.10.3. Requisitos especiales para puntos de inflexión de la carga permanente	90
C 6.10.10.4. Estado límite de resistencia	90
C 6.10.10.4.1. Requisitos generales (Este artículo no tiene comentarios)	90
C 6.10.10.4.2. Fuerza de corte nominal	90
C 6.10.10.4.3. Resistencia nominal al corte	91
C 6.10.11. Rigidizadores	91
C 6.10.11.1. Rigidizadores transversales	91
C 6.10.11.1.1. Requisitos generales	91
C 6.10.11.1.2. Ancho saliente	92
C 6.10.11.1.3. Momento de inercia	92
C 6.10.11.2. Rigidizadores de apoyo	94
C 6.10.11.2.1. Requisitos generales	94
C 6.10.11.2.2. Ancho saliente	94
C 6.10.11.2.3. Resistencia al aplastamiento	94
C 6.10.11.2.4. Resistencia axial de los rigidizadores de apoyo	94
C 6.10.11.2.4a. Requisitos generales	94
C 6.10.11.2.4b. Sección efectiva	95
C 6.10.11.3. Rigidizadores longitudinales	95
C 6.10.11.3.1. Requisitos generales	95
C 6.10.11.3.2. Ancho saliente	97

C 6.10.11.3.3. Momento de inercia y radio de giro	97
C 6.10.12. Platabandas	98
C 6.10.12.1. Requisitos generales (Este artículo no tiene comentarios)	98
C 6.10.12.2. Requisitos aplicables a los extremos de las platabandas	98
C 6.10.12.2.1. Requisitos generales (Este artículo no tiene comentarios)	98
C 6.10.12.2.2. Extremos soldados (Este artículo no tiene comentarios)	98
C 6.10.12.2.3. Extremos abulonados	98
 C 6.11. MIEMBROS DE SECCIÓN TIPO CAJÓN SOLICITADOS A FLEXIÓN	 98
C 6.11.1. Requisitos generales	98
C 6.11.1.1. Determinación de los esfuerzos	100
C 6.11.1.2. Apoyos	103
C 6.11.1.3. Conexiones entre el ala y el alma	104
C 6.11.1.4. Agujeros de acceso y drenaje	104
C 6.11.2. Límites aplicables a las dimensiones de la sección transversal	105
C 6.11.2.1. Dimensiones del alma	105
C 6.11.2.1.1. Requisitos generales	105
C 6.11.2.1.2. Almas sin rigidizadores longitudinales	105
C 6.11.2.1.3. Almas con rigidizadores longitudinales	105
C 6.11.2.2. Dimensiones del ala	105
C 6.11.2.3. Restricciones especiales sobre el uso del factor de distribución de sobrecarga para secciones tipo cajón múltiple	105
C 6.11.3. Constructibilidad	106
C 6.11.3.1. Requisitos generales	106
C 6.11.3.2. Flexión	106
C 6.11.3.3. Corte (Este artículo no tiene comentarios)	109
C 6.11.4. Estado límite de servicio	109
C 6.11.5. Estado límite de fatiga y fractura	110
C 6.11.6. Estado límite de resistencia	112
C 6.11.6.1. Requisitos generales	112
C 6.11.6.2. Flexión	112
C 6.11.6.2.1. Requisitos generales	112
C 6.11.6.2.2. Secciones en flexión positiva	112
C 6.11.6.2.3. Secciones en flexión negativa	113
C 6.11.6.3. Corte (Este artículo no tiene comentarios)	113
C 6.11.6.4. Conectores de corte (Este artículo no tiene comentarios)	113
C 6.11.7. Resistencia a la flexión – Secciones en flexión positiva	113
C 6.11.7.1. Secciones compactas	113
C 6.11.7.1.1. Requisitos generales	113
C 6.11.7.1.2. Resistencia nominal a la flexión	113
C 6.11.7.2. Secciones no compactas	114
C 6.11.7.2.1. Requisitos generales	114
C 6.11.7.2.2. Resistencia nominal a la flexión	114
C 6.11.8. Resistencia a la flexión – Secciones en flexión negativa	114
C 6.11.8.1. Requisitos generales	114
C 6.11.8.1.1. Alas de una sección tipo cajón sujetas a compresión	114
C 6.11.8.1.2. Alas con arriostramiento continuo sujetas a tracción	116
C 6.11.8.2. Resistencia a la flexión de las alas de una sección tipo cajón sujetas a compresión	116
C 6.11.8.2.1. Requisitos generales (Este artículo no tiene comentarios)	116
C 6.11.8.2.2. Alas no rigidizadas	116

C 6.11.8.2.3. Alas rigidizadas longitudinalmente	117
C 6.11.8.3. Resistencia a la flexión del ala sujeta a tracción (Este artículo no tiene comentarios)	118
C 6.11.9. Resistencia al corte	118
C 6.11.10. Conectores de corte	119
C 6.11.11. Rigidizadores	120
C 6.11.11.1. Rigidizadores del alma	120
C 6.11.11.2. Rigidizadores longitudinales del ala sujeta a compresión	120
 C 6.12. MIEMBROS VARIOS SOLICITADOS A FLEXIÓN	 123
C 6.12.1. Requisitos generales	123
C 6.12.1.1. Alcance	123
C 6.12.1.2. Estado límite de resistencia	123
C 6.12.1.2.1. Flexión (Este artículo no tiene comentarios)	123
C 6.12.1.2.2. Combinación de flexión y carga axial (Este artículo no tiene comentarios)	123
C 6.12.1.2.3. Corte	123
C 6.12.1.2.3a. Requisitos generales (Este artículo no tiene comentarios)	123
C 6.12.1.2.3b. Sección estructural hueca cuadrada y rectangular (Este artículo no tiene comentarios)	123
C 6.12.1.2.3c. Tubos de sección circular	123
C 6.12.2. Resistencia nominal a la flexión	124
C 6.12.2.1. Requisitos generales (Este artículo no tiene comentarios)	124
C 6.12.2.2. Miembros no compuestos	124
C 6.12.2.2.1. Miembros de sección I y H	124
C 6.12.2.2.2. Miembros de sección tipo cajón	124
C 6.12.2.2.3. Tubos de sección circular	125
C 6.12.2.2.4. Perfiles T y ángulos dobles	126
C 6.12.2.2.5. Canales	127
C 6.12.2.2.6. Ángulos simples	127
C 6.12.2.2.7. Barras rectangulares y barras redondas sólidas	128
C 6.12.2.3. Miembros compuestos	128
C 6.12.2.3.1. Perfiles embebidos en hormigón	128
C 6.12.2.3.2. Tubos rellenos de hormigón	128
C 6.12.3. Resistencia nominal al corte de los miembros compuestos	129
C 6.12.3.1. Perfiles embebidos en hormigón (Este artículo no tiene comentarios)	129
C 6.12.3.2. Tubos rellenos de hormigón	129
C 6.12.3.2.1. Tubos de sección rectangular (Este artículo no tiene comentarios)	129
C 6.12.3.2.2. Tubos de sección circular (Este artículo no tiene comentarios)	129
 C 6.13. UNIONES Y EMPALMES	 129
C 6.13.1. Requisitos generales	129
C 6.13.2. Conexiones abulonadas	129
C 6.13.2.1. Requisitos generales	129
C 6.13.2.1.1. Conexiones de deslizamiento crítico	129
C 6.13.2.1.2. Conexiones por aplastamiento	130
C 6.13.2.2. Resistencia minorada	130
C 6.13.2.3. Pernos, tuercas y arandelas	130
C 6.13.2.3.1. Pernos y tuercas (Este artículo no tiene comentarios)	130

C 6.13.2.3.2. Arandelas	130
C 6.13.2.4. Agujeros	130
C 6.13.2.4.1. Tipo	130
C 6.13.2.4.1a. Requisitos generales (Este artículo no tiene comentarios)	130
C 6.13.2.4.1b. Agujeros agrandados (Este artículo no tiene comentarios)	130
C 6.13.2.4.1c. Agujeros de ranura corta (Este artículo no tiene comentarios)	130
C 6.13.2.4.1d. Agujeros de ranura larga (Este artículo no tiene comentarios)	130
C 6.13.2.4.2. Tamaño (Este artículo no tiene comentarios)	130
C 6.13.2.5. Tamaño de los bulones (Este artículo no tiene comentarios)	131
C 6.13.2.6. Separación de los bulones	131
C 6.13.2.6.1. Separación y distancia libre mínimos	131
C 6.13.2.6.2. Separación máxima para bulones de sellado (Este artículo no tiene comentarios)	131
C 6.13.2.6.3. Paso máximo para bulones roscados de punta “autoperforantes”	131
C 6.13.2.6.4. Paso máximo para bulones roscados de punta en el extremo de los miembros sujetos a compresión (Este artículo no tiene comentarios)	131
C 6.13.2.6.5. Distancia al extremo (Este artículo no tiene comentarios)	131
C 6.13.2.6.6. Distancias al borde (Este artículo no tiene comentarios)	131
C 6.13.2.7. Resistencia al corte	131
C 6.13.2.8. Resistencia al deslizamiento	132
C 6.13.2.9. Resistencia al aplastamiento en los agujeros de bulones	134
C 6.13.2.10. Resistencia a la tracción	135
C 6.13.2.10.1. Requisitos generales (Este artículo no tiene comentarios)	135
C 6.13.2.10.2. Resistencia nominal a la tracción	135
C 6.13.2.10.3. Resistencia a la fatiga	135
C 6.13.2.10.4. Acción de palanca	136
C 6.13.2.11. Combinación de tracción y corte	136
C 6.13.2.12. Resistencia al corte de los bulones de anclaje	136
C 6.13.3. Conexiones soldadas	136
C 6.13.3.1. Requisitos generales	136
C 6.13.3.2. Resistencia minorada	137
C 6.13.3.2.1. Requisitos generales	137
C 6.13.3.2.2. Conexiones con soldaduras acanaladas de penetración completa	137
C 6.13.3.2.2a. Tracción y compresión	137
C 6.13.3.2.2b. Corte (Este artículo no tiene comentarios)	137
C 6.13.3.2.3. Conexiones con soldaduras acanaladas de penetración parcial	137
C 6.13.3.2.3a. Tracción o compresión	137
C 6.13.3.2.3b. Corte (Este artículo no tiene comentarios)	137
C 6.13.3.2.4. Conexiones con soldaduras de filete	137
C 6.13.3.2.4a. Tracción o compresión	137
C 6.13.3.2.4b. Corte	137
C 6.13.3.3. Área efectiva	138
C 6.13.3.4. Tamaño de las soldaduras de filete	138
C 6.13.3.5. Longitud efectiva mínima de las soldaduras de filete (Este artículo no tiene comentarios)	138
C 6.13.3.6. Retorno en los extremos de las soldaduras de filete	138
C 6.13.3.7. Soldaduras de sellado (Este artículo no tiene comentarios)	138
C 6.13.4. Resistencia a la rotura del bloque de corte	138
C 6.13.5. Elementos de conexión	139
C 6.13.5.1. Requisitos generales (Este artículo no tiene comentarios)	139
C 6.13.5.2. Tracción	139

C 6.13.5.3. Corte (Este artículo no tiene comentarios)	139
C 6.13.6. Empalmes	139
C 6.13.6.1. Empalmes abulonados	139
C 6.13.6.1.1. Requisitos generales (Este artículo no tiene comentarios)	139
C 6.13.6.1.2. Miembros en tracción (Este artículo no tiene comentarios)	139
C 6.13.6.1.3. Miembros en compresión (Este artículo no tiene comentarios)	139
C 6.13.6.1.4. Miembros solicitados a flexión	140
C 6.13.6.1.4a. Requisitos generales	140
C 6.13.6.1.4b. Empalmes en el alma	141
C 6.13.6.1.4c. Empalmes en las alas	145
C 6.13.6.1.5. Chapas de relleno	147
C 6.13.6.2. Empalmes soldados	148
C 6.13.7. Conexiones en pórticos rígidos	149
C 6.13.7.1. Requisitos generales	149
C 6.13.7.2. Almas	149
 C 6.14. REQUISITOS POR TIPO DE ESTRUCTURA	 149
C 6.14.1. Puente de vigas con tablero inferior	149
C 6.14.2. Vigas reticuladas	149
C 6.14.2.1. Requisitos generales (Este artículo no tiene comentarios)	149
C 6.14.2.2. Miembros del reticulado	149
C 6.14.2.3. Esfuerzos secundarios (Este artículo no tiene comentarios)	150
C 6.14.2.4. Diafragmas (Este artículo no tiene comentarios)	150
C 6.14.2.5. Contraflecha (Este artículo no tiene comentarios)	150
C 6.14.2.6. Líneas de trabajo y ejes gravitatorios (Este artículo no tiene comentarios)	150
C 6.14.2.7. Arriostramiento extremo y transversal	150
C 6.14.2.7.1. Requisitos generales (Este artículo no tiene comentarios)	150
C 6.14.2.7.2. Puentes de reticulado con tablero inferior (Este artículo no tiene comentarios)	150
C 6.14.2.7.3. Puentes de reticulado con tablero superior	150
C 6.14.2.8. Chapas de nudo	150
C 6.14.2.9. Puentes de reticulado con tablero intermedio	150
C 6.14.2.10. Resistencia minorada (Este artículo no tiene comentarios)	150
C 6.14.3. Superestructuras con tableros ortótropos	150
C 6.14.3.1. Requisitos generales	150
C 6.14.3.2. Tableros sujetos a compresión global	151
C 6.14.3.2.1. Requisitos generales (Este artículo no tiene comentarios)	151
C 6.14.3.2.2. Pandeo local	151
C 6.14.3.2.3. Pandeo del panel	151
C 6.14.3.3. Ancho efectivo del tablero (Este artículo no tiene comentarios)	151
C 6.14.3.4. Superposición de efectos globales y locales (Este artículo no tiene comentarios)	151
C 6.14.4. Arcos de alma llena	151
C 6.14.4.1. Amplificación de momentos para considerar las deflexiones (Este artículo no tiene comentarios)	151
C 6.14.4.2. Esbeltez de las almas (Este artículo no tiene comentarios)	151
C 6.14.4.3. Estabilidad de las alas (Este artículo no tiene comentarios)	151
 C 6.15. PILOTES	 152

C 6.15.1. Requisitos generales	152
C 6.15.2. Resistencia estructural	152
C 6.15.3. Resistencia a la compresión	153
C 6.15.3.1. Compresión axial (Este artículo no tiene comentarios)	153
C 6.15.3.2. Compresión axial y flexión combinadas (Este artículo no tiene comentarios)	153
C 6.15.3.3. Pandeo	154
C 6.15.4. Esfuerzos máximos admisibles de hincado (Este artículo no tiene comentarios)	154
C 6.16. REQUISITOS PARA EL DISEÑO SÍSMICO (Este artículo no tiene comentarios)	154

## **BIBLIOGRAFÍA, CAPÍTULO 6** 155

### **COMENTARIOS APÉNDICE A6. RESISTENCIA A LA FLEXIÓN EN PUENTES RECTOS DE SECCIONES I COMPUESTAS EN FLEXIÓN NEGATIVA Y SECCIONES I NO COMPUESTAS, CON ALMAS COMPACTAS O NO COMPACTAS**

CA6.1. REQUISITOS GENERALES	171
CA6.1.1. Secciones de las alas sujetas a compresión con arriostramiento discreto	172
CA6.1.2. Secciones de las alas sujetas a tracción con arriostramiento discreto	173
CA6.1.3. Secciones de las alas sujetas a compresión con arriostramiento continuo	173
CA6.1.4. Secciones de las alas sujetas a tracción con arriostramiento continuo (Este artículo no tiene comentarios)	173
CA6.2. FACTORES DE PLASTIFICACIÓN DEL ALMA	173
CA6.2.1. Secciones de alma compacta	173
CA6.2.2. Secciones de alma no compacta	175
CA6.3. RESISTENCIA A LA FLEXIÓN CON BASE EN EL ALA COMPRIMIDA	176
CA6.3.1. Requisitos generales	176
CA6.3.2. Resistencia al pandeo local	177
CA6.3.3. Resistencia al pandeo lateral torsional	177
CA6.4. RESISTENCIA A LA FLEXIÓN CON BASE EN LA FLUENCIA DEL ALA SUJETA A TRACCIÓN	179

### **COMENTARIOS APÉNDICE B6. REDISTRIBUCIÓN DE MOMENTOS SOBRE LA PILA INTERIOR DE PUENTES RECTOS CON TRAMOS CONTINUOS DE SECCIÓN I**

CB6.1. REQUISITOS GENERALES	181
CB6.2. ALCANCE	181
CB6.2.1. Dimensiones del alma	182
CB6.2.2. Dimensiones del ala sujeta a compresión	182
CB6.2.3. Transiciones de sección	182
CB6.2.4. Arriostramiento del ala sujeta a compresión	182
CB6.2.5. Corte	183
CB6.2.6. Rigidizadores de apoyo (Este artículo no tiene comentarios)	183
CB6.3. ESTADO LÍMITE DE SERVICIO	183
CB6.3.1. Requisitos generales (Este artículo no tiene comentarios)	183
CB6.3.2. Flexión	183
CB6.3.2.1. Zona adyacente a las secciones sobre la pila interior	183
CB6.3.2.2. En todas las demás ubicaciones	184
CB6.3.3. Momentos de redistribución	184
CB6.3.3.1. En secciones sobre la pila interior	184
CB6.3.3.2. En todas las demás ubicaciones	184
CB6.4. ESTADO LÍMITE DE RESISTENCIA	185
CB6.4.1. Resistencia a la flexión	185
CB6.4.1.1. Zona adyacente a las secciones sobre la pila interior	185
CB6.4.1.2. En todas las demás ubicaciones	185
CB6.4.2. Momentos de redistribución	185
CB6.4.2.1. En secciones sobre la pila interior	185
CB6.4.2.2. En todas las demás secciones	186
CB6.5. MOMENTO PLÁSTICO EFECTIVO	186
CB6.5.1. Secciones sobre la pila interior con características momento-rotación mejoradas	186
CB6.5.2. Todas las demás secciones sobre la pila interior	186
CB6.6. MÉTODO REFINADO	187
CB6.6.1. Requisitos generales	187
CB6.6.2. Curvas nominales momento-rotación	188

## **COMENTARIOS APÉNDICE C6. PASOS BÁSICOS PARA LAS SUPERESTRUCTURAS EN PUENTES DE ACERO**

CC6.1. REQUISITOS GENERALES (Este artículo no tiene comentarios)	189
CC6.2. CONSIDERACIONES GENERALES (Este artículo no tiene comentarios)	189
CC6.3. DISEÑO DE LA SUPERESTRUCTURA (Este artículo no tiene comentarios)	189

CC6.4. DIAGRAMAS DE FLUJO PARA DISEÑOS A FLEXIÓN DE SECCIONES I (Este artículo no tiene comentarios)	189
--	-----

## **COMENTARIOS APÉNDICE D6. CÁLCULOS FUNDAMENTALES PARA MIEMBROS SOLICITADOS A FLEXIÓN**

CD6.1. MOMENTO PLÁSTICO (Este artículo no tiene comentarios)	191
CD6.2. MOMENTO DE FLUENCIA	191
CD6.2.1. Secciones no compuestas (Este artículo no tiene comentarios)	191
CD6.2.2. Secciones compuestas en flexión positiva (Este artículo no tiene comentarios)	191
CD6.2.3. Secciones compuestas en flexión negativa (Este artículo no tiene comentarios)	191
CD6.2.4. Secciones con platabandas (Este artículo no tiene comentarios)	191
CD6.3. ALTURA DEL ALMA SUJETA A COMPRESIÓN	191
CD6.3.1. En el rango elástico ( $D_c$ )	191
CD6.3.2. En el momento plástico ( $D_{cp}$ ) (Este artículo no tiene comentarios)	192
CD6.4. ECUACIONES DE PANDEO LATERAL TORSIONAL, PARA $C_b > 1,0$ , CON ÉNFASIS EN LOS REQUISITOS SOBRE LONGITUD NO ARRIOSTRADA PARA EL DESARROLLO DE LA MÁXIMA RESISTENCIA A LA FLEXIÓN	192
CD6.4.1. Según los requisitos del artículo 6.10.8.2.3	192
CD6.4.2. Según los requisitos del artículo A6.3.3	192
CD6.5. CARGAS CONCENTRADAS APLICADAS A ALMAS SIN RIGIDIZADORES DE APOYO	193
CD6.5.1. Requisitos generales	193
CD6.5.2. Fluencia local del alma	194
CD6.5.3. Pandeo localizado del alma	194



## COMENTARIOS AL CAPÍTULO 6.

### PUENTES DE ACERO

#### C 6.1. CAMPO DE VALIDEZ

Las disposiciones de LRFD no tienen límites en la longitud de tramo. Ha habido una historia de problemas de construcción asociados con puentes curvos con tramos superiores a aproximadamente **100 m**. El peso propio de la enorme viga primaria puede generar tensiones y deformaciones críticas durante el montaje cuando el trabajo del acero está incompleto. Las elevadas deformaciones laterales y las rotaciones de la viga primaria, asociadas con los tramos más largos, tienden a dificultar el montaje en los pórticos transversales. Los grandes puentes curvos de acero se han construido con éxito; sin embargo, estos puentes merecen consideraciones especiales, tales como la posible necesidad de más de un soporte temporario en tramos largos.

La mayoría de las disposiciones para dimensionar los elementos principales se agrupan por acción estructural:

- Tracción y combinación entre tracción y flexión (artículo 6.8)
- Compresión y combinación entre compresión y flexión (artículo 6.9)
- Flexión, corte por flexión, y torsión:
  - secciones en I (artículo 6.10)
  - secciones tipo cajón (artículo 6.11)
  - secciones varias (artículo 6.12)

Las disposiciones para uniones y empalmes están contenidas en el artículo 6.13.

El artículo 6.14 contiene disposiciones específicas para ensamblajes particulares o tipos estructurales, por ejemplo, puente de vigas con tablero inferior, reticulados, sistemas de tableros ortótropos, y arcos.

#### C 6.2. DEFINICIONES (Este artículo no tiene comentarios)

#### C 6.3. SIMBOLOGÍA (Este artículo no tiene comentarios)

## **C 6.4. MATERIALES**

### **C 6.4.1. Aceros estructurales**

El término “resistencia de fluencia” se utiliza en este Reglamento como un término genérico para designar ya sea el punto mínimo especificado de fluencia o la resistencia mínima especificada de fluencia.

La principal, y en la mayoría de los casos la única, diferencia entre los requisitos de AASHTO y ASTM es la inclusión de requisitos obligatorios, indicados en AASHTO Material Standards, en la tenacidad y soldabilidad de la entalla. Los aceros que cumplen los requisitos del AASHTO Material Standards están precalificados para su uso en puentes soldados.

La resistencia de fluencia en la dirección paralela a la dirección del laminado es de interés fundamental en el diseño de la mayoría de las estructuras de acero. En puentes soldados, la tenacidad de la entalla es de igual importancia. Otras propiedades mecánicas y físicas del acero laminado, tal como la anisotropía, la ductilidad, la formabilidad, y la resistencia a la corrosión, pueden también ser importantes para garantizar el comportamiento satisfactorio de la estructura.

Ninguna especificación puede anticipar todas las aplicaciones únicas o especialmente exigentes que puedan surgir en la realidad. La literatura sobre propiedades específicas de interés y la producción de material suplementario apropiado o los requisitos de calidad, provistos en AASHTO y ASTM Material Specifications y el AASHTO/AWS D1.5M/D1.5 del Bridge Welding Code, se deben considerar, si corresponde.

El acero según AASHTO M 270M/M 270 (ASTM A709/A709M), Grado HPS 70W, ha reemplazado al acero AASHTO M 270M/M 270 (ASTM A709/A709M), Grado 70W y el acero AASHTO M 270M/M 270 (ASTM A709/A709M), Grado HPS 100W, ha reemplazado al acero AASHTO M 270M/M 270 (ASTM A709/A709M), Grado 100 y 100W en la Tabla 6.4.1-1. La intención de estos reemplazos es alentar el uso de acero HPS por sobre los antiguos aceros para puentes, del mismo nivel de resistencia, debido a sus propiedades mejoradas. Los aceros más antiguos todavía están disponibles, pero no se recomienda su uso y se deben utilizar solo con la aprobación del propietario. Las longitudes máximas disponibles del acero AASHTO M 270M/M 270 (ASTM A709/A709M), Grado HPS 70W y HPS 100W, son función del procesamiento de la chapa, las longitudes más largas de Grado HPS 70W se producen con chapas laminadas sin tratamientos térmicos.

Las longitudes de chapa, máximas disponibles, de estos aceros se deben determinar consultando a los fabricantes del material.

La norma ASTM A500 advierte que los tubos estructurales fabricados según esa especificación pueden no ser adecuados para aplicaciones que involucran elementos cargados dinámicamente en estructuras soldadas donde las propiedades de tenacidad en la entalla a baja temperatura pueden ser importantes. Como tal, el uso de este material se debe examinar cuidadosamente con respecto a su aplicación específica en consulta con el Propietario. Si se contempla este material para el uso en aplicaciones donde las propiedades de tenacidad en la entalla a baja temperatura se consideran importantes, se debe considerar la necesidad de que el material cumpla con los requisitos de tenacidad del ensayo Charpy con probetas en V especificados en el artículo 6.6.2.

**C 6.4.2. Pernos, rodillos (rollers) y balancines (rockers) (Este artículo no tiene comentarios)**

**C 6.4.3. Bulones, tuercas y arandelas**

**C 6.4.3.1. Bulones**

La norma ASTM para los bulones A307 cubre tres grados de bulones, **A**, **B** y **C**. Los bulones de grado **A** y **B** se pueden utilizar en este Reglamento, según corresponda. No existe un documento AASHTO correspondiente a la norma ASTM A307.

El propósito del colorante es permitir una verificación visual del lubricante en el momento de la instalación en campo.

Los bulones negros deben ser aceitosos al tacto cuando se entregan e instalan.

Los bulones según ASTM A307 Grado C, son bulones de anclaje sin cabeza destinados a los fines de anclaje estructural. No existe un documento AASHTO correspondiente a la norma ASTM F1554.

**C 6.4.3.2. Tuercas**

**C 6.4.3.2.1. Tuercas utilizadas con los medios estructurales de unión (Este artículo no tiene comentarios)**

**C 6.4.3.2.2. Tuercas utilizadas con bulones de anclaje (Este artículo no tiene comentarios)**

**C 6.4.3.3. Arandelas**

Las disposiciones para la instalación de arandelas están cubiertas en el documento AASHTO LRFD Bridge Construction Specifications (2010).

**C 6.4.3.4. Medios alternativos de unión (Este artículo no tiene comentarios)**

**C 6.4.3.5. Dispositivos indicadores de carga**

Las disposiciones para la instalación de dispositivos indicadores de carga están cubiertas en el documento AASHTO LRFD Bridge Construction Specifications (2010).

Al conjunto compuesto de un dispositivo indicador de carga fijado, por el fabricante del medio de unión, a una tuerca estructural pesada endurecida de forma hexagonal también se lo conoce como DTI (direct tension indicator) cautiva por tuerca.

**C 6.4.4. Conectores de corte tipo stud**

Las propiedades físicas, los métodos de ensayos, y la certificación de los conectores de corte de acero están cubiertos en el documento AASHTO LRFD Bridge Construction Specifications (2010).

#### **C 6.4.5. Metal de soldadura**

Los sistemas de designación de la AWS no son consistentes. Por ejemplo, hay diferencias entre el sistema utilizado para designar los electrodos para soldadura por arco metálico protegido y el sistema utilizado para designar la soldadura por arco sumergido.

Por lo tanto, al especificar el metal de soldadura y/o fundente mediante la designación de AWS, la especificación aplicable se debe revisar para garantizar que se haya comprendido cabalmente la designación a la cual se hace referencia.

#### **C 6.4.6. Metal fundido**

##### **C 6.4.6.1. Acero fundido y hierro dúctil (Este artículo no tiene comentarios)**

##### **C 6.4.6.2. Fundiciones maleables (Este artículo no tiene comentarios)**

##### **C 6.4.6.3. Hierro fundido (Este artículo no tiene comentarios)**

##### **C 6.4.7. Acero inoxidable (Este artículo no tiene comentarios)**

#### **C 6.4.8. Cables**

##### **C 6.4.8.1. Alambre brillante (Este artículo no tiene comentarios)**

##### **C 6.4.8.2. Alambre galvanizado (Este artículo no tiene comentarios)**

##### **C 6.4.8.3. Alambre recubierto de epoxi (Este artículo no tiene comentarios)**

##### **C 6.4.8.4. Cables del puente (Este artículo no tiene comentarios)**

#### **C 6.5. ESTADOS LÍMITE**

##### **C 6.5.1. Requisitos generales (Este artículo no tiene comentarios)**

##### **C 6.5.2. Estado límite de servicio**

La intención de las disposiciones del estado límite de servicio, especificadas para las barras sujetas a flexión en los artículos 6.10 y 6.11, es principalmente para evitar las deformaciones permanentes objetables debido a la fluencia localizada, ya que si las cargas de tránsito esperadas son importantes estas deformaciones pueden afectar la transitabilidad del puente.

##### **C 6.5.3. Estado límite de fractura y fatiga (Este artículo no tiene comentarios)**

##### **C 6.5.4. Estado límite de resistencia**

##### **C 6.5.4.1. Requisitos generales (Este artículo no tiene comentarios)**

##### **C 6.5.4.2. Factores de resistencia**

El factor de resistencia del metal base,  $\phi$ , será según corresponda a la resistencia en consideración.

La base de los factores de resistencia para pilotes de acero hincados se describe en el artículo 6.15.2. En el Artículo 10.7.8 se especifican limitaciones adicionales sobre la resistencia utilizable durante el hincado.

Los valores indicados de  $\phi_c$  y  $\phi_f$  para la resistencia combinada a carga axial y flexión se utilizan en las ecuaciones de interacción del artículo 6.9.2.2.

#### **C 6.5.5. Estado límite de evento extremo (Este artículo no tiene comentarios)**

### **C 6.6. CONSIDERACIONES SOBRE EL ESTADO LÍMITE DE FATIGA Y FRACTURA**

#### **C 6.6.1. Fatiga**

##### **C 6.6.1.1. Requisitos generales (Este artículo no tiene comentarios)**

##### **C 6.6.1.2. Fatiga inducida por las cargas**

###### **C 6.6.1.2.1. Aplicación**

El hormigón puede proporcionar una resistencia significativa a la tensión de tracción a niveles de carga de servicio. El reconocimiento de este comportamiento tiene un efecto considerablemente favorable al calcular los rangos de tensiones de fatiga en las alas superiores en zonas de inversión de esfuerzos y en zonas de flexión negativa. El uso de conectores de corte en estas regiones, para garantizar la acción compuesta, combinado con el suministro de armadura longitudinal con cuantía del uno por ciento que se requiere siempre que la tensión de tracción longitudinal en el tablero de hormigón exceda el módulo de rotura del hormigón multiplicado por el factor de reducción, permite controlar la longitud y el ancho de las fisuras de manera que no se produzcan fisuras que abarquen toda la profundidad. Cuando se produce una fisura, se presenta un aumento de tensión en la armadura longitudinal hasta que la fisura se detiene. Finalmente, el hormigón fisurado y la armadura alcanzan el equilibrio. De esta manera, en cualquier sección del tablero de hormigón se puede presentar un pequeño número de fisuras alternadas. La armadura longitudinal correctamente colocada evita que dichas fisuras se combinen y crezcan.

Se ha demostrado que el nivel del esfuerzo total aplicado es insignificante para un detalle de acero soldado. Las tensiones residuales debidas a la soldadura quedan incluidas implícitamente a través de la especificación del rango de tensión como el único parámetro de tensión determinante para el diseño a fatiga. Este mismo concepto de considerar únicamente el rango de tensión se ha aplicado en detalles laminados, abulonados, y remachados, que presentan campos de tensión residual muy diferentes. Su aplicación al caso de detalles no soldados es conservadora. Un ciclo completo del rango de tensión puede incluir tanto una componente de tracción como una de compresión. Al calcular un ciclo del rango de tensión se requiere considerar únicamente los efectos de la sobrecarga más el incremento por carga dinámica; las cargas permanentes no aportan al rango de tensión. Las tensiones de tracción hacen que se propaguen las fisuras por fatiga. Un material sujeto a una carga cíclica, en o cerca de una imperfección inicial, estará sujeto a un ciclo de tensión completamente efectivo en tracción, aún en casos de inversión de esfuerzos, pues la superposición de la tensión residual de tracción eleva el ciclo completo a la zona de tensión de tracción.

Se requiere considerar los criterios de diseño a fatiga solamente para componentes o detalles sujetos a ciclos de tensión efectivos a tracción y/o con inversión de esfuerzos. Si un componente o detalle está sujeto a inversión de esfuerzos, se debe tener en cuenta la fatiga, sin importar qué tan pequeña sea la componente de tracción del ciclo de tensión, ya que cualquier imperfección en la zona de tensión residual de tracción aún se podría propagar por el pequeño componente de tensión a la tracción. La decisión sobre si puede, o no, existir un esfuerzo de tracción se toma con base en la combinación de carga correspondiente a Fatiga I porque ésta corresponde el mayor rango de tensión al que se espera que un detalle experimente con una frecuencia suficiente para propagar una fisura. Cuando el componente a tracción del ciclo de rango de tensión que resulta de esta combinación de carga es mayor que el esfuerzo de compresión debido a las cargas permanentes sin mayorar, hay una tensión de tracción neta en el componente o en el detalle en consideración, y por consiguiente, se debe considerar la fatiga. Si la componente a tracción del rango de tensión no excede al esfuerzo de compresión, debido a las cargas permanentes sin mayorar, no hay tensión de tracción neta. En este caso, el ciclo de tensión es del tipo compresión-compresión y una fisura por fatiga no se propagará más allá de la zona afectada por el calor.

Los marcos transversales y los diafragmas que conectan vigas primarias adyacentes quedan sujetos a esfuerzos cuando una de estas vigas se deforma con respecto a aquella adyacente a la cual está conectada. El sentido de la tensión se invierte cuando el vehículo se posiciona sobre la viga primaria adyacente. Dado que es el rango total de esfuerzos el que produce la fatiga, los efectos de los camiones actuando en diferentes posiciones transversales usualmente genera el máximo rango de tensión en estos miembros del sistema de arriostramiento. Para generar un ciclo del rango de tensión así calculado, se requiere que dos vehículos recorran el puente en posiciones transversales separadas, con un vehículo por delante del otro. Cuando las solicitaciones en estos miembros se hayan obtenido de un análisis, como es el caso de puentes con curvatura horizontal o con una oblicuidad marcada, es recomendable verificar detalles sensibles a la fatiga en aquellos miembros del sistema de arriostramiento sujetos a esfuerzos netos aplicados de tracción calculados como aquí se indica. En ausencia de una especificación más precisa suministrada por el propietario, se recomienda tomar un ciclo de tensión como el **75 por ciento** del rango de tensión en el miembro, calculado por el paso de la carga de fatiga mayorada en las dos diferentes posiciones transversales que se acaban de describir. Este factor de **0,75** es distinto del factor de carga especificado para la combinación de cargas de fatiga aplicable según la Tabla 3.4.1-1; es decir, ambos factores se pueden aplicar simultáneamente. Con este factor de reducción se busca aproximar la baja probabilidad de que dos vehículos estén ubicados en posiciones relativas críticas, tal como fuera de un carril marcado, durante millones de ciclos. Sin embargo, el rango de tensión calculado no debe ser en ningún caso inferior al rango de tensión generado por la carga sobre un carril únicamente. En este procedimiento recomendado no existe ninguna disposición para tener en cuenta la necesidad para que dos camiones generen un solo ciclo de tensión. Para los casos en que la resistencia nominal a la fatiga se calcule en función de una vida finita, el Ingeniero puede considerar una reducción en el número de ciclos siempre que se requieran dos camiones para generar un solo ciclo de tensión.

#### C 6.6.1.2.2. Criterios de diseño

La Ecuación 6.6.1.2.2-1 se puede obtener a partir de la Ecuación 1.3.2.1-1, reescrita en términos de los parámetros de la carga de fatiga y de resistencia:

$$\eta \gamma (\Delta f) \leq \phi (\Delta F)_n \quad (\text{C 6.6.1.2.2-1})$$

donde, para el estado límite de fatiga:

$$\eta = 1,0$$

$$\phi = 1,0$$

### C 6.6.1.2.3. Categorías para diseño a fatiga

Los componentes y detalles susceptibles de sufrir fisuración por fatiga inducida por las cargas se han agrupado en ocho categorías, llamadas categorías para diseño a fatiga, de acuerdo con su resistencia a la fatiga.

Para detalles pertenecientes a las Categorías A a B', la experiencia indica que en el proceso de diseño las consideraciones relacionadas con la fatiga rara vez resultan determinantes. Sin embargo, estas categorías se han incluido en la Tabla 6.6.1.2.3-1 con el objeto de que ésta comprenda todos los casos. En casos inusuales de diseño puede ser requerido el análisis, de componentes y detalles, con una resistencia a la fatiga basada en las Categorías A a B'.

La Tabla 6.6.1.2.3-1 ilustra muchos detalles comunes en la construcción de puentes e identifica potenciales puntos de inicio de fisuras para cada detalle. En la Tabla 6.6.1.2.3-1, "Longitudinal" indica que la dirección del esfuerzo aplicado es paralela al eje longitudinal del detalle, y "Transversal" indica que la dirección del esfuerzo aplicado es perpendicular al eje longitudinal del detalle.

La Categoría F, correspondiente al rango admisible de esfuerzos de corte sobre la garganta de una soldadura de filete, fue eliminada de la Tabla 6.6.1.2.3-1. Es de esperarse que esta Categoría no controle el diseño de soldaduras de filete, dimensionadas adecuadamente por consideraciones de resistencia. La resistencia a la fatiga estará controlada por la fisuración del metal base en el talón de la soldadura y no por el esfuerzo de corte en la garganta de la soldadura. En el trabajo de Wattar et al. (1985), se discute la investigación sobre platabandas con extremo abulonados.

Si el rango de tensión de diseño calculado utilizando la combinación de carga Fatiga I es menor que  $(\Delta F)_{TH}$ , el detalle teóricamente proporcionará vida infinita. Para los volúmenes de tránsito más altos, el diseño estará con mayor frecuencia controlado por la verificación para vida infinita excepto para las Categorías E y E'. La Tabla 6.6.1.2.3-2 muestra, para cada categoría, los valores del  $(ADTT)_{SL}$  por encima de los cuales controla la verificación para vida infinita, suponiendo una vida de diseño de **75 años** y un ciclo de rango de tensión por camión.

Los valores en la segunda columna de la Tabla 6.6.1.2.3-2 fueron calculados como sigue:

$$(ADTT)_{SL} \text{ 75.años} = \frac{A}{\left[ \frac{(\Delta F)_{TH}}{2} \right]^3 (365)(75)(n)} \quad (C.6.6.1.2.3-1)$$

utilizando los valores de **A** y  $(\Delta F)_{TH}$  especificados en las Tablas 6.6.1.2.5-1 y 6.6.1.2.5-3 respectivamente, una vida de diseño por fatiga de **75 años** y un número de ciclos de rango de tensión por paso de camión, **n**, igual a uno. Estos valores fueron redondeados a los cinco camiones más cercanos por día. Es decir, los valores indicados se determinaron

igualando las resistencias para vida infinita y vida finita, teniendo en cuenta la diferencia en los factores de carga utilizados en las combinaciones de carga Fatiga I y Fatiga II. Para otros valores de  $n$ , los valores en la Tabla 6.6.1.2.3-2 se deben modificar dividiendo por el valor apropiado de  $n$  tomado de la Tabla 6.6.1.2.5-2. Para otros valores de la vida de diseño de fatiga, los valores en la Tabla 6.6.1.2.3-2 se deben modificar multiplicando los valores por la relación: **75/(vida de fatiga que se busca, en años)**.

Para el diseño de tableros ortótropos se siguen los procedimientos para fatiga inducida por carga. Aunque el rango de tensión estructural local para ciertos detalles de fatiga puede ser generado por la distorsión de la chapa, nervios, y las vigas de piso del tablero, las investigaciones han demostrado que el análisis de fatiga inducida por cargas proporciona una evaluación confiable del comportamiento a la fatiga.

Considerando el incremento de  $\gamma_{LL}$  y en el número de ciclos por paso de camión ( $n$ ) en los tableros ortótropos, el  $(ADTT)_{SL}$  para **75 años** que equivale a vida infinita es de **870 camiones por día** para los detalles de la chapa del tablero y de **4350 camiones por día** para todos los demás detalles, con base en la Categoría C. De esta manera, el diseño para vida finita puede producir diseños más económicos en vías de menor volumen de tránsito.

#### **C 6.6.1.2.4. Detallado para reducir las restricciones**

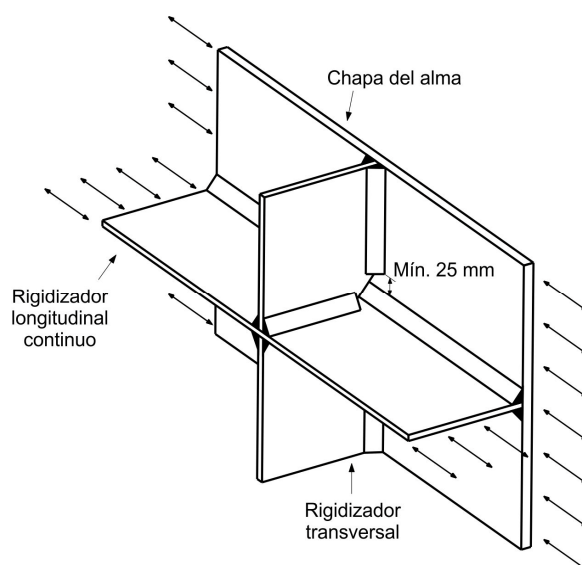
Este artículo tiene por objeto recomendar unos lineamientos para el detallado de juntas comunes de manera que se eviten detalles susceptibles de fractura frágil.

El modo de fractura frágil aquí considerado se ha denominado “fractura inducida por restricción” y puede ocurrir sin que se presente un crecimiento perceptible de fisura por fatiga y, lo que es más crítico aún, puede ocurrir sin ningún aviso. Este tipo de falla fue documentado por Wright, Kaufmann, and Fisher (2003) y por Kaufmann, Connor and Fisher (2004), a partir de la investigación de la falla del Puente Hoan. Se han desarrollado criterios para identificar los puentes y detalles susceptibles a este modo de falla, como los presentados en Mahmoud, Connor and Fisher (2005).

Se debe evitar la intersección de soldaduras.

En algunos casos, los elementos unidos paralelos al esfuerzo primario se ven interrumpidos cuando los intercepta toda la altura de un miembro transversal. Estos elementos son menos susceptibles a la fractura y a la fatiga si el elemento conectado paralelo al esfuerzo primario es continuo y el elemento transversal es discontinuo, tal como se muestra en la Figura C 6.6.1.2.4-1. Se indica también en esta figura la separación entre la soldadura del rigidizador transversal al alma y la soldadura del rigidizador longitudinal al alma, requerida para disminuir la restricción.





**Figura C 6.6.1.2.4-1. Detalle de soldadura con el rigidizador longitudinal continuo**

#### **C 6.6.1.2.5. Resistencia a la fatiga**

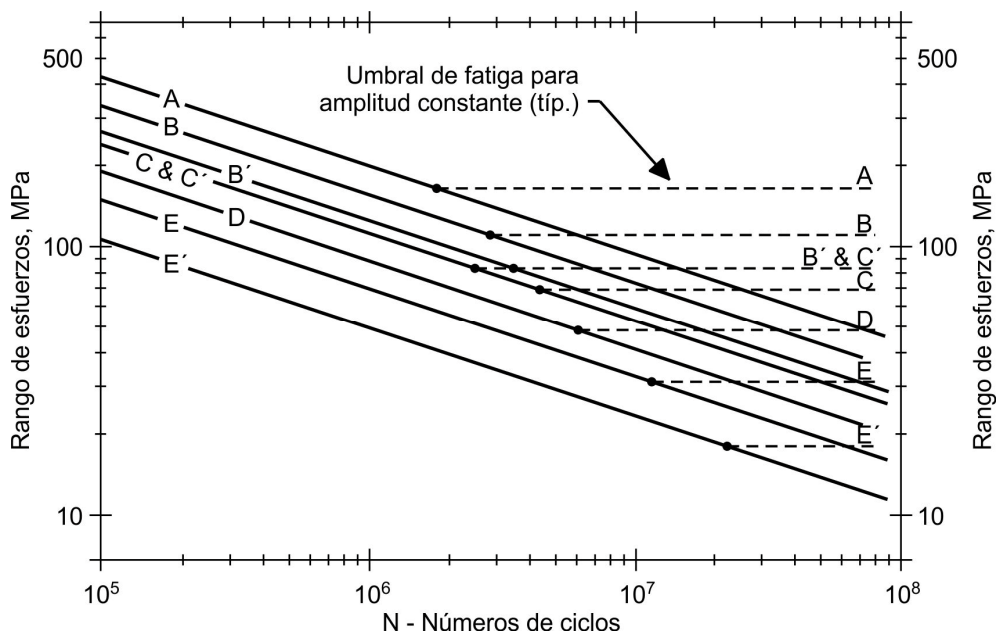
Para puentes con altos volúmenes de tránsito, el requerimiento de que el máximo rango de tensión que se vea sujeto un detalle esté por debajo del umbral de fatiga para amplitud constante garantiza una vida a fatiga teóricamente infinita. Este requisito está reflejado en la Ecuación 6.6.1.2.5-1.

En términos del número de ciclos, la resistencia a la fatiga por encima del umbral de fatiga para amplitud constante es inversamente proporcional al cubo del rango de tensión; por ejemplo, si el rango de tensión se reduce por un factor de **2**, la vida a fatiga se incrementa por un factor de **2<sup>3</sup>**. Esto se refleja en la Ecuación 6.6.1.2.5-2. Los detalles del tablero ortótropo que están conectados a la chapa del tablero (por ejemplo, el nervio soldado al tablero) están sujetos a ciclos de cargas directas de las ruedas individuales. Por lo tanto, el paso de un camión de diseño da como resultado cinco ciclos de carga de fatiga ya que cada eje produce un ciclo de carga. El efecto de fuerza ( $\Delta f$ ) se puede tomar de manera conservadora como el peor de los casos de las cinco ruedas o mediante la aplicación de la “Regla de Miner” para determinar el rango de tensión efectiva del grupo de ruedas.

En las Especificaciones Estándar AASHTO 2002, el umbral de fatiga para amplitud constante se denomina rango admisible de tensión de fatiga por encima de **2 millones de ciclos** en una estructura de trayectoria de carga redundante.

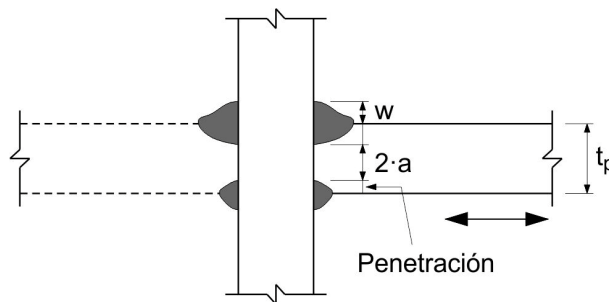
En el desarrollo general del Reglamento se ha considerado que la vida de diseño es de **75 años**. Si se tiene como objetivo una vida de diseño diferente, se puede utilizar el número correspondiente en lugar de **75** en la ecuación para calcular **N**.

La Figura C 6.6.1.2.5-1 es una representación gráfica de la resistencia nominal a la fatiga para las Categorías A a E’.



**Figura C 6.6.1.2.5-1. Rango de tensiones en función del número de ciclos**

La Ecuación 6.6.1.2.5-4 considera la posible iniciación de una fisura, desde la raíz de la soldadura, e incluye los efectos de la penetración de la soldadura. Por lo tanto, la Ecuación 6.6.1.2.5-4 también es aplicable a las soldaduras acanaladas de penetración de junta parcial, tal como se ilustra en la Figura C 6.6.1.2.5-2.



**Figura C 6.6.1.2.5-2. Elemento cargado tipo placa discontinua, conectado por un par de soldaduras acanaladas de penetración parcial**

El efecto de cualquier penetración de soldadura puede ser conservadoramente ignorado en el cálculo de  $(\Delta F)_n$  de la Ecuación 6.6.1.2.5-4, tomando la relación  $(2 \cdot a / t_p)$  igual a **1,0**. La resistencia nominal a la fatiga sobre la base de la fisura que se inicia desde la raíz de la soldadura en la Ecuación 6.6.1.2.5-4 se limita a la resistencia nominal a la fatiga para la Categoría del detalle C, que supone el inicio de la fisura desde el talón de la soldadura. El desarrollo de la Ecuación 6.6.1.2.5-4 se analiza en Frank and Fisher (1979).

En las Especificaciones Estándar AASHTO 2002, los rangos admisibles de tensión se especifican para miembros redundantes y no redundantes. Los rangos permitidos para miembros no redundantes se especifican arbitrariamente como el **80 por ciento** de

aquellos para miembros redundantes debido a las consecuencias más severas por la falla de un miembro no redundante. Sin embargo, también se especifica una mayor tenacidad a la fractura para miembros no redundantes. En combinación, la reducción en el rango admisible de tensión y la mayor tenacidad a la fractura constituyen una doble penalización innecesaria para los miembros no redundantes. El requisito de una mayor tenacidad a la fractura se ha mantenido en este Reglamento. Por lo tanto, los rangos admisibles de tensión representados por las Ecuaciones 6.6.1.2.5-1 y 6.6.1.2.5-2 son aplicables tanto a los miembros redundantes como a los no redundantes.

Con el fin de determinar los ciclos de rango de tensión por el paso del camión en tramos continuos, se debe considerar que está cerca del apoyo a una distancia igual a la décima parte del tramo a cada lado del apoyo interior.

El número de ciclos de rango de tensión por pasaje se toma igual a **5,0** para vigas primarias en voladizo porque este tipo de puente es susceptible a grandes vibraciones, que generan ciclos adicionales después de que el camión haya dejado el puente (Moses et al., 1987; Schilling, 1990).

Los detalles del tablero ortótropo que están conectados a la chapa del tablero (por ejemplo, el nervio soldado al tablero) están sujetos a ciclos de cargas directas de las ruedas individuales. Por lo tanto, el paso de un camión de diseño da como resultado cinco ciclos de carga de fatiga ya que cada eje produce un ciclo de carga. El efecto de fuerza ( $\Delta f$ ) se puede tomar de manera conservadora como el peor de los casos de las cinco ruedas o mediante la aplicación de la “Regla de Miner” para determinar el rango de tensión efectiva del grupo de ruedas.

### **C 6.6.1.3. Fatiga inducida por distorsión**

Cuando no se han seguido las prácticas adecuadas de detallado, se han encontrado fisuras por fatiga asociadas a deformaciones que normalmente no se calculan en el proceso de diseño. Este tipo de fisura por fatiga se llama fatiga inducida por distorsión. La fatiga inducida por distorsión ocurre con frecuencia en el alma en cercanía de un ala donde hay una chapa de unión soldada para un marco transversal, cuando no se ha proporcionado una trayectoria de cargas con suficiente rigidez para transmitir adecuadamente la fuerza en el miembro transversal desde el alma al ala.

Estas trayectorias de cargas con suficiente rigidez son necesarias para evitar que se desarrollen tensiones secundarias significativas que podrían provocar el crecimiento de las fisuras por fatiga ya sea en el miembro longitudinal o en el miembro transversal (Fisher et al., 1990).

#### **C 6.6.1.3.1. Chapas transversales de unión**

Estos requisitos aparecen en el Artículo 10.20 de las Especificaciones Estándar AASHTO “Diafragmas y marcos transversales” sin ninguna explicación de sus fundamentos y sin ninguna referencia a la fatiga inducida por distorsión.

Estos requisitos se aplican tanto a diafragmas entre miembros longitudinales como a diafragmas internos a los miembros longitudinales.

La carga de **90 kN** constituye una regla práctica aplicable al caso de los puentes rectos, no oblicuos. En el caso de puentes curvos u oblicuos, las fuerzas que actúan sobre los diafragmas se deben determinar mediante un análisis (Keating et al., 1990). Se observa

que la rigidez de esta conexión es crítica para ayudar a controlar el desplazamiento relativo entre los componentes. En consecuencia, siempre que sea posible, es preferible una conexión soldada ya que una conexión abulonada que posee la rigidez necesaria puede resultar antieconómica.

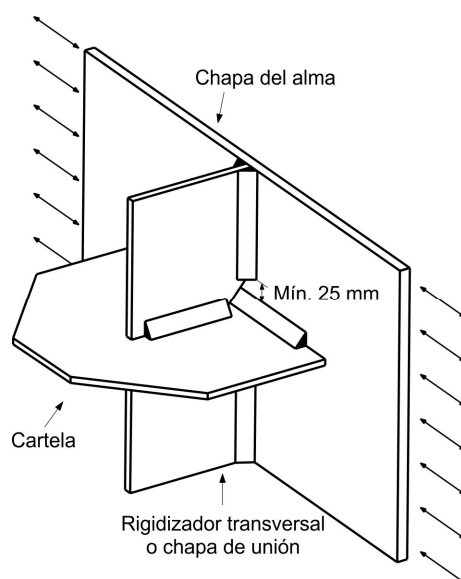
En las secciones tipo cajón, con frecuencia las almas se unen a las alas superiores y se instalan placas de unión y rigidizadores transversales; y que luego estos conjuntos se unen al ala común de la sección tipo cajón. Para aplicar una soldadura continua de las almas al ala de la sección tipo cajón por el interior de esta sección, los detalles en este caso deben permitir que la cabeza del equipo de soldadura pueda superar el borde inferior de las placas de unión y los rigidizadores. Un detalle similar puede ser requerido también para cualquier rigidizador transversal intermedio que se deba unir al ala de la sección tipo cajón. En la publicación AASHTO/NSBA (2003) se presentan detalles recomendados. Se recomienda que el Ingeniero consulte con los fabricantes acerca de cuál sería la mejor manera de fabricar la sección tipo cajón y que además proporcione detalles alternativos en los planos si fuera necesario.

#### **C 6.6.1.3.2. Chapas laterales de unión**

La distancia mínima especificada al ala pretende reducir, a una magnitud tolerable, la concentración de distorsión fuera del plano que se presenta en el alma entre la chapa lateral de unión y el ala. También permite un adecuado acceso de los electrodos y mueve la chapa de unión más cerca del eje neutro de la viga primaria para reducir el impacto de la terminación de la soldadura sobre la resistencia a la fatiga.

Este requisito reduce los potenciales esfuerzos inducidos por la distorsión en el espacio entre el alma o el rigidizador y los miembros laterales sobre la chapa lateral. Estos esfuerzos pueden ser generados por la vibración del sistema lateral. También facilita la pintura y la inspección de campo.

En la Figura C 6.6.1.3.2-1 se presenta el detalle típico donde la chapa lateral de unión está en el mismo lado del alma como el rigidizador.



**Figura C 6.6.1.3.2-1. Detalle típico de un rigidizador transversal discontinuo en una chapa lateral de unión**

### **C 6.6.1.3.3. Tableros ortótropos**

El propósito de este requisito es controlar la fatiga inducida por distorsión de los detalles del tablero sujetos a esfuerzos secundarios locales debidos a la flexión fuera del plano.

### **C 6.6.2. Fractura**

La base y la filosofía para los requisitos suplementarios de impacto, que se establecen en las Especificaciones para Materiales AASHTO, están dadas en AISI (1975).

Queda a discreción del propietario la especificación de los requisitos obligatorios de ensayos Charpy con entalladura en V para componentes y conexiones primarios que soportan tensión de tracción bajo la combinación de carga especificada que son transversales a los componentes longitudinales primarios, distintos de las vigas transversales de piso.

Los requisitos de energía de impacto para el ensayo Charpy con entalladura en V, son los mismos independientemente de si el componente es soldado o conectado mecánicamente, pero varían dependiendo del tipo de acero, del tipo de construcción, y de la mínima temperatura de servicio aplicable. Los miembros críticos de fractura (FCMs) están sujetos a requisitos más estrictos de energía de impacto para el ensayo Charpy con entalladura en V que los aplicables a componentes que no son críticos de fractura.

El material para miembros o componentes críticos de fractura designados como FCM debe ser ensayado de acuerdo con AASHTO T 243M/T 243 (ASTM A673/A673M) Frecuencia P, excepto las chapas de material AASHTO M 270M/M 270 (ASTM A709/A709M), Grados 36, 50, 50W, HPS 50W, y HPS 70W (Grados 250, 345, 345W, HPS 345W, y HPS 485W), en cuyo caso las probetas se deben seleccionar de la siguiente manera:

- De las chapas laminadas se deben tomar muestras en cada extremo de cada chapa laminada.
- De las chapas normalizadas se deben tomar muestras en un extremo de cada chapa tratada térmicamente.
- De las chapas templadas y revenidas se deben tomar muestras en cada extremo de cada chapa tratada térmicamente.

El material AASHTO M 270M/M 270 (ASTM A709/A709M), Grados 36, 50, 50S, 50W, y HPS 50W (Grados 250, 345, 345S, 345W, y HPS 345W), para componentes identificados como no críticos de fractura, debe ser ensayado de acuerdo con AASHTO T 243M/T 243 (ASTM A673/A673M), Frecuencia H. El material AASHTO M 270M/M 270 (ASTM A709/A709M), Grados HPS 70W y HPS 100W (Grados HPS 485W y HPS 690W), para componentes identificados como no críticos de fractura, debe ser ensayado de acuerdo con AASHTO T 243M/T 243 (ASTM A673/A673M), Frecuencia P.

El criterio para un análisis refinado, utilizado para demostrar que parte de una estructura no es de fractura crítica, aún no está sistematizado completamente. Por consiguiente, los casos de carga a ser estudiados, la ubicación de fisuras potenciales, el grado por el cual se deben incluir en el análisis los efectos dinámicos asociados con una fractura, y el grado

de elaboración de los modelos y la selección del tipo de elemento deben ser objeto de un acuerdo entre el Propietario y el Ingeniero. También se debe considerar la capacidad de un programa de cálculo determinado para capturar de manera adecuada la complejidad del problema, y el Propietario y el Ingeniero deben acordar mutuamente la elección del software. Estos acuerdos deben considerar también la atenuación de todas las cargas mayoradas asociadas con la combinación de carga Resistencia I de la Tabla 3.4.1-1, así como el número de carriles de diseño cargados versus el número de carriles marcados de tránsito.

## **C 6.7. REQUISITOS GENERALES DE DIMENSIONAMIENTO Y DETALLADO**

### **C 6.7.1. Longitud efectiva del tramo (Este artículo no tiene comentarios)**

### **C 6.7.2. Contraflecha para carga permanente**

En el sentido en que se utiliza aquí, una construcción por etapas es aquella en la cual las superestructuras se construyen en unidades longitudinales separadas con una junta longitudinal, es decir, la expresión no se refiere a la secuencia de vaciado del tablero.

El montaje y la provisión de contraflecha en puentes oblicuos rectos y puentes con curvatura horizontal, con o sin soportes oblicuos, representan un problema de una complejidad mayor que la generalmente considerada. En los últimos años, ha existido una tendencia hacia geometrías más complejas y puentes más flexibles combinados con el uso de aceros de más alta resistencia. En algunos casos, la falta de un procedimiento de montaje adecuado para garantizar la posición final proyectada de las vigas primarias, o para analizar adecuadamente los posibles resultados de los detalles para lograr dicha posición final proyectada de las vigas, ha resultado en demoras en la construcción y consecuentes reclamos. Es importante que los Ingenieros y Propietarios reconozcan la necesidad de disponer de un plan de diseño constructivo y den la debida importancia al nivel implícito de verificación de los planos de las vigas primarias y de los marcos transversales o diafragmas, al procesamiento de las solicitudes de información, y a la inspección en campo.

Las posiciones que deben quedar las vigas de sección I, montadas en puentes oblicuos rectos y puentes curvados horizontalmente, se definen a continuación como:

- Alma de la viga primaria teóricamente vertical o a plomo, o
- Alma de la viga primaria fuera de plomo.

Se pueden lograr teóricamente, las posiciones previstas de montaje, bajo tres condiciones comunes que se definen aquí como:

- Condición sin carga,
- Condición de carga permanente del acero, o
- Condición de carga permanente total.

La condición sin carga se refiere a la situación donde las vigas primarias se montan bajo una condición teórica de tensión nula, es decir, se omite cualquier esfuerzo debido a la carga permanente del acero que actúa entre puntos de apoyo temporal. La condición de carga permanente del acero se refiere a la situación cuando se ha completado el montaje del acero. La condición de carga permanente total se refiere a la situación después de que se aplica toda la carga permanente de acción no compuesta, incluyendo el tablero de hormigón.

Para que las almas de las vigas primarias de puentes oblicuos rectos con vigas de sección I terminen teóricamente a plomo en los apoyos, ya sea bajo la condición de carga permanente del acero o de carga permanente total, los marcos transversales o diafragmas deben ser detallados para esa condición de manera que durante el montaje se introduzca el giro necesario en las vigas. Aunque en este caso los marcos transversales o diafragmas pueden tener que ser forzados a su posición, esto generalmente se puede lograr en estos tipos de puentes sin inducir tensiones residuales adicionales significativas en las alas de las vigas primarias ni en los marcos transversales o diafragmas. Alternativamente, las vigas primarias se pueden montar a plomo en la condición sin carga si se consideran debidamente la falta de verticalidad resultante en los apoyos y cualquier error potencial en la alineación horizontal de la carretera que se puedan presentar bajo la condición de carga permanente total. En este caso, los marcos transversales o diafragmas se detallan para que encajen teóricamente sin esfuerzos en la condición sin carga. En cualquier caso, la capacidad de rotación de los apoyos debe ser suficiente para acomodarse al giro o los apoyos deben ser instalados de tal manera que se asegure que su capacidad de rotación no será excedida.

Para puentes con curvatura horizontal con vigas de sección I, con o sin apoyos oblicuos, donde las vigas primarias son montadas a plomo en la condición sin carga, con los marcos transversales o diafragmas detallados para encajar en la condición sin carga, las almas de las vigas no quedarán a plomo en la condición de carga permanente total, excepto en los apoyos que no tengan deflexión vertical en puentes donde todos los apoyos son radiales. Esta falta de plomada se debe considerar al detallar el tablero y los apoyos, según sea aplicable.

Para que las almas de las vigas primarias de puentes con curvatura horizontal con vigas de sección I, con o sin apoyos oblicuos, terminen teóricamente a plomo bajo las condiciones de carga permanente de acero o carga permanente total, los marcos transversales o diafragmas deben ser detallados para esas condiciones de manera que se introduzca el giro necesario en las vigas. En este caso, sin embargo, a medida que los marcos transversales son forzados en su posición y las vigas primarias son giradas fuera de plomo durante el montaje, las alas de las vigas curvas actúan para resistir el cambio inducido a sus radios. Por consiguiente, puede ser necesario para el Ingeniero considerar el potencial de cualquier esfuerzo residual problemático generado en las alas de las vigas primarias o en los marcos transversales o diafragmas siempre que este método de detallado sea especificado para estos tipos de puentes. La decisión sobre cuándo se deben evaluar estos esfuerzos sigue siendo materia de criterio de ingeniería. Se anticipa que en la gran mayoría de los casos estos esfuerzos tendrán consecuencias menores y que el giro resultante de las vigas será lo suficientemente pequeño como para que los marcos transversales o diafragmas lleven fácilmente las vigas primarias a la posición en que deben quedar y reversen cualquier esfuerzo residual a medida que se aplica la carga permanente.

Para que las almas de las vigas curvas de sección I queden teóricamente a plomo en la condición final deseada sin inducir teóricamente ningún esfuerzo residual adicional, las

vigas primarias tienen que ser fabricadas para la posición sin carga con un giro alrededor del eje tangencial de la viga para esa condición en particular. En tal caso, las alas de la viga primaria se deben soldar en ángulo recto con respecto a las almas, y los marcos transversales o diafragmas se deben detallar para que la condición final deseada se corresponda con el giro.

Tal práctica es generalmente más costosa y ha tenido muy poca aplicación.

Se debe notar que el detallado de los marcos transversales o diafragmas para el caso donde las almas de las vigas primarias están a plomo en la condición sin carga puede dar lugar a la posibilidad de muchas configuraciones diferentes de chapas de unión. En este caso, es usual que la escala en el nivel de las vigas primarias con respecto a los marcos transversales o diafragmas sea variable, lo que hace que las perforaciones para los bulones en las chapas de unión queden a distintas distancias desde las alas.

Las vigas de sección tipo omega invertida se deben detallar para ser perpendiculares a la corona de la carretera. Aunque el giro en este tipo de vigas es frecuentemente menor que en vigas de sección I, puede también llegar a ser significativa. Casi todas las vigas de sección tipo omega invertida con curvatura horizontal son fabricadas con la geometría torsionada y no se montan con las vigas a plomo en la condición sin carga. Esto se hace así pues la rigidez torsional inherente a este tipo de vigas hace que el ajuste en campo sea muy difícil. Se debe tener particular cuidado en analizar y detallar las vigas tipo omega invertida; en particular, cuando están en puentes con apoyos oblicuos.

El Ingeniero debe prestar especial atención a aquellos casos que superen los límites actuales del Reglamento o de la práctica convencional, por ejemplo, casos donde se tengan luces inusualmente largas, radios estrechos, brusca oblicuidad, alas rígidas y/o esbeltas en la dirección lateral. En aquellos casos donde se introduce la torsión en las vigas primarias durante el montaje, las alas esbeltas pueden estar sujetas a pandeo local y las alas inusualmente rígidas pueden ser difíciles en la práctica de empujar o tirar a la posición deseada.

### **C 6.7.3. Espesor mínimo del acero**

Para tableros ortótropos, la investigación y el desarrollo, y las mejoras generales de diseño a nivel mundial han demostrado que el uso de una chapa de tablero con espesor mínimo de **15,9 mm** es efectivo para controlar las causas de muchos problemas resultantes de tableros excesivamente flexibles. Aun cuando el análisis indique que un espesor inferior a **15,9 mm** es suficiente, la experiencia indica que es recomendable utilizar como mínimo este valor tanto desde el punto de vista de la construcción como del comportamiento a largo plazo.

### **C 6.7.4. Diafragmas y marcos transversales**

#### **C 6.7.4.1. Requisitos generales**

El requisito, de las Especificaciones Estándar AASHTO, que establecía arbitrariamente que la separación entre los diafragmas no fuera mayor que **7,60 m** ha sido reemplazado por la exigencia de un análisis racional que a menudo dará por resultado la eliminación de detalles de fijación propensos a la fatiga.

El arriostramiento es más crítico en miembros con curvatura horizontal que en miembros rectos. Los miembros de los diafragmas y marcos transversales resisten fuerzas que son



críticas para el adecuado funcionamiento de los puentes con vigas curvas. Dado que ellos transmiten las fuerzas necesarias para proveer el equilibrio, se los consideran miembros principales.

Por consiguiente, las fuerzas en los miembros de arriostramiento deben ser calculadas y consideradas en el diseño de dichos miembros. Cuando las barras de sección **I** han sido analizadas despreciando los efectos de la curvatura de acuerdo con los requisitos del artículo 4.6.1.2.4, los diafragmas o marcos transversales pueden ser analizados por el método de carga **V** (United States Steel, 1984) u otros medios racionales.

Si las alas del diafragma o los cordones de los marcos transversales no se conectan directamente a las alas de la viga primaria, las fuerzas desde estos elementos se transfieren a través de las chapas de unión. La excentricidad, entre las alas del diafragma o los cordones de los marcos transversales y las alas de la viga primaria, debe ser considerada en el diseño de las chapas de unión y sus conexiones al alma y al ala.

El término chapa de unión, como se utiliza aquí, se refiere a un rigidizador transversal unido a la viga primaria a la cual se conecta un diafragma o marco transversal.

#### **C 6.7.4.2. Barras de sección I**

A los efectos de este artículo, como se aplica a las vigas primarias con curvatura horizontal, el término “normal” se deberá entender como perpendicular a la tangente local.

Los diafragmas o marcos transversales intermedios se deben proporcionar con un espaciamiento casi uniforme en la mayoría de los casos, por razones de eficiencia del diseño estructural, constructibilidad, y/o para permitir el uso de métodos simplificados de análisis para el cálculo de tensiones de flexión lateral del ala, tal como se analiza en los artículos C 4.6.1.2.4b, C 4.6.2.7.1 y C 6.10.3.4. Pueden ser necesarias menores separaciones en zonas adyacentes a las pilas interiores, en proximidad de los apoyos oblicuos, y en algunos casos, cerca del centro de tramo.

Los diafragmas con relaciones entre longitud y altura menores que **4,0** actúan como vigas de gran altura y se deben evaluar considerando las tensiones principales en lugar de la teoría de vigas.

La posibilidad de utilizar diafragmas o marcos transversales intermedios oblicuos, en donde las líneas de apoyo no son oblicuas en más de **20 grados** de la normal, es consistente con la práctica pasada. Si las líneas de apoyo son oblicuas en más de **20 grados** de la normal, puede resultar conveniente ubicar los diafragmas o marcos transversales orientados perpendicularmente a las vigas primarias en líneas discontinuas de tal manera que se reduzca la rigidez transversal del puente, particularmente en la proximidad de los apoyos. El colocar los marcos transversales en líneas discontinuas tiene el efecto de disminuir las fuerzas en dichos marcos e incrementar la flexión lateral del ala. Cuando se utiliza un marco transversal en líneas discontinuas, los valores reales de los momentos laterales en el ala pueden diferir de los estimados utilizando la Ecuación C 4.6.1.2.4b-1, o equivalente, de manera que es recomendable un análisis especial de los momentos laterales en el ala y de las fuerzas en el marco transversal. La eliminación de diafragmas o marcos transversales con esfuerzos muy elevados, particularmente cerca de esquinas obtusas, libera torsionalmente a las vigas primarias y con frecuencia resulta beneficiosa siempre que la rotación de la viga no sea excesiva.

En las líneas de apoyo severamente oblicuas en las pilas interiores, resulta complejo el detalle de las intersecciones de los diafragmas o marcos transversales colocados a lo largo de la línea de apoyo oblicuo con diafragmas o marcos transversales intermedios orientados de manera normal a las vigas primarias y, en muchos casos, los diafragmas o marcos transversales normales deben ser por sí solos suficientes para resistir cualquier componente lateral de fuerza que se desarrolle en los apoyos. Si en la proximidad de los apoyos interiores se utilizan diafragmas o marcos transversales intermedios discontinuos perpendiculares a las vigas primarias, se debe tener cuidado de hacer coincidir el diafragma o marco transversal con cada apoyo que resiste la fuerza lateral. En caso contrario, se debe considerar el efecto del momento lateral inducido en el ala inferior debido a la excentricidad entre el diafragma o marco transversal intermedio y el apoyo. Además, siempre que cualquier apoyo a lo largo de la línea de apoyo no coincida con un diafragma o marco transversal, se debe tener cuidado para garantizar que el ala inferior de la viga primaria esté adecuadamente arriostrada. Para tales casos, puede ser necesario proveer diafragmas o marcos transversales a lo largo de la línea de apoyo oblicua. Se recomienda un análisis refinado que permita una evaluación más detallada de las fuerzas en el marco transversal, las reacciones laterales de los apoyos, y la flexión lateral del ala siempre que se considere la eliminación de diafragmas o marcos transversales a lo largo y/o en proximidad de líneas de apoyo interiores severamente oblicuas. Cuando la oblicuidad no exceda de **20 grados** de la normal, puede ser suficiente el uso de diafragmas o marcos transversales a lo largo únicamente de la línea de apoyo oblicua. En este caso, los diafragmas o marcos transversales intermedios colocados de forma perpendicular a las vigas primarias pueden resultar demasiado cercanos entre sí, introduciendo una significativa flexión lateral en las alas de la viga. Para diafragmas o marcos transversales oblicuos, las chapas de unión deben quedar orientadas en el plano del arriostramiento transversal. La chapa de unión debe ser capaz de transferir la fuerza entre la viga primaria y el arriostramiento sin distorsión indebida. La soldadura de chapas de unión oblicuas a la viga primaria puede resultar problemática cuando dichas chapas forman un ángulo agudo con la viga.

La separación de los diafragmas y marcos transversales intermedios, en puentes vigas de sección **I** curvadas horizontalmente, se limita a ***R/10*** después de montados, lo cual es consistente con la práctica pasada. La separación también se limita a ***L<sub>r</sub>*** de la Ecuación 6.10.8.2.3-5, donde ***L<sub>r</sub>*** es el valor límite de la longitud no arriostrada que permite alcanzar el inicio de la fluencia nominal en cualquier ala bajo flexión uniforme considerando los efectos de las tensiones residuales en el ala a compresión antes del pandeo lateral torsional del ala comprimida. Al limitar la longitud no arriostrada a ***L<sub>r</sub>***, teóricamente se evita el pandeo lateral torsional elástico del ala sujeta a compresión. Para longitudes no arriostradas superiores a ***L<sub>r</sub>***, es posible que se genere una flexión lateral significativa en el ala y el factor de amplificación para la flexión lateral del ala especificado en el artículo 6.10.1.6 tenderá a ser elevado aún cuando se considere un factor de longitud efectiva para el pandeo lateral torsional y/o un factor por gradiente de momento, ***C<sub>b</sub>***.

La Ecuación C 6.7.4.2-1 se puede utilizar como guía para una estructuración preliminar en puentes vigas de sección **I** con curvatura horizontal:

$$L_b = \sqrt{\frac{5}{3} r_{\sigma} R b_f} \quad (\text{C 6.7.4.2-1})$$

donde:

***b<sub>f</sub>*** = ancho del ala, en mm.

$L_b$  = separación de los diafragmas o marcos transversales, en mm.

$r_\sigma$  = relación deseada de los esfuerzos de flexión, igual a:  $|f_\ell / f_{bu}|$

$R$  = radio de la viga primaria, en mm.

El valor máximo que se puede utilizar para la relación de los esfuerzos de flexión,  $r_\sigma$ , es de **0,3**. La Ecuación C 6.7.4.2-1 se derivó a partir del concepto de la carga V (Richardson, Gordon and Associates, 1976) y se ha demostrado que presenta una buena correlación con los resultados de análisis por elementos finitos tridimensionales si la separación entre los marcos transversales es relativamente uniforme (Davidson et al., 1996).

#### **C 6.7.4.3. Miembros de sección tipo cajón**

Es deseable realizar un análisis refinado de los diafragmas internos sobre los apoyos, teniendo en cuenta que estos miembros principales son necesarios para la integridad del puente. Los diafragmas externos con relaciones de aspecto, o relaciones entre la longitud y la profundidad, menores que **4,0** y los diafragmas internos actúan como vigas de gran altura y deben ser evaluados considerando las tensiones principales en lugar de la teoría simple de vigas. Los detalles sensibles a la fatiga en estos diafragmas y en la conexión de los diafragmas a las alas se deben analizar considerando las tensiones principales de tracción.

En algunos casos, las vigas tipo cajón pueden experimentar una rotación excesiva cuando se coloca el tablero de hormigón si no se proporcionan diafragmas o marcos transversales entre dichas vigas tipo cajón. Cuando el análisis indique que se producirán tales rotaciones, se pueden colocar marcos transversales temporarios. La remoción de tales miembros temporarios puede conducir a la falla de los bulones remanentes, creando un problema de seguridad. El efecto de la liberación de las fuerzas del arriostramiento en el puente puede ser analizado considerando el efecto inverso de las cargas en los miembros. La remoción de los marcos transversales temporarios que tengan fuerzas elevadas puede generar el incremento de tensiones en el tablero.

En las secciones tipo omega invertida, se requieren diafragmas o marcos transversales internos y arriostramiento lateral del ala superior para estabilizar la sección hasta que el tablero sobre dichas secciones haya endurecido. Para vigas rectas tipo cajón sin oblicuidad que satisfagan los requisitos del artículo 6.11.2.3 y con alas del cajón totalmente efectivas, se han demostrado que los esfuerzos de flexión transversal y los esfuerzos longitudinales por alabeo debidos a la distorsión de la sección transversal son generalmente pequeños (Johnston and Mattock, 1967) y pueden ser despreciados. Sin embargo, la torsión puede ser significativa si el peso del tablero actúa asimétricamente sobre la sección tipo cajón. Se permite una reducción en el número de diafragmas o marcos transversales internos permanentes y/o miembros de arriostramiento lateral superior en tales vigas tipo cajón cuando se haya verificado mediante un análisis apropiado. Se deben colocar los diafragmas o marcos transversales internos en o cerca de los puntos de momento máximo y cerca de ambos lados de los empalmes de campo. El Ingeniero también debe considerar la necesidad de diafragmas o marcos transversales internos adicionales, ya sean temporales o permanentes, que pueden ser requeridos para efectos de transporte, construcción, y en los puntos de izado de cada pieza transportada.

Los esfuerzos por distorsión en la sección transversal están generalmente controlados por los diafragmas o marcos transversales internos, con una separación entre estos miembros no mayor de **12 m** para los casos aquí especificados. Para los casos particulares enumerados en el artículo 6.11.1.1, los esfuerzos de flexión transversal debidos a la distorsión de la sección transversal están limitados explícitamente a **138 MPa** para el estado límite de resistencia. Se deben introducir adecuados diafragmas o marcos transversales internos para satisfacer este límite, y también se deben diseñar para controlar los esfuerzos longitudinales por alabeo debidos a las cargas torsionales críticas mayoradas. Tales esfuerzos no deben ser mayores que aproximadamente el **10 por ciento** de los esfuerzos longitudinales debidos a la flexión respecto del eje mayor correspondiente al estado límite de resistencia.

En los casos donde se tienen diafragmas o marcos transversales internos ampliamente separados, puede ser necesario el uso de riostras adicionales entre las alas superiores de las secciones tipo omega invertida con el objeto de satisfacer los requisitos constructivos del artículo 6.11.3.2. Tal como se indica en el artículo C 6.11.3.2, a discreción del Ingeniero se puede considerar que las riostras, que forman parte de los sistemas de arriostramiento lateral superior que se conectan a las alas en puntos donde no existen diafragmas o marcos transversales, actúan como puntos de arriostramiento.

Si la distorsión de la sección está adecuadamente controlada por los diafragmas o marcos transversales internos, actuando conjuntamente con un sistema de arriostramiento lateral superior en el caso de las vigas de sección tipo omega invertida, la inercia torsional de St. Venant,  $J$ , para una sección tipo cajón se puede determinar como:

$$J = 4 \frac{A_o^2}{\sum \frac{b}{t}} \quad (\text{C 6.7.4.3-1})$$

donde:

$A_o$  = área interior de la sección tipo cajón, en  $\text{mm}^2$ .

$b$  = ancho del elemento de chapa rectangular, en mm.

$t$  = espesor de la chapa, en mm.

En secciones tipo omega invertida con almas inclinadas con una pendiente mayor que **1 en 4** y/o donde la longitud no arriostrada de las alas superiores sea mayor que **9 m**, se pueden requerir diafragmas, marcos transversales, o riostras, internos intermedios adicionales para aumentar la resistencia de las alas superiores, discretamente arriostradas de las secciones tipo omega invertida, a la flexión lateral que resulta de una carga transversal uniformemente distribuida que actúa sobre dichas alas. Esta carga lateral resulta del cambio en la componente horizontal del corte en el alma debido a la carga permanente más el cambio en el corte por torsión de St. Venant debido a la carga permanente por unidad de longitud a lo largo del miembro, y se analiza con mayor detalle en el artículo C 6.11.3.2.

Dado el carácter crítico de los diafragmas internos y externos, particularmente en los apoyos, no es recomendable depender de ninguna manera de la resistencia post-pandeo. El cumplimiento de la Ecuación 6.10.1.10.2-2 garantiza que no ocurrirá el pandeo flexional

teórico en las almas de los diafragmas internos y externos para niveles de esfuerzos elásticos iguales o menores que la tensión de fluencia.

Al limitar la resistencia nominal al corte de las almas del diafragma al valor de la resistencia al pandeo por corte o a la fluencia por corte de acuerdo con la Ecuación 6.10.9.3.3-1 se evita cualquier dependencia en la resistencia al corte post-pandeo. Los rigidizadores de apoyo en los diafragmas internos actúan como rigidizadores transversales a efectos de calcular la resistencia nominal al corte.

Una parte del ancho del ala de la viga tipo cajón, igual a **6 veces** su espesor, se puede considerar efectiva para actuar conjuntamente con un diafragma interno.

En el artículo C 6.6.1.3.1 se analiza con mayor detalle la conexión de las chapas de unión de los marcos transversales internos a las alas de las secciones tipo cajón.

#### **C 6.7.4.4. Reticulados y arcos (Este artículo no tiene comentarios)**

#### **C 6.7.5. Arriostramiento lateral**

##### **C 6.7.5.1. Requisitos generales**

En puentes vigas de sección **I**, el arriostramiento lateral del ala inferior crea una sección pseudo-cerrada formada por las vigas de sección **I** conectadas con el arriostramiento y el tablero endurecido, de manera que dicho arriostramiento se convierte en un componente portante. Las fuerzas en los marcos transversales aumentan con la adición del arriostramiento en el ala inferior pues dichos marcos transversales actúan para mantener la forma de la sección tipo pseudo-cajón. Adicionalmente, los momentos en las vigas primarias arriostradas resultan más equilibrados y los miembros del arriostramiento quedan también sujetos a fuerzas significativas debidas a las sobrecargas.

##### **C 6.7.5.2. Miembros de sección I**

Los esfuerzos generados por las cargas de viento en secciones **I**, se pueden reducir:

- Modificando las dimensiones del ala,
- Reduciendo la separación entre diafragmas o marcos transversales, o
- Agregando un arriostramiento lateral.

Se debe analizar la economía relativa de cada uno de estos métodos.

Para ayudar a prevenir un movimiento horizontal relativo significativo en vigas primarias de luces mayores de **60 m**, durante la construcción, puede ser recomendable considerar el suministro de un arriostramiento lateral, ya sea temporal o permanente, en uno o más paneles adyacentes a los apoyos de puentes con vigas de sección **I**. Para puentes de tramos continuos, tal arriostramiento puede ser necesario únicamente en zonas adyacentes a los apoyos interiores y se debe considerar en los extremos libres de las unidades continuas. Tal sistema de arriostramiento lateral puede también proporcionar una trayectoria de carga más rígida, para las cargas de viento que actúan sobre la estructura de acción no compuesta durante la construcción, ayudando así a reducir las flechas laterales y los esfuerzos por flexión lateral del ala. Se prefiere de un arriostramiento lateral superior. El arriostramiento lateral inferior puede proporcionar una función similar pero, a

diferencia del arriostramiento superior, en general estará sujeto a fuerzas significativas debido a las sobrecargas en la estructura terminada las cuales tienen que ser consideradas.

Para puentes con curvatura horizontal, cuando la curvatura es marcada y no es práctico el uso de apoyos temporarios, puede ser necesario proporcionar un arriostramiento lateral tanto superior como inferior para garantizar la acción de una sección pseudo-cajón mientras el puente está en construcción. Los arriostramientos laterales, superior e inferior, proporcionan estabilidad a un par de vigas de sección I.

Cuando se utilice un arriostramiento lateral temporario, el método de análisis utilizado debe ser capaz de reconocer la influencia del arriostramiento lateral.

### **C 6.7.5.3. Secciones tipo omega invertida**

En general el análisis indicará que no se requiere de un sistema de arriostramiento lateral entre múltiples secciones tipo omega invertida.

El centro de corte de una sección tipo omega invertida abierta está ubicado por debajo del ala inferior (Heins, 1975). La adición de un arriostramiento lateral superior eleva la posición del centro de corte acercándola al centro de la sección pseudo-cajón, mejorando significativamente la rigidez torsional.

Además de resistir el flujo de corte antes de que el tablero de hormigón haya endurecido o que la acción compuesta sea efectiva, los miembros del arriostramiento lateral superior también están sujetos a fuerzas significativas debidas a la flexión de la sección tipo omega invertida no compuesta. En ausencia de un análisis más refinado, Fan and Helwig (1999) presentan un enfoque para estimar estas fuerzas.

Los miembros del arriostramiento lateral superior también están sujetos a fuerzas debidas a la acción de las cargas de viento que actúan sobre la sección pseudo-cajón no compuesta durante la construcción.

Para secciones tipo omega invertida rectas con tramos menores de aproximadamente **45 m**, como mínimo, se debe proporcionar al menos un panel de arriostramiento lateral horizontal dentro de la sección tipo omega invertida a cada lado de un punto de izaje. Se debe considerar la necesidad de utilizar arriostramiento lateral adicional para resistir el flujo de corte resultante de cualquier momento torsional neto que actúe sobre la sección de acero por efecto de las cargas del peso del tablero mayoradas que actúan de forma desbalanceadas a cada lado de las alas superiores, o por cualquier otra carga excéntrica conocida que actúe sobre la sección de acero durante la construcción. Puede ser necesario considerar los esfuerzos debidos a la distorsión de la sección transversal y a la flexión lateral del ala superior cuando una sección tipo omega invertida que tenga un sistema de arriostramiento sobre parte de su longitud esté sujeta a un momento torsor neto. Se debe considerar el uso de un sistema de arriostramiento lateral sobre toda la longitud en aquellos casos donde actúen momentos torsores sobre la sección de acero que se juzguen particularmente significativos, por ejemplo, miembros de sección tipo omega invertida que se apoyen sobre apoyos oblicuos y/o sobre el cual el tablero es colocado asimétricamente. Si no se proporciona un sistema de arriostramiento sobre toda la longitud de un elemento recto de sección tipo omega invertida, el Ingeniero debe garantizar la estabilidad local y global de las alas superiores y del miembro de sección tipo omega invertida, respectivamente, durante las supuestas etapas constructivas. Para las

secciones tipo omega invertida rectas con tramos mayores de **45 m** aproximadamente, se debe proveer un sistema de arriostramiento lateral interior a lo largo de todo el miembro.

Para secciones tipo omega invertida, tanto rectas como curvadas horizontalmente, un sistema de arriostramiento lateral sobre toda la longitud conforma un pseudo-cajón que contribuye a limitar las distorsiones generadas por los cambios de temperatura que ocurren antes de la colocación del tablero de hormigón, y para resistir la torsión y el giro generados por cualquier carga excéntrica actuando sobre la sección de acero durante la construcción. La norma AASHTO (1993) especificaba que los miembros diagonales del arriostramiento lateral superior para las secciones tipo omega invertida cumplieran el siguiente criterio:

$$A_d \geq 0,03 w \quad (C 6.7.5.3-1)$$

donde:

$A_d$  = área mínima requerida de la sección transversal de una diagonal, en mm<sup>2</sup>.

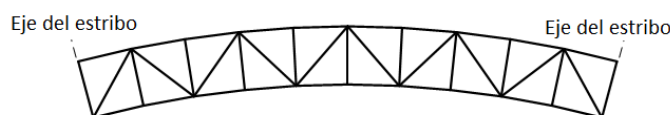
$w$  = distancia centro a centro entre las alas superiores, en mm.

El cumplimiento de este criterio era garantizar que el arriostramiento lateral superior tenga el dimensionado adecuado para que la sección tipo omega invertida actuara como una sección pseudo-cajón con un mínimo desplazamiento torsional por alabeo y con esfuerzos normales debidos a la torsión por alabeo menores o iguales a un **diez por ciento** de los esfuerzos por flexión en el eje fuerte. Este criterio fue desarrollado suponiendo secciones tipo omega invertida con almas verticales y relaciones entre el ancho y altura de la sección entre **0,5** y **2,0**, y un sistema de arriostramiento lateral superior en **X** con las diagonales colocadas a **45 grados** con respecto a la línea del eje longitudinal de las alas de la viga de sección tipo omega invertida (Heins, 1978). Aunque este criterio puede no ser directamente aplicable a otras geometrías de la sección transversal y configuraciones del arriostramiento, se recomienda todavía el uso de la Ecuación C 6.7.5.3-1 como una guía para garantizar que se proporcione un área mínima razonable para los miembros diagonales de arriostramiento.

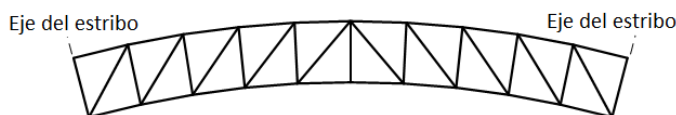
Se prefieren los sistemas de arriostramiento lateral superior de una sola diagonal en lugar de los sistemas tipo **X** debido a que requieren para la fabricación y el montaje de un menor número de piezas y se reduce el número de uniones. Sin embargo, las fuerzas en los miembros de un arriostramiento lateral superior con una sola diagonal alternada tipo Warren, como se indica en la Figura C 6.7.5.3-1, a veces pueden, por efecto de la flexión de la sección tipo omega invertida, resultar en el desarrollo de esfuerzos significativos por flexión lateral en las alas superiores. En lugar de un análisis refinado, Fan and Helwig (1999) presentan un enfoque para estimar los esfuerzos por flexión lateral en el ala superior debido a estas fuerzas.

Cuando sea necesario, los esfuerzos por flexión lateral en el ala y las fuerzas en los miembros de arriostramiento pueden con frecuencia para este caso ser mitigados de manera efectiva colocando con buen criterio miembros paralelos con una sola diagonal, o configuración tipo Pratt, en cada tramo en lugar de una configuración tipo Warren como se muestra en la Figura C 6.7.5.3-2. En esta configuración, los miembros se deben orientar en base al signo del momento torsor de manera que las fuerzas inducidas en estos miembros por la torsión compensen las fuerzas de compresión o tracción inducidas en ellos por la flexión de la sección tipo omega invertida. Las fuerzas, en el sistema de

arriostramiento lateral, son muy sensibles a la secuencia del hormigonado. Si las dimensiones de los miembros se han optimizado en función de una supuesta secuencia de hormigonado, es imperativo que dicha secuencia se indique en el pliego de especificaciones técnicas. Los ensayos de campo han demostrado que las fuerzas en el sistema lateral superior, después de que se ha hormigonado el tablero, son despreciables.



**Figura C 6.7.5.3-1. Sistema de arriostramiento lateral superior con una sola diagonal tipo Warren para un miembro de sección tipo omega invertida: Vista en planta**



**Figura C 6.7.5.3-2. Sistema de arriostramiento lateral superior con una sola diagonal tipo Pratt para un miembro de sección tipo omega invertida: Vista en planta**

Cuando no se dispone de un análisis refinado que permita conocer las fuerzas en los miembros de arriostramiento, el flujo de corte a través de la parte superior de la sección pseudo-cajón se puede calcular a partir de la Ecuación C 6.11.1.1-1 suponiendo que el arriostramiento lateral superior actúa como una chapa equivalente. El esfuerzo de corte resultante puede entonces ser calculado multiplicando el flujo de corte resultante por el ancho  $w$ , y dicho esfuerzo de corte se puede entonces resolver en los miembros diagonales del arriostramiento. Si por alguna razón fuera necesario calcular la rigidez torsional de St. Venant, de la sección pseudo-cajón, de acuerdo con la Ecuación C 6.7.4.3-1, se disponen de fórmulas (Kollbrunner and Basler, 1966; Dabrowski, 1968) para calcular el espesor de la chapa equivalente para diferentes configuraciones posibles del arriostramiento lateral superior.

Los arriostramientos laterales superiores deben ser continuos a través de los empalmes realizados en obra.

#### **C 6.7.5.4. Reticulados (Este artículo no tiene comentarios)**

#### **C 6.7.6. Pernos**

##### **C 6.7.6.1. Ubicación (Este artículo no tiene comentarios)**



## **C 6.7.6.2. Resistencia**

### **C 6.7.6.2.1. Combinación de flexión y corte**

El desarrollo de la Ecuación 6.7.6.2.1-1 se discute en el trabajo de Kulicki (1983).

### **C 6.7.6.2.2. Aplastamiento**

Para el diseño de pernos nuevos sujetos a rotaciones significativas, como en el caso de apoyos tipo balancín (rocker) o articulados, el coeficiente **1,5** de la Ecuación 6.7.6.2.2-2 se puede reducir a **0,75** a discreción del Ingeniero. Esto tiene en cuenta el mayor desgaste a lo largo de la vida útil de los pernos utilizados en aplicaciones con rotaciones significativas. Un enfoque equivalente al sugerido arriba fue utilizado en el diseño con tensiones admisibles de las Especificaciones Estándar AASHTO (AASHTO Standard Specifications). Para la evaluación de pernos existentes sujetos a rotaciones significativas, no se debe aplicar la reducción al coeficiente **1,5** de la Ecuación 6.7.6.2.2-2.

### **C 6.7.6.3. Tamaño mínimo del perno para las barras de ojo (Este artículo no tiene comentarios)**

### **C 6.7.6.4. Pernos y tuercas para pernos (Este artículo no tiene comentarios)**

## **C 6.7.7. Vigas laminadas y vigas armadas soldadas curvadas por calentamiento**

### **C 6.7.7.1. Alcance (Este artículo no tiene comentarios)**

### **C 6.7.7.2. Radio mínimo de curvatura (Este artículo no tiene comentarios)**

### **C 6.7.7.3. Contraflecha**

Una parte de la pérdida de contraflecha es atribuible a las cargas constructivas y ocurrirá durante la construcción del puente; la pérdida total de contraflecha se completará después de varios meses de estar en servicio. Por consiguiente, el perfil del puente debe incluir una parte del incremento de contraflecha. A falta de otros lineamientos, la contraflecha se puede ajustar en la mitad del incremento de su valor. Es conocido también que en vigas rectas también ocurren pérdidas de contraflecha de esta naturaleza, aunque generalmente son de menor magnitud.

Para radios mayores que **300 m**,  $\Delta_R$  se debe tomar igual a **cero**.

Ver también el artículo 11.8.3.3.1, de la norma AASHTO LRFD Bridge Construction Specifications.

## **C 6.8. MIEMBROS EN TRACCIÓN**

### **C 6.8.1. Requisitos generales**

Los orificios que generalmente se restan al determinar la sección bruta incluyen los agujeros para pernos, los agujeros de acceso, y las perforaciones.

## C 6.8.2. Resistencia a la tracción

### C 6.8.2.1. Requisitos generales

El factor de reducción,  $U$ , no se aplica al verificar la fluencia en la sección bruta pues la fluencia tiende a nivelar los esfuerzos de tracción no uniformes generados por el arrastre por cortante sobre la sección transversal. El factor de reducción,  $R_p$ , tiene en cuenta de manera conservadora la resistencia minorada a la fractura en la vecindad de los agujeros de bulones punzonados al tamaño final (Brown et al., 2007). No se requiere aplicar ninguna reducción a la resistencia por fractura en la sección neta para agujeros taladrados al tamaño final o punzonados, a un tamaño menor, y fresados al tamaño final. Anteriormente, la reducción en la resistencia minorada en los agujeros punzonados se tenía en cuenta incrementando el tamaño de la perforación en **1,6 mm**, para efectos de cálculo, con lo cual se penalizaban a los agujeros taladrados, o subpunzonados y fresados, y se aplicaba a los agujeros punzonados una reducción que no era uniforme pues variaba con el tamaño del agujero.

Debido al endurecimiento por deformación, un acero dúctil cargado en tracción axial puede resistir una fuerza mayor que el producto de su sección bruta por su tensión de fluencia antes de que se produzca la fractura. Sin embargo, el alargamiento excesivo debido a la fluencia no controlada del área bruta no sólo marca el límite de utilidad del elemento sino que también puede precipitar la falla del sistema estructural del cual forma parte. Dependiendo de la relación entre el área neta y el área bruta y de las propiedades mecánicas del acero, el componente puede fallar por rotura del área neta con una carga menor que la requerida para que el área bruta entre en fluencia. Tanto la fluencia general sobre el área bruta como la rotura del área neta constituyen medidas de la resistencia del componente. Los valores relativos de los factores de resistencia para fluencia y para fractura reflejan los diferentes índices de confiabilidad que se consideran adecuados para los dos modos.

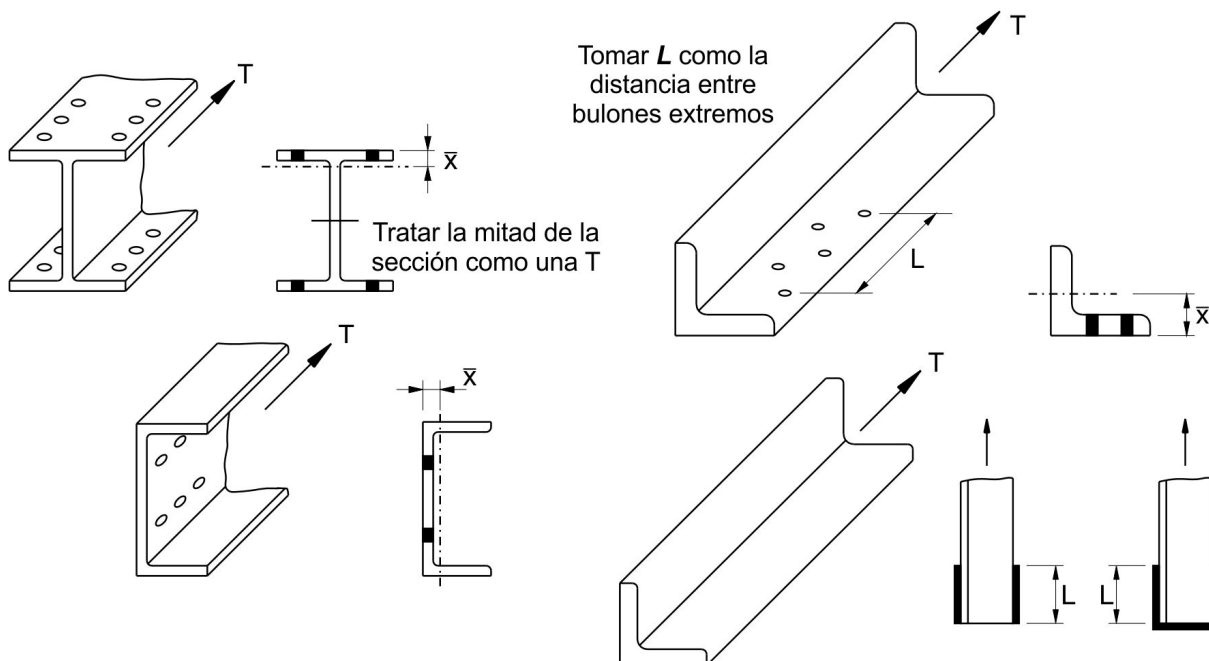
Generalmente la parte del componente, ocupada por el área neta de los agujeros de los medios de unión, tiene una longitud despreciable en relación con la longitud total del miembro. En consecuencia, el endurecimiento por deformación se alcanza rápidamente y, por lo tanto, la fluencia del área neta en los agujeros de los medios de unión no constituye un límite de resistencia de importancia práctica, excepto quizás para algunos miembros armados de dimensiones inusuales.

Para las uniones soldadas,  $A_n$  es igual a la sección bruta menos cualquier agujero de acceso existente en la zona de unión.

### C 6.8.2.2. Factor de reducción, $U$

Los requisitos del artículo 6.8.2.2 son una adaptación de la especificación “2005 AISC Specification, Section D3.3, Área neta efectiva para el diseño de miembros en tracción”. Las disposiciones del AISC, del 2005, están adaptadas de modo que sean consistentes con el borrador actualizado de los requisitos del AISC de 2010. Estos requisitos actualizados especifican que, para miembros compuestos por más de un elemento, el valor calculado de  $U$  no se debe tomar menor que la relación entre el área bruta del elemento o los elementos conectados y el área bruta del miembro.

En la Figura C 6.8.2.2-1 se presentan ejemplos de las distancias  $\bar{x}$  y  $L$  utilizadas en el cálculo del factor de reducción  $U$  para todos los tipos de miembros en tracción, sin incluir las chapas ni los miembros HSS (“sección estructural hueca”).



**Figura C 6.8.2.2-1 – Determinación de las variables  $\bar{x}$  o  $L$  utilizadas en el cálculo del factor de reducción del arrastre de cortante,  $U$**

Para miembros donde se combinan soldaduras longitudinales y transversales,  $L$  es la máxima longitud de las soldaduras longitudinales. La soldadura transversal no afecta significativamente la resistencia a la rotura con base en el arrastre por cortante. La presencia de la soldadura transversal tiene poco efecto en la transferencia de la carga a los elementos no conectados de la sección transversal del miembro. La longitud de la conexión,  $L$ , en mm, se define para la mayoría de los casos como la máxima longitud de las soldaduras longitudinales o como la distancia entre los bulones extremos en la conexión, medida de forma paralela a la línea de fuerza.

### C 6.8.2.3. Combinación de tracción y flexión

Las ecuaciones de interacción para miembros sujetos a tracción y compresión son simplificaciones a los efectos del diseño. Tales ecuaciones que involucran exponentes iguales a 1,0 para las relaciones de momentos son usualmente conservadoras. Se disponen de curvas de interacción no lineal, más exactas, en el trabajo de Galambos (1998). Cuando se utilicen estas ecuaciones de interacción, será necesario además analizar los esfuerzos en el Estado Límite de Servicio para evitar la fluencia prematura.

Para las secciones donde la resistencia nominal a la flexión respecto al eje  $x$  se exprese en términos de esfuerzos, la resistencia minorada a flexión respecto al eje  $x$  en las Ecuaciones 6.8.2.3-1 y 6.8.2.3-2 se debe tomar como:

$$M_{rx} = \text{al menor valor entre } \phi_f F_{nc} S_{xc} \text{ y } \phi_f F_{nt} S_{xt} \quad (\text{C 6.8.2.3-1})$$

donde:

$F_{nc}$  = resistencia nominal a la flexión del ala en compresión, en MPa.

$F_{nt}$  = resistencia nominal a la flexión del ala en tracción, en MPa.

$M_{yc}$  = momento de fluencia con respecto al ala en compresión, determinado como se especifica en el Artículo D6.2, en Nmm.

$M_{yt}$  = momento de fluencia con respecto al ala en tracción, determinado como se especifica en el Artículo D6.2, en Nmm.

$S_{xc}$  = módulo elástico de la sección alrededor del eje fuerte de la sección para el ala sujeta a compresión, tomado como  $M_{yc} / F_{yc}$ , en mm<sup>3</sup>.

$S_{xt}$  = módulo elástico de la sección alrededor del eje fuerte de la sección para el ala sujeta a tracción, tomado como  $M_{yt} / F_{yt}$ , en mm<sup>3</sup>.

$S_{xc}$  y  $S_{xt}$  se definen de esta manera como valores equivalentes que dan cuenta de los efectos combinados de las cargas que actúan en diferentes secciones en los miembros compuestos.

Para las secciones donde la resistencia nominal a la flexión respecto al eje  $x$  se determina de acuerdo con los requisitos del apéndice A6, la resistencia minorada a la flexión respecto al eje  $x$  se debe tomar como:

$$M_{rx} = \text{al menor valor entre } \phi_f M_{nc} \text{ y } \phi_f M_{nt} \quad (\text{C 6.8.2.3-2})$$

donde:

$M_{nc}$  = resistencia nominal a la flexión con base en el ala en compresión, en Nmm.

$M_{nt}$  = resistencia nominal a la flexión con base en el ala en tracción, en Nmm.

Para las secciones en I y en H, la resistencia nominal a la flexión respecto al eje  $y$  se determina de acuerdo con los requisitos del Artículo 6.12.2.2.1.

Para secciones en T y ángulos dobles sujetos a la combinación de tracción axial y flexión en las cuales los esfuerzos axiales y de flexión en las alas de la T o en las alas conectadas de los ángulos sean aditivos en tracción, por ejemplo cuando se utiliza una sección T como miembro de arriostramiento y la conexión de este miembro se hace por el ala, se presenta un resalto en la curva de interacción. Como resultado, las Ecuaciones 6.8.2.3-1 y 6.8.2.3-2 pueden subestimar de manera significativa la resistencia en casos como éste. Los enfoques alternativos que intentan capturar este resalto han demostrado ser generalmente poco concluyentes o incompletos a partir de este escrito (2009). Mientras tanto, se recomienda que las Ecuaciones 6.8.2.3-1 y 6.8.2.3-2 se aplicarán de manera conservadora a estos casos. Si se requiere una resistencia adicional significativa, se puede considerar el uso de uno o más de estos enfoques alternativos, como se describe en White (2006).

### C 6.8.3. Área neta

El trabajo de McGuire (1968), describe el desarrollo de la regla de " $s^2 / 4g$ " para estimar el efecto de una cadena de agujeros sobre la resistencia a la tracción de una sección. Aunque presenta deficiencias teóricas, esta regla se ha utilizado durante mucho tiempo y ha resultado ser adecuada para las uniones habituales.

Al diseñar un miembro en tracción, una práctica conservadora y conveniente consiste en utilizar el menor ancho neto entre los correspondientes a las distintas cadenas, combinado con la fuerza de tracción total que actúa en el miembro. A veces es posible lograr un diseño aceptable y ligeramente menos conservador, verificando cada una de las posibles cadenas con la fuerza de tracción obtenida restando de la fuerza total de tracción en el miembro aquella parte que toman los bulones ubicados delante de dicha cadena (es decir, los bulones que se encuentran más próximos a la longitud media del miembro a partir de la fuerza total de tracción en el miembro). Este enfoque supone que la totalidad de la fuerza se transfiere por igual a todos los bulones en un extremo.

### C 6.8.4. Límites de la relación de esbeltez (Este artículo no tiene comentarios)

### C 6.8.5. Miembros armados

#### C 6.8.5.1. Requisitos generales

En la actualidad, para los miembros armados se utilizan casi exclusivamente chapas perforadas en lugar de chapas de unión y/o barras de celosía "enrejado". Sin embargo, cuando circunstancias especiales lo justifiquen, se podrán utilizar chapas de unión con o sin barras de celosía. Las especificaciones AASHTO (2002) y AISC (2005) indican las dimensiones límite para el diseño.

#### C 6.8.5.2. Chapas perforadas (Este artículo no tiene comentarios)

### C 6.8.6. Barras de ojo

#### C 6.8.6.1. Resistencia minorada

La Ecuación 6.8.2.1-2 no controla pues la sección neta en la cabeza es como mínimo **1,35 veces** más grande que la sección en el cuerpo.

#### C 6.8.6.2. Dimensiones

La limitación en el diámetro del agujero para aceros con una tensión de fluencia mínima especificada mayor que **485 MPa**, el cual no está incluida en las Especificaciones Estándar AASHTO (AASHTO Standard Specifications), pretende evitar que se genere el combado más allá del orificio del perno (AISC, 2005).

#### C 6.8.6.3. Paquetes de barras de ojo

El conjunto de las barras de ojo se debe detallar de manera que se evite la entrada en las juntas de agentes que puedan generar corrosión.

Algunas veces estas barras vibran en dirección perpendicular a su propio plano. La intención de este requisito es evitar el contacto repetido entre barras de ojo, ya sea proporcionando una separación adecuada entre ellas o por medios de restricción.

#### **C 6.8.7. Chapas conectadas mediante pernos**

##### **C 6.8.7.1. Requisitos generales (Este artículo no tiene comentarios)**

##### **C 6.8.7.2. Chapas con pernos (Este artículo no tiene comentarios)**

##### **C 6.8.7.3. Dimensiones**

Las dimensiones especificadas en este artículo garantizan que el miembro no fallará en la región del agujero si en la chapa principal, lejos del orificio, se satisface el estado límite de resistencia.

##### **C 6.8.7.4. Paquetes**

El conjunto de conexión mediante pernos se debe detallar de manera que se evite la entrada en las juntas de agentes que puedan generar corrosión.

### **C 6.9. MIEMBROS EN COMPRESIÓN**

#### **C 6.9.1. Requisitos generales**

Las fórmulas convencionales para el diseño de columnas incluyen tolerancias para considerar las imperfecciones y excentricidades admisibles en los procesos habituales de fabricación y montaje. Para el diseño del puente se debe tener en cuenta los efectos de cualquier otra excentricidad que sea significativa.

#### **C 6.9.2. Resistencia a la compresión**

##### **C 6.9.2.1. Compresión axial (Este artículo no tiene comentarios)**

##### **C 6.9.2.2. Combinación de compresión axial y flexión**

Estas ecuaciones son equivalentes a las Ecuaciones (H1-1a) y (H1-1b) de la especificación AISC (2005). Su inclusión en dicha especificación AISC se definió luego de compararlas, paralelamente con varias formulaciones alternativas, con los resultados de análisis inelásticos refinados de 82 casos de pórticos con desplazamiento lateral (Kanchanalai, 1977).  $P_u$ ,  $M_{ux}$ , y  $M_{uy}$  son las fuerzas axiales y de flexión que actúan simultáneamente en una sección transversal, obtenidas mediante un análisis aplicando las cargas mayoradas. Se debe considerar el máximo momento calculado en cada dirección del miembro, incluyendo los efectos de segundo orden. Si los máximos ocurren en diferentes secciones transversales, cada uno de ellos debe ser verificado.

En el artículo C 6.8.2.3 se amplía la información sobre el cálculo de las resistencias minoradas a flexión respecto a los ejes  $x$  e  $y$ .

Para secciones en  $T$  y ángulos dobles, sujetos a la combinación de compresión axial y flexión, en el cual los esfuerzos axiales y de flexión en el ala de la sección  $T$  o en las alas conectadas de los ángulos son aditivos en compresión, es decir, cuando una sección  $T$  se

utiliza como miembro de arriostramiento y este miembro se conecta por el ala, se presenta un resalto en la curva de interacción. Como resultado, las ecuaciones 6.9.2.2-1 y 6.9.2.2-2 pueden subestimar significativamente la resistencia en tales casos. Se han propuesto enfoques alternativos con la intención de manejar este resalto en la curva, pero generalmente han resultado ser incompletos o no concluyentes. Mientras se disponen de resultados definitivos, se recomienda aplicar conservadoramente para estos casos las ecuaciones 6.9.2.2-1 y 6.9.2.2-2. En caso de que se requiera contar con una resistencia adicional significativa, se puede considerar el uso de uno o más de estos enfoques alternativos, como los presenta White (2006).

### **C 6.9.3. Límites de la relación de esbeltez (Este artículo no tiene comentarios)**

### **C 6.9.4. Miembros de sección no compuesta**

#### **C 6.9.4.1. Resistencia nominal a la compresión**

##### **C 6.9.4.1.1. Requisitos generales**

Las ecuaciones 6.9.4.1.1-1 y 6.9.4.1.1-2 son equivalentes a las dadas en la especificación AISC (2005) para calcular la resistencia nominal a la compresión. Se presentan aquí en un formato diferente, en términos de la carga crítica de pandeo elástico,  $P_e$ , y la resistencia nominal equivalente a la fluencia,  $P_o$ , de manera más conveniente para el cálculo de la resistencia nominal para miembros sujetos a modos de pandeo adicionales  $a$ , o distintos de, el pandeo por flexión, y para permitir la consideración de miembros en compresión con elementos esbeltos, como se define a continuación. Esta forma de las ecuaciones de resistencia se puede utilizar también de manera conveniente para calcular  $P_n$  cuando se ejecute un análisis refinado del pandeo para evaluar la estabilidad del reticulado, pórticos o arcos en lugar de utilizar un enfoque de factor de longitud efectiva (White, 2006). En tales casos,  $P_e$  en las ecuaciones 6.9.4.1.1-1 y 6.9.4.1.1-2 se toma como la carga axial en un miembro dada obtenida de un análisis al momento del pandeo elástico incipiente de la estructura o subestructura.

Las ecuaciones 6.9.4.1.1-1 y 6.9.4.1.1-2 representan una curva que es esencialmente la misma curva **2P** para determinar la resistencia de columnas, desarrollada por Galambos (1998). Ellas incorporan como criterio una desviación de la rectitud igual a  $L/1500$ . El desarrollo de la formulación matemática de estas ecuaciones se describe en el trabajo de Tide (1985), mientras que Galambos (1998) y Galambos (2006) estudia la confiabilidad estructural que ellas pretenden suministrar.

La Tabla 6.9.4.1.1-1 se puede utilizar como guía para seleccionar los modos potenciales de pandeo apropiados a aplicar para la determinación de la resistencia nominal,  $P_n$ , del miembro en consideración, así como las ecuaciones que se deben utilizar para calcular los valores correspondientes de la carga crítica de pandeo elástico,  $P_e$ , y el factor de reducción por elementos esbeltos,  $Q$ , según corresponda. Para miembros en compresión con secciones transversales que incluyen uno o más elementos esbeltos, o elementos que no satisfacen los límites de la relación ancho-espesor especificados en el artículo 6.9.4.2.1, el factor de reducción por elementos esbeltos,  $Q$ , tiene en cuenta el efecto del pandeo local potencial de esos elementos sobre la resistencia al pandeo global del miembro y tiene un valor menor que **1,0**. En este caso, el valor de  $Q$  se determina de acuerdo con los requisitos del artículo 6.9.4.2.2. Para secciones transversales de miembros en compresión que no incluyan ningún elemento esbelto, es decir, compuestas únicamente por elementos no esbeltos,  $Q$  se toma igual a **1,0** según lo especificado en el artículo 6.9.4.2.1. Para rigidizadores de apoyo,  $Q$  se debe tomar siempre igual a **1,0**.

#### C 6.9.4.1.2. Resistencia al pandeo elástico por flexión

El pandeo por flexión de miembros solicitados por una carga concéntrica de compresión se refiere a un modo de pandeo en el cual el miembro se flexa lateralmente sin que haya giro ni cambio en la forma de la sección transversal. El pandeo por flexión conlleva desplazamientos laterales de las secciones transversales del miembro en dirección de los ejes **x** e **y**, los cuales son resistidos por las respectivas rigideces a flexión,  $EI_x$  o  $EI_y$ , del miembro.

Para calcular las cargas críticas de pandeo por flexión respecto a los ejes **x** e **y** se debe utilizar la Ecuación 6.9.4.1.2-1, tomando el menor valor de  $P_e$  para utilizarlo en la Ecuación 6.9.4.1.1-1 o 6.9.4.1.1-2, según corresponda.

#### C 6.9.4.1.3. Resistencia al pandeo elástico por torsión y por flexo-torsión

El pandeo por torsión de miembros solicitados por una carga concéntrica de compresión se refiere a un modo de pandeo en el cual el miembro gira alrededor de su centro de corte. El pandeo por torsión aplica únicamente para miembros de sección abierta de doble simetría solicitados a compresión en los cuales el centro de corte coincide con el baricentro. Raramente será el pandeo por torsión el modo que controle y de hecho no requiere ser considerado para miembros de sección en **I** de doble simetría cuyas dimensiones de la sección transversal satisfagan los límites especificados en el artículo 6.10.2, excepto cuando la longitud efectiva para el pandeo por torsión sea significativamente mayor que la longitud efectiva para el pandeo por flexión respecto al eje **y**. La longitud efectiva para el pandeo por torsión,  $K_z \ell_z$ , se toma generalmente como la longitud entre puntos donde se restrinja la torsión del miembro. Esto es, en muchos casos, que  $K_z \ell_z$  se puede tomar conservativamente como  $1,0 \ell_z$ . Para un miembro en voladizo con un extremo completamente restringido contra la torsión y el alabeo y el otro extremo libre,  $K_z \ell_z$  se debe tomar como  $2\ell$  donde  $\ell$  es la longitud del miembro (White, 2006). Para un miembro con ambos extremos restringidos contra la torsión y el alabeo,  $K_z \ell_z$  se puede tomar como  $0,5\ell$ . Para una sección en **I** de doble simetría,  $C_w$  se puede tomar como  $I_y h^2/4$ , donde  $h$  es la distancia entre los baricentros de las alas, en lugar de efectuar un análisis más preciso. Para secciones cerradas,  $GJ$  es relativamente elevada y  $C_w$  se puede tomar igual a **cero**. Dada la magnitud elevada de  $GJ$ , los pandeos por torsión y por flexo-torsión no requieren ser considerados en miembros armados que componen secciones cerradas.

El pandeo por flexo-torsión de miembros solicitados por una carga concéntrica de compresión se refiere a un modo de pandeo en el cual el miembro se torsiona y flexiona simultáneamente sin que cambie la forma de la sección transversal. Los miembros en compresión formados por secciones transversales abiertas de simple simetría, donde el eje **y** se define como el eje de simetría de la sección transversal, pueden fallar ya sea por pandeo por flexión respecto al eje **x** o por torsión combinada con flexión respecto al eje **y**. Los miembros en compresión compuestos por secciones transversales abiertas asimétricas, o miembros cuya sección transversal no tenga un eje de simetría, fallan por torsión combinada con flexión respecto a los ejes **x** e **y**. En ambos casos precedentes, no coinciden el baricentro y el centro de corte de la sección transversal. Al ocurrir el pandeo, la carga axial tiene una componente lateral que resulta de la flecha lateral del miembro. Esta componente lateral, al actuar respecto al centro de corte de la sección transversal, genera simultáneamente la torsión del miembro. El grado de interacción entre las deformaciones por torsión y por flexión determina la reducción en el valor de esta carga de pandeo en comparación con la carga de pandeo por flexión (Galambos, 1998). A medida que se incrementa la distancia entre el baricentro y el centro de corte, aumenta la



tendencia a la torsión y disminuye la carga de pandeo por flexo-torsión. El pandeo por flexo-torsión puede constituir un modo crítico de falla para miembros en compresión de sección abierta con simetría simple y pared delgada, por ejemplo, secciones en **T**, ángulos dobles, y canales, y para miembros en compresión de sección abierta asimétrica debido a su relativamente baja rigidez torsional. Para miembros de sección abierta con simetría simple, la carga crítica de pandeo por flexo-torsión es siempre menor que la carga crítica de pandeo por flexión respecto al eje **y**,  $P_{ey}$ . Por consiguiente, en tales casos, solo se requiere considerar el pandeo por flexión respecto al eje **x** junto con el pandeo por flexo-torsión. Para miembros de sección abierta asimétricos, con excepción de miembros de perfil ángulo simple diseñados de acuerdo con los requisitos del artículo 6.9.4.4, se considera únicamente el pandeo por flexo-torsión, sin que se requiera verificar el pandeo por flexión respecto a los ejes **x** e **y**. Los miembros de ángulo simple diseñados de acuerdo con los requisitos del artículo 6.9.4.4 requieren ser verificados únicamente para pandeo por flexión, sin que se requiera verificar el pandeo por flexo-torsión (AISC, 2005).

Las Ecuaciones 6.9.4.1.3-2 a 6.9.4.1.3-6 suponen que el eje **y** se define como el eje de simetría de la sección transversal. Por consiguiente, cuando se aplican estas ecuaciones a una sección tipo canal, el eje **y** se debe tomar en realidad como el eje **x** de la sección transversal, o el eje de simetría de la sección tipo canal. Al aplicar estas ecuaciones para secciones tipo **T** y ángulos dobles,  $C_w$  se debe tomar conservadoramente igual a **cero**. Para información adicional sobre el cálculo de la constante torsional de St. Venant, **J**, para secciones en **T** y ángulos dobles, ver el artículo C 6.12.2.2.4. Para información adicional sobre el cálculo de  $C_w$  y **J** para secciones tipo canal, ver el artículo C 6.12.2.2.5.

Para miembros de sección **I** de simple simetría, solicitados a compresión, con alas de anchos iguales y de diferentes espesores, no se requiere considerar el pandeo por flexo-torsión siempre que:  $0,67 \leq t_{f1}/t_{f2} \leq 1,5$  y  $K_z \ell_z \leq K_y \ell_y$ , donde  $t_{f1}$  y  $t_{f2}$  son los espesores de las alas y  $K_z$  y  $K_y$  son los factores de longitud efectiva para el pandeo por torsión y pandeo por flexión respecto al eje **y**, respectivamente (White, 2006). No obstante, el pandeo por flexo-torsión siempre se debe verificar para secciones **I** de simple simetría, cargadas en compresión axial, cuando los anchos de las alas sean diferentes. Para tales secciones,  $C_w$  se puede calcular como sigue en lugar de un análisis más preciso (Salmon and Johnson, 1996):

$$C_w = \frac{t_f h^2}{12} \left( \frac{b_1^3 b_2^3}{b_1^3 + b_2^3} \right) \quad (\text{C 6.9.4.1.3-1})$$

donde:

$b_1$ ,  $b_2$  = anchos individuales de las alas, en mm.

$h$  = distancia entre los baricentros de las alas, en mm.

$t_f$  = espesor del ala, en mm. Si las alas tienen espesores diferentes, utilizar el espesor promedio.

## C 6.9.4.2. Elementos esbeltos y no esbeltos

### C 6.9.4.2.1. Elementos no esbeltos

Los elementos no esbeltos que satisfacen los límites de la relación entre el ancho y el espesor, aquí especificados, son capaces de desarrollar su total resistencia a la fluencia nominal bajo la compresión axial uniforme antes de que ocurra el pandeo local. Para secciones transversales de miembros a compresión compuestas únicamente por elementos no esbeltos, el pandeo local no afecta adversamente la resistencia a compresión nominal; por consiguiente, no es necesaria una reducción de la resistencia y el factor de reducción por elementos esbeltos del artículo 6.9.4.1.1,  $Q$ , se toma igual a **1,0**. Estos límites no se aplican para determinar la resistencia nominal de los miembros solicitados a flexión, pues en este caso los elementos del ala y del alma a compresión pueden necesitar soportar mayores deformaciones inelásticas para asegurar que el pandeo local no afecte adversamente la resistencia calculada. Para tales casos, se aplican los requisitos más estrictos de ancho y espesor indicados en las partes aplicables de los artículos 6.10, 6.11 y 6.12.

En la Tabla 6.9.4.2.1-1, las chapas soportadas a lo largo de un borde paralelo a la dirección de la fuerza de compresión se identifican como elementos no rigidizados, y las chapas soportadas a lo largo de sus dos bordes paralelos a la dirección de la fuerza se identifican como elementos rigidizados.

La forma de las ecuaciones con la relación ancho a espesor, se deriva de la fórmula clásica del esfuerzo crítico elástico para chapas:  $F_{cr} = [\pi^2 k E] / [12 (1 - \mu^2) (b/t)^2]$ , en la cual el coeficiente de pandeo,  $k$ , es función de las condiciones de carga y de apoyo. Para una chapa larga, solicitada por compresión uniforme, con un borde longitudinal simplemente apoyado contra la rotación y el otro libre,  $k = 0,425$ , y para el caso de ambos bordes simplemente soportados,  $k = 4,00$  (Timoshenko and Gere, 1961). Para estas condiciones, los coeficientes de la ecuación de  $b/t$  se convierten en **0,620** y **1,901**, respectivamente. Los coeficientes aquí especificados son el resultado de análisis adicionales y de numerosos ensayos, y reflejan el efecto de las tensiones residuales, las imperfecciones iniciales, y las condiciones reales de apoyo (diferentes de las ideales).

En el caso de las alas salientes de las secciones armadas tipo **I** solicitadas a compresión axial se considera la interacción alma-ala. La teoría indica que en las secciones armadas **I** sujetas a compresión axial la interacción alma-ala es al menos tan severa como para flexión. El factor  $k_c$  tiene en cuenta la interacción del pandeo local del ala y el alma, demostrada a través de estudios realizados por Johnson (1985). Para las secciones armadas en las cuales  $D/t_w \geq 130,6$ ,  $k_c$  se puede tomar igual a **0,35**. Para menores valores de  $D/t_w$ ,  $k_c$  aumenta desde **0,35** hasta un valor máximo de **0,76** en función de la esbeltez del alma  $D/t_w$ . Con un valor de  $k_c$  igual a **0,76** se obtiene un valor de  $k$  igual a **0,56**. Las secciones laminadas en **I** se excluyen de este criterio pues los efectos de la interacción alma-ala se consideran despreciables en estas secciones.

Por efecto de las imperfecciones de la forma y las excentricidades de la carga, la resistencia al pandeo local de los tubos circulares, incluyendo los perfiles HSS redondos, es sobreestimada de manera significativa por la teoría clásica para cilindros comprimidos longitudinalmente. Por consiguiente, el límite dado por la Ecuación 6.9.4.2.1-5 para evitar el pandeo local de los tubos circulares se basa en resultados de ensayos (Sherman, 1976), en lugar de los cálculos teóricos. Cuando la relación  $D/t$  exceda el valor dado por la Ecuación 6.9.4.2.1-5, se debe utilizar la Ecuación 6.9.4.2.2-12 para calcular el factor de

reducción por pandeo local,  $Q_a$ . Esta ecuación es válida hasta un valor límite de  $D/t$  igual a  $0,45 \cdot E/F_y$ . No se recomienda el uso de tubos circulares con valores de  $D/t$  por encima de este límite como miembros comprimidos. Los tubos circulares se pueden diseñar utilizando los requisitos aquí especificados para perfiles HSS redondos siempre y cuando estos cumplan con la norma ASTM A53, Clase B, hasta tanto se desarrolle un documento específico al respecto, y se utilicen los parámetros apropiados en el diseño. En el Capítulo K del AISC (2005) se encuentra información adicional sobre el diseño de las conexiones para perfiles HSS redondos, cuadrados, y rectangulares.

Cuando, al verificar los límites de esbeltez para elementos no esbeltos,  $F_y$  se reemplaza por el máximo esfuerzo de compresión calculado por efecto de la carga axial y el momento flector concurrente bajo cargas mayoradas, se debe utilizar la Ecuación 6.9.4.2.1-6 puesto que las relaciones bilineales de interacción del artículo 6.9.2.2 no son válidas cuando los límites para elementos no esbeltos se han modificado de esta manera.

#### C 6.9.4.2.2. Elementos esbeltos

La resistencia al pandeo global del miembro en compresión con secciones transversales compuestas con uno o más elementos esbeltos, o elementos que no cumplen los respectivos límites de la relación entre ancho y espesor especificados en el artículo 6.9.4.2.1, se puede ver afectada adversamente por el pandeo local potencial de esos elementos. En consecuencia, se debe reducir la resistencia nominal a compresión,  $P_n$ , basada en el pandeo por flexión, por torsión o por flexo-torsión, según corresponda. Las secciones laminadas de ala ancha con relaciones de  $d/b_f \geq 1,7$ , donde  $d$  es la altura de la sección y  $b_f$  es el ancho del ala, tienen generalmente almas esbeltas para una compresión axial uniforme. Las almas de las secciones soldadas en I y las de tipo cajón, también se clasifican generalmente como elementos esbeltos para compresión axial de acuerdo con este criterio. Las almas de un número significativo de secciones laminadas en T así como una o ambas alas de muchos perfiles angulares laminados deben ser clasificados como elementos esbeltos.

Para miembros en compresión que contienen elementos esbeltos, la carga  $P_n$  del artículo 6.9.4.1.1 se calcula utilizando una resistencia nominal reducida equivalente a la fluencia,  $P_o = Q F_y A_g$ , donde  $A_g$  es el área bruta de la sección transversal del miembro y el factor de reducción por elementos esbeltos,  $Q$ , es menor que  $1,0$ . Este enfoque es equivalente al que se sigue en la especificación AISC (2005). Estos procedimientos emulan el enfoque originalmente especificado en AISI (1969). Al calcular  $Q$  como aquí se especifica, se hace una distinción entre elementos no rigidizados y rigidizados tal como se definen en el artículo C 6.9.4.2.1.

Se suponen que los elementos esbeltos no rigidizados alcanzan su límite de resistencia cuando alcanzan su resistencia teórica de pandeo local. El factor de reducción para elementos esbeltos no rigidizados,  $Q_s$ , es igual a la relación entre la menor de las resistencias al pandeo local de todos los elementos no rigidizados de la sección transversal y  $F_y$ . Esto es, para un miembro en compresión compuesto totalmente por elementos no rigidizados, la tensión de fluencia nominal reducida equivalente del miembro se toma como el esfuerzo axial promedio para el cual el elemento no rigidizado más crítico alcanza su resistencia al pandeo local.

Los elementos esbeltos rigidizados utilizan la resistencia post-pandeo disponible para una chapa soportada a lo largo de dos bordes longitudinales. Se utiliza un enfoque de ancho efectivo para determinar la resistencia post-pandeo disponible. El factor de reducción para

elementos esbeltos rigidizados,  $Q_a$ , dado por la Ecuación 6.9.4.2.2-9, se basa en un área efectiva de la sección transversal, la cual se calcula con base en los anchos efectivos,  $b_e$ , para todos los elementos esbeltos rigidizados de la sección transversal.  $b_e$  representa el ancho total de los dos bloques rectangulares de tensiones en cada borde longitudinal sobre los cuales se considera la acción uniforme del máximo esfuerzo,  $f$ , para producir una fuerza de la misma magnitud que la que resulta de los esfuerzos reales que actúan sobre el ancho total de la chapa. Los esfuerzos promedios reales en la zona media de la chapa, promediados a través del espesor, son menores por efecto de las deformaciones post-pandeo. El esfuerzo,  $f$ , se toma simplemente como  $Q_s \cdot F_y$  en las Ecuaciones 6.9.4.2.2-10 y 6.9.4.2.2-11, en lugar de los valores especificados en AISC (2005), pues se considera que esto corresponde en todos los casos a un cálculo más representativo de la resistencia real (White et al., 2006).

Para información adicional sobre el desarrollo de las ecuaciones para  $Q_s$  y  $Q_a$ , ver White (2006) y los Comentarios de la Sección E7 de la Especificación AISC (2005). White (2006) presenta también recomendaciones para la aplicación de las ecuaciones, que aquí se incluyen, para secciones híbridas en I con elementos esbeltos del alma sujetos a compresión axial.

### C 6.9.4.3. Miembros armados

#### C 6.9.4.3.1. Requisitos generales

En la construcción de puentes de acero se utilizan comúnmente dos tipos de miembros armados: perfiles de acero estrechamente separados conectados entre sí a intervalos utilizando soldaduras o bulones, y miembros con celosías o chapas de refuerzos con una separación amplia entre los componentes de las alas.

La resistencia a compresión de miembros armados se ve afectada por la interacción entre el modo de pandeo global del miembro y el modo de pandeo de un componente localizado entre puntos de barras de celosías o conectores intermedios. Duan, Reno and Uang (2002) se refieren a este tipo de pandeo como pandeo compuesto. Para ambos tipos de miembros armados, el efecto del pandeo compuesto se mitiga efectivamente cuando la relación de esbeltez de cada perfil componente entre bulones de conexión o soldaduras, o entre puntos de barras de celosías, según corresponda, se limita a un **75 por ciento** de la relación de esbeltez global que controla el diseño del miembro armado (Duan, Reno and Uang, 2002).

La resistencia a compresión de ambos tipos de miembros se ve también afectada por cualquier deformación relativa que generan las fuerzas de corte en los conectores entre los perfiles individuales. La Ecuación 6.9.4.3.1-1 se adoptó de la especificación AISC (2005) y proporciona una relación de esbeltez modificada que tiene en cuenta el efecto de las fuerzas de corte. La Ecuación 6.9.4.3.1-1 es aplicable cuando los conectores intermedios son por soldaduras o por bulones completamente tensados y fue derivada teóricamente y verificada mediante datos de ensayos (Aslani and Goel, 1991). Para otros tipos de conectores intermedios en miembros armados, incluyendo remaches en puentes existentes, se debe utilizar en cambio la Ecuación C 6.9.4.3.1-1 de la siguiente manera:

$$\left( \frac{K \ell}{r} \right)_m = \sqrt{\left( \frac{K \ell}{r} \right)_o^2 + \left( \frac{a}{r_i} \right)^2} \quad (\text{C 6.9.4.3.1-1})$$

donde:

$r_i$  = radio mínimo de giro de un componente individual del perfil, en mm.

La Ecuación C 6.9.4.3.1-1 se basa empíricamente en resultados de ensayos (Zandonini, 1985). En todos los casos, los conectores se deben diseñar para resistir las fuerzas de corte que se desarrollan en el miembro pandeado.

Duan, Reno and Lynch (2000) presentan un enfoque para determinar las propiedades de la sección, tales como el momento de inercia y la constante torsional, para miembros armados con celosía.

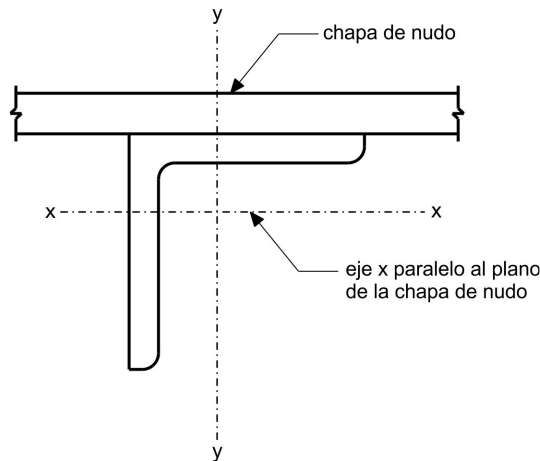
#### **C 6.9.4.3.2. Chapas perforadas (Este artículo no tiene comentarios)**

#### **C 6.9.4.4. Miembros de perfil de ángulo simple**

Los ángulos simples se utilizan comúnmente como miembros a compresión en pórticos transversales y arriostramientos laterales para puentes de acero. Dado que el perfil ángulo se conecta generalmente a través de una sola ala, el miembro está sujeto a compresión axial y flexión combinadas, o a momentos respecto a ambos ejes principales como resultado de las excentricidades de la carga axial aplicada. Usualmente, el perfil ángulo está además restringido en distintos grados con respecto a sus ejes geométricos  $x$  e  $y$ . Como resultado, se dificulta la predicción de la resistencia nominal a compresión de estos miembros bajo las condiciones mencionadas. Los requisitos aquí incluidos proporcionan unas disposiciones significativamente simplificadas para el diseño de miembros ángulos simples que satisfacen ciertas condiciones que están sujetas a una combinación de compresión axial y flexión. Estas disposiciones se basan en los requisitos para el diseño de miembros ángulos simples utilizados para torres de transmisión en celosía (ASCE, 2000). Requisitos similares también se emplean en la Sección E5 del AISC (2005).

En esencia, estas disposiciones permiten despreciar el efecto de las excentricidades cuando estos miembros se evalúan como miembros cargados en compresión axial para el pandeo por flexión sólo utilizando una relación apropiada de esbeltez efectiva especificada,  $(K \ell/r)_{eff}$ , en lugar de  $(K \ell/r_s)$  en la Ecuación 6.9.4.1.2-1. La relación de esbeltez efectiva tiene en cuenta de manera indirecta la flexión en los ángulos debida a la excentricidad de la carga permitiendo que el miembro se dimensione de acuerdo con los requisitos del artículo 6.9.2.1 como si fuera un miembro sujeto a compresión articulado en sus extremos y cargado concéntricamente. Además, cuando se utiliza la relación de esbeltez efectiva en ángulos simples, no se requiere verificar el pandeo por flexo-torsión. La relación máxima de esbeltez real del perfil ángulo, diferente de  $(K \ell/r)_{eff}$ , no debe exceder la relación de esbeltez límite especificada en el artículo 6.9.3. Por cuanto, si la relación máxima de esbeltez real del perfil ángulo excede la relación límite, se debe seleccionar un perfil ángulo de mayores dimensiones hasta que se satisfaga la relación. Cuando  $(K \ell/r)_{eff}$  supere la relación límite, pero la relación máxima de esbeltez real del perfil ángulo esté por debajo de él, el diseño se puede considerar adecuado. Los valores límites de la relación de esbeltez especificados en el artículo 6.9.3 están ampliamente por debajo de la relación límite de **200** especificado en AISC (2005).

Las expresiones para la relación de esbeltez efectiva suponen una restricción rotacional significativa en los extremos respecto al eje **y**, o al eje perpendicular al ala conectada y a la chapa de nudo, como se indica en la Figura C 6.9.4.4-1.



**Figura C 6.9.4.4-1. Ejes geométricos de un perfil ángulo simple, utilizados en las expresiones para la relación de esbeltez efectiva**

Como resultado de lo anterior, el perfil ángulo se tiende a pandear principalmente con respecto al eje **x** debido a la excentricidad de la carga respecto a dicho eje **x** junto con el alto grado de restricción alrededor del eje **y** (Usami and Galambos, 1971; Woolcock and Kitipornchai, 1986; Mengelkoch and Yura, 2002). Por consiguiente, para las expresiones de la relación de esbeltez efectiva se debe tomar como radio de giro el valor de  $r_x$ , o el radio de giro alrededor del eje geométrico paralelo al ala conectada, y no el radio de giro mínimo  $r_z$  respecto al eje principal débil del perfil ángulo. Cuando un perfil ángulo tiene una restricción rotacional significativa respecto al eje **y**, el esfuerzo a lo largo del ala conectada será aproximadamente uniforme (Lutz, 1996). Lutz (2006) comparó los resultados de las ecuaciones de la relación de esbeltez efectiva que se presentan aquí con resultados de ensayos para miembros de perfil ángulo simple en compresión con condiciones esencialmente articuladas en los extremos (Foehl, 1948; Trahair et al., 1969) y encontró un valor promedio de **0,998** para la relación  $P_n/P_{\text{ensayo}}$ , con un coeficiente de variación de **0,109**. No se incluye aquí el conjunto separado de ecuaciones que se presentan en AISC (2005), las cuales suponen un mayor grado de restricción rotacional respecto al eje **x** y están, por lo tanto, destinadas a la aplicación de perfiles ángulos simples utilizados como miembros del alma en reticulados tipo cajón o espaciales.

Para el caso de perfiles ángulos con alas desiguales conectados a través del ala más corta, los limitados resultados de ensayos disponibles para este caso muestran capacidades menores que las correspondientes a ángulos con alas iguales con valores comparables de  $\ell/r_x$  (Lutz, 2006). Cuando la ala más corta se rigidiza rotacionalmente se tiende a forzar que el eje de pandeo del perfil ángulo se aleje del eje **x** y se acerque al eje **z**. De esta manera, el  $(K \ell/r)_{\text{eff}}$  para este caso se modifica introduciendo un término adicional en las Ecuaciones 6.9.4.4-3 y 6.9.4.4-4 junto con un límite de esbeltez determinante basado en  $\ell/r_z$  para perfiles ángulos esbeltos de alas desiguales. El límite superior de **1,7** para la relación  $b_e/b_s$  se establece con base en el rango de los datos de ensayos físicos disponibles. Nótese que para un perfil ángulo de alas desiguales conectado a través del ala más larga, el valor de  $r_x$  se debe tomar como el menor entre los

valores de los radios de giro respecto a los ejes geométricos de la sección, el cual está generalmente listado como  $r_y$  en AISC (2005a).

Los miembros de perfil ángulo simple sujetos a compresión que no satisfacen una o más de las condiciones requeridas en este artículo, o con relaciones entre los anchos de las alas,  $b_e/b_s$ , mayores que **1,7**, deben por su parte ser evaluados como vigas-columnas para la combinación de carga axial y flexión, de acuerdo con la Sección H2 del AISC (2005). Al calcular el valor de  $P_n$  para estos casos, la longitud efectiva  $K\ell$  se debe determinar con base en una evaluación de las condiciones de restricción en los extremos, tomando el factor de longitud efectiva en el plano  $K$  igual **1,0**. Una vez se hayan determinado los factores de longitud efectiva con respecto a ambos ejes geométricos, se pueden utilizar los procedimientos dados por Lutz (1992) para obtener un radio de giro mínimo efectivo para el perfil ángulo. Se recomienda consultar los criterios del AISC (2000) para determinar si en el cálculo de  $P_n$  se requiere considerar la resistencia al pandeo por flexo-torsión del perfil ángulo. También se ha observado que, si hay algún grado de restricción presente sobre el eje  $x$ , la excentricidad real en un perfil ángulo es menor que la distancia al eje del nudo (Lutz, 1998). En este caso, la excentricidad  $\bar{y}$  se puede reducir en  $t/2$ , donde  $t$  es el espesor del perfil ángulo, siempre que el ángulo esté a un lado del cordón o chapa de nudo (Woolcock and Kitipornchai, 1986). La resistencia nominal a la flexión del perfil ángulo,  $M_n$ , se debe determinar para estos casos de acuerdo con los requisitos dados en la Sección F10 de AISC (2005), hasta tanto se desarrolle un documento específico al respecto. Con frecuencia se utilizan miembros de perfil ángulo simple en configuraciones tipo **X** de marcos transversales. Se ha sugerido (ASCE, 2000) que para tales configuraciones, si una diagonal está en tracción con una fuerza por lo menos igual al **20%** de la fuerza en la diagonal del miembro en compresión, el punto de cruce o intersección se puede considerar como punto de arriostramiento para el pandeo fuera del plano. Se ha sugerido un enfoque distinto para las diagonales en compresión y en tracción igualmente cargadas en configuraciones tipo **X** en las que todas las conexiones están soldadas (El-Tayem and Goel, 1986), lo cual también supone un nivel significativo de restricción en el punto de cruce. Aunque dichos enfoques se puedan utilizar potencialmente para determinar la relación de esbeltez efectiva, no se han sometido aún a una validación extensiva y en algunos casos el nivel supuesto de restricción puede no estar realmente presente. Por ejemplo, si los miembros se conectaran con un solo bulón en el punto de cruce, puede no estar presente en este punto la restricción rotacional necesaria respecto al eje  $y$ , que es uno de los supuestos en las ecuaciones de la relación de esbeltez efectiva. Por lo tanto, se recomienda por el momento que las ecuaciones para el cálculo de la relación de esbeltez efectiva se apliquen de manera conservadora a los miembros de perfil ángulo simple sujetos a compresión utilizados en arriostramientos con configuraciones tipo **X**, mediante el uso de la longitud total de la diagonal entre los puntos de trabajo de conexión para  $\ell$ .

### **C 6.9.5. Miembros de sección compuesta**

#### **C 6.9.5.1. Resistencia nominal a la compresión**

El procedimiento para el diseño de columnas de sección compuesta es el mismo que se utiliza para el diseño de columnas de acero, excepto que se modifican la tensión de fluencia mínima especificada del acero estructural, el módulo de elasticidad del acero, y el radio de giro de la sección de acero para tener en cuenta el efecto del hormigón y de las barras longitudinales de acero. En los trabajos del SSRG Task Group 20 (1979) y Galambos and Chapuis (1980) se presenta una explicación del origen de estas

modificaciones y una comparación del procedimiento de diseño, junto con los resultados de numerosos ensayos.

### **C 6.9.5.2. Limitaciones**

#### **C 6.9.5.2.1. Requisitos generales**

Muy pocos de los ensayos, que respaldan el desarrollo de los requisitos actuales para el diseño de columnas compuestas, se realizaron con resistencias del hormigón mayores a **40 MPa**. Se considera que en todos los ensayos se utilizó el hormigón de peso normal. Se especifica un límite inferior de **20 MPa** para alentar el uso de hormigones de buena calidad.

#### **C 6.9.5.2.2. Tubos rellenos de hormigón (Este artículo no tiene comentarios)**

#### **C 6.9.5.2.3. Perfiles embebidos en hormigón**

Las limitaciones referentes a la relación ancho/espesor especificadas en el artículo 6.9.4.2 no se aplican a los perfiles embebidos en hormigón pues se ha demostrado que el hormigón proporciona un adecuado soporte contra el pandeo local.

## **C 6.10. MIEMBROS DE SECCIÓN I SOLICITADOS A FLEXIÓN**

### **C 6.10.1. Requisitos generales**

Este artículo se ocupa de temas generales que se aplican a todos los tipos de secciones de acero **I**, ya sea en puentes rectos, curvados horizontalmente, o puentes que contienen tanto segmentos rectos como curvos. Para la aplicación de los requisitos del artículo 6.10, los puentes que contienen tanto segmentos rectos como curvos se deben tratar como puentes curvados horizontalmente, puesto que los efectos de la curvatura en las reacciones de los apoyos y en las flechas de la viga primaria, así como los efectos de la flexión lateral del ala, generalmente se extienden más allá de los segmentos curvos. Tener en cuenta que las vigas primarias con quiebres (puentes curvos, pero en tramos rectos) presentan las mismas acciones que las vigas primarias curvas, excepto que el efecto de la no colinealidad de las alas se concentra en los puntos de quiebre. Las vigas primarias con quiebres continuas deberían ser tratadas, de acuerdo con este Reglamento, como vigas curvadas horizontalmente.

Los cinco puntos listados en este artículo indican la forma global de organización que se les ha dado a los requisitos para el diseño a flexión de los miembros rectos de sección **I**. Cada uno de los sub artículos, a lo largo del artículo 6.10, ha sido escrito de manera que sean en gran medida independientes entre sí, minimizando así la necesidad de hacer referencia a múltiples artículos para tratar cualquiera de las consideraciones fundamentales del diseño. Para el estado límite de resistencia, el artículo 6.10.6 direcciona al Ingeniero a los artículos subsiguientes 6.10.7 a 6.10.12, y opcionalmente para puentes viga rectos de sección **I** solamente, a los apéndices A6 y B6, para los requisitos de diseño apropiados con base en el tipo de sección **I**. Los requisitos específicos de estos artículos y apéndices se analizan en los correspondientes artículos del comentario.

Los requisitos del artículo 6.10 y de los apéndices opcionales A6 y B6, proporcionan un enfoque unificado para considerar la combinación entre la flexión respecto al eje fuerte y la flexión lateral del ala cualquiera sea su origen. Para la mayoría de los puentes rectos no



oblicuos, los efectos de la flexión lateral del ala tienden a ser más significativos durante la construcción e insignificantes en la condición de construcción finalizada. El viento, la torsión generada por las cargas excéntricas de los voladizos del tablero de hormigón actuando sobre las consolas de voladizo a lo largo de las vigas primarias exteriores, y el uso de marcos transversales alternados, es decir, que no forman una línea continua entre múltiples vigas primarias, en combinación con ángulos de oblicuidad superiores a **20°**, pueden generar una significativa flexión lateral en las alas. En estos casos, la flexión lateral del ala puede ser considerado a discreción del Ingeniero. Aunque para satisfacer estos requisitos no se requiere el uso de métodos de análisis refinados, dichos métodos, cuando se los utiliza, sí permiten considerar estos efectos. La intención de las disposiciones del artículo 6.10 es permitir que el Ingeniero considere los efectos de la flexión lateral del ala en el diseño de manera directa y racional, en caso de que se consideren significativos. Si no se dispone de un valor calculado para  $f_e$  a partir de un análisis refinado, una estimación razonable sugerida para el esfuerzo  $f_e$  total no mayorado en un ala del marco transversal o diafragma, debido al uso de líneas de marcos transversales o diafragmas discontinuos, es de **69 MPa** para vigas primarias interiores y de **52 MPa** para vigas primarias exteriores. Estas estimaciones se basan en una revisión limitada de resultados de análisis refinados para puentes con oblicuidades cercanas a **60 grados** desde la perpendicular al eje del puente y una relación promedio  $D/b_f$  de aproximadamente **4,0**. En las zonas de vigas primarias con marcos transversales o diafragmas contiguos, estos valores no necesitan ser considerados. La flexión lateral del ala en las vigas primarias exteriores se reduce sustancialmente cuando se colocan marcos transversales o diafragmas en líneas discontinuas sobre todo el puente, debido a la reducción de las fuerzas de los marcos transversales o diafragmas. En tales casos, se sugiere un valor de **14 MPa** para  $f_e$  en las vigas primarias exteriores, manteniéndose el valor sugerido de **69 MPa** para las vigas primarias interiores. En todos los casos, se sugiere que los valores recomendados de  $f_e$  sean proporcionales a la carga permanente y la sobrecarga en la misma proporción que los esfuerzos en el eje fuerte de la sección considerada debidos a las cargas permanentes y sobrecarga no mayoradas. Se considera también prudente una evaluación de las fuerzas de los marcos transversales o diafragmas en todos los puentes con ángulos de oblicuidad superiores a los **20 grados**. Si se considera que todos los efectos de flexión lateral antes mencionados son despreciables o poco probables, el término correspondiente a la flexión lateral del ala,  $f_e$ , simplemente se toma igual a **cero** en las ecuaciones correspondientes. En este caso el formato de las ecuaciones simplemente se reduce al formato más convencional y familiar utilizado para verificar la resistencia nominal a la flexión de las secciones **I** en ausencia de flexión lateral del ala.

Para puentes curvados horizontalmente, además de las posibles fuentes que generan la flexión lateral del ala, discutidas en el párrafo anterior, los efectos de la flexión lateral del ala debidos a la curvatura siempre se deben considerar en todos los estados límite y también durante la construcción.

El hecho de que aquí se presenten nuevas ecuaciones y disposiciones de diseño no implica que los puentes existentes sean inseguros o estructuralmente deficientes. Tampoco implica la necesidad de rehabilitar o reevaluar la capacidad de carga de las estructuras existentes para satisfacer estos requisitos.

En el apéndice C6 se presentan diagramas de flujo para el diseño a flexión de miembros de sección **I**. En el apéndice D6 se encuentran los cálculos fundamentales para miembros solicitados a flexión.

## C 6.10.1.1. Secciones compuestas

### C 6.10.1.1.1. Esfuerzos

#### C 6.10.1.1.1a. Secuencia de carga

En las especificaciones previas al AASHTO LRFD 2012, se indicaba que la losa de hormigón se puede considerar suficientemente endurecida una vez que el hormigón alcance el **75 por ciento** de su resistencia especificada a compresión a los **28 días,  $f'_c$** . A criterio del Ingeniero se podrán utilizar otros indicadores.

Si bien estos requisitos permiten la construcción apuntalada, no se recomienda su utilización. En general, las construcciones no apuntaladas resultan más económicas. Además, estos requisitos pueden no ser suficientes para la construcción apuntalada donde son importantes respetar las tolerancias estrictas en las contraflechas de las vigas primarias. Las investigaciones realizadas para determinar los efectos de la fluencia lenta del hormigón sobre las vigas primarias de acero compuestas, bajo grandes cargas permanentes, son limitadas. No se conocen ejemplos de puentes importantes de construcción apuntalada en Estados Unidos. En Alemania se construyeron puentes compuestos apuntalados que no conservaron su acción compuesta. Además, la probabilidad de que se generen esfuerzos de tracción significativos en el tablero de hormigón, en los puntos de apoyo permanente, es mayor cuando se utiliza una construcción apuntalada.

#### C 6.10.1.1.1b. Esfuerzos para secciones en flexión positiva

Para el hormigón de peso normal, la relación de módulos se puede tomar como:

$17 \text{ MPa} \leq f'_c < 20 \text{ MPa}$	$n = 10$
$20 \text{ MPa} \leq f'_c < 25 \text{ MPa}$	$n = 9$
$25 \text{ MPa} \leq f'_c < 32 \text{ MPa}$	$n = 8$
$32 \text{ MPa} \leq f'_c < 42 \text{ MPa}$	$n = 7$
$42 \text{ MPa} \leq f'_c$	$n = 6$

#### C 6.10.1.1.1c. Esfuerzos para secciones en flexión negativa

Este Reglamento no contempla aún la evaluación y diseño, con doble acción compuesta en la zona de flexión negativa, por falta de ciertos detalles concluyentes para su incorporación. Sin embargo, se hace mención del informe “*Design and evaluation of steel bridges with double composite action*” - Febrero 2010, Florida and US Department of Transportation, desarrollado por Rajan Sen, Ph.D, P.E. USF and Steven Stroh, P.E. URS, por si el lector está interesado en profundizar dicho tema.

#### C 6.10.1.1.1d. Esfuerzos en el tablero de hormigón

En las especificaciones previas al AASHTO LRFD 2012 se indicaban que los esfuerzos de flexión longitudinal en el tablero de hormigón, debidos a la carga permanente, se calculaban utilizando la sección correspondiente a  **$n$**  o  **$3 \cdot n$** , cualquiera fuera la que generara el esfuerzo más crítico en el tablero. Cuando los esfuerzos en el tablero, debidos a las cargas a permanentes y de corto plazo, tienen el mismo signo, generalmente el cálculo del esfuerzo en el tablero es determinado por la sección correspondiente a  **$n$** . Además, la máxima compresión combinada en el tablero generalmente ocurre en una

sección donde los esfuerzos permanentes y de corto plazo son aditivos. Sin embargo, al considerar la longitud de tablero sobre la cual se han de aplicar los requisitos del artículo 6.10.1.7, puede resultar que, al ser menores los esfuerzos de compresión debidos a las cargas permanentes, los esfuerzos netos de tracción en el tablero cerca de los puntos de inflexión sean mayores. En estos casos, el esfuerzo de tracción más crítico en el tablero se obtiene cuando para calcular los esfuerzos debidos a las cargas permanentes se utiliza la sección correspondiente a **3·n**. Este nivel de refinamiento, en el cálculo de los esfuerzos longitudinales de tracción en el tablero, se considera innecesario.

#### **C 6.10.1.1.e. Ancho efectivo del tablero de hormigón (Este artículo no tiene comentarios)**

#### **C 6.10.1.2. Secciones no compuestas**

Si bien están permitidas, no se recomienda el uso de secciones no compuestas.

#### **C 6.10.1.3. Secciones híbridas**

Las secciones híbridas que constan de un alma cuya tensión de fluencia mínima especificada es menor que la de una o ambas alas se pueden diseñar utilizando este Reglamento. Aunque estos requisitos se pueden aplicar de manera segura a todos los tipos de secciones híbridas (ASCE 1968), se recomienda preferentemente que la diferencia entre las tensiones de fluencia mínima especificada entre el alma y el ala de mayor tensión se limite a un grado de acero. Se cree que este tipo de secciones son más eficientes desde el punto de vista del diseño. Para estos tipos de secciones, el límite superior de  $F_{yw}$  sobre el valor de  $F_{yf}$ , determinado en los artículos 6.10.8.2.2, 6.10.8.2.3, A6.3.2 o A6.3.3 según corresponda, no es determinante. Además, tal como se indica en el artículo C 6.10.1.9.1, este límite mínimo establecido para la tensión de fluencia del alma protege a las almas de las secciones híbridas esbeltas contra el pandeo por flexión inelástico temprano del alma.

Algunas de las vigas curvas no compuestas de sección **I**, ensayadas por Mozer and Culver (1970) y Mozer et. al. (1971), tuvieron  $F_{yw} / F_{yf}$  entre **0,72** y **0,76**. Las resistencias a la flexión y al corte de estas vigas híbridas de sección **I** se predicen adecuadamente con estos requisitos, incluyendo el desarrollo de resistencia al corte asociada con la acción del campo traccionado. Los esfuerzos de flexión respecto al eje fuerte tienden a ser más pequeños en las almas de vigas **I** curvadas en comparación con los de las almas de vigas rectas, ya que parte de la resistencia a flexión es tomada por flexión lateral del ala. Los requisitos de los artículos 6.10.2 y 6.10.5.3 evitan la flexión significativa fuera del plano del alma en vigas híbridas de sección **I** rectas y curvadas (Yen and Mueller, 1966; ASCE, 1968).

Los datos de ensayos disponibles, referentes a secciones con tensiones de fluencia en el alma nominalmente mayores que en una o ambas alas, son limitados. No obstante, en muchos ensayos experimentales, la tensión de fluencia real del alma de menor espesor es mayor que la de las alas. Estos requisitos limitan la tensión de fluencia nominal del alma, que se utiliza para determinar la resistencia a la flexión y al corte, a un rango de valores apoyados por datos de ensayos disponibles.

#### **C 6.10.1.4. Miembros de altura de alma variable**

Si el esfuerzo normal en un ala inferior inclinada, calculado sin considerar la flexión lateral del ala, se determina simplemente dividiendo el momento flexor respecto al eje fuerte de la

sección transversal por el módulo elástico de la sección, este esfuerzo por lo general es subestimado. El esfuerzo normal en el ala inferior inclinada se puede determinar, en primer lugar, calculando la componente horizontal de la fuerza requerida en el ala para desarrollar este momento flexor como:

$$P_h = M A_f / S_x \quad (\text{C 6.10.1.4-1})$$

donde:

$A_f$  = área del ala inferior inclinada, en  $\text{mm}^2$ .

$M$  = momento flexor respecto al eje fuerte de la sección transversal en la sección considerada, en Nmm.

$S_x$  = módulo elástico de la sección para el ala inferior inclinada, en  $\text{mm}^3$ .

En el caso de secciones compuestas, para calcular  $P_h$  se deberán aplicar los requisitos del artículo 6.10.1.1.1a. El esfuerzo normal en el ala inclinada,  $f_n$ , se puede determinar como (Blodgett, 1982):

$$f_n = P_h / A_f \cos \theta \quad (\text{C 6.10.1.4-2})$$

donde:

$\theta$  = ángulo de inclinación del ala inferior, en grados.

La correspondiente componente vertical de la fuerza en el ala,  $P_v$ , se puede determinar como:

$$P_v = P_h \tan \theta \quad (\text{C 6.10.1.4-3})$$

Esta componente de la fuerza en el ala afecta el corte vertical en el alma. En las zonas de flexión positiva con acartelamientos de sección uniformemente variable o parabólicos inclinados hacia los apoyos, el corte vertical en el alma se incrementa por  $P_v$ . Para los acartelamientos tipo vientre de pescado,  $P_v = 0$  cerca de los apoyos. Para todos los demás casos, el corte vertical en el alma es reducido por  $P_v$ . En consecuencia de estos casos, los requisitos permiten al Ingeniero reducir el corte por carga permanente en el alma. El cálculo del corte reducido debido a la sobrecarga es complicado, ya que es necesario evaluar numerosos conjuntos de momentos y cortes concurrentes a fin de determinar la reducción de corte mínima o crítica, y por lo tanto probablemente no valga la pena. Además, la mayoría de las almas de altura variable se utilizan en vigas primarias de tramos largos donde la carga permanente es más predominante.

En los acartelamientos parabólicos, donde la pendiente descendente del ala inferior es mayor en posiciones más próximas al apoyo interior, el cambio de inclinación del ala inferior en combinación con el esfuerzo de compresión en el ala inferior induce una fuerza transversal distribuida de compresión sobre el alma (Blodgett, 1982). Si el alma de la viga primaria no está rigidizada o está rigidizada transversalmente pero la separación entre rigidizadores,  $d_o$ , es mayor que aproximadamente  $1.5D$  dentro de este tipo de acartelamiento, el Ingeniero debería verificar la estabilidad del alma bajo esta fuerza.

En los puntos donde el ala inclinada se vuelve horizontal, la componente vertical de la fuerza en el ala inclinada se transfiere nuevamente al alma como una carga concentrada. Esta carga concentrada genera un esfuerzo adicional en el alma y en las soldaduras entre el alma y el ala inferior, y con frecuencia requerirá de una rigidización local adicional. En estas ubicaciones, el alma no requiere de una rigidización adicional si se satisface el requisito del artículo D6.5.2 utilizando una longitud de apoyo  **$N$**  igual a **cero**. En las ubicaciones donde la carga concentrada es de compresión y  **$N$**  es igual a **cero**, los requisitos del artículo D6.5.2 generalmente rigen sobre los del artículo D6.5.3; por lo tanto, satisfacer los requisitos del artículo D6.5.2 utilizando una longitud de apoyo  **$N$**  igual a **cero** asegura que el alma sea adecuada sin rigidización adicional para ubicaciones sujetas a cargas transversales concentradas de compresión o tracción.

#### **C 6.10.1.5. Rigidez**

De acuerdo con la práctica habitual, se especifica que para secciones no compuestas sea utilizada la rigidez de la sección de acero solamente, a pesar de que numerosos ensayos in situ han demostrado que en este tipo de secciones se genera una considerable acción compuesta no intencional.

Ensayos realizados in situ sobre puentes continuos compuestos han demostrado que en las zonas de flexión negativa hay una acción compuesta considerable (Baldwin et al., 1978; Roeder and Eltvik, 1985; Yen et al., 1995). Por lo tanto, para el análisis de miembros compuestos sujetos a flexión se utilizará la rigidez de toda la sección compuesta en la longitud completa del puente.

#### **C 6.10.1.6. Esfuerzos en las alas y momentos flexores en los miembros**

Para verificar la resistencia al pandeo lateral torsional, generalmente el valor apropiado del esfuerzo  **$f_{bu}$**  o del momento  **$M_u$**  es el mayor valor que genera compresión en el ala considerada en toda la longitud no arriostrada.

En el caso de un ala a compresión discretamente arriostrada también sujeta a flexión lateral, cuando la resistencia se base en el pandeo lateral torsional se debe utilizar el mayor esfuerzo de flexión lateral en toda la longitud no arriostrada del ala considerada en combinación con  **$f_{bu}$**  o  **$M_u$** . Estos requisitos consideran la combinación de flexión vertical y flexión lateral del ala tratando eficazmente las alas como vigas-columnas equivalentes. Cuando la resistencia se determina por la estabilidad del miembro, es decir, por pandeo lateral torsional, el uso de los valores máximos de  **$f_e$**  y  **$f_{bu}$**  o  **$M_u$**  en la longitud no arriostrada es consistente con las prácticas habituales en la correcta aplicación de las ecuaciones de interacción viga-columna.

La fluencia, el pandeo local del ala y el pandeo por flexión del alma son considerados como estados límite de la sección transversal. Por lo tanto, se permite que para verificar estos estados límite el Ingeniero utilice valores de  **$f_e$**  y  **$f_{bu}$**  o  **$M_u$**  de secciones transversales coincidentes. En general, este enfoque requiere verificar los estados límite en diferentes secciones transversales a lo largo de la longitud no arriostrada. Cuando los valores máximos de  **$f_e$**  y  **$f_{bu}$**  o  **$M_u$**  ocurren en diferentes ubicaciones dentro de la longitud no arriostrada, una práctica conservadora consiste en utilizar los valores máximos en una sola aplicación de las ecuaciones de fluencia y pandeo local del ala. La flexión lateral del ala no participa en las ecuaciones de resistencia al pandeo por flexión del alma.

En ausencia de un análisis más refinado, el artículo C 6.10.3.4 proporciona ecuaciones aproximadas para calcular los máximos momentos de flexión lateral del ala debido a las cargas excéntricas de los voladizos del tablero de hormigón actuando sobre las consolas de voladizo a lo largo de las vigas exteriores. La determinación de los momentos en el ala debidos al viento se analiza en el artículo 4.6.2.7. La mejor manera para determinar los momentos de flexión lateral del ala debidos al efecto de marcos transversales discontinuos y/o del apoyo oblicuo consiste en un análisis estructural directo de la superestructura del puente. La determinación de los momentos de flexión lateral del ala debidos a la curvatura se analiza en el artículo 4.6.1.2.4b.

Los valores de  $f_{bu}$ ,  $M_u$ , y  $f_e$  se deberán tomar con signo positivo en todas las ecuaciones de resistencia. Sin embargo, al verificar los estados límite de servicio y resistencia en ubicaciones donde las contribuciones de la carga permanente y sobrecargas a  $f_{bu}$ ,  $M_u$  o  $f_e$  son de signo opuesto, se deben tener en cuenta inicialmente los signos de cada contribución. En tales casos, tanto para la carga permanente como para la sobrecarga, se debe calcular la suma neta apropiada de las acciones de flexión lateral y la del eje fuerte debidas a las cargas mayoradas, tomando en cuenta los signos que generarán la respuesta más crítica para el estado límite evaluado.

Se puede considerar que el ala superior tiene arriostramiento continuo si está embebido en hormigón o está anclado al tablero mediante conectores de corte que satisfacen los requisitos del artículo 6.10.10. No es necesario considerar los efectos de la flexión lateral del ala en el caso de alas con arriostramiento continuo sujetas a tracción o compresión. Una vez que se coloca el tablero de hormigón los esfuerzos adicionales de flexión lateral son pequeños. Después de colocar el tablero no es necesario considerar los esfuerzos de flexión lateral inducidos en un ala con arriostramiento continuo con anterioridad a esta etapa. La resistencia del tablero de hormigón compuesto generalmente es adecuada para compensar la omisión de estos esfuerzos iniciales de flexión lateral. Si el tablero no le proporciona apoyo continuo al ala superior, el Ingeniero debería considerar los esfuerzos de flexión lateral no compuestos en dicha ala.

Los requisitos del artículo 6.10 para el manejo de la combinación de flexión vertical y lateral del ala se limitan a las secciones I cargadas predominantemente a flexión respecto al eje fuerte. Para casos en el cual el esfuerzo de flexión lateral del ala calculada en forma elástica es mayor que aproximadamente  $0,6 \cdot F_{yf}$ , la reducción de la resistencia a flexión respecto al eje fuerte, debida a la flexión lateral del ala, tiende a ser mayor que la determinada con base en estos requisitos. Los requisitos establecidos para los estados límite de servicio y resistencia son suficientes para garantizar el comportamiento aceptable de las vigas I, con valores de  $f_e$  calculados elásticamente algo mayores que este límite.

La Ecuación 6.10.1.6-2, o equivalentemente la Ecuación 6.10.1.6-3, según corresponda, simplemente provee un valor máximo de  $L_b$  para el cual  $f_e = f_{e1}$  en la Ecuación 6.10.1.6-4 o 6.10.1.6-5. La Ecuación 6.10.1.6-4, o equivalentemente la Ecuación 6.10.1.6-5, según corresponda, es una fórmula aproximada que toma en cuenta la amplificación de los esfuerzos de flexión lateral de primer orden del ala comprimida debido a los efectos de segundo orden. Esta ecuación, que es una forma establecida para estimar los máximos momentos elásticos de segundo orden en miembros viga-columna arriostrados, cuyos extremos están restringidos mediante otros marcos, tiende a ser significativamente conservadora para el caso de longitudes sin apoyo más largas que se asocian con valores de  $f_{bu}$  próximos a  $F_{cr}$  (White et al., 2001). Este conservatismo existe aun cuando para calcular  $F_{cr}$  se considere un factor de longitud efectiva para pandeo lateral torsional y/o un factor de modificación por gradiente de momentos  $C_b$ , e incluso cuando uno de los extremos del segmento no arriostrado considerado no esté restringido por un segmento

adyacente. Aunque las Ecuaciones 6.10.1.6-4 y 6.10.1.6-5 se utilizan para estimar el máximo esfuerzo de flexión lateral de segundo orden dentro de la longitud no arriostrada, mediante el uso del máximo esfuerzo de flexión lateral de primer orden,  $f_{e1}$ , estas ecuaciones también se pueden aplicar para estimar los esfuerzos de flexión lateral de segundo orden en cualquier sección transversal dentro de la longitud no arriostrada considerando utilizando el valor de  $f_{e1}$  correspondiente a esa ubicación.

El propósito de las Ecuaciones 6.10.1.6-4 y 6.10.1.6-5 es proteger de manera conservadora, las grandes longitudes no arriostradas, contra los efectos de la flexión lateral de segundo orden de las alas en las cuales son significativos. En situaciones constructivas donde la amplificación con estas ecuaciones es importante, puede que el Ingeniero desee considerar un análisis no lineal geométrico directo para determinar con mayor precisión los efectos de segundo orden dentro de la superestructura, o bien utilizar un valor menor del factor de longitud efectiva para el pandeo lateral torsional de manera de incrementar  $F_{cr}$  apropiadamente de acuerdo con el procedimiento sugerido en el artículo C 6.10.8.2.3.

Se observa que el valor calculado de  $F_{cr}$  para utilizar en la Ecuación 6.10.1.6-4 no se limita a  $R_b \cdot R_h \cdot F_{yc}$  tal como se especifica en el artículo 6.10.8.2.3, y que el valor calculado de  $F_{cr} \cdot S_{xc}$  para utilizar en la Ecuación 6.10.1.6-5 no se limita a  $R_{pc} \cdot M_{yc}$  tal como se especifica en el artículo A6.3.3. El esfuerzo de pandeo elástico es el esfuerzo apropiado para utilizar en las Ecuaciones 6.10.1.6-4 y 6.10.1.6-5 para estimar la amplificación elástica de segundo orden de los esfuerzos de flexión lateral del ala.

Las definiciones de alma compacta y alma no compacta se discuten en el artículo C 6.10.6.2.3.

#### **C 6.10.1.7. Armadura mínima para flexión negativa en el tablero de hormigón**

Especificando el uso de una cuantía del **1 por ciento** con barras no mayores a  $d_b 20$ , una tensión de fluencia mayor o igual que **420 MPa**, y una separación no mayor que **300 mm** se pretende controlar la fisuración en el tablero de hormigón. Los criterios a considerar para el control de fisuración en el hormigón se analizan con más detalle en AASHTO (1991) y en Haaijer et al. (1987).

Previamente, a la Especificación AASHTO LRFD 2012, el requisito de la cuantía del **1 por ciento** se limitaba a las zonas de flexión negativa de tramos continuos, que con frecuencia implícitamente se tomaban como las zonas entre puntos de inflexión por carga permanente. Bajo la acción de sobrecargas móviles, el tablero puede experimentar esfuerzos significativos de tracción fuera de los puntos de inflexión por carga permanente. La colocación del tablero de hormigón en etapas también puede generar flexión negativa, durante la etapa constructiva, en las zonas donde el tablero ya ha sido colocado, aunque en las condiciones finales estas zonas estén sujetas principalmente a flexión positiva. Las deformaciones térmicas y de contracción también pueden generar esfuerzos de tracción en el tablero en zonas donde, tales esfuerzos, no se podrían anticipar de otra manera. Para tomar en cuenta estas situaciones se establece la colocación de una cuantía de armadura longitudinal del **1 por ciento** dondequiera que haya esfuerzo de tracción en el tablero debido ya sea a que las cargas constructivas mayoradas, incluyendo las cargas durante las diferentes fases de la secuencia de colocación del tablero, o bien a que la combinación de cargas correspondiente al estado límite de servicio II de la Tabla 3.4.1-1, sea mayor que  $\phi f_r$ . Si se satisfacen los requisitos de este artículo para controlar el tamaño de fisura en las zonas donde también se proporciona conexión adecuada de corte, se puede considerar que el tablero de hormigón es efectivo en tracción para el cálculo de los

rangos de esfuerzo de fatiga, como se permite en el artículo 6.6.1.2.1, y para determinar los esfuerzos de flexión en la sección compuesta debido a la combinación de cargas correspondiente al estado límite de servicio II, como se permite en el artículo 6.10.4.2.1.

Además de proveer en el tablero una cuantía de armadura longitudinal del **1 por ciento**, para controlar la fisuración del tablero de hormigón, se debería evitar la fluencia nominal de esta armadura bajo la combinación de cargas correspondiente al estado límite de servicio II (Carskaddan, 1980; AASHTO, 1991; Grubb, 1993). Se puede considerar que el uso de armadura longitudinal en el tablero con una tensión de fluencia mínima especificada mayor o igual que **420 MPa** evitará la fluencia nominal de la armadura longitudinal bajo esta combinación de cargas en los siguientes casos:

- Construcción no apuntalada donde la sección de acero tiene una tensión de fluencia mínima especificada menor o igual que **480 MPa** en cualquiera de las alas, o
- Construcción apuntalada donde la sección de acero tiene una tensión de fluencia mínima especificada menor o igual que **345 MPa** en cualquiera de las alas.

En estos casos, se considera que los efectos de cualquier fluencia nominal en la armadura longitudinal son insignificantes. Caso contrario, el Ingeniero debería verificar que las cargas aplicables correspondientes al estado límite de servicio II no generen la fluencia nominal de la armadura longitudinal. Estas reglas se basan en el trabajo de Carskaddan (1980) y se aplican a miembros diseñados utilizando los requisitos del artículo 6.10 o del apéndice A6, así como para miembros diseñados para la redistribución de momentos en las secciones de las pilas bajo la combinación de cargas correspondientes al estado límite de servicio II utilizando los requisitos del apéndice B6.

Siempre que sea posible, aproximadamente dos tercios de la armadura requerida se debería colocar en la capa superior. Cuando se utilicen paneles prefabricados como encofrados del tablero, es posible que no sea posible colocar la armadura longitudinal en dos capas. En estos casos, a criterio del Ingeniero, se podrán ignorar los requisitos de colocación.

#### **C 6.10.1.8. Fractura de la sección neta**

Si la Ecuación 6.10.1.8-1 se satisface bajo las condiciones establecidas en una sección transversal que contiene agujeros en el ala sujeta a tracción, se evita la fractura en la sección neta del ala. En el caso de que los agujeros sean mayores que las que habitualmente se utilizan para conectores tales como bulones, ver el artículo 6.8.1.

En las secciones compuestas compactas en flexión positiva y en secciones diseñadas de acuerdo con los requisitos opcionales del apéndice A6, sin agujeros en el ala sujeta a tracción, se permite que la resistencia nominal a la flexión sea mayor que el momento que genera la primera fluencia en el estado límite de resistencia. Mientras se espera por los resultados de investigaciones adicionales, de manera conservadora también se requiere que la Ecuación 6.10.1.8-1 se satisfaga en el estado límite de resistencia en cualquier sección transversal que contenga agujeros en el ala sujeta a tracción. Aún no se ha documentado completamente que en estas secciones se pueda generar la plastificación total de la sección transversal antes que se produzca la fractura en la sección neta del ala traccionada. Además, los requisitos para el diseño de empalmes del artículo 6.13.6.1.4 no consideran la contribución de una fluencia sustancial del alma para la resistencia a flexión de estas secciones. Probablemente la Ecuación 6.10.1.8-1 evitará que se ubiquen



agujeros en el ala sujeta a tracción en o cerca de los puntos de máximo momento aplicado donde pueda ocurrir una fluencia significativa del alma, más allá de la fluencia localizada permitida en las secciones híbridas.

El factor **0,84** en la Ecuación 6.10.1.8-1 equivale aproximadamente a la relación entre el factor de resistencia para fractura de miembros sujetos a tracción,  $\phi_u$ , y el factor de resistencia para fluencia de miembros sujetos a tracción,  $\phi_y$ , especificados en el artículo 6.5.4.2.

### C 6.10.1.9. Resistencia al pandeo por flexión del alma

#### C 6.10.1.9.1. Almas sin rigidizadores longitudinales

En artículos subsiguientes, la resistencia teórica al pandeo por flexión del alma se verifica generalmente con el máximo esfuerzo en el ala sujeta a compresión debido a las cargas mayoradas, calculado sin considerar la flexión lateral del ala. No se puede garantizar que haciendo una distinción entre el esfuerzo en el ala sujeta a compresión y el máximo esfuerzo de compresión en el alma se obtenga una mayor precisión. El potencial uso de un valor de  $F_{crw}$  mayor que la tensión de fluencia mínima especificada del alma,  $F_{yw}$ , en las secciones híbridas está justificado dado que el ala tiende a restringir las deformaciones longitudinales asociadas con el pandeo por flexión del alma para esfuerzos nominales en el ala sujeta a compresión de hasta  $R_h \cdot F_{yc}$ . Un ala estable sujeta a compresión nominalmente elástica restringe las deformaciones longitudinales y por flexión en la chapa en el alma inelástica en la unión entre el alma y el ala (ASCE, 1968). ASCE (1968) recomienda que el pandeo por flexión del alma no se necesita considerar en las secciones híbridas con  $F_{yc}$  hasta **690 MPa** siempre que la esbeltez del alma no sea mayor que  $5,87 \sqrt{E/F_{yc}}$ . La Ecuación 6.10.1.9.1-1 predice que  $F_{crw} = F_{yc}$  cuando  $2 D_c/t_w = 5,7 \sqrt{E/F_{yc}}$ .

Para secciones híbridas en las cuales  $F_{yw}/F_{yc} < 0,7$ , estos requisitos adoptan un enfoque más conservador que el recomendado por ASCE (1968) limitando el valor de  $F_{crw}$  al menor valor entre  $R_h \cdot F_{yc}$  y  $F_{yw}/0,7$ . Con las ecuaciones para resistencia a la flexión de estos requisitos, se obtienen predicciones algo conservadoras para las resistencias de los miembros híbridos sin rigidizadores longitudinales ensayados por Lew and Toprac (1968) que tuvieron valores de  $D/t_w$  y  $2 \cdot D_c/t_w$  tan elevados como **305** y  $F_{yw}/F_{yc} = 0,32$ . Por lo tanto, no se necesitan requisitos adicionales en el estado límite de resistencia para todos los posibles valores de  $F_{yw}/F_{yc}$  asociados con los aceros especificados en el artículo 6.4.1.

En numerosos ensayos experimentales, se han observado evidentes deformaciones por flexión de la chapa del alma y desplazamientos transversales asociados que se generan al inicio de la aplicación de la carga debido a las imperfecciones geométricas iniciales del alma. Debido al comportamiento estable post-pandeo del alma, no hay cambios significativos en la tasa de aumento de los desplazamientos transversales del alma en función de las cargas aplicadas a medida que se excede el esfuerzo teórico de pandeo por flexión del alma (Basler et al., 1960). Debido a la presencia inevitable de imperfecciones geométricas, el comportamiento del pandeo por flexión del alma es un problema de la relación carga-flecha más que de bifurcación. En estos requisitos la carga teórica de pandeo del alma se utiliza como un índice sencillo para controlar las deformaciones por flexión de la chapa del alma y los desplazamientos transversales.

Para una sección I doblemente simétrica sin rigidizadores longitudinales de alma, con la Ecuación 6.10.1.9.1-2 se obtiene  $k = 36$ , valor que es aproximadamente igual a  $k_{ss} + 0,8 \cdot (k_{sf} - k_{ss})$ , donde  $k_{ss} = 23,9$  y  $k_{sf} = 39,6$  son los coeficientes de pandeo por flexión para condiciones de borde longitudinal simplemente apoyado y totalmente restringido,

respectivamente (Timoshenko and Gere, 1961). Para las secciones **I** en las cuales  $D_c \neq 0,5 \cdot D$ , la Ecuación 6.10.1.9.1-2 proporciona una aproximación razonable de la resistencia teórica al pandeo por flexión (Galambos, 1998) consistente con lo anterior.

Para las secciones compuestas sujetas a flexión positiva, estos requisitos no requieren utilizar la Ecuación 6.10.1.9.1-1 una vez que la sección alcanza su condición compuesta final para almas, que con base en el artículo 6.10.2.1.1, no requieren rigidizadores longitudinales. La sección se debe verificar para pandeo por flexión del alma durante la etapa constructiva, mientras la sección se mantiene en la condición no compuesta. Para cargas aplicadas en los estados límite de fatiga y servicio después que el tablero se haya endurecido o se haya vuelto compuesto, el incremento de los esfuerzos a compresión en el alma tiende a ser compensado por el aumento de  $F_{crw}$  que se da como resultado de la correspondiente disminución en  $D_c$ . Estos efectos compensatorios continúan en el estado límite de resistencia. Con base en los límites para el dimensionamiento de la sección especificados en el artículo 6.10.2 y el requisito de ductilidad especificado en el artículo 6.10.7.3, para estas secciones  $F_{crw}$  generalmente tiene un valor similar o mayor que  $F_{yc}$  en el estado límite de resistencia.

Para las secciones compuestas en flexión positiva en las cuales con base en el artículo 6.10.2.1.1 se requieren rigidizadores longitudinales del alma, el requisito sobre la esbeltez del alma del artículo 6.10.2.1.2 generalmente no es suficiente para garantizar que no se generará el pandeo teórico por flexión del alma. Por lo tanto, para estos tipos de secciones se requiere calcular  $R_b$ , tal como se analiza más adelante en el artículo C 6.10.1.10.2.

Para las secciones compuestas en flexión negativa,  $D_c$  se debe calcular utilizando la sección consistente de la viga primaria de acero más la armadura longitudinal del tablero, con una posible excepción indicada en el artículo D6.3.1 para el estado límite de servicio. Este enfoque limita las potenciales complicaciones que podrían surgir posteriormente al determinar las capacidades de carga debido a que la resistencia a la flexión es función de  $D_c$  y  $D_c$  es función de la carga aplicada. Este enfoque conduce a un cálculo más conservador de la resistencia a flexión, pero generalmente su influencia sobre la resistencia es insignificante.

Cerca de los puntos de inflexión de carga permanente, cuando se acumulan esfuerzos en el acero y en las secciones compuestas debidos a momentos de signo opuesto, es posible que ambos bordes del alma puedan estar sujetas a compresión. En este caso, el eje neutro está ubicado fuera del alma. Por lo tanto, cuando ambos bordes del alma están sujetos a compresión las disposiciones establecen que  $k$  se debe tomar igual a **7,2**, valor aproximadamente igual al coeficiente de pandeo teórico por flexión para una chapa del alma bajo compresión uniforme suponiendo condiciones de borde longitudinal totalmente restringidas (Timoshenko and Gere, 1961). Este caso es relativamente raro y, cuando ocurre, en general los esfuerzos acumulados de compresión en el alma son pequeños; sin embargo, este caso puede necesitar ser considerado en los software de cálculo.

#### **C 6.10.1.9.2. Almas con rigidizadores longitudinales**

Con las Ecuaciones 6.10.1.9.2-1 y 6.10.1.9.2-2 se obtiene una aproximación razonable del coeficiente de pandeo por flexión  $k$  para almas con un único rigidizador longitudinal en cualquier localización vertical (Frank and Helwig, 1995). El valor resultante de  $k$  depende de la ubicación del rigidizador longitudinal del alma más próximo al ala comprimida con respecto a su ubicación óptima en  $d_s/D_c = 0,4$  (Vincent, 1969) y se utiliza para determinar la resistencia al pandeo por flexión a partir de la Ecuación 6.10.1.9.1-1.

Las variaciones en el tamaño del ala hacen que  $D_c$  varíe a lo largo de la longitud de una viga primaria. En las vigas primarias compuestas  $D_c$  también es función de la carga aplicada. Si el rigidizador longitudinal está ubicado a una distancia fija del ala sujeta a compresión, caso más habitual, no es posible que el rigidizador esté en su ubicación óptima en toda la longitud de la viga primaria. En las vigas primarias compuestas con almas rigidizadas longitudinalmente sujetas a flexión positiva,  $D_c$  tiende a ser mayor para cargas en condición no compuesta durante la etapa constructiva y por lo tanto será necesario verificar el pandeo por flexión del alma. Más aun,  $D_c$  puede ser lo suficientemente grande para la viga primaria compuesta, en el estado límite de servicio, de modo que el pandeo por flexión del alma puede seguir siendo una preocupación. Por lo tanto, el valor de  $D_c$  para verificar el pandeo por flexión del alma de estas secciones, en las zonas de flexión positiva en el estado límite de servicio, se determinará con base en los esfuerzos acumulados de flexión debidos a las cargas mayoradas, tal como se especifica en el artículo D6.3.1.

Para las secciones compuestas en flexión negativa,  $D_c$  se calculará de la misma manera como se indica en el artículo C 6.10.1.9.1.

Las Ecuaciones 6.10.1.9.2-1 y 6.10.1.9.2-2 y la ubicación óptima del rigidizador asociado suponen en las alas condiciones de borde simplemente apoyado. Estas ecuaciones para  $k$  le permiten al Ingeniero calcular la resistencia al pandeo por flexión del alma para cualquier posición del rigidizador longitudinal con respecto a  $D_c$ .

Si la distancia entre el ala sujeta a compresión y el rigidizador longitudinal más próximo,  $d_s$ , es menor que  $0,4 \cdot D_c$ , el rigidizador está por encima de su ubicación óptima y se generará pandeo por flexión del alma en el panel entre el rigidizador y el ala sujeta a tracción. Si  $d_s$  es mayor que  $0,4 \cdot D_c$ , se generará pandeo por flexión del alma en el panel entre el rigidizador y el ala sujeta a compresión. Si  $d_s$  es igual a  $0,4 \cdot D_c$ , el rigidizador se encuentra en su posición óptima y se generará pandeo por flexión en ambos paneles. En este caso, para una viga primaria simétrica, utilizando cualquiera de las dos ecuaciones se obtiene un valor de  $k$  igual a **129,3** (Dubas, 1948). El artículo C 6.10.11.3.1 contiene información adicional respecto de la ubicación de los rigidizadores longitudinales en el alma.

Debido a que el pandeo por flexión de un alma rigidizada longitudinalmente se debe analizar tanto para esfuerzos en condición compuesta como no compuesta en diferentes ubicaciones a lo largo de la viga primaria, es posible que para una condición determinada el rigidizador esté ubicado en una posición ineficiente y que por lo tanto el coeficiente de pandeo por flexión sea pequeño. Como al desarrollar las Ecuaciones 6.10.1.9.2-1 y 6.10.1.9.2-2 se supusieron condiciones de borde simplemente apoyado, la resistencia al pandeo por flexión del alma calculada para el alma rigidizada longitudinalmente puede ser menor que aquella calculada para un alma de las mismas dimensiones sin rigidizadores longitudinales en la cual se supone que las alas tienen alguna restricción contra la rotación. Para evitar esta anomalía, se establece que el valor de  $k$  para un alma rigidizada longitudinalmente, obtenido mediante la Ecuación 6.10.1.9.2-1, debe ser mayor o igual que  $9,0 / (D_c / D)^2$ , que es el valor de  $k$  para un alma sin rigidizadores longitudinales obtenido a partir de la Ecuación 6.10.1.9.1-2 suponiendo una restricción parcial contra la rotación de las alas. Nótese que sólo es necesario verificar este límite cuando la Ecuación 6.10.1.9.2-1 es la que controla.

Como se discute en mayor detalle en el artículo C 6.10.1.9.1, cuando ambos bordes del alma están sujetos a compresión, el coeficiente de pandeo por flexión se toma igual a **7,2**.

Las Ecuaciones 6.10.1.9.2-1 y 6.10.1.9.2-2 no toman en cuenta el beneficio que representa colocar más de un rigidizador longitudinal en el alma. Por lo tanto, estas ecuaciones se pueden utilizar conservadoramente para las almas que tienen múltiples rigidizadores longitudinales. Alternativamente, está permitido que el Ingeniero determine  $F_{crw}$  de la Ecuación 6.10.1.9.1-1 o el correspondiente valor de  $k$  para utilizar en esta ecuación mediante un análisis directo de pandeo del panel del alma. Para este análisis, en las alas y en las posiciones de los rigidizadores se deberían suponer condiciones de borde simplemente apoyado.

#### **C 6.10.1.10. Factores de reducción de la resistencia de las alas**

##### **C 6.10.1.10.1. Factor de hibridez, $R_h$**

El factor  $R_h$  toma en cuenta la contribución reducida del alma a la resistencia nominal a la flexión después de la primera fluencia en cualquier elemento del ala, debido a la temprana fluencia del acero de menor resistencia del alma de una sección híbrida. De acuerdo con el uso que se le da en el presente documento, el término elemento del ala se define como un ala o una platabanda o la armadura longitudinal.

La Ecuación 6.10.1.10.1-1 representa una condensación de las fórmulas para  $R_h$  dadas en ediciones anteriores a las Especificaciones AASHTO LRFD 2012, y considera todas las posibles combinaciones asociadas con diferentes posiciones del eje neutro elástico y diferentes tensiones de fluencia de los elementos del ala superior e inferior. La ecuación fundamental, originalmente derivada para una sección I con doble simetría (ASCE, 1968; Schilling, 1968; y Schilling and Frost, 1964), ha sido adaptada en estos requisitos para abarcar secciones con simple simetría y compuestas concentrándose en el lado del eje neutro donde primero ocurre la fluencia. En este lado del eje neutro es donde se genera la más extensiva fluencia del alma antes de la primera fluencia de cualquier elemento del ala. Conservadoramente, se supone que todos los elementos del ala en este lado del eje neutro están ubicados en el borde del alma. La ecuación también se adaptó suponiendo que el desplazamiento del eje neutro, debido al inicio de la fluencia del alma, es despreciable. Estas hipótesis son similares a las que se utilizaron en ediciones anteriores a las Especificaciones AASHTO LRFD 2012 para desarrollar una ecuación separada de  $R_h$  para secciones compuestas. En lugar de utilizar la Ecuación aproximada 6.10.1.10.1-1, el Ingeniero puede determinar  $R_h$  con base en un análisis directo iterativo de compatibilidad de deformaciones. Debido a que generalmente los valores de  $R_h$  calculados mediante cualquier enfoque son próximos a **1,0**, las hipótesis conservadoras adoptadas al determinar la Ecuación simplificada simple no iterativa 6.10.1.10.1-1 no debería resultar en una penalización económica significativa.

Para las secciones compuestas en flexión positiva,  $D_n$  se puede tomar conservadoramente como la distancia desde el eje neutro de la sección compuesta a corto plazo hasta la cara interna del ala inferior. Se recomienda enfáticamente utilizar este enfoque para evitar las posibles complicaciones que podrían surgir posteriormente al determinar las capacidades de carga debido a que la resistencia a la flexión es función de  $D_n$  y  $D_n$  es función de la carga aplicada.

Para secciones compuestas en la cual el eje neutro se encuentra en la mitad de la altura del alma y donde la primera fluencia se genera simultáneamente en ambos elementos del ala,  $D_n$  se debería tomar como la distancia al elemento del ala con el menor  $A_{fn}$ .

#### C 6.10.1.10.2. Factor de balanceo de las cargas del alma, $R_b$

El término  $R_b$  es un factor de reducción de resistencia al post-pandeo que toma en cuenta la variación no lineal de esfuerzos después del pandeo por flexión localizado de las almas esbeltas. Este factor considera la reducción de la resistencia a flexión de la sección, generada por la repartición de los esfuerzos de compresión de un alma esbelta y el correspondiente aumento en el esfuerzo de flexión dentro del ala sujeta a compresión. El factor  $R_b$  dado por la Ecuación 6.10.1.10.2-3 se basa en exhaustivos estudios experimentales y teóricos (Galambos, 1998) y es la más refinada de las dos ecuaciones desarrolladas por Basler and Thurlimann (1961). El factor  $R_b$  no se aplica al determinar la resistencia nominal a la flexión del ala sujeta a tracción, ya que al repartir los esfuerzos de compresión del alma no aumenta significativamente el esfuerzo de tracción en el ala (Basler and Thurlimann, 1961).

Al calcular la resistencia nominal a la flexión del ala sujeta a compresión para verificar la constructibilidad de acuerdo con los requisitos del artículo 6.10.3.2,  $R_b$  siempre se toma igual a **1,0**. En estos requisitos esta condición se garantiza, para todas las secciones de alma esbelta, limitando los esfuerzos por flexión del ala sujeta a compresión bajo las cargas mayoradas durante la etapa constructiva para la resistencia al pandeo elástico por flexión del alma,  $F_{crw}$ .

Para las secciones compuestas en flexión positiva en el estado límite de resistencia,  $R_b$  generalmente es igual o próximo a **1,0** si las secciones satisfacen los requisitos de los artículos 6.10.2.2 y 6.10.7.3, siempre que también se satisfagan los requisitos del artículo 6.10.2.1.1 de manera que no se requieran rigidizadores longitudinales. Esto es particularmente válido cuando se toma un área transformada del tablero de hormigón como parte del área del ala sujeta a compresión, como se implementa en la Ecuación 6.10.1.10.2-6. Por lo tanto, para estas secciones la reducción de la resistencia a flexión, debida al pandeo por flexión del alma, es nula o despreciable y  $R_b$  simplemente se toma igual a **1,0**.

Para las secciones en flexión positiva o negativa con uno o más rigidizadores longitudinales en el alma y que satisfacen la Ecuación 6.10.1.10.2-1,  $R_b$  se toma igual a **1,0**. Para estas secciones, la esbeltez del alma,  $D/t_w$ , es menor o igual que el valor para el cual el esfuerzo teórico de pandeo por flexión en el estado límite de resistencia es igual a  $F_{yc}$ . Para una viga primaria doblemente simétrica, es decir, para  $D_c = 0,5 \cdot D$ , con un único rigidizador longitudinal en el alma ubicado en su posición óptima, este límite tiene los siguientes valores en función del grado de acero utilizado:

**Tabla C 6.10.1.10.2-1. Relación de esbeltez límite para  $R_b = 1,0$  en una viga primaria rigidizada longitudinalmente con el rigidizador en la ubicación óptima y  $D_c/D = 0,5$ .**

$F_{yc}$ , en MPa	$0,95 \sqrt{\frac{E k}{F_{yc}}}$
250	300
345	260
485	220
620	194
690	184

Para vigas primarias monosimétricas con  $D_c / D > 0,5$  y/o en las cuales hay un único rigidizador longitudinal no ubicado en su posición óptima, el valor limitante  $D / t_w$  de la Ecuación 6.10.1.10.2-1 en general será menor que el valor indicado en la Tabla C 6.10.1.10.2-1.

Para las secciones compuestas en zonas de flexión positiva, generalmente el tablero de hormigón contribuye con una parte importante de la resistencia a flexión como un elemento del ala sujeta a compresión. En el caso de secciones de este tipo, rigidizadas longitudinalmente, la Ecuación 6.10.1.10.2-6 tiene en cuenta esta contribución de forma conservadora en el cálculo de  $R_b$  al incluir una fracción del área transformada del tablero con base en la sección correspondiente a  $3 \cdot n$  junto con el área del ala de acero sujeta a compresión al calcular el término  $a_{wc}$ . Para la Ecuación 6.10.1.10.2-6,  $D_c$  es función de las cargas aplicadas y será calculada como se especifica en el artículo D6.3.1 para secciones compuestas en flexión positiva. La relación entre la posición del rigidizador longitudinal para  $D_c$  y el efecto resultante sobre el coeficiente de pandeo por flexión del alma,  $k$ , se analiza en mayor detalle en los artículos C 6.10.1.9.2 y C 6.10.11.3.1. En general, para el diseño preliminar de las secciones de este tipo rigidizadas longitudinalmente en la cual se anticipa que  $R_b$  será menor que  $1,0$ , se puede suponer un valor de  $R_b$  comprendido entre  $0,85$  y  $0,95$ . Los miembros con relaciones carga permanente/sobrecarga más elevadas tenderán a caer sobre el extremo más bajo de este rango. Este valor preliminar de  $R_b$  se puede refinar más adelante durante el diseño utilizando la Ecuación 6.10.1.10.2-3. En los casos donde para estas secciones  $R_b$  es igual a  $1,0$ , se evitan las potenciales dificultades que podrían surgir posteriormente al determinar la capacidad de carga debido al hecho de que la resistencia a flexión es función de  $D_c$  y que  $D_c$  depende de la carga aplicada.

La Ecuación 6.10.1.10.2-1 ignora los efectos benéficos que se logran al colocar más de un rigidizador longitudinal en el alma. Cuando las almas tienen más de un rigidizador longitudinal, la viga primaria se puede dimensionar para  $R_b = 1,0$  si  $F_{crw}$ , determinado mediante un análisis racional alternativo realizado como se especifica en el artículo C 6.10.1.9.2, es mayor o igual que  $F_{yc}$ .

Los requisitos para el dimensionamiento de los rigidizadores longitudinales indicados en el artículo 6.10.11.3 garantizan el desarrollo de la resistencia al pandeo por flexión del alma especificada en el artículo 6.10.1.9. En estos requisitos, el pandeo por flexión de las almas rigidizadas longitudinalmente se lo evita en el estado límite de servicio, pero sí está permitido en el estado límite de resistencia. Los requisitos para el dimensionamiento de los rigidizadores no garantizan que en una línea horizontal la flecha lateral se mantendrá cercana a **cero** luego del pandeo por flexión del alma (Galambos, 1998). Por lo tanto, al calcular el factor  $R_b$ , para almas rigidizadas longitudinalmente en zonas de flexión positiva o negativa en el estado límite de resistencia, se ignora la presencia de rigidizadores longitudinales.

Para las secciones compuestas en flexión negativa y secciones no compuestas que satisfacen la Ecuación 6.10.1.10.2-2,  $R_b$  también se toma igual a  $1,0$  debido a que la esbeltez del alma,  $2 \cdot D_c / t_w$ , es menor o igual que el valor para el cual el esfuerzo teórico de pandeo elástico por flexión es igual a  $F_{yc}$  en el estado límite de resistencia. La Ecuación 6.10.1.10.2-2 también define el límite de esbeltez para un alma no compacta. Las almas cuyas relaciones de esbeltez son mayores que el valor dado por la Ecuación 6.10.1.10.2-2 se denominan esbeltas. La siguiente tabla indica este límite de esbeltez para diferentes grados de acero:

**Tabla C 6.10.1.10.2-2. Relación de esbeltez límite para un alma no compacta y  $R_b = 1,0$  en vigas primarias sin rigidizadores longitudinales en el alma.**

$F_{yc}$ , en MPa	$\lambda_{rw}$
250	162
345	137
485	116
620	102
690	97

Las Especificaciones previas al AASHTO LRFD 2012 definían a las secciones como compactas o no compactas y no diferenciaban explícitamente entre un alma no compacta y un alma esbelta. Las clasificaciones del alma como compactas, no compactas, o esbeltas en estas disposiciones se aplican a secciones compuestas en flexión negativa y secciones no compuestas. Estas clasificaciones son consistentes con las de AISC (2005). Para secciones compuestas en flexión positiva, estos requisitos continúan clasificando la totalidad de la sección transversal como compacta o no compacta basados en el criterio del artículo 6.10.6.2.2. La clasificación del artículo 6.10.6.2.2 incluye la consideración de la esbeltez del alma así como otras características de la sección transversal.

Para el diseño preliminar de las secciones de alma esbelta sin rigidizadores longitudinales, generalmente se puede suponer un valor de  $R_b$  comprendido entre **0,9** y **1,0**, dependiendo del valor de  $2 \cdot D_c / t_w$  estimado en relación con el valor límite aplicable indicado en la Tabla C 6.10.1.10.2-2. Para secciones de alma esbelta rigidizada longitudinalmente se debería suponer un valor entre **0,85** y **0,95** cuando se anticipa que las secciones tendrán valores de  $D/t_w$  que no satisfacen la Ecuación 6.10.1.10.2-1. Este valor preliminar de  $R_b$  se puede refinar posteriormente utilizando la Ecuación 6.10.1.10.2-3.

Por los motivos analizados en el artículo C 6.10.1.9.1, al determinar  $R_b$  para secciones compuestas en flexión negativa,  $D_c$  será calculada para la sección que consta de la viga primaria de acero más la armadura longitudinal del tablero.

El factor **5,7** de la Ecuación 6.10.1.10.2-4 se basa en un coeficiente de pandeo por flexión  $k = 36$ , que es aproximadamente igual a  $k_{ss} + 0,8 \cdot (k_{sf} - k_{ss})$ , donde  $k_{ss} = 23,9$  y  $k_{sf} = 39,6$  son los coeficientes de pandeo por flexión para condiciones de borde simplemente apoyado y totalmente restringido, respectivamente, en almas sin rigidizadores longitudinales (Timoshenko and Gere, 1961).

En el caso de las alas sujetas a compresión con platabandas, en el denominador de la Ecuación 6.10.1.10.2-5 el área de la platabanda se puede sumar al área del ala,  $b_{fc} \cdot t_{fc}$ .

Si bien es posible sustituir el esfuerzo real, que las cargas mayoradas generan en las alas sujetas a compresión,  $f_{bu}$ , calculado sin considerar la flexión lateral del ala, por  $F_{yc}$  en las Ecuaciones 6.10.1.10.2-1, 6.10.1.10.2-4, y 6.10.1.10.2-6, no es probable que este refinamiento resulte en un aumento significativo en el valor de  $R_b$ . Utilizar el esfuerzo real en el ala para calcular la resistencia a flexión también puede conducir a dificultades posteriores al determinar la capacidad de carga, ya que la resistencia a la flexión se convierte en una función de la carga aplicada.

Si para una sección, en la cual la resistencia nominal a flexión del ala sujeta a compresión es significativamente menor que  $F_{yc}$ , se desea un valor de  $R_b$  mayor, una alternativa

recomendable consiste en sustituir  $F_{yc}$  de las Ecuaciones 6.10.1.10.2-1, 6.10.1.10.2-4, y 6.10.1.10.2-6, según corresponda, por el menor de los siguientes valores: (1) la resistencia nominal a flexión del ala sujeta a compresión,  $F_{nc}$ , calculada suponiendo que  $R_b$  y  $R_h$  son iguales a **1,0**, o bien (2) el esfuerzo elástico nominal en el ala sujeta a compresión cuando el ala sujeta a tracción alcanza un esfuerzo elástico nominal igual a  $R_h \cdot F_{yt}$ . Esto es similar al enfoque adoptado por AISC (1999).

## **C 6.10.2. Límites aplicables de las dimensiones de la sección transversal**

### **C 6.10.2.1. Dimensiones del alma**

#### **C 6.10.2.1.1. Almas sin rigidizadores longitudinales**

En la práctica, la Ecuación 6.10.2.1.1-1 representa un límite superior para la esbeltez de las almas sin rigidizadores longitudinales, expresado en términos de la altura del alma,  $D$ . Esta ecuación permite que en el diseño preliminar se dimensione el alma de forma sencilla. En las Especificaciones previas al AASHTO LRFD 2012, la Ecuación 6.10.2.1.1-1 era el límite superior para las almas no rigidizadas. Limitando también la esbeltez de las almas rigidizadas transversalmente a este valor, se permite una separación máxima entre rigidizadores transversales de hasta **3·D**; se elimina el requisito incluido en las Especificaciones previas al AASHTO LRFD 2012 de proporcionar rigidizadores transversales adicionales a los requeridos para la manipulación de vigas primarias con almas más esbeltas, además de las requeridas para corte. Asimismo, satisfacer la Ecuación 6.10.2.1.1-1 permite despreocuparse del pandeo por flexión del alma al diseñar las secciones compuestas en flexión positiva, tal como se analiza con mayor detalle en el artículo C 6.10.1.9.1. El límite impuesto por la Ecuación 6.10.2.1.1-1 es válido para secciones con tensiones de fluencia mínimas especificadas menores o iguales que **690 MPa** diseñadas conforme a estos requisitos.

Estos requisitos no consideran las ecuaciones del estado límite correspondiente a pandeo vertical del ala de AISC (2005), las cuales en gran parte se basan en ASCE (1968). Estas ecuaciones especifican un límite para la esbeltez del alma a fin de evitar el pandeo elástico teórico del alma como una columna sujeta a una compresión transversal radial debida a la curvatura de las alas. Para vigas primarias que satisfacen la Ecuación 6.10.2.1.1-1, a menos que  $F_{yc}$  sea mayor que **585 MPa**, estas ecuaciones no dominan la esbeltez del alma. Además, ensayos realizados por Lew and Toprac (1968), Cooper (1967), y otros investigadores, en los cuales el modo de falla final involucraba el pandeo vertical del ala, o el plegado del ala sujeta a compresión en sentido vertical hacia el alma, indica que la influencia de este modo de falla sobre las resistencias a flexión estimadas para la viga primaria es pequeña. Este es el caso incluso para vigas primarias con parámetros que violan significativamente las ecuaciones del estado límite correspondiente a pandeo vertical del ala.

#### **C 6.10.2.1.2. Almas con rigidizadores longitudinales**

En la práctica la Ecuación 6.10.2.1.2-1 representa un límite superior para la esbeltez de las almas con rigidizadores longitudinales, expresado en términos de la altura del alma,  $D$ . Este límite permite que en el diseño preliminar se dimensione el alma de forma sencilla. El límite impuesto por la Ecuación 6.10.2.1.2-1 es válido para secciones con tensiones de fluencia mínimas especificadas menores o iguales que **690 MPa** diseñadas conforme a estos requisitos.



Cooper (1967) analiza el conservatismo de las ecuaciones en el estado límite correspondiente al pandeo vertical del ala y la justificación para no considerar este estado límite en las vigas **I** rigidizadas longitudinalmente. Ensayos realizados por Cooper (1967), Owen et al. (1970) y otros investigadores demostraron que los modos de falla finales que involucran al pandeo vertical del ala no afectan negativamente la resistencia a flexión, incluso para vigas primarias rigidizadas longitudinalmente que superan significativamente el límite de la Ecuación 6.10.2.1.2-1. En todos los casos en que el tipo de falla involucra al pandeo vertical del ala, la falla es precedida por un importante grado de fluencia por flexión del ala sujeta a compresión. Sin embargo, las alas que tienen un valor  $D/t_w$  más grande que los especificados por la Ecuación 6.10.2.1.2-1 son relativamente ineficientes, siendo probablemente más susceptibles a la fatiga inducida por distorsión, y más susceptibles a los estados límite por pandeo localizado del alma y fluencia del alma del Artículo D6.5.

### C 6.10.2.2. Dimensiones de las alas

La Ecuación 6.10.2.2-1 es un límite práctico superior que garantiza que el ala no se distorsione excesivamente al soldarla al alma.

White and Barth (1998) observaron que la relación de aspecto de la sección transversal,  $D/b_f$ , es un parámetro significativo que afecta la resistencia y las características momento-rotación de las secciones **I**. La Ecuación 6.10.2.2-2 limita esta relación a un valor máximo de **6**. Los datos de ensayos experimentales, para secciones con alas muy delgadas, son limitados. Un número significativo de ensayos limitados que se han realizado, indican resistencias nominales a flexión y a corte relativamente bajas con respecto a los valores determinados utilizando estas disposiciones. Limitar esta relación a un valor máximo de **6** tanto para las alas sujetas a compresión como a tracción garantiza que, si la sección a lo largo de todo el panel está dimensionada de manera que satisfaga la Ecuación 6.10.9.3.2-1, los paneles interiores rigidizados del alma puedan desarrollar resistencia al corte post-pandeo debido a la acción del campo traccionado (White et al., 2004). La Ecuación 6.10.2.2-2 proporciona un límite inferior para el ancho del ala. En la mayoría de los casos prácticos, se requerirá un ala más ancha, particularmente para vigas primarias curvadas horizontalmente. Se debe notar que para establecer los anchos mínimos apropiados del ala, la Ecuación C 6.10.3.4-1 también se debería considerar, según corresponda, junto con estos límites dimensionales del ala.

La Ecuación 6.10.2.2-3 garantiza que las alas proporcionarán alguna restricción contra el pandeo por corte del alma, y también que las condiciones de borde supuestas en las uniones alma-ala en las fórmulas de pandeo por flexión del alma y de pandeo local del ala sujeta a compresión incluidas en estos requisitos sean lo suficientemente precisas. Para los miembros que satisfacen las Ecuaciones 6.10.2.2-2 y 6.10.2.2-3 la relación entre el área del alma y el área del ala sujeta a compresión es siempre menor o igual que **5,45**. Por lo tanto, no es necesario considerar el límite de **10** que AISI (2005) establece para esta relación.

Una sección **I** con una relación  $I_{yc}/I_{yt}$  fuera de los límites especificados en la Ecuación 6.10.2.2-4 es más parecida a una sección **T** con su centro de corte ubicado en la intersección del ala mayor y el alma. Los límites de la Ecuación 6.10.2.2-4 son similares a los límites especificados en ediciones previas al AASHTO LRFD 2012, pero son más fáciles de aplicar ya que se basan en la relación entre  $I_{yc}$  e  $I_{yt}$  en lugar del momento de inercia de toda la sección de acero,  $I_y$ . La Ecuación 6.10.2.2-4 garantiza el dimensionamiento más eficiente del ala y evita el uso de secciones que pueden ser particularmente difíciles de manipular durante la etapa constructiva. Además, la Ecuación 6.10.2.2-4 garantiza la validez de las ecuaciones para  $C_b > 1$  en casos que involucran

gradientes de momento. Asimismo, estos límites tienden a evitar el uso de secciones extremadamente monosimétricas en las cuales el mayor de los momentos de fluencia,  $M_{yc}$  o  $M_{yt}$ , puede ser mayor que el momento plástico,  $M_p$ . Si las alas están compuestas por chapas de igual espesor, estos límites son equivalentes a  $b_{fc} \geq 0,46 \cdot b_{ft}$  y  $b_{fc} \leq 2,15 \cdot b_{ft}$ .

La llegada del diseño compuesto ha conducido a una reducción significativa en el tamaño de las alas sujetas a compresión en las zonas de flexión positiva. Para el diseño preliminar, además de satisfacer los límites dimensionales dados en este artículo, en estas zonas el ancho mínimo del ala sujeta a compresión también se debería establecer con base en el lineamiento  $L/b_{fc}$  sugerido en la Ecuación C 6.10.3.4-1.

### **C 6.10.3. Constructibilidad**

#### **C 6.10.3.1. Requisitos generales**

Si se anticipa el levantamiento en cualquier etapa crítica constructiva, se puede colocar una carga temporaria para evitar el despegue. La magnitud y ubicación de cualquier carga temporaria requerida debería estar indicada en el pliego de especificaciones técnicas.

Para garantizar que se mantenga la correcta geometría de la estructura, las fuerzas mayoradas en las uniones abulonadas de alta resistencia, de los miembros portantes, están limitadas a la resistencia al deslizamiento de la conexión durante cada una de las etapas críticas constructivas.

#### **C 6.10.3.2. Flexión**

##### **C 6.10.3.2.1. Alas sujetas a compresión discretamente arriostradas**

Se distingue entre alas, sujetas a compresión y tracción, con arriostramiento discreto y continuo debido a que para las alas con arriostramiento continuo no es necesario considerar la flexión lateral del ala.

Este artículo especifica requisitos de constructibilidad para alas sujetas a compresión con arriostramiento discreto, los cuales se expresan mediante las Ecuaciones 6.10.3.2.1-1, 6.10.3.2.1-2, y 6.10.3.2.1-3 en términos de la combinación de los esfuerzos verticales y de la flexión lateral del ala mayorados, que actúan durante la construcción. Al realizar estas verificaciones, los esfuerzos  $f_{bu}$  y  $f_e$  se deben determinar de acuerdo con los procedimientos especificados en el artículo 6.10.1.6.

La Ecuación 6.10.3.2.1-1 garantiza que el máximo esfuerzo combinado en el ala sujeta a compresión no superará la tensión de fluencia mínima especificada del ala multiplicada por el factor de hibridez; es decir, se verifica el estado límite de fluencia.

La Ecuación 6.10.3.2.1-2 garantiza que el miembro tiene suficiente resistencia con respecto a los estados límite basados en el pandeo lateral torsional y el pandeo local del ala, incluyendo la consideración de la flexión lateral del ala donde se anticipa que estos efectos serán significativos. Para puentes curvados horizontalmente, siempre se tienen que considerar durante la etapa constructiva los efectos de la flexión lateral del ala, debidos a curvatura, en alas con arriostramiento discreto.

La Ecuación 6.10.3.2.1-3 garantiza que, durante la construcción, no ocurrirá pandeo teórico por flexión del alma.

La Ecuación 6.10.3.2.1-2 aborda la resistencia del ala sujeta a compresión considerando este elemento como una viga-columna equivalente. Esta ecuación es en realidad una ecuación de interacción viga-columna, expresada en términos de los esfuerzos del ala calculados a partir de un análisis elástico (White and Grubb, 2005). El término  $f_{bu}$  es análogo a la carga axial y el término  $f_e$  es análogo al momento flexor dentro del miembro viga-columna equivalente. El factor  $1/3$  delante del término  $f_e$  en la Ecuación 6.10.3.2.1-2 permite obtener una aproximación lineal precisa de la resistencia viga-columna equivalente dentro de los límites sobre  $f_e$  especificados en el artículo 6.10.1.6 (White and Grubb, 2005).

A menudo la Ecuación 6.10.3.2.1-1 prevalece sobre la Ecuación 6.10.3.2.1-2, particularmente para vigas primarias con  $f_e$  elevado y para miembros con almas compactas o no compactas. Sin embargo, para miembros con alas no compactas o que durante la construcción presentan grandes longitudes sin apoyo, en combinación con valores de  $f_e$  pequeños o nulos, generalmente la Ecuación 6.10.3.2.1-2 será la que controla. La mayoría de las alas son discretamente arriostradas durante la etapa constructiva, antes que el tablero de hormigón haya endurecido. Las definiciones de alma compacta, no compacta y esbelta se indican en el artículo C 6.10.6.2.3. Para realizar estas verificaciones con la sección en su condición no compuesta, la clasificación del alma será en base a las propiedades de la sección no compuesta. Los significados asignados a las clasificaciones del ala compacta y no compacta se analizan en el artículo C 6.10.8.2.2. Cuando  $f_e = 0$ , la Ecuación 6.10.3.2.1-1 no será la que controla ni será necesario verificarla en el caso de secciones con almas esbeltas. Esta ecuación sí se debería verificar en el caso de secciones con almas compactas o no compactas. Sin embargo, el pandeo por flexión del alma no es considerado para estos tipos de miembros, y por lo tanto, para estas secciones no es necesario verificar la Ecuación 6.10.3.2.1-3.

Al verificar la Ecuación 6.10.3.2.1-2 para secciones en puentes de vigas rectas I con almas compactas o no compactas, la resistencia al pandeo lateral torsional del ala se puede determinar a partir de los requisitos del artículo A6.3.3, los cuales incluyen la contribución beneficiosa de la constante torsional de St. Venant,  $J$ . Esto puede ser útil para secciones en puentes con almas compactas o no compactas que tengan grandes longitudes no arriostradas, si se requiere una resistencia al pandeo lateral torsional adicional a la calculada con base en los requisitos del artículo 6.10.8.2. La resistencia al pandeo lateral torsional resultante,  $M_{nc}$ , se divide por  $S_{xc}$  para expresar la resistencia en términos de esfuerzo para su aplicación directa en la Ecuación 6.10.3.2.1-2. En algunos casos, la resistencia calculada será mayor que  $F_{yc}$  debido a que el apéndice A6 toma en cuenta en general resistencias a la flexión mayores que la resistencia al momento de fluencia,  $M_{yc}$  o  $M_{yt}$ . Sin embargo, en estos casos la Ecuación 6.10.3.2.1-1 será la que controla, garantizando así que durante la construcción el esfuerzo mayorado combinado en el ala no será mayor que  $F_{yc}$  multiplicado por el factor de hibridez.

En el artículo CA6.1.1 se analiza la base lógica para el cálculo de  $S_{xc}$ , tal como se define en este artículo para utilizar en la determinación de  $F_{nc}$  para secciones con almas no compactas o compactas.

Para las secciones que en su condición final son compuestas, pero que durante la etapa constructiva no lo son, es necesario calcular diferentes valores del factor de hibridez,  $R_h$ , para verificar que el miembro es no compuesto y verificar que el miembro es compuesto.

Debido a que el esfuerzo en el ala se limita al esfuerzo de pandeo por flexión del alma, de acuerdo con la Ecuación 6.10.3.2.1-3, al calcular la resistencia nominal a flexión del ala

sujeta a compresión, con base en los requisitos de constructibilidad, el factor  $R_b$ , siempre se debe tomar igual a **1,0**.

En caso de que la resistencia al pandeo por flexión del alma sea superada durante la etapa constructiva, el Ingeniero tiene varias opciones a considerar. Estas opciones incluyen proveer un ala de mayor tamaño sujeta a compresión o un ala de menor tamaño sujeta a tracción de manera que disminuya la altura comprimida del alma, ajustar la secuencia de colocación del tablero para reducir el esfuerzo de compresión en el alma, o proporcionar un alma de mayor espesor. Si estas opciones no resultan prácticas o efectivas del punto de vista de sus costos, se puede proporcionar un rigidizador longitudinal en el alma. Tal como se especifica en el artículo 6.10.11.3.1, el rigidizador longitudinal se debe ubicar verticalmente sobre el alma para satisfacer la Ecuación 6.10.3.2.1-3 durante la etapa constructiva, la Ecuación 6.10.4.2.2-4 en el estado límite de servicio, y todos los requisitos de diseño aplicables en el estado límite de resistencia. El artículo C 6.10.11.3.1 contiene análisis adicionales de procedimientos para definir la ubicación del rigidizador longitudinal.

#### **C 6.10.3.2.2. Alas sujetas a tracción discretamente arriostradas**

Para el caso de un ala con arriostramiento discreto sujeta a tracción, la Ecuación 6.10.3.2.2-1 garantiza que, durante la etapa constructiva bajo la combinación de los esfuerzos de flexión respecto al eje fuerte y la flexión lateral debidos a las cargas mayoradas, el esfuerzo en el ala no superará la tensión de fluencia mínima especificada del ala multiplicada por el factor de hibridez.

#### **C 6.10.3.2.3. Alas sujetas a tracción o compresión con arriostramiento continuo**

Este artículo supone que un ala con arriostramiento continuo en compresión no está sujeta a pandeo local o lateral torsional. El artículo C 6.10.1.6 establece las condiciones por el cual un ala se puede considerar que tiene arriostramiento continuo. Al embeber el ala en hormigón o al unir el ala al tablero de hormigón mediante conectores de corte, que satisfacen los requisitos del artículo 6.10.10, se evita que se genere el pandeo local en un lado del ala, o bien se obliga a que ambos lados del ala se pandeen en la dirección opuesta al tablero de hormigón. Por lo tanto, se proporcionan en efecto condiciones de borde muy restringidas en la unión entre el alma y el ala. Además, el tablero de hormigón es efectivo para evitar las deflexiones por flexión lateral del ala que se requieren para obtener una reducción significativa en la resistencia asociada con el pandeo local del ala. Por lo tanto, para las alas sujetas a compresión que satisfacen las limitaciones referentes al dimensionado especificadas en el artículo 6.10.2.2 y que tienen arriostramiento continuo de acuerdo con las condiciones establecidas en el artículo C 6.10.1.6, no es necesario verificar ni el pandeo local ni el pandeo lateral torsional del ala.

#### **C 6.10.3.2.4. Tablero de hormigón**

La intención de este artículo es tener en cuenta principalmente la situación cuando se coloca el tablero de hormigón en un tramo adyacente a otro donde ya se ha colocado hormigón. El momento negativo en el tramo adyacente genera esfuerzos de tracción en el hormigón previamente colocado. También, si se realizan colocaciones largas de manera que se incluya una zona de momento negativo en la primera colocación, es posible que el hormigón en esta zona esté sujeto a esfuerzos de tracción durante el resto de la etapa de colocación del tablero, lo cual puede conducir a la fisuración temprana del mismo. Si el esfuerzo de tracción longitudinal en el tablero supera el módulo de rotura minorado del hormigón, se debe proveer armadura longitudinal de acuerdo con los requisitos del artículo

6.10.1.7 a fin de controlar la fisuración. Los esfuerzos en el tablero de hormigón serán calculados utilizando la relación de módulos a corto plazo,  $n$ , conforme al artículo 6.10.1.1.1d.

### **C 6.10.3.3. Corte**

El alma se debe analizar para la sumatoria de las cargas mayoradas, permanentes y constructivas, aplicadas a la sección no compuesta durante la etapa constructiva. Para esta verificación, la resistencia nominal al corte se limita a la resistencia a la fluencia por corte o a la resistencia al pandeo por corte de acuerdo con la Ecuación 6.10.9.3.3-1. Durante la etapa constructiva, bajo estas cargas no está permitido utilizar la acción del campo traccionado según la Ecuación 6.10.9.3.2-2. La acción del campo traccionado se puede utilizar una vez que el tablero haya endurecido o que la acción compuesta sea efectiva, siempre que la sección a lo largo de todo el panel se haya dimensionado de manera que satisfaga la Ecuación 6.10.9.3.2.1.

### **C 6.10.3.4. Colocación del tablero**

No se puede colocar todo el tablero de hormigón en una sola etapa; por lo tanto, partes de las vigas primarias se pueden volver compuestas en etapas sucesivas. Si el tablero se coloca siguiendo determinadas secuencias, los momentos temporales inducidos en las vigas primarias durante la colocación del tablero pueden ser considerablemente mayores que los momentos debidos a las cargas permanentes finales en el estado no compuesto una vez completada la secuencia de colocación.

Las vigas primarias compuestas más económicas generalmente tienen alas superiores de menor tamaño que las alas inferiores. Por lo tanto, durante la colocación del tablero más de la mitad de la altura del alma está generalmente sujeta a compresión en las zonas de flexión positiva. Si en el diseño no se consideran los máximos momentos generados durante la secuencia de colocación del tablero, estas condiciones, junto con las alas superiores estrechas en compresión, pueden generar problemas durante la construcción, tales como distorsiones fuera del plano de las alas y alma de la viga primaria sujetas a compresión. Se pueden minimizar en estos casos los problemas potenciales, satisfaciendo la siguiente pauta:

$$b_{fc} \geq \frac{L}{85} \quad (\text{C 6.10.3.4-1})$$

donde:

$L$  = longitud de una parte de viga primaria para su despacho, en mm.

Por consiguiente, se debería utilizar la Ecuación C 6.10.3.4-1, junto con las dimensiones límites del ala especificadas en el artículo 6.10.2.2, para establecer el mínimo ancho del ala superior requerido en las zonas de flexión positiva de las vigas primarias compuestas. Se debe enfatizar que la Ecuación C 6.10.3.4-1 se proporciona simplemente como una guía y no como un requisito absoluto.

Al garantizar que las alas de todas las piezas previstas de izaje generalmente satisfacen la pauta anterior, en la mayor parte de la longitud de cada pieza, también puede contribuir a

lograr piezas más estables que sean más fáciles de manipular durante el montaje sin necesidad de utilizar reticulados rigidizados ni encofrados especiales.

La colocación secuencial por etapas del hormigón también puede generar deformaciones significativas de tracción en el tablero colocado previamente en tramos adyacentes. Cuando se anticipa que habrá fisuración, para controlarla se requiere colocar armadura longitudinal en el tablero tal como se especifica en el artículo 6.10.3.2.4. Las flechas debidas a la carga permanente temporaria durante la colocación secuencial del tablero también pueden ser diferentes a las flechas debidas a la carga permanente final en la sección no compuesta. Si las diferencias se consideran significativas, esto se debería tener en cuenta al establecer los requisitos de contraflecha y nivelación. Estas situaciones de constructibilidad se aplican tanto al remplazo del tablero como a su construcción inicial.

Durante la construcción de puentes viga de acero, las cargas de los voladizos del tablero de hormigón son normalmente soportadas por las consolas de voladizo generalmente colocadas con una separación de entre **0,90** y **1,20 m** a lo largo de los miembros exteriores. La excentricidad del peso del tablero y otras cargas que actúan sobre estas consolas de voladizo generan momentos torsionales aplicados en los miembros exteriores. Como resultado, al diseñar los miembros exteriores se deben tener en cuenta las siguientes consideraciones:

- Los momentos torsionales aplicados flexionan las alas superiores de la viga primaria exterior hacia afuera. Los esfuerzos de flexión lateral resultantes en el ala tienden a ser mayores en los puntos de arriostramiento en uno o ambos extremos de la longitud no arriostrada. El esfuerzo de flexión lateral en el ala superior es de tracción en los puntos de arriostramiento sobre el lado del ala opuesta de la consola de voladizo. Estos esfuerzos de flexión lateral se deberían considerar en el diseño de las alas.
- Las componentes horizontales de las reacciones de las consolas de voladizo a menudo se transmiten directamente al alma de la viga primaria exterior. Debido a estas cargas es posible que el alma de la viga presente significativas deformaciones por flexión de la chapa. Se debería considerar el efecto de estas deformaciones sobre las deflexiones verticales en el borde exterior del tablero. También se debería considerar el efecto de las reacciones de las consolas de voladizo sobre las fuerzas en el marco transversal.
- Una excesiva deformación del alma o del ala superior puede conducir a una deflexión excesiva de los soportes de la consola de voladizo generando que el acabado del tablero sea problemático.

Siempre que resulte práctico, las consolas de voladizo se deberían prolongar hasta la intersección del ala inferior y el alma. Alternativamente, las consolas de voladizo se pueden apoyar sobre las almas de las vigas primarias si se proporcionan medios para garantizar que el alma no resulte dañada y que las deformaciones asociadas permitan la correcta colocación del tablero de hormigón. Los requisitos del artículo 6.10.3.2 permiten considerar los esfuerzos de flexión lateral del ala en el diseño de las alas. En ausencia de un análisis más refinado, dependiendo de cómo se supone que la carga lateral se aplica al ala superior, cualquiera de las siguientes ecuaciones se puede utilizar para estimar los momentos máximos de flexión lateral del ala debidos a las cargas excéntricas:

$$M_{\ell} = \frac{F_{\ell} L_b^2}{12} \quad (\text{C 6.10.3.4-2})$$

donde:

**$M_{\ell}$**  = momento de flexión lateral en las alas debido a las cargas excéntricas a partir de las ménsulas de encofrado, en Nmm.

**$F_{\ell}$**  = fuerza lateral estáticamente equivalente con una distribución uniforme a partir de las ménsulas, debido a las cargas mayoradas, en N/mm.

**$L_b$**  = longitud no arriostrada, en mm.

$$M_{\ell} = \frac{P_{\ell} L_b}{8} \quad (\text{C 6.10.3.4-3})$$

donde:

**$P_{\ell}$**  = fuerza lateral concentrada estáticamente equivalente de la ménsula, aplicada en la mitad de la longitud no arriostrada, en N.

Las Ecuaciones C 6.10.3.4-2 y C 6.10.3.4-3 se basan en la hipótesis de longitudes interiores no arriostradas en las cuales el ala es continua con las longitudes no arriostradas adyacentes, así como de longitudes no arriostradas adyacentes iguales de manera que, debido a las condiciones de borde aproximadamente simétricas, los extremos de la longitud no arriostrada se fijan efectivamente por torsión. Cuando estas hipótesis no se aproximan a las condiciones reales, el Ingeniero debería considerar otras idealizaciones más apropiadas.

Las cargas permanentes de construcción, tales como las que actúan en los voladizos del tablero, frecuentemente son aplicadas a la sección no compuesta y retiradas cuando el puente se vuelve compuesto. Los momentos flexores respecto al eje fuerte debidos a estas cargas generalmente son pequeños respecto a los producidos por otras cargas de diseño. Sin embargo, el Ingeniero puede encontrar deseable en algunos casos considerar el efecto de estos momentos, particularmente en el cálculo de las deflexiones para contraflecha. Los momentos de flexión lateral debidos a las cargas de los voladizos del tablero que no están aplicadas a través del centro de corte de la viga primaria son con frecuencia más críticos. Un análisis refinado del puente no compuesto para estas cargas proporciona más precisión de los momentos laterales y puede identificar cualquier rotación del voladizo que podría afectar potencialmente la nivelación del tablero terminado.

La magnitud y aplicación de las cargas de voladizo supuestas en el diseño se deberían indicar en el pliego de especificaciones técnicas.

#### **C 6.10.3.5. Deflexiones por carga permanente**

Si se especifica una construcción por etapas, para determinar la contraflecha y los esfuerzos se debería reconocer la secuencia de aplicación de la carga.

#### C 6.10.4. Estado límite de servicio

##### C 6.10.4.1. Deformaciones elásticas

Los requisitos del artículo 2.5.2.6 contienen criterios opcionales para las deflexiones debidas a la sobrecarga y criterios para las relaciones tramo-altura. En ausencia de restricciones de altura, las relaciones tramo-altura se deberían utilizar para establecer una altura mínima razonable del alma para el diseño.

##### C 6.10.4.2. Deformaciones permanentes

###### C 6.10.4.2.1. Requisitos generales

La intención de estos requisitos es que se apliquen a la sobrecarga de diseño especificada en el artículo 3.6.1.1. Si este criterio se aplicara a una carga de diseño permitida, se debería considerar una reducción del factor de carga para la sobrecarga.

El artículo 6.10.1.7 requiere que se coloque una cuantía del **uno por ciento** de armadura longitudinal en el tablero cuando el esfuerzo de tracción en el tablero de hormigón, debido ya sea a las cargas constructivas mayoradas o a la combinación de cargas correspondientes al estado límite de servicio II, sea mayor que el módulo de rotura minorado del hormigón. Controlando el tamaño de fisuras en las zonas donde también se proporciona una adecuada conexión de corte, el tablero de hormigón se puede considerar efectivo en tracción al calcular los esfuerzos de flexión en la sección compuesta debidos a la combinación de cargas correspondientes al estado límite de servicio II.

El comportamiento de fisuración y la participación parcial de la losa, físicamente fisurada, en la transferencia de fuerzas en tracción es muy complejo. El artículo 6.10.4.2.1 proporciona una guía específica donde se puede suponer que la losa de hormigón no estará fisurada cuando el máximo esfuerzo de tracción longitudinal en el hormigón es menor que  $2 \cdot f_r$ . Este límite entre el uso de una sección fisurada o no fisurada para el cálculo de esfuerzos de flexión en el acero estructural es similar a un límite sugerido en CEN (2004) más allá del cual se deberían considerar los efectos de fisuración del hormigón.

###### C 6.10.4.2.2. Flexión

La intención de las Ecuaciones 6.10.4.2.2-1 a 6.10.4.2.2-3 es evitar que las cargas esperadas de tránsito severo generen flechas permanentes objetables que perjudicarían la transitabilidad. Para el caso de secciones homogéneas sin flexión lateral del ala, estas ecuaciones corresponden a la verificación bajo sobrecarga en las Especificaciones Estándar AASHTO 2002, y se basan en prácticas que resultaron exitosas en el pasado. Su desarrollo se describe en el trabajo de Vincent (1969). En estas ecuaciones no se aplica un factor de resistencia debido a que los límites especificados corresponden a criterios de servicio para los cuales el factor de resistencia es igual a **1,0**.

Al incluir el factor de híbridez,  $R_h$ , las Ecuaciones 6.10.4.2.2-1 a 6.10.4.2.2-3 consideran el aumento de los esfuerzos en las alas generados por la fluencia temprana del alma en las secciones híbridas.

Solamente para miembros de tramos continuos, en los cuales para flexión negativa se utilizan secciones no compuestas, se recomienda que se apliquen en estas zonas las Ecuaciones 6.10.4.2.2-1 y 6.10.4.2.2-2, según corresponda.



Bajo las combinaciones de carga especificadas en la Tabla 3.4.1-1, las Ecuaciones 6.10.4.2.2-1 a 6.10.4.2.2-3, según corresponda, no controlan ni necesitan ser verificadas para las siguientes secciones:

- Secciones compuestas en flexión negativa para las cuales la resistencia nominal a flexión bajo las combinaciones de carga correspondiente al estado límite de resistencia se determina de acuerdo con los requisitos del artículo 6.10.8;
- Secciones no compuestas con  $f_e = 0$  y para las cuales la resistencia nominal a flexión bajo las combinaciones de carga correspondiente al estado límite de resistencia se determina de acuerdo con los requisitos del artículo 6.10.8;
- Secciones compuestas no compactas en flexión positiva.

Sin embargo, cuando corresponda, para estas secciones igualmente se deberá verificar la Ecuación 6.10.4.2.2-4.

El factor  $1/2$  de las Ecuaciones 6.10.4.2.2-2 y 6.10.4.2.2-3 viene de los trabajos de Schilling (1996) y de Yoo and Davidson (1997). Las Ecuaciones 6.10.4.2.2-2 y 6.10.4.2.2-3 con un límite de  $F_{yf}$  en el lado derecho son una aproximación cercana a las ecuaciones rigurosas de interacción de fluencia para el nivel de carga correspondiente al inicio de fluencia en la unión entre el alma y el ala, incluyendo el efecto de fluencia de la punta del ala que ocurre antes de esta etapa, pero excluyendo los efectos del esfuerzo residual del ala. Si las alas son nominalmente elásticas en la unión entre el alma y el ala y los esfuerzos de flexión lateral del ala calculados elásticamente se limitan como lo requiere la Ecuación 6.10.1.6-1, las deflexiones permanentes serán pequeñas. Los factores  $0,95 \cdot R_h$  y  $0,80 \cdot R_h$  se incluyen en el lado derecho de las Ecuaciones 6.10.4.2.2-2 y 6.10.4.2.2-3 para hacerlas compatibles con las correspondientes ecuaciones de las Especificaciones previas al AASHTO LRFD 2012 cuando  $f_e = 0$ , y proporcionar algún conservatismo adicional para controlar las deformaciones permanentes cuando la flexión lateral del ala sea significativa. En las Ecuaciones 6.10.4.2.2-2 y 6.10.4.2.2-3 el signo de  $f_f$  y  $f_e$  siempre se debe tomar positivo.

$f_e$  no se incluye en la Ecuación 6.10.4.2.2-1 porque el ala superior tiene un arriostramiento continuo proporcionado por el tablero de hormigón. Para las alas superiores con arriostramiento continuo de las secciones no compuestas, el término  $f_e$  en la Ecuación 6.10.4.2.2-3 se puede tomar igual a **cero**.

La flexión lateral en el ala inferior solo es una consideración en el estado límite de servicio para todos los puentes viga de sección **I**, rectos y curvados horizontalmente, con líneas de diafragma o marcos transversales discontinuos en conjunto con oblicuidades superiores a los **20 grados**. La carga de viento y los efectos del voladizo del tablero no se toman en cuenta en el estado límite de servicio.

La fluencia localizada en secciones de flexión negativa sobre las pilas interiores genera la redistribución de los momentos elásticos. Para miembros a flexión con tramos continuos en puentes rectos de vigas **I**, que satisfacen los requisitos del artículo B6.2, se pueden utilizar ya sea los procedimientos del artículo B6.3 o los del artículo B6.6 para calcular los momentos de redistribución en el estado límite de servicio. Estos procedimientos representan una mejora con respecto a la regla previa al AASHTO LRFD 2012, que estipulaba una redistribución del **diez por ciento**. Cuando los momentos de redistribución

se calculan de acuerdo con estos procedimientos, no es necesario verificar las Ecuaciones 6.10.4.2.2-1 a 6.10.4.2.2-3, según corresponda, dentro de las zonas que se extienden desde la sección de la pila en consideración hasta la transición del ala o punto de inflexión bajo carga permanente, el que sea más cercano, en cada tramo adyacente. Aun así, dentro de estas zonas será necesario considerar la Ecuación 6.10.4.2.2-4 utilizando los momentos elásticos antes de la redistribución. En todas las ubicaciones fuera de estas zonas, luego de la redistribución se deberán satisfacer las Ecuaciones 6.10.4.2.2-1 a 6.10.4.2.2-4, según corresponda. No se han realizado todavía investigaciones que permitan extender los requisitos del apéndice B6 a puentes viga de acero de sección **I** curvados horizontalmente o continuos con quiebres (puentes curvos, pero en tramos rectos).

Para las secciones compuestas compactas que se utilizan en las construcciones apuntaladas, los esfuerzos longitudinales en el tablero de hormigón se limitan a  $0,6 \cdot f'_c$  para asegurar el comportamiento lineal del hormigón. En las construcciones no apuntaladas, el esfuerzo del hormigón cerca de la primera fluencia de cualquier ala de acero por lo general es significativamente menor que  $f'_c$  eliminando así la necesidad de verificar en este caso el esfuerzo del hormigón.

Excepto para las secciones compuestas en flexión positiva, en las cuales el alma satisface los requisitos del artículo 6.10.2.1.1 de manera que no se requieren rigidizadores longitudinales y los efectos de pandeo por flexión en el alma son despreciables, se deberá verificar el pandeo por flexión del alma de todas las secciones bajo la combinación de cargas correspondiente al estado límite de servicio **II** de acuerdo con la Ecuación 6.10.4.2.2-4. El Artículo C 6.10.1.9.1 explica por qué no es necesario verificar el pandeo por flexión del alma en el caso de la excepción mencionada. En caso que se exceda la resistencia al pandeo por flexión del alma, las opciones a considerar son similares a las analizadas para la condición constructiva al final del artículo C 6.10.3.2.1, excepto por supuesto para ajustar la secuencia de colocación del tablero.

Si se supone que en las zonas de flexión negativa el tablero de hormigón es efectivo en tracción, tal como se permite en el estado límite de servicio para las secciones compuestas que satisfacen los requisitos especificados en el artículo 6.10.4.2.1, más de la mitad del alma podría estar comprimida aumentando así la susceptibilidad al pandeo por flexión del alma. Como se especifica en el artículo D6.3.1, para las secciones compuestas en flexión negativa, el valor apropiado de  $D_c$  a utilizar en el estado límite de servicio depende de si se supone que el tablero de hormigón es o no efectivo en tracción. Para las secciones no compuestas, siempre se debería utilizar el valor de  $D_c$  correspondiente solamente a la sección de acero.

## **C 6.10.5. Estado límite de fatiga y fractura**

### **C 6.10.5.1. Fatiga**

En puentes viga de sección **I** curvados horizontalmente, el metal base adyacente a las soldaduras a tope y los accesorios soldados sobre las alas discretamente arriostradas sujetas a un esfuerzo aplicado neto de tracción se deberá verificar para el rango de tensión de fatiga debido a la flexión respecto al eje fuerte, más la flexión lateral del ala, en la ubicación transversal crítica sobre el ala. Ejemplos de accesorios soldados, para los cuales se aplica este requisito, incluyen rigidizadores transversales y chapas de nudo que reciben los miembros del arriostramiento lateral. El metal base adyacente a las soldaduras entre el ala y el alma solo requiere ser verificado para el rango de tensión debido a la flexión respecto al eje fuerte, ya que las soldaduras se ubican cerca del centro del ala. No

se necesita considerar la flexión lateral del ala para los detalles unidos a las alas con arriostramientos continuos.

#### **C 6.10.5.2. Fractura**

#### **C 6.10.5.3. Requisito especial de fatiga aplicable a las almas**

Si se satisface la Ecuación 6.10.5.3-1, no se espera que ocurra una flexión elástica significativa del alma debido al corte, y se supone que el miembro es capaz de soportar un número infinito de cargas más pequeñas sin que este efecto genere fisuración por fatiga.

Este requisito se incluye aquí, y no en el artículo 6.6, debido a que involucra una verificación del máximo esfuerzo de pandeo por corte del alma y no una verificación de los rangos de esfuerzos que generan las cargas cíclicas.

Para esta verificación el esfuerzo que provoca la sobrecarga, debido al paso de la sobrecarga especificada de fatiga, es la del camión más pesado que se espera que cruce el puente en un período de **75 años**.

Estos requisitos no incluyen la verificación del pandeo por flexión de las almas, como se indica en AASHTO (2004), debido a la combinación de cargas especificada en este artículo. Excepto para las secciones compuestas en flexión positiva en las cuales el alma satisface el artículo 6.10.2.1.1, para todas las secciones es necesario verificar el pandeo por flexión del alma bajo la combinación de cargas correspondiente al estado límite de servicio **II** de acuerdo con los requisitos del artículo 6.10.4.2.2. Tal como se analizó en el artículo C 6.10.1.9.1, si el alma de la sección satisface los requisitos del artículo 6.10.2.1.1, el pandeo por flexión del alma de las secciones compuestas en flexión positiva no constituye un riesgo en ningún estado límite después que la sección alcance su condición compuesta final. Para todas las demás secciones, la verificación del pandeo por flexión del alma bajo las cargas correspondientes al estado límite de servicio **II** será la que controla con respecto a una verificación similar bajo la combinación de cargas especificada en este artículo. Para las secciones compuestas en flexión positiva con almas que no satisfacen el artículo 6.10.2.1.1, el menor valor de  $F_{crw}$  que resulta del mayor valor de  $D_c$  en el estado límite de fatiga tiende a ser compensado por el menor esfuerzo de compresión en el alma debido a la combinación de cargas especificada en este artículo. El pandeo por flexión del alma de estas secciones también se debe verificar bajo las condiciones constructivas de acuerdo con la Ecuación 6.10.3.2.1-3.

De acuerdo con los requisitos del artículo 6.10.9.2, el corte en las almas no rigidizadas ya está limitado en el estado límite de resistencia ya sea a la resistencia de fluencia al corte o bien a la resistencia al pandeo por corte. El corte en los paneles extremos de las almas rigidizadas también está limitado en el estado límite de resistencia ya sea a la resistencia de fluencia al corte o al pandeo por corte, de acuerdo con los requisitos del artículo 6.10.9.3.3. Por consiguiente, no es necesario verificar el requisito indicado en este artículo para las almas no rigidizadas ni para los paneles extremos de las almas rigidizadas.

#### **C 6.10.6. Estado límite de resistencia**

##### **C 6.10.6.1. Requisitos generales**

En el estado límite de resistencia, el artículo 6.10.6 refiere al Ingeniero a los artículos aplicables para el diseño de secciones **I** compuestas o no compuestas en zonas de flexión positiva o negativa.

Para las secciones en las cuales la resistencia a flexión se expresa en términos del esfuerzo, el esfuerzo en el ala calculado elásticamente no es estrictamente una estimación del esfuerzo real en el ala dado el límite elástico parcial dentro de la sección transversal debido a la combinación de solicitaciones aplicadas con tensiones residuales iniciales y varias otras contribuciones de esfuerzos incidentales no incluidos en los cálculos del análisis de diseño. Los efectos de la fluencia parcial dentro de la sección transversal sobre la distribución de fuerzas internas dentro del sistema antes que se alcance la resistencia máxima, como se define en estos requisitos, son muy pequeños y pueden ser despreciados en el cálculo de los esfuerzos y/o momentos aplicados.

El uso de esfuerzos se considera más apropiado en miembros en los cuales la máxima resistencia es siempre menor o igual que el momento de fluencia  $M_y$  respecto al eje fuerte. Esto se debe a la naturaleza de los diferentes tipos de cargas que contribuyen a los esfuerzos de flexión en el miembro: no compuesto, compuesto a largo plazo y compuesto a corto plazo. Los efectos combinados de las cargas sobre estos diferentes estados de la sección transversal del miembro se manejan mejor si se trabaja con los esfuerzos en las alas en lugar que los momentos. Además, si el Ingeniero utiliza para el análisis un software en el cual las alas de los miembros de sección I y/o del tablero compuesto se representan como chapas, los esfuerzos en el ala se obtienen directamente del software, mientras que el momento flexor total soportado por un miembro dado requiere un procesamiento adicional. Finalmente, por lo general los ingenieros especializados en puentes están más acostumbrados a trabajar con esfuerzos que con momentos. Por lo tanto, aunque se pueden escribir requisitos equivalentes en términos del momento flexor, siempre que la máxima resistencia potencial en términos de  $f_{bu}$  sea menor o igual que  $F_y$ , los requisitos del artículo 6.10 se expresan en términos del esfuerzo.

Por el contrario, para los miembros en los cuales la resistencia es potencialmente mayor que  $M_y$ , la significativa fluencia en la sección transversal hace que sea incómodo manejar las capacidades en términos de esfuerzos. Aunque los requisitos que están expresados en términos de momento se pueden expresar de manera equivalente en términos de esfuerzo elástico, los correspondientes límites al esfuerzo elástico generalmente serán mayores que la tensión de fluencia dado que los momentos son mayores que el momento de fluencia. Además, el cálculo de la resistencia donde ésta es en general mayor que  $M_y$ , se basa fundamentalmente en los esfuerzos resultantes. Por ejemplo,  $M_p$  para una sección compuesta compacta en flexión positiva se basa en un análisis plástico de la sección transversal compuesta. Por lo tanto, para estos tipos de secciones resulta más natural expresar las ecuaciones de resistencia en términos de momentos flexores. Este también es el enfoque adoptado en AASHTO (2004).

Para las secciones en las cuales la resistencia a flexión se expresa en términos del momento, los momentos que actúan en la sección no compuesta, compuesta a largo plazo y compuesta a corto plazo se pueden sumar directamente para compararlo con la resistencia nominal a flexión. En otras palabras, el efecto de la secuencia de aplicación de los diferentes tipos de cargas sobre los estados de tensión y el efecto de la fluencia parcial dentro de la sección transversal no necesitan ser considerados sobre la máxima resistencia.

En artículos subsiguientes, se supone que un ala sujeta a compresión con arriostramiento continuo no está sujeto al pandeo local ni al lateral torsional. La justificación para excluir estas verificaciones de estado límite se analiza en el artículo C 6.10.3.2.3.

Estos requisitos suponen que en el miembro los niveles de fuerza axial son bajos o nulos. En el caso de las secciones que en el estado límite de resistencia también están sujetas a una fuerza axial concéntrica,  $P_u$ , debida a las cargas mayoradas superior al **diez por ciento** de la resistencia axial minorada del miembro,  $P_r$ , la sección se debería verificar siguiendo los requisitos de los artículos 6.8.2.3 o 6.9.2.2, según corresponda. De acuerdo con las ecuaciones dadas en estos artículos, cuando  $P_u$  es igual al **diez por ciento** de  $P_r$ , la resistencia a flexión del miembro se reduce en **cinco por ciento**. Por debajo de este nivel, al diseñar el miembro es razonable ignorar el efecto de la fuerza axial.

#### C 6.10.6.2. Flexión

##### C 6.10.6.2.1. Requisitos generales

La intención del requisito del artículo 6.10.1.8 es evitar la fractura de la sección neta en una sección transversal con agujeros en el ala traccionada sujeta a flexión positiva o negativa.

##### C 6.10.6.2.2. Secciones compuestas en flexión positiva

De acuerdo con los requisitos del artículo 6.10.7, se permite que la resistencia nominal a la flexión de las secciones compuestas en flexión positiva en puentes rectos que satisfacen los requisitos sobre grado del acero, esbeltez del alma y ductilidad, sea mayor que el momento de la primera fluencia. Por lo tanto, es más apropiado expresar la resistencia nominal a la flexión de estas secciones, conocidas como secciones compactas, en términos del momento. Para las secciones compuestas en flexión positiva en puentes rectos que no satisfacen uno o más de estos requisitos, o para secciones compuestas en flexión positiva en puentes curvados horizontalmente, conocidas como secciones no compactas, no se permite que la resistencia nominal a la flexión sea mayor que el momento de la primera fluencia. Por lo tanto para estos casos, es más apropiado expresar la resistencia nominal a flexión en términos del esfuerzo en el ala calculado elásticamente.

Las secciones compuestas en flexión positiva en puentes rectos con tensiones de fluencia del ala mayores que **485 MPa** o con almas que no satisfacen el artículo 6.10.2.1.1 se deben diseñar en el estado límite de resistencia como secciones no compactas, tal como se especifica en el artículo 6.10.7.2. Para las resistencias a la compresión del hormigón que habitualmente se utilizan en la construcción de tableros, el uso de tensiones de fluencia del acero más elevados podría resultar en una significativa no linealidad y potencial aplastamiento del hormigón del tablero antes de alcanzar la resistencia a la flexión especificada en el artículo 6.10.7.1 para secciones compactas. Generalmente en las secciones cuyas almas no satisfacen el artículo 6.10.2.1.1 se deben proporcionar rigidizadores longitudinales. Debido a que las secciones compuestas rigidizadas longitudinalmente tienden a ser más profundas y se utilizan en tramos más largos con esfuerzos por carga permanente más elevados en estado no compuesto, estas secciones tienden a tener valores de  $D_c / t_w$  que imposibilitarían el desarrollo de las deformaciones por flexión inelástica significativas dentro del alma antes del pandeo por flexión para niveles de momento próximos a  $R_h \cdot M_y$ . Por lo tanto, aunque generalmente la altura del alma comprimida se reduce a medida que se generan las deformaciones plásticas asociadas con momentos mayores que  $R_h \cdot M_y$ , y  $D_{cp}$  puede satisfacer la Ecuación 6.10.6.2.2-1 al llegar a la resistencia del momento plástico, no hay suficientes datos de ensayos disponibles para justificar el diseño de estos tipos de secciones para  $M_p$ . Además, debido al tamaño relativo de la sección de acero con respecto al tablero de hormigón para estos tipos de secciones, muchas veces  $M_p$  no es sustancialmente mayor que  $R_h \cdot M_y$ . Debido a estos factores, las secciones compuestas en flexión positiva en las

cuales el alma no satisface el artículo 6.10.2.1.1 se clasifican como secciones no compactas. Las secciones compuestas en flexión positiva en puentes de acero curvados horizontalmente o continuos con quiebres (puentes curvos, pero en tramos rectos) también se deben diseñar en el estado límite de resistencia como secciones no compactas, tal como se especifica en el artículo 6.10.7.2. Aún no se han realizado investigaciones que justifiquen el diseño de estas secciones para una resistencia nominal a la flexión que supere el momento de la primera fluencia.

El requisito de este artículo referente a la esbeltez del alma fue adoptado del AISC (2005) y con él se obtiene aproximadamente la misma esbeltez admisible para el alma que la especificada en AASHTO (2002) para secciones compactas. De acuerdo con este criterio, la mayoría de las secciones compuestas en flexión positiva sin rigidizadores longitudinales del alma serán clasificadas como compactas porque el tablero de hormigón genera un desplazamiento del eje neutro hacia arriba, el cual reduce la altura del alma en compresión. Además, para estas secciones  $D/t_w$  se limita a un valor máximo de **150** con base en el requisito del artículo 6.10.2.1.1. La ubicación del eje neutro de la sección compuesta, al alcanzar el momento plástico, se puede determinar utilizando las ecuaciones indicadas en la Tabla D6.1-1.

Las secciones compuestas compactas en flexión positiva también deben satisfacer los requisitos del artículo 6.10.7.3 para garantizar que el modo de falla sea dúctil. Las secciones no compactas también deben satisfacer el requisito de ductilidad especificado en el artículo 6.10.7.3 para garantizar que la falla sea dúctil. Satisfacer este requisito garantiza un margen adecuado de seguridad contra el aplastamiento prematuro del tablero de hormigón para secciones en las cuales se utilizan aceros de hasta **690 MPa** y/o para secciones utilizadas en construcciones apuntaladas. Este requisito también es un límite fundamental para permitir que el pandeo por flexión del alma no se tenga en cuenta en el diseño de secciones compuestas en flexión positiva cuando el alma también satisface el artículo 6.10.2.1.1, tal como se analiza en el artículo C 6.10.1.9.1.

#### **C 6.10.6.2.3. Secciones compuestas en flexión negativa y secciones no compuestas**

Para las secciones compuestas en flexión negativa y secciones no compuestas, los requisitos del artículo 6.10.8 limitan la resistencia nominal a la flexión de manera que sea menor o igual que el momento de la primera fluencia. En consecuencia, la resistencia nominal a la flexión para estas secciones se expresa convenientemente en términos del esfuerzo en el ala calculado elásticamente.

Para las secciones compuestas en flexión negativa o secciones no compuestas, en puentes rectos sin apoyos oblicuos o con una oblicuidad limitada, que satisfacen los requisitos especificados en el grado de acero, el alma satisface la Ecuación 6.10.6.2.3-1 y las alas satisfacen la Ecuación 6.10.6.2.3-2, se pueden aplicar los requerimientos opcionales del apéndice A6 para determinar la resistencia nominal a la flexión, la cual puede ser mayor que el momento de la primera fluencia. Por lo tanto, la resistencia nominal a la flexión determinada a partir de los requisitos del apéndice A6 se expresa en términos del momento. Debido a que estos tipos de secciones son de uso menos frecuente, los requisitos para su diseño se han ubicado en un apéndice a fin de simplificar y optimizar las principales disposiciones de diseño. Para estos tipos de secciones se pueden utilizar los requisitos del artículo 6.10.8 para obtener una resistencia nominal a la flexión precisa pero algo más conservadora con respecto a la que se obtendría utilizando el apéndice A6.

Para las secciones compuestas en flexión negativa o secciones no compuestas en puentes rectos que no satisfacen uno o más de estos requisitos, o para estas secciones en puentes curvados horizontalmente, se deben utilizar los requisitos del artículo 6.10.8.

Aún no se han encontrado investigaciones concluyentes que permitan extender los requerimientos del apéndice A6 tanto a secciones en puentes de acero curvados horizontalmente o continuos con quiebres (puentes curvos, pero en tramos rectos) como a puentes con apoyos oblicuos con ángulos superiores de **20 grados** respecto de la normal del puente. Los puentes severamente oblicuos con marcos transversales contiguos tienen una rigidez transversal significativa y, por lo tanto, ya tienen fuerzas elevadas por el marco transversal en el rango elástico. Como las secciones en las pilas interiores alcanzan la fluencia y empiezan a perder rigidez y a redistribuir su carga, las fuerzas en los marcos transversales adyacentes se incrementarán. No existe actualmente un procedimiento establecido para predecir el incremento resultante en las fuerzas sin realizar un análisis no lineal refinado. Con marcos transversales discontinuos, pueden ocurrir efectos significativos de flexión lateral del ala. Los momentos de flexión lateral y esfuerzos resultantes se amplifican en el ala inferior sujeta a compresión, adyacente a la pila, a medida que el ala se deforma lateralmente. En la actualidad no hay manera de predecir con precisión estos efectos de amplificación ya que el ala también está en fluencia. Los apoyos oblicuos también dan lugar a giros de las vigas primarias, que no se toman en cuenta en la teoría de diseño plástico. Las flechas verticales relativas de las vigas primarias crean excentricidades que tampoco se consideran en la teoría. Por lo tanto, estos requisitos han adoptado un enfoque conservador, hasta que se realice una mayor investigación que examine tales efectos con mayor detalle.

La Ecuación 6.10.6.2.3-1 define el límite de esbeltez para un alma no compacta. Un alma cuya relación de esbeltez sea mayor que este límite se denomina esbelta. Las especificaciones previas al AASHTO LRFD 2012 clasificaban a las secciones como compactas o no compactas y no distinguían explícitamente entre un alma no compacta y un alma esbelta. Para las almas no compactas, el pandeo por flexión teórico del alma no se genera por valores del esfuerzo elástico, calculados de acuerdo con la teoría de vigas, menores que el límite de la resistencia a la flexión. Bajo las combinaciones de cargas correspondientes al estado límite de resistencia, las secciones con almas esbeltas dependen de la significativa resistencia post-pandeo por flexión del alma. En la Tabla C 6.10.1.10.2-2 se indican valores específicos del límite de esbeltez para almas no compactas correspondientes a diferentes grados de acero.

Un alma compacta es aquella que satisface el límite de esbeltez dado por la Ecuación A6.2.1-1. Las secciones con almas compactas y relación  $I_{yc} / I_{yt} \geq 0,3$  pueden desarrollar plenamente su capacidad de momento plástico  $M_p$  siempre y cuando se satisfagan otros requisitos sobre grado de acero, ductilidad, esbeltez del ala y/o arriostramiento lateral. El límite de esbeltez del alma dado por la Ecuación A6.2.1-1 es significativamente menor que el límite indicado en la Tabla C 6.10.1.10.2-2. En general los perfiles laminados de sección I satisfacen este límite, pero normalmente no satisfacen las secciones armadas por las dimensiones más eficientes.

La tensión de fluencia del ala,  $F_{yc}$ , es más relevante que  $F_{yw}$  para el comportamiento de pandeo del alma y su influencia sobre la resistencia a flexión. En el caso de una sección cuya alma está dimensionada en el límite correspondiente a sección no compacta, un ala en compresión estable nominalmente elástica tiende a restringir el alma híbrida de menor resistencia a niveles de esfuerzo menores o iguales que  $R_h \cdot F_{yc}$ . Para una sección que tiene un alma compacta, las deformaciones inelásticas asociadas con el desarrollo de la

resistencia a flexión plástica están más estrechamente relacionadas con la tensión de fluencia del ala que del alma.

La mayoría de los puentes de acero de secciones **I** utilizan ya sea almas esbeltas o almas no compactas que se acercan al límite de esbeltez de la Ecuación 6.10.6.2.3-1, representado por los valores listados en la Tabla C 6.10.1.10.2-2. Para estas secciones, las disposiciones más simples y simplificadas del artículo 6.10.8 son las más apropiadas para determinar la resistencia nominal a flexión de las secciones compuestas en flexión negativa y de las secciones no compuestas. Estos requisitos también se pueden aplicar a secciones con almas compactas o almas no compactas que son casi compactas, pero a costa de alguna economía. Este tipo de secciones generalmente se utilizan en puentes con tramos más cortos. La potencial pérdida económica aumenta a medida que disminuye la esbeltez del alma. El Ingeniero debería considerar cuidadosamente el uso de los requisitos del apéndice A6 para calcular la resistencia nominal a flexión de estas secciones en puentes rectos, en particular, las secciones con almas compactas.

La Ecuación 6.10.6.2.3-2 se especifica para proteger contra las secciones **I** no compuestas extremadamente monosimétricas, en las cuales los estudios analíticos indican una pérdida significativa en la influencia de la rigidez torsional de St. Venant, **GJ**, sobre la resistencia al pandeo lateral torsional debida a la distorsión de la sección transversal. La influencia de la distorsión del alma sobre la resistencia al pandeo lateral torsional es mayor para dichos miembros. Si las alas son de igual espesor, este límite es equivalente a  $b_{fc} \geq 0,67 \cdot b_{ft}$ .

La fluencia en secciones de flexión negativa en las pilas interiores en el estado límite de resistencia genera una redistribución de los momentos elásticos. Para los miembros de tramos continuos sujetos a flexión en puentes rectos que satisfacen los requisitos del artículo B6.2, para calcular los momentos de redistribución en el estado límite de resistencia se pueden utilizar los procedimientos ya sea del artículo B6.4 o B6.6. Estos requisitos reemplazan la redistribución admisible, previa al AASHTO LRFD 2012, del **diez por ciento** y proporcionan un enfoque más racional para calcular el porcentaje de redistribución para las secciones de pilas interiores. Cuando los momentos de redistribución se calculan de acuerdo con estos procedimientos, no es necesario verificar las resistencias a la flexión en el estado límite de resistencia dentro de las longitudes no arriostradas inmediatamente adyacentes a las secciones sobre pilas interiores que satisfacen los requisitos del artículo B6.2. En todas las demás ubicaciones, luego de la redistribución se deben satisfacer los requisitos de los artículos 6.10.7, 6.10.8.1 o A6.1, según corresponda. Los requisitos del artículo B6.2 a menudo se satisfacen mediante secciones sobre pilas con alas compactas rigidizadas o no rigidizadas transversalmente, que de otra manera están diseñadas de acuerdo con el artículo 6.10.8 o el apéndice A6 utilizando  $C_b = 1,0$ . Aún no se han encontrado investigaciones concluyentes que permitan extender los requerimientos del apéndice B6 a puentes de acero continuos con quiebres (puentes curvos, pero en tramos rectos) o curvados horizontalmente.

#### **C 6.10.6.3. Corte (Este artículo no tiene comentarios)**

#### **C 6.10.6.4. Conectores de corte (Este artículo no tiene comentarios)**



## C 6.10.7. Resistencia a la flexión – Secciones compuestas en flexión positiva

### C 6.10.7.1. Secciones compactas

#### C 6.10.7.1.1. Requisitos generales

Para las secciones compuestas en flexión positiva, no es necesario considerar la flexión lateral en el ala sujeta a compresión, en el estado límite de resistencia, puesto que el tablero de hormigón le proporciona soporte lateral continuo a dicha ala.

La Ecuación 6.10.7.1.1-1 es una ecuación de interacción que considera la influencia de la flexión lateral dentro del ala sujeta a tracción, representada por el esfuerzo de flexión lateral del ala calculado elásticamente,  $f_e$ , combinado con el momento flexor respecto al eje fuerte,  $M_u$ . Esta ecuación es similar a las subsiguientes Ecuaciones 6.10.7.2.1-2 y 6.10.8.1.2-1, cuyo fundamento se explica en el artículo C 6.10.8.1.2. Sin embargo, estas otras ecuaciones se expresan en formato de esfuerzos calculados elásticamente, y el término de resistencia en su lado derecho es generalmente igual a  $\phi R_h F_{yt}$ . La Ecuación 6.10.7.1.1-1 se expresa en formato de momento flexor, pero alternativamente se puede considerar en formato de esfuerzo dividiendo ambos lados de la ecuación por el módulo elástico de la sección,  $S_{xt}$ .

El término  $M_n$  del lado derecho de la Ecuación 6.10.7.1.1-1 es generalmente mayor que la capacidad de momento de fluencia,  $M_{yt}$ . Por lo tanto, la correspondiente resistencia, escrita en formato de esfuerzo calculado elásticamente, es generalmente mayor que  $F_{yt}$ . Estos requisitos utilizan un formato de momento para todas las ecuaciones de resistencia que, si se escriben en términos del esfuerzo calculado elásticamente pueden asumir potencialmente valores de resistencia mayores que la tensión de fluencia mínima especificada del acero. En estos tipos de secciones, el momento flexor respecto al eje fuerte es físicamente una cantidad más significativa que el correspondiente esfuerzo de flexión calculado elásticamente.

La Ecuación 6.10.7.1.1-1 proporciona una representación razonablemente precisa pero conservadora de los resultados de un análisis elastoplástico de la sección en el que, para adaptar la flexión lateral del ala, a partir de las puntas del ala sujeta a tracción se resta una fracción del ancho. El fundamento en que se basa el cálculo de  $S_{xt}$ , tal como se define en este artículo para ser utilizado en la Ecuación 6.10.7.1.1-1, se analiza en el artículo C A6.1.1.

#### C 6.10.7.1.2. Resistencia nominal a la flexión

La Ecuación 6.10.7.1.2-2 implementa la filosofía introducida por Wittry (1993) en el sentido de que se le debería aplicar un margen de seguridad adicional a la resistencia nominal teórica a la flexión de las secciones compuestas compactas en flexión positiva cuando la altura del eje neutro plástico, por debajo de la parte superior del tablero,  $D_p$ , sea mayor que un cierto valor. Este margen de seguridad adicional, que aumenta aproximadamente como una función lineal de  $D_p / D_t$ , pretende proteger al tablero de hormigón contra el aplastamiento prematuro, garantizando así la adecuada ductilidad de la sección compuesta. Las secciones con  $D_p / D_t$  menor o igual que 0,1 pueden alcanzar como mínimo el momento plástico,  $M_p$ , de la sección compuesta sin problemas de ductilidad.

La Ecuación 6.10.7.1.2-2 proporciona aproximadamente los mismos resultados que la ecuación comparable de las especificaciones previas al AASHTO LRFD 2012, pero es una forma más sencilla que depende solamente de la resistencia al momento plástico  $M_p$  y de

la relación  $D_p/D_t$ , tal como también se sugiere en Yakel and Azizinamini (2005). Ambas ecuaciones implementan la filosofía anterior justificada por Wittry (1993). La Ecuación 6.10.7.1.2-2 es algo más restrictiva que la ecuación de las especificaciones previas al AASHTO LRFD 2012 para secciones con valores pequeños de  $M_p/M_y$ , tales como las secciones con almas híbridas, un área de tablero relativamente pequeña y un ala con alta resistencia a la tracción. Es algo menos restrictiva para secciones con valores más elevados de la relación  $M_p/M_y$ . Wittry (1993) consideró diferentes resultados de ensayos experimentales y realizó una gran cantidad de análisis de parámetros de la sección transversal. La menor resistencia experimental o teórica de todas las secciones transversales consideradas en esta investigación y en otros estudios posteriores es de  $0,96 \cdot M_p$ . La Ecuación 6.10.7.1.2-2 se basa en el margen de seguridad adicional objetivo de **1,28** especificado por Wittry para el valor máximo permitido de  $D_p$  combinado con una resistencia teórica supuesta de  $0,96 \cdot M_p$  en este límite. Para el valor máximo permitido de  $D_p$  especificado por la Ecuación 6.10.7.3-1, la resistencia nominal de diseño resultante a la flexión es  $0,78 \cdot M_p$ .

El límite de  $D_p < 0,1 \cdot D_t$  para utilizar la Ecuación 6.10.7.1.2-1 se obtiene mediante el uso de un único valor  $\beta$  implícito de **0,75** en las ecuaciones comparables de AASHTO (2004). La norma AASHTO (2004) especifica  $\beta = 0,7$  para  $F_y = 345$  y **485 MPa**, y  $\beta = 0,9$  para  $F_y = 250$  **MPa**. En base a la dispersión en los datos de endurecimiento por deformación, para todos los casos se justifica el valor de  $\beta = 0,75$ . Los valores  $\beta$  obtenidos son sensibles a las características supuestas de endurecimiento por deformación.

En ciertos casos el factor de forma,  $M_p/M_y$ , para las secciones compuestas en flexión positiva puede ser algo mayor que **1,5**. Por lo tanto, en estas situaciones para llegar a  $M_p$  se requiere una considerable cantidad de la fluencia y de la curvatura inelástica resultante. Esta fluencia reduce la rigidez efectiva de la sección en flexión positiva. En tramos continuos, la reducción de la rigidez puede trasladar el momento desde las zonas de flexión positiva hacia la negativa. Si las secciones sobre la pila interior en estas zonas no tienen la capacidad adicional para soportar estos momentos más elevados y no están diseñadas de manera de tener una respuesta momento/rotación dúctil, de acuerdo con los requisitos del apéndice B6, el traslado de momento a estas secciones podría resultar en un colapso incremental bajo repetidas aplicaciones de sobrecarga. En consecuencia, para casos donde el tramo o cualquiera de las secciones sobre la pila interior adyacente no satisfacen los requisitos del artículo B6.2, o bien cuando el valor apropiado de  $\theta_{RL}$  del artículo B6.6.2 en cualquiera de la sección sobre la pila adyacente es menor o igual que **0,009 radianes**, las secciones en flexión positiva deben satisfacer la Ecuación 6.10.7.1.2-3.

Es posible satisfacer los requisitos anteriores asegurando que, si los momentos positivos de la sección a la flexión por encima de  $R_h \cdot M_y$  se redistribuyen y se combinan con los momentos negativos concurrentes a las secciones sobre la pila, determinados a partir de un análisis elástico, no supere la resistencia a la flexión de esas secciones. La especificación AASHTO (2004) denomina a este enfoque como método refinado. Sin embargo, los momentos concurrentes generalmente no se consideran en el análisis y por lo tanto este método no se incluye en estos requisitos.

La intención de la Ecuación 6.10.7.1.2-3 es limitar la cantidad de momento adicional permitido por encima de  $R_h \cdot M_y$  en las secciones compuestas en flexión positiva al **30 por ciento** de  $R_h \cdot M_y$  en tramos continuos donde el tramo o cualquiera de las secciones de las pilas adyacentes no satisfacen los requisitos del artículo B6.2. El límite de  $1,3 \cdot R_h \cdot M_y$  es igual que el límite especificado para el método aproximado del AASHTO (2004). La resistencia nominal a la flexión determinada mediante la Ecuación 6.10.7.1.2-3 no debe

ser mayor que la resistencia determinada ya sea por la Ecuación 6.10.7.1.2-1 o 6.10.7.1.2-2, según corresponda, para garantizar la adecuada resistencia y ductilidad de la sección compuesta. En casos donde  $D_p / D_t$  es relativamente elevado y  $M_p / M_y$  es relativamente pequeño, es posible que la Ecuación 6.10.7.1.2-2 sea determinante con respecto a la Ecuación 6.10.7.1.2-3. Sin embargo, en la mayoría de los casos que se presentan en la práctica, controlará la Ecuación 6.10.7.1.2-3.

Las secciones sobre pilas interiores que satisfacen los requisitos del artículo B6.2 y para las cuales el valor apropiado de  $\theta_{RL}$  del artículo B6.6.2 es mayor que **0,009 radianes** tienen suficiente ductilidad y robustez de forma tal que la redistribución de momentos generada por la fluencia parcial dentro de las zonas de flexión positiva es insignificante. El valor de **0,009 radianes** se toma como un límite superior por el potencial aumento de las rotaciones inelásticas, en las secciones sobre las pilas interiores, debido a la fluencia por el momento positivo. Por lo tanto, la resistencia nominal a la flexión de las secciones en flexión positiva en tramos continuos que satisfacen estos requisitos no se ve limitada por el efecto del potencial cambio de momento. Con frecuencia las secciones en pilas con alas compactas no rigidizadas o rigidizadas transversalmente diseñadas de acuerdo con el artículo 6.10.8 o el apéndice A6 utilizando  $C_b = 1,0$  satisfacen estas restricciones. Todos los perfiles laminados de sección I, disponibles en la actualidad conformes con la norma ASTM A6, que satisfacen las Ecuaciones B6.2.1-3, B6.2.2-1 y B6.2.4-1 cumplen estas restricciones. Todas las secciones armadas que satisfacen el artículo B6.2 y que también tienen ya sea  $D / b_{fc} < 3,14$  o que satisfacen los requisitos adicionales del artículo B6.5.1, cumplen estas restricciones.

Para poder utilizar la resistencia adicional en flexión positiva, no se exige al Ingeniero redistribuir los momentos de las secciones en las pilas sino solo satisfacer las restricciones establecidas en el apéndice B6 para garantizar una significativa ductilidad y robustez de las secciones de las pilas adyacentes. En estos casos, si se desea, está permitido redistribuir los momentos de la pila de acuerdo con los requisitos del apéndice B6.

Suponiendo que los estados límite de fatiga y fractura no controlan, bajo las combinaciones de cargas especificadas en la Tabla 3.4.1-1 y en ausencia de flexión lateral del ala, el criterio sobre flechas permanentes en el estado límite de servicio dado por la Ecuación 6.10.4.2.2-2 muchas veces determinará el diseño del ala inferior de las secciones compuestas compactas en flexión positiva siempre que la resistencia nominal a la flexión en el estado límite de resistencia se base ya sea en la Ecuación 6.10.7.1.2-1, 6.10.7.1.2-2, o 6.10.7.1.2-3. Por lo tanto, es prudente y conveniente diseñar inicialmente estos tipos de secciones de manera que satisfagan este criterio sobre flecha permanente en el estado límite de servicio y luego verificar la resistencia nominal a la flexión en el estado límite de resistencia de acuerdo con la Ecuación 6.10.7.1.2-1, 6.10.7.1.2-2 o 6.10.7.1.2-3, según corresponda.

## **C 6.10.7.2. Secciones no compactas**

### **C 6.10.7.2.1. Requisitos generales**

En el estado límite de resistencia, para secciones no compactas, el ala sujeta a compresión debe satisfacer la Ecuación 6.10.7.2.1-1 y el ala sujeta a tracción debe satisfacer la Ecuación 6.10.7.2.1-2. El fundamento de la Ecuación 6.10.7.2.1-2 se explica en el artículo C 6.10.8.1.2. Para secciones compuestas en flexión positiva, no es necesario considerar la flexión lateral en el ala sujeta a compresión en el estado límite de resistencia debido a que el ala tiene un soporte continuo proporcionado por el tablero de hormigón.

Para secciones no compactas, el esfuerzo longitudinal en el tablero de hormigón se limita a  $0,6 \cdot f_c$  para garantizar el comportamiento lineal del hormigón, hipótesis que se supone en el cálculo de los esfuerzos en el ala de acero. Es poco probable que esta condición controle exceptuando para los casos que involucren: (1) construcción apuntalada, o sin apuntalar, donde los esfuerzos debidos a la carga permanente del acero no compuesto son bajos, en combinación con (2) geometrías que hacen que el eje neutro de la sección compuesta a corto y largo plazo esté significativamente por debajo de la parte inferior del tablero de hormigón.

#### **C 6.10.7.2.2. Resistencia nominal a la flexión**

La resistencia nominal a la flexión de las secciones compuestas no compactas en flexión positiva se limita al momento de la primera fluencia. Por este motivo, la resistencia nominal a la flexión se expresa simplemente en términos del esfuerzo en el ala. Para las secciones no compactas, el esfuerzo calculado elásticamente en cada ala debido a las cargas mayoradas, determinado de acuerdo con el artículo 6.10.1.1.1a, se compara con la tensión de fluencia del ala multiplicado por los factores apropiados de reducción de resistencia del ala.

#### **C 6.10.7.3. Requisito de ductilidad**

El requisito de ductilidad especificado en este artículo pretende proteger al tablero de hormigón contra el aplastamiento prematuro. El límite  $D_p < 5 \cdot D_t$  dado en AASHTO (2004) corresponde a  $D_p / D_t < 0,5$  para  $\beta = 0,75$ . En la Ecuación 6.10.7.3-1 la relación  $D_p / D_t$  se reduce a  $0,42$  para asegurar una fluencia significativa del ala inferior cuando la cara superior del tablero de hormigón alcance la deformación de aplastamiento para todos los casos potenciales. Al verificar este requisito,  $D_t$  se debería calcular utilizando una estimación de límite inferior del espesor real del acartelamiento de hormigón, o bien se puede determinar de forma conservadora despreciando el espesor de la cartela.

#### **C 6.10.8. Resistencia a la flexión – Secciones compuestas en flexión negativa y secciones no compuestas**

##### **C 6.10.8.1. Requisitos generales**

##### **C 6.10.8.1.1. Alas sujetas a compresión discretamente arriostradas**

La Ecuación 6.10.8.1.1-1 considera la resistencia del ala sujeta a compresión tratando a este elemento como una viga-columna equivalente. De hecho esta ecuación es una ecuación de interacción viga-columna, expresada en términos de los esfuerzos en el ala calculados a partir de un análisis elástico (White and Grubb, 2004). El término  $f_{bu}$  es análogo a la carga axial y el término  $f_e$  es análogo al momento flexor dentro del miembro viga-columna equivalente. El factor  $1/3$  delante del término  $f_e$  de la Ecuación 6.10.8.1.1-1 permite obtener una aproximación lineal precisa de la resistencia de la viga-columna equivalente dentro de los límites especificados en el artículo 6.10.1.6 para  $f_e$  (White and Grubb, 2005).

Las Ecuaciones 6.10.8.1.1-1, 6.10.8.1.2-1, y 6.10.8.1.3-1 fueron desarrolladas específicamente para verificar las secciones no compuestas de alma esbelta y las secciones compuestas de alma esbelta en flexión negativa. Estas ecuaciones se pueden utilizar como una verificación simple y conservadora de la resistencia para otros tipos de secciones compuestas en flexión negativa y secciones no compuestas. Los requisitos que se especifican en el apéndice A6 se pueden utilizar para las secciones compuestas en

flexión negativa y para secciones no compuestas con almas compactas o no compactas en puentes rectos para las cuales las tensiones de fluencia mínimas especificadas de las alas y del alma no superan los **485 MPa** y para las cuales las alas cumplen con la Ecuación 6.10.6.2.3-2. El Ingeniero debería considerar la posibilidad de utilizar los requisitos del apéndice A6 para tales secciones en puentes rectos con almas compactas; sin embargo, el apéndice A6 proporciona solo incrementos menores en la resistencia nominal para las secciones donde la esbeltez del alma se acerca al límite del alma no compacta de la Ecuación 6.10.6.2.3-1.

#### **C 6.10.8.1.2. Alas sujetas a tracción discretamente arriostradas**

La Ecuación 6.10.8.1.2-1 es una aproximación precisa de la resistencia plástica plena de un ala de sección transversal rectangular sujeta a la combinación de flexión vertical y lateral dentro de los límites de la Ecuación 6.10.1.6-1, propuesta originalmente por Hall and Yoo (1996).

#### **C 6.10.8.1.3. Alas sujetas a tracción o compresión con arriostramiento continuo (Este artículo no tiene comentarios)**

### **C 6.10.8.2. Resistencia a la flexión del ala sujeta a compresión**

#### **C 6.10.8.2.1. Requisitos generales**

Todas las ecuaciones de este Reglamento para determinar la resistencia a flexión de las alas de secciones **I** sujetas a compresión se basan consistentemente en la lógica de identificar los dos puntos de anclaje indicados en la Figura C 6.10.8.2.1-1 para el caso de flexión uniforme respecto al eje fuerte. El punto de anclaje **1** está ubicado en la longitud  $L_b = L_p$  para pandeo lateral torsional (**LTB**, por sus siglas en inglés “lateral-torsional buckling”) o la esbeltez del ala  $b_{fc} / 2 \cdot t_{fc} = \lambda_{pf}$  para el pandeo local del ala (**FLB**, por sus siglas en inglés “flange local buckling”) correspondiente al desarrollo de la máxima resistencia potencial a la flexión, indicada en la figura como  $F_{m\acute{a}x}$  o  $M_{m\acute{a}x}$ , según corresponda. El punto de anclaje **2** está ubicado en la longitud  $L_r$  o la esbeltez del ala  $\lambda_{rf}$  para la cual las resistencias **LTB** o **FLB** inelásticas y elásticas son las mismas.

En el artículo 6.10.8, esta resistencia se toma como  $R_b \cdot F_{yr}$ , donde  $F_{yr}$  es igual al menor valor entre  $0,7 \cdot F_{yc}$  y  $F_{yw}$ , pero no menor que  $0,5 \cdot F_{yc}$ . A excepción de las secciones híbridas en las cuales  $F_{yw}$  es significativamente menor que  $F_{yc}$ ,  $F_{yr} = 0,7 \cdot F_{yc}$ . Este límite corresponde al efecto de la tensión residual nominal en el ala sujeta a compresión de  $0,3 \cdot F_{yc}$ . El límite de  $0,5 \cdot F_{yc}$  sobre  $F_{yr}$  evita situaciones anómalas en algunos tipos de secciones transversales en las cuales la ecuación de pandeo inelástico da una resistencia mayor que la correspondiente curva de pandeo elástico. Además, el límite de  $0,5 \cdot F_{yc}$  es equivalente al valor implícito de  $F_{yr}$  utilizado en AASHTO (2004). Para  $L_b > L_p$  o  $b_{fc} / 2 \cdot t_{fc} > \lambda_{rf}$ , las resistencias **LTB** y **FLB** son controladas por el pandeo elástico. Sin embargo, en estos requisitos no se especifican explícitamente ecuaciones de resistencia elástica para **FLB** debido a que los límites del artículo 6.10.2.2 evitan el **FLB** elástico para tensiones de fluencia mínimas especificadas menores o iguales que  $F_{yc} = 620 \text{ MPa}$ . Se permite utilizar la Ecuación 6.10.8.2.2-2 de **FLB** inelástico para casos raros en los que  $b_{fc} / 2 \cdot t_{fc}$  puede potencialmente ser mayor que  $\lambda_{rf}$  para  $F_{yc} > 620 \text{ MPa}$ .

Para longitudes no arriostradas sujetas a gradientes de momento, las resistencias al **LTB** para el caso de flexión uniforme respecto al eje fuerte son simplemente escaladas por el factor de modificación por gradiente de momentos  $C_b$ , con excepción de que la resistencia al **LTB** tiene un tope en  $F_{m\acute{a}x}$  o  $M_{m\acute{a}x}$ , tal como se ilustra mediante la línea de puntos en la

ver artículo D6.4.1 o D6.4.2

punto de anclaje 1

$F_{nc}$  o  $M_{nc}$   
 $F_{máx}$  o  $M_{máx}$

$R_b \cdot F_{yr}$  o  $R_b \cdot F_{yr} \cdot S_{xc}$

compacta

no compacta  
(pandeo inelástico)

no esbelta

esbelta  
(pandeo elástico)

punto de anclaje 2

resistencia al pandeo lateral del ala (FLB);  
resistencia al pandeo lateral torsional (LTB)  
en flexión uniforme

resistencia al pandeo lateral torsional (LTB)  
bajo gradiente de momento

resistencia a la flexión uniforme

$C_b \times$  resistencia a la flexión uniforme

$L_p$  o  $\lambda_{pf}$

$L_r$  o  $\lambda_{rf}$

$L_b$  o  $b_{fc}/2 \cdot t_{fc}$

#### C 6.10.8.2.2. Resistencia al pandeo local

**Tabla C 6.10.8.2.2-1. Relación de esbeltez límite para un ala compacta.**

$F_{yc}$ (MPa)	$\lambda_{pf}$
250	10,8
345	9,2
485	7,7
620	6,8
690	6,5

La Ecuación 6.10.8.2.2-5 se basa conservadoramente en el límite más general dado en la Ecuación A6.3.2-5, pero con un coeficiente de pandeo local para el ala de  $k_c = 0,35$ . A excepción de las secciones híbridas con  $F_{yw} < 0,7 \cdot F_{yc}$ , el término  $F_{yr}$  en la Ecuación 6.10.8.2.2-5 es siempre igual a  $0,7 \cdot F_{yc}$ .

### C 6.10.8.2.3. Resistencia al pandeo lateral torsional

La Ecuación 6.10.8.2.3-4 define el límite para la longitud no arriostrada compacta para un miembro sujeto a flexión uniforme respecto al eje fuerte, mientras que la Ecuación 6.10.8.2.3-5 define el correspondiente límite para la longitud no arriostrada no compacta. La resistencia nominal a la flexión de un miembro arriostrado en o por debajo del límite correspondiente a sección compacta es independiente de la longitud no arriostrada, mientras que la resistencia a la flexión de un miembro arriostrado en o por debajo del límite correspondiente a sección no compacta se expresa como una función lineal de la longitud no arriostrada tal como se ilustra en la Figura C 6.10.8.2.1-1. El límite de arriostramiento compacto de la Ecuación 6.10.8.2.3-4 es similar al requisito de arriostramiento para el uso de las ecuaciones generales de resistencia a la flexión para secciones compactas y/o las ecuaciones de la fórmula **Q** de AASHTO (2004) para  $F_{yc} = 345 \text{ MPa}$ . Para valores de  $F_{yc}$  más elevados, es algo menos restrictivo que el requisito anterior. El límite dado por la Ecuación 6.10.8.2.3-4 generalmente es algo más restrictivo que el límite dado por la ecuación correspondiente de  $L_p$  en AASHTO (2004) y AISC (2005). El límite dado por la Ecuación 6.10.8.2.3-4 se basa en un análisis de regresión lineal dentro de la zona correspondiente a la ecuación de pandeo lateral torsional inelástico, ilustrada cualitativamente en la Figura C 6.10.8.2.1-1, para un amplio rango de datos obtenidos de ensayos con flexión uniforme respecto al eje fuerte y en el cual la longitud física efectiva para pandeo lateral torsional es efectivamente **1,0**.

Observar que la solución más económica no siempre se logra limitando la longitud no arriostrada al valor de  $L_p$  para alcanzar la máxima resistencia a la flexión,  $F_{máx}$ , particularmente si el factor de modificación por gradiente de momentos,  $C_b$ , se toma igual a **1,0**.

La Ecuación 6.10.8.2.3-8 es una simplificación conservadora de la Ecuación A6.3.3-8, que da la solución exacta en base a la teoría de vigas para la resistencia al pandeo lateral torsional elástico de una sección **I** doblemente simétrica (Timoshenko and Gere, 1961) para el caso de flexión uniforme respecto al eje fuerte cuando  $C_b$  es igual a **1,0** y cuando  $r_t$  se define como:

$$r_t = \frac{b_{fc}}{\sqrt{12 \left( \frac{h}{d} + \frac{1}{3} \frac{D_c t_w}{b_{fc} t_{fc}} \frac{D^2}{h d} \right)}} \quad (\text{C 6.10.8.2.3-1})$$

La Ecuación 6.10.8.2.3-8 proporciona una precisa estimación conservadora de la resistencia al pandeo lateral torsional elástico del ala sujeta a compresión, incluyendo el efecto de la flexibilidad distorsional del alma (White, 2004). La Ecuación 6.10.8.2.3-9 es una simplificación de la ecuación de  $r_t$  anterior que se obtiene suponiendo  $D = h = d$ . Para secciones con alas gruesas, la Ecuación 6.10.8.2.3-9 da un valor de  $r_t$  que puede ser hasta un **3 a 4 por ciento** conservador en relación con la ecuación exacta. Se permite utilizar la Ecuación C 6.10.8.2.3-1 para los cálculos realizados con ayuda de software o si

el Ingeniero requiere un cálculo más preciso de la resistencia al pandeo lateral torsional elástico. La otra simplificación clave en la Ecuación 6.10.8.2.3-8 es que se supone que la constante de torsión de St. Venant,  $J$ , es igual a **cero**. Esta simplificación es prudente para casos tales como las vigas primarias rigidizadas longitudinalmente con valores de esbeltez del alma que se aproximan al límite máximo de la Ecuación 6.10.2.1.2-1. Para estos tipos de secciones, la contribución de  $J$  a la resistencia al pandeo lateral torsional elástico es generalmente pequeña y es probable que se reduzca debido a la distorsión del alma que adopta una forma de **S** y la correspondiente inclinación del ala sujeta a compresión con respecto al ala sujeta a tracción. Sin embargo, para las secciones cuya esbeltez del alma se aproxima al límite correspondiente a sección no compacta dado por la Ecuación 6.10.6.2.3-1 y listado en la Tabla C 6.10.1.10.2-2 para diferentes tensiones de fluencia, la hipótesis de  $J = 0$  es conveniente pero tiende a ser conservadora. Para las típicas secciones **I** sujetas a flexión con  $D/b_{fc} > 2$  y  $I_{yc}/I_{yt} \geq 0,3$ , el efecto de esta hipótesis sobre la magnitud de la longitud límite arriostrada para secciones no compactas  $L_r$  es generalmente menor que **10 por ciento** (White, 2001).

Las Ecuaciones 6.10.8.2.3-8 y A6.3.3-8 proporcionan una única representación consistente de la resistencia al pandeo lateral torsional elástico para todos los tipos de miembros de sección **I**. Estas ecuaciones dan una valoración conservadora de la resistencia al pandeo lateral torsional elástico de los miembros compuestos de sección **I** en flexión negativa, ya que desprecian la restricción a la rigidez lateral y torsional que el tablero le proporcionan al ala inferior sujeta a compresión. En general, la distorsión del alma reduce los efectos de esta restricción. Se considera que los beneficios de esta restricción no justifica la complejidad adicional asociada con una solución general del pandeo por distorsión, particularmente si se sospecha que la restricción que proporciona el tablero es menor que la necesaria para proveerle a un puente viga **I** relativamente grande una fijación efectiva contra la torsión.

El Ingeniero debe observar la importancia del término del alma  $D_c \cdot t_w$  dentro de la Ecuación 6.10.8.2.3-9. En ediciones previas al AASHTO LRFD 2012 frecuentemente se utilizaba el radio de giro exclusivamente del ala sujeta a compresión,  $r_{yc} = b_{fc} / \sqrt{12}$ , en las ecuaciones de diseño para el pandeo lateral torsional. Esta aproximación puede resultar en predicciones significativamente no conservadoras con respecto a los resultados obtenidos experimentalmente y refinados por elementos finitos. El término del alma en la Ecuación 6.10.8.2.3-9 considera los efectos desestabilizadores de la compresión por flexión dentro del alma.

Si en la Ecuación 6.10.8.2.3-9  $D_c t_w / b_{fc} t_{fc}$  se toma como un valor representativo igual a **2,0**, esta ecuación se reduce a  $0,22 \cdot b_{fc}$ . Con base en esta hipótesis y  $F_{yc} = 345 \text{ MPa}$ , la longitud límite arriostrada para secciones compactas es  $L_p = 5,4 \cdot b_{fc}$  y la longitud límite arriostrada para secciones no compactas dada por la Ecuación 6.10.8.2.3-5 se simplifica a  $L_r = 20 \cdot b_{fc}$ . Con base en estas mismas hipótesis, las ecuaciones de los artículos B6.2.4 y D6.4 dan límites correspondientes sobre  $L_b$  que en general son mayores que  $5,4 \cdot b_{fc}$ . El límite dado en el artículo B6.2.4 es suficiente para permitir la redistribución de momentos en las secciones sobre las pilas interiores de los miembros de tramos continuos. El límite dado en el artículo D6.4 es suficiente para desarrollar  $F_{m\acute{a}x}$  o  $M_{m\acute{a}x}$  indicados en la Figura C 6.10.8.2.1-1 en casos que involucran un gradiente de momentos a lo largo de la longitud no arriostrada para el cual  $C_b > 1,0$ .

El efecto de la variación en el momento a lo largo de la longitud entre puntos de arriostramiento es considerado por medio del factor de modificación por gradiente de momentos,  $C_b$ .  $C_b$  tiene un valor base de **1,0** cuando el momento y el correspondiente



esfuerzo de compresión por flexión del ala respecto al eje fuerte son constantes en toda la longitud no arriostrada. De manera conservadora,  $C_b$  se puede tomar igual a **1,0** para todos los casos, a excepción de ciertas circunstancias poco usuales sin arriostramiento transversal dentro del tramo o vigas en voladizo con carga significativa en el ala superior tal como se describe a continuación.

El procedimiento para calcular  $C_b$  conserva la Ecuación 6.10.8.2.3-7 de las especificaciones previas al AASHTO LRFD 2012; sin embargo, se han modificado la definición de cuándo  $C_b$  se debe tomar igual a **1,0** y el cálculo específico de los términos  $f_1$  y  $f_2$  en la Ecuación 6.10.8.2.3-7 con el objetivo de eliminar ambigüedades y cubrir varios casos potencialmente importantes en los cuales el anterior cálculo de  $C_b$  era significativamente poco conservador con respecto a las soluciones más refinadas. Un ejemplo específico de esto es un miembro simplemente apoyado que soporta tanto su peso propio como una carga transversal uniforme, pero arriostrado solo en sus extremos y en la mitad de su longitud. Este caso ideal es representativo de potenciales condiciones de montaje en las cuales el número de marcos transversales dentro de la superestructura es mínimo y la superestructura está siendo considerada en su condición no compuesta antes que la losa de hormigón colada in situ haya endurecido. Para este caso, las especificaciones previas al AASHTO LRFD 2012 dan un valor de  $C_b$  igual a **1,75** mientras que las ecuaciones más precisas de AISC (1999) dan un valor de  $C_b$  igual a **1,30**. El menor valor de  $C_b$  igual a **1,30** se debe a la forma parabólica del diagrama de momentos, y al hecho de que dentro de las longitudes no arriostradas la compresión en el ala es significativamente mayor que la variación lineal implícitamente supuesta en la anterior aplicación de la Ecuación 6.10.8.2.3-7.

El procedimiento para calcular  $C_b$  indicado en estos requisitos considera todo lo anterior utilizando los esfuerzos debidos a las cargas mayoradas a la mitad de la longitud no arriostrada del ala en consideración,  $f_{mid}$ . Si  $f_{mid}$  es mayor o igual que el mayor esfuerzo de compresión en el ala debido a las cargas mayoradas en cualquiera de los extremos de la longitud no arriostrada,  $f_2$ ,  $C_b$  se toma igual a **1,0**. Además, en las raras situaciones en las cuales en ambos extremos de su longitud no arriostrada el esfuerzo en el ala es nulo o de tracción, caso para el cual  $f_2$  se define como nulo,  $C_b$  se toma igual a **1,0**. Este tipo de situación ocurre solamente para miembros con longitudes no arriostradas muy largas tales como tramos simplemente apoyados o continuos sin arriostramiento transversal dentro del tramo. Para los voladizos no arriostrados,  $C_b$  también se toma igual a **1,0**, lo cual es consistente con AASHTO (2004) y AISC (2005).

Para todos los demás casos, existen efectos significativos del gradiente de momento beneficiosos y calculables. En estos casos, la Ecuación 6.10.8.2.3-7 requiere aproximar la variación del esfuerzo a lo largo de la longitud no arriostrada como el valor más crítico entre: (1) una línea que pasa por  $f_2$  y  $f_{mid}$  o (2) una línea que pasa entre  $f_2$  y el esfuerzo calculado en el ala considerada en el extremo opuesto de la longitud no arriostrada,  $f_0$ , cualquiera que produzca el menor valor de  $C_b$ . La intercepción de esta variación de esfuerzo lineal, supuesta más crítica, en el extremo opuesto a  $f_2$  se denomina  $f_1$ . Para el ejemplo específico citado arriba, con este procedimiento se obtiene un valor de  $C_b$  igual a **1,30**, valor idéntico al valor de  $C_b$  pronosticado por la ecuación más refinada especificada por AISC (2005). En todos los casos donde  $f_{mid}$  es menor que el promedio de  $f_0$  y  $f_2$ , o cuando el diagrama o la envolvente de momento a lo largo de toda la longitud entre puntos de arriostramiento es de forma cóncava,  $f_1$  y  $f_2$  en la Ecuación 6.10.8.2.3-7 son siempre iguales a los esfuerzos en los extremos de la longitud no arriostrada en el ala considerada; es decir,  $f_1 = f_0$ . Ejemplos de cálculo del factor  $C_b$ , para varios casos, se encuentran al final del apéndice C6.

Para longitudes no arriostradas en las cuales el miembro consta de secciones I monosimétricas no compuestas y está sujeto a flexión con curvatura doble, se debe verificar la resistencia al pandeo lateral torsional generalmente para ambas alas, a menos que se considere que el ala superior tiene arriostramiento continuo. Debido a que en estos tipos de secciones las alas son de diferentes tamaños, es posible que la resistencia al pandeo lateral torsional sea gobernada por la compresión en el ala más pequeña, aunque este esfuerzo de compresión puede ser menor que la máxima compresión en el ala más grande. Para estos casos el enfoque especificado generalmente permite obtener precisos valores conservadores de  $C_b$ . Para secciones altamente monosimétricas y sujetas a flexión con doble curvatura, los valores de  $C_b$  entre 1,75 y 2,3 que se obtienen utilizando estos requisitos son frecuentemente muy conservadores con respecto a los cálculos refinados de la resistencia al pandeo lateral torsional, tales como los proporcionados por Kitipornchai and Trahair (1986). Sin embargo, estos requisitos son menos conservadores que las resistencias estimadas utilizando la ecuación refinada de  $C_b$  del AISC (2005) propuesta por Helwig et al. (1997) cuando los efectos de las cargas transversales son pequeños y la variación del momento a lo largo de la longitud no arriostrada es aproximadamente lineal. Para otros casos que involucran efectos significativos de las cargas transversales, la ecuación refinada de AISC recomendada por Helwig et al. (1997) da resultados más precisos y menos conservadores para longitudes no arriostradas donde el miembro está sujeto a flexión con doble curvatura. No es necesario verificar la resistencia al pandeo lateral torsional del ala superior de las secciones I compuestas, en el caso de longitudes no arriostradas donde el miembro está sujeto a flexión con doble curvatura, dado que dicha ala tiene un arriostramiento continuo.

Para aplicar en forma estricta los requisitos sobre  $C_b$ , sería necesario considerar los momentos concurrentes a lo largo de la longitud no arriostrada. Para ello sería necesario calcular: (1) el máximo valor posible de  $f_2$  en el punto de arriostramiento con el mayor esfuerzo de compresión utilizando el valor crítico de la envolvente de momento, junto con el cálculo de  $f_{mid}$  y  $f_o$  usando los momentos concurrentes, y (2) el máximo valor posible de  $f_{mid}$  en compresión utilizando el valor crítico de la envolvente de momento, junto con el cálculo de  $f_o$  y  $f_2$  usando los momentos concurrentes. Sin embargo, debido a que normalmente en el análisis no se hace un seguimiento de los momentos concurrentes, para calcular estos esfuerzos siempre es conveniente y conservador utilizar los valores de momento correspondientes al caso más desfavorable. Para el cálculo de  $f_2$  el momento del caso más desfavorable es el valor crítico de la envolvente, o el momento que genera el mayor valor de  $f_2$  en el ala considerada. Los momentos más desfavorables utilizados para calcular  $f_o$  y  $f_{mid}$  son los valores que se obtienen de las envolventes de momentos que producen el mayor esfuerzo de compresión, o el menor esfuerzo de tracción si el punto nunca está en compresión, dentro del ala considerada en cada una de estas ubicaciones. El uso de los momentos correspondientes al caso más desfavorable para calcular  $f_2$ ,  $f_{mid}$  y  $f_o$  es siempre conservador ya que se puede demostrar que una distribución de esfuerzos más crítica a lo largo de la longitud no arriostrada nunca puede existir para ninguna de las posibles cargas concurrentes. Esto incluye cualquier condición potencial en la que el esfuerzo es menor en las ubicaciones de  $f_2$  o  $f_{mid}$ , pero en la cual el gradiente de momento también es menor lo que produce un valor más bajo de  $C_b$ . Además, utilizar los momentos concurrentes para calcular  $f_o$  y  $f_{mid}$  para la carga con la que se obtiene el mayor valor de  $f_2$  siempre resultaría en un valor más elevado de  $C_b$  para esta carga específica. De manera similar, utilizar los momentos concurrentes para calcular  $f_2$  y  $f_o$  para la carga que produce el mayor valor a compresión de  $f_{mid}$  siempre resultaría en un valor más elevado de  $C_b$  para esta carga específica.

Los lineamientos precedentes también son aplicables al cálculo de  $C_b$  para secciones de alma compacta y no compacta diseñadas de acuerdo con el artículo A6.3.3. Se

recomienda encarecidamente utilizar los esfuerzos de flexión respecto al eje fuerte del ala sujeta a compresión para calcular  $C_b$ , en el caso de las secciones diseñadas de acuerdo con el artículo 6.10.8, ya que esta práctica refleja mejor el hecho de que los momentos flexores por carga permanente y sobrecarga debidos a las cargas mayoradas se apliquen a diferentes secciones en las vigas primarias compuestas. Sin embargo, por motivos de conveniencia, en lugar de utilizar los correspondientes esfuerzos en el ala sujeta a compresión se pueden utilizar los correspondientes momentos flexores respecto al eje fuerte en los puntos de arriostramiento, siempre que el Ingeniero considere que estas correlaciones alternativas no afectará significativamente el valor final calculado de  $C_b$ . Para las secciones de alma compacta y no compacta diseñadas de acuerdo con el artículo A6.3.3, se especifica que para calcular  $C_b$  se utilicen los momentos flexores respecto al eje fuerte. En la Ecuación A6.3.3-7 se utilizan los momentos debido a que, para estos tipos de secciones, el efecto global de la aplicación de los momentos en las diferentes secciones es menos crítico.

Si  $C_b$  es mayor que  $1,0$ , lo que indica la presencia de un importante efecto benéfico del gradiente de momento, la resistencia al pandeo lateral torsional se puede calcular alternativamente mediante los procedimientos equivalentes especificados en el artículo D6.4.1. Cuando  $C_b$  es mayor que  $1,0$ , tanto las ecuaciones de este artículo como las del artículo D6.4.1 permiten que se alcance  $F_{m\acute{a}x}$ , en la Figura C 6.10.8.2.1-1, en longitudes no arriostradas más largas. Los procedimientos del artículo D6.4.1 permiten que el Ingeniero se enfoque directamente en la máxima longitud no arriostrada en la cual la resistencia a la flexión es igual a  $F_{m\acute{a}x}$ . Se recomienda enfáticamente utilizar estos procedimientos equivalentes cuando se utilicen en el diseño valores de  $C_b$  mayores que  $1,0$ .

Aunque en general el cálculo de  $C_b$  mayor que  $1,0$  puede resultar en una dependencia de la resistencia a la flexión en la carga aplicada, y en consecuencia las dificultades posteriores en la capacidad de carga, en la mayoría de los casos un valor de  $C_b$  ligeramente superior a  $1,0$  es suficiente para desarrollar la máxima resistencia a flexión  $F_{m\acute{a}x}$ . Siempre que la combinación de la separación de los arriostramientos y  $C_b > 1,0$  sea suficiente para desarrollar  $F_{m\acute{a}x}$ , la resistencia a la flexión es independiente de la carga aplicada. Por consiguiente, cuando se utiliza  $C_b > 1,0$ , se recomienda que las longitudes no arriostradas,  $L_b$ , en las ubicaciones críticas se seleccionen de manera que esta condición se satisfaga en la condición final de la construcción. Los requisitos de este artículo tienden a proporcionar valores de  $C_b$  con precisa estimación conservadora. Por lo tanto, si en el diseño se siguen los lineamientos indicados, es poco probable que la resistencia a la flexión difiera de  $F_{m\acute{a}x}$  para cualquier situación evaluada, particularmente si el Ingeniero utilizara un cálculo más refinado de  $C_b$  para los cálculos de las capacidades de carga. En el trabajo de Galambos (1998) se pueden encontrar otras formulaciones más refinadas para calcular  $C_b$ .

Tanto las ecuaciones para  $C_b$  de estos requisitos como las de AISC (2005) desprecian el efecto de la ubicación de la carga aplicada con respecto a la altura media de la sección. Para situaciones inusuales sin arriostramiento transversal intermedio y para voladizos no arriostrados con una significativa carga aplicada al nivel del ala superior, el Ingeniero debería considerar incluir los efectos de la carga en altura para el cálculo de  $C_b$ . En estos casos, los valores asociados de  $C_b$  pueden ser menores que  $1,0$ . El trabajo de Galambos (1998) proporciona ecuaciones que permiten considerar los efectos de la carga en altura tanto en tramos simples como continuos, mientras que Dowswell (2002) proporciona soluciones que permiten considerar estos efectos en voladizos no arriostrados. Cuando  $C_b < 1,0$ , es posible que  $F_n$  sea menor que  $F_{m\acute{a}x}$  en la Figura C 6.10.8.2.1-1 aun cuando  $L_b$  sea menor o igual que  $L_p$ . Por lo tanto, para  $C_b < 1,0$ , la resistencia se debería calcular utilizando la Ecuación 6.10.8.2.3- 2 para  $L_b$  menor o igual que  $L_r$ .

Para el diseño de una rehabilitación o en circunstancias extraordinarias, el Ingeniero podría considerar modificar  $L_b$  aplicando un factor de longitud elástica efectiva para pandeo lateral torsional. Galambos (1998) y Nethercot and Trahair (1976) presentan un método manual simple que se puede utilizar para este cálculo.

El trabajo de Galambos (1998) proporciona lineamientos generales para el diseño por estabilidad de los sistemas de arriostramiento. En prácticas pasadas, a veces los puntos de inflexión eran considerados como puntos de arriostramiento cuando en las ecuaciones de resistencia al pandeo lateral torsional no se incluía la influencia del gradiente de momento. En ciertos casos, esta práctica podía llevar a una estimación sustancialmente no conservadora de la resistencia a la flexión. Este Reglamento no supone que los puntos de inflexión sean considerados como puntos de arriostramiento. La influencia del gradiente de momento se puede considerar correctamente utilizando  $C_b$  y el efecto de la restricción proporcionada por segmentos adyacentes no arriostrados se puede considerar utilizando un factor de longitud efectiva menor que **1,0**.

En el caso de flexión uniforme, la reducción de la resistencia al pandeo lateral torsional elástico debido a la transición a una sección menor es de aproximadamente **5 por ciento** cuando la transición está ubicada a una distancia igual al **20 por ciento** de la longitud no arriostrada a partir de uno de los puntos de arriostramiento y el momento de inercia lateral del ala en la sección menor es igual a **un medio** del valor correspondiente en la sección mayor (Carskaddan and Schilling, 1974). Para casos de gradientes de momentos en los cuales el mayor momento flexor ocurre dentro de la sección mayor, y/o donde la sección de transición está ubicada más próxima al punto de arriostramiento, y/o donde el momento de inercia lateral del ala de la sección menor es mayor que **un medio** del valor correspondiente en la sección mayor, la reducción de la resistencia al pandeo lateral torsional es menor que **5 por ciento**. Dado que las secciones de transición se ubican generalmente dentro de las zonas que tienen gradiente de momento significativo, el efecto de la sección de transición sobre la resistencia al pandeo lateral torsional se puede despreciar siempre que se satisfagan las condiciones establecidas. Para el caso con más de una transición, cualquier transición ubicada dentro del **20 por ciento** de la longitud no arriostrada a partir del punto de arriostramiento con el menor momento puede ser ignorada y la resistencia al pandeo lateral torsional de la longitud no arriostrada no prismática restante se puede entonces calcular como la menor resistencia con base en las secciones restantes.

Para las longitudes no arriostradas que contienen una transición a una sección menor a una distancia mayor que el **20 por ciento** de la longitud no arriostrada a partir del punto de arriostramiento con el menor momento, la resistencia al pandeo lateral torsional se debería tomar como la menor resistencia,  $F_{nc}$ , dentro de la longitud no arriostrada en consideración. Esta aproximación se basa en la sustitución del miembro no prismático con un miembro prismático equivalente. La sección transversal del miembro equivalente que da la resistencia correcta al pandeo lateral torsional es generalmente un promedio ponderado de todas las secciones transversales a lo largo de la longitud no arriostrada. Si se utiliza la sección transversal dentro de la longitud no arriostrada que da la menor resistencia a la flexión uniforme, y la resistencia calculada no es superada en ninguna sección a lo largo de la longitud no arriostrada, se obtiene una solución conservadora. En el trabajo de Grubb and Schmidt (2004) se presenta un procedimiento sugerido para proporcionar una estimación más precisa de la resistencia al pandeo lateral torsional para este caso.

Para evitar una reducción significativa de la resistencia al pandeo lateral torsional, las transiciones del ala se pueden localizar dentro del **20 por ciento** de la longitud no arriostrada a partir del punto de arriostramiento con el menor momento, dado que el momento de inercia lateral del ala o alas de la sección menor es mayor o igual que **un medio** del valor correspondiente en la sección mayor.

### C 6.10.8.3. Resistencia a la flexión del ala a tracción (Este artículo no tiene comentarios)

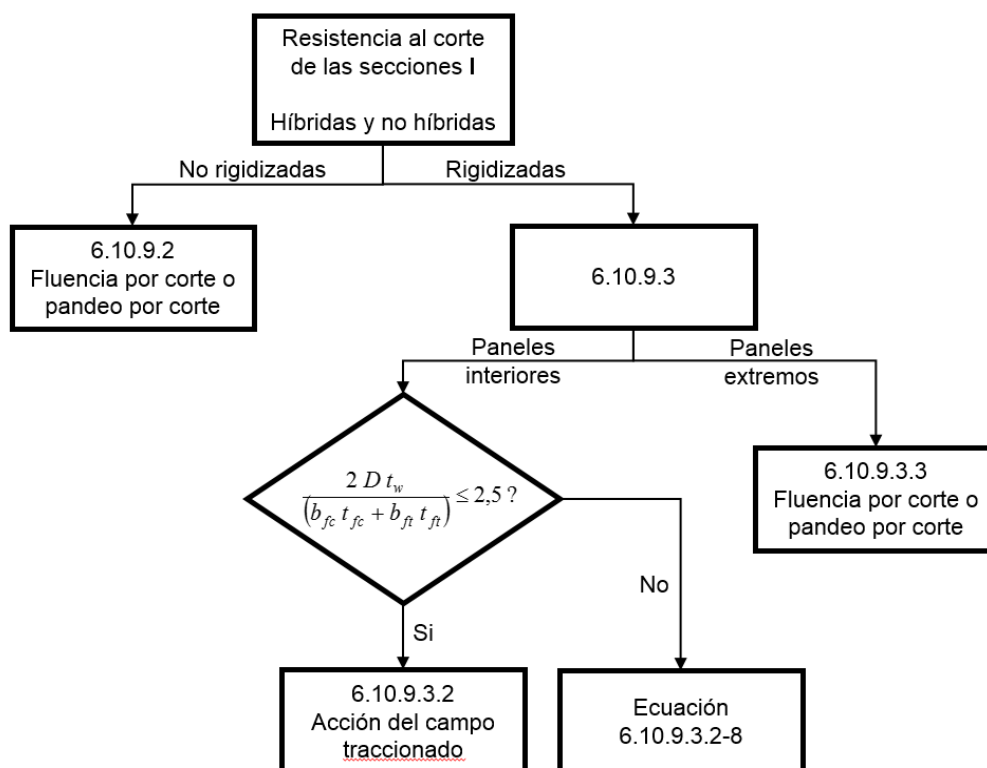
### C 6.10.9. Resistencia al corte

#### C 6.10.9.1. Requisitos generales

Este artículo se aplica a:

- Secciones sin rigidizadores,
- Secciones que solamente tienen rigidizadores transversales, y
- Secciones que tienen tanto rigidizadores transversales como longitudinales.

A continuación se presenta un diagrama de flujo para la determinación de la resistencia al corte de las secciones I.



**Figura C 6.10.9.1-1. Diagrama de flujo para el diseño al corte de las secciones I**

Los paneles interiores del alma no rigidizados y rigidizados se definen de acuerdo con los requisitos sobre la máxima separación de los rigidizadores transversales especificados en el este artículo.

La resistencia nominal al corte de los paneles del alma no rigidizados tanto en miembros no híbridos como híbridos se define ya sea por la fluencia por corte o del pandeo por corte, dependiendo de la relación de esbeltez del alma, tal como se especifica en el artículo 6.10.9.2.

La resistencia nominal al corte de los paneles interiores rigidizados del alma tanto de los miembros híbridos como no híbridos, donde la sección a lo largo de todo el panel se dimensiona de manera que satisfaga la Ecuación 6.10.9.3.2-1, se define por la sumatoria de la resistencia a la fluencia por corte o al pandeo por corte más la resistencia post-pandeo a partir de la acción del campo traccionado, tal como se especifica en el artículo 6.10.9.3.2. En caso contrario, la resistencia al corte se toma como la aquella dada por la Ecuación 6.10.9.3.2-8. Las especificaciones previas al AASHTO LRFD 2012 no reconocían el potencial que poseen los paneles de las almas de los miembros híbridos para desarrollar la resistencia post-pandeo a partir de la acción del campo traccionado. La aplicabilidad de estos requisitos para la resistencia al corte de almas curvas híbridas y no híbridas se aborda en Zureick et al. (2002), White et al. (2001), White and Barker (2004), White et al. (2004), y Jung and White (2006).

Para los miembros híbridos y no híbridos, la resistencia nominal al corte de los paneles extremos de las almas rigidizadas se define ya sea por la fluencia por corte o el pandeo por corte, tal como se especifica en el artículo 6.10.9.3.3

#### **C 6.10.9.2. Resistencia nominal de las almas no rigidizadas**

No está permitido considerar la acción del campo traccionado (Basler, 1961) en los paneles de alma no rigidizados. La resistencia elástica a la fluencia por corte o al pandeo por corte se calcula como el producto de la constante **C** especificada en el artículo 6.10.9.3.2 por la fuerza de corte plástica,  $V_p$ , dada por la Ecuación 6.10.9.2-2. La fuerza de corte plástica es igual al área del alma por la tensión de fluencia al corte supuesta de  $F_{yw}/\sqrt{3}$ . El coeficiente de pandeo por corte, **k**, a utilizar para calcular la constante **C** se define como **5,0** para paneles de alma no rigidizados, lo cual constituye una aproximación conservadora del valor exacto igual a **5,35** correspondiente a una faja infinitamente larga con sus bordes simplemente apoyados (Timoshenko and Gere, 1961).

#### **C 6.10.9.3. Resistencia nominal de las almas rigidizadas**

##### **C 6.10.9.3.1. Requisitos generales**

Los rigidizadores longitudinales dividen un panel del alma en subpaneles. En el trabajo de Cooper (1967), la resistencia al corte de la totalidad del panel se toma como la sumatoria de la resistencia al corte de los subpaneles. Sin embargo, la contribución a la resistencia de corte de un único rigidizador longitudinal ubicado en su posición óptima para flexión es relativamente pequeña. Por lo tanto, de manera conservadora se especifica que al calcular la resistencia nominal al corte de la chapa del alma se debe omitir la influencia del rigidizador longitudinal.

### C 6.10.9.3.2. Paneles interiores

Los paneles interiores rigidizados del alma de los miembros híbridos y no híbridos que satisfacen la Ecuación 6.10.9.3.2-1 son capaces de desarrollar resistencia al corte post-pandeo debido a la acción del campo a tracción (Basler, 1961; White et al., 2004). Esta acción es análoga a la de las diagonales sujetas a tracción de un reticulado tipo Pratt. La resistencia nominal al corte de estos paneles se puede calcular sumando las contribuciones de la acción de viga y la acción del campo traccionado posterior al pandeo. La expresión resultante es la que se indica en la Ecuación 6.10.9.3.2-2, donde el primer término dentro del paréntesis se relaciona ya sea con la fuerza de fluencia por corte o de pandeo por corte y el segundo término se relaciona a la fuerza del campo a tracción posterior al pandeo. Si no se satisface la Ecuación 6.10.9.3.2-1, el área total de las alas dentro del panel es pequeña en relación con el área del alma y generalmente no es posible que se desarrolle la totalidad de la resistencia post-pandeo (White et al., 2004). Sin embargo, en estos casos es conservativo utilizar la resistencia post-pandeo dada por la Ecuación 6.10.9.3.2-8. Dicha Ecuación 6.10.9.3.2-8 da la solución despreciando el aumento del esfuerzo dentro de las cuñas del panel de alma por fuera de la banda en tracción implícitamente incluida en el modelo de Basler (Gaylord, 1963; Salmon and Johnson, 1996).

Dentro de las restricciones especificadas por las Ecuaciones 6.10.9.3.2-1 y 6.10.2.2-2 en general, y en particular por el artículo 6.10.9.3.1 para las vigas **I** rigidizadas longitudinalmente, y siempre que al verificar la resistencia a la flexión se utilice el momento máximo dentro del panel, White et al. (2004) demuestran que las ecuaciones de estos requisitos abarcan en buena medida la resistencia de un conjunto razonablemente completo de resultados experimentales sin necesidad de considerar la interacción entre momento y corte. Además, los requisitos de la resistencia al corte de estas disposiciones desprecian la resistencia al corte adicional y el anclaje de la acción del campo traccionado proporcionados por el tablero compuesto. Asimismo, para el diseño generalmente se utilizan los valores máximos de las envolventes de corte y momento, mientras que los valores máximos concurrentes del momento y del corte tienden a ser menos críticos. Estos factores proporcionan un margen de seguridad adicional más allá del nivel suficiente de seguridad que se obtendría en caso que estos factores no existieran. Por lo tanto, las disposiciones previas al AASHTO LRFD 2012 relacionadas con los efectos de la interacción momento-corte no se requieren en este Reglamento.

El coeficiente, **C**, es igual a la relación entre el esfuerzo de pandeo elástico del panel, calculado suponiendo condiciones de borde simplemente apoyado, y la tensión de fluencia al corte supuesta igual a  $F_{yw}/\sqrt{3}$ . La Ecuación 6.10.9.3.2-6 es aplicable solamente para valores de **C** menores o iguales que **0,8** (Basler, 1961). Por encima de **0,8**, los valores de **C** están dados por la Ecuación 6.10.9.3.2-5 hasta alcanzar la relación de esbeltez límite donde el esfuerzo de pandeo por corte es igual a la tensión de fluencia por corte y **C = 1,0**. La Ecuación 6.10.9.3.2-7 para el coeficiente de pandeo por corte es una simplificación de dos ecuaciones exactas para **k** que dependen de la relación de aspecto del panel. Los coeficientes que aparecen en las Ecuaciones 6.10.9.3.2-4 a 6.10.9.3.2-6 han sido modificados ligeramente, con respecto a los valores indicados en especificaciones previas al AASHTO LRFD 2012, a fin de corregir errores de redondeo.

Debido a que la esbeltez de las almas sin rigidizadores longitudinales está limitada a **150**, de acuerdo con los requisitos del artículo 6.10.2.1.1, el requisito referente a la manipulación por separado dado en ediciones previas al AASHTO LRFD 2012 para

paneles de alma sin rigidizadores longitudinales ya no es necesario y por lo tanto ha sido eliminado en este documento.

#### **C 6.10.9.3.3. Paneles extremos**

El corte en los paneles extremos adyacentes a los apoyos simples se limita ya sea a la resistencia a la fluencia por corte o al pandeo por corte dada por la Ecuación 6.10.9.3.3-1 a fin de proveer un anclaje para el campo a tracción en los paneles interiores adyacentes. El coeficiente de pandeo por corte  $k$ , a utilizar para determinar la constante  $C$  de la Ecuación 6.10.9.3.3-1 se deberá calcular en base a la separación entre el apoyo y el primer rigidizador adyacente al apoyo, la cual no podrá ser mayor que **1,5-D**.

#### **C 6.10.10. Conectores de corte**

Los conectores de corte ayudan a controlar la fisuración en las zonas de flexión negativa donde el tablero está sujeto a esfuerzos de tracción y tiene armadura longitudinal.

Se deberán proveer conectores de corte en las zonas de flexión negativa en puentes continuos curvos porque existe corte torsional y se desarrolla en toda la sección compuesta a lo largo de todo el puente. Para los puentes que contienen uno o más segmentos curvos, los efectos de la curvatura por lo general se extienden más allá del segmento curvo. Por lo tanto también para este caso, se especifica de forma conservadora que se suministren conectores de corte a lo largo de toda la longitud del puente.

##### **C 6.10.10.1. Requisitos generales**

###### **C 6.10.10.1.1. Tipos (Este artículo no tiene comentarios)**

###### **C 6.10.10.1.2. Separación de los conectores de corte a lo largo del eje longitudinal**

En el estado límite de fatiga, los conectores de corte están diseñados para el rango de corte por sobrecarga entre el tablero y el ala superior de la viga primaria. En vigas rectas, en las cuales no se toma en cuenta la torsión, el rango de corte normalmente solo se debe a la flexión respecto al eje fuerte. La curvatura, oblicuidad y otras condiciones pueden generar torsión, la cual introduce un componente radial del corte horizontal. En estos requisitos se propone la consideración de ambos componentes del corte que se agregan vectorialmente de acuerdo con la Ecuación 6.10.10.1.2-2.

Los parámetros  $I$  y  $Q$  se deberían determinar utilizando el tablero dentro del ancho efectivo del ala. Sin embargo, en las zonas de flexión negativa de vigas primarias rectas solamente, los parámetros  $I$  y  $Q$  se pueden determinar utilizando la armadura longitudinal dentro del ancho efectivo del ala para momento negativo, a menos que al calcular el rango del esfuerzo longitudinal se considere que el tablero de hormigón es efectivo en tracción para momento negativo, tal como lo permite el artículo 6.6.1.2.1.

El máximo rango de corte por fatiga longitudinal,  $V_{fat}$ , se produce colocando la sobrecarga de fatiga inmediatamente a la izquierda y a la derecha del punto considerado. Con la carga en estas posiciones, se producen momentos positivos sobre porciones significativas de la longitud de la viga primaria. En consecuencia, es razonable utilizar la totalidad de la sección compuesta, incluyendo el tablero de hormigón, para calcular la rigidez utilizada para determinar el rango de corte a lo largo de todo el tramo. Asimismo, en la mayoría de los casos en el análisis se considera que la fuerza de corte horizontal en el tablero es efectiva a lo largo de todo el tramo. A fin de satisfacer esta hipótesis, la fuerza de corte en



el tablero se debería desarrollar a lo largo de todo el tramo. Para vigas primarias rectas, una opción permitida consiste en ignorar el tablero de hormigón al calcular el rango de corte en las zonas de flexión negativa, a menos que al calcular el rango del esfuerzo longitudinal se considere que el hormigón es efectivo en tracción, en cuyo caso se debe desarrollar la fuerza de corte en el tablero. Si en estas zonas se ignora el hormigón, no se podrá exceder la máxima separación especificada al final del presente artículo.

El rango de corte radial,  $F_{fat}$ , por lo general se determina para la sobrecarga de fatiga posicionada para producir los mayores momentos flexores positivo y negativo en el tramo respecto al eje fuerte. Por lo tanto, la suma vectorial de los componentes longitudinales y radiales del rango de corte es conservadora porque los cortes longitudinales y radiales no son producidas por cargas simultáneas.

La Ecuación 6.10.10.1.2-4 se puede utilizar para determinar el rango de corte por fatiga radial resultante a partir del efecto de cualquier curvatura entre los puntos de arriostramiento. El rango de corte se toma como la componente radial del máximo rango de fuerza longitudinal en el ala inferior entre los puntos de arriostramiento, el cual se utiliza como una medida del momento flexor respecto al eje fuerte. El rango de corte radial se distribuye sobre una longitud efectiva del ala de la viga primaria,  $w$ . En los apoyos extremos,  $w$  se reduce a la mitad. La Ecuación 6.10.10.1.2-4 da las mismas unidades que  $V_{fat}$ .

La Ecuación 6.10.10.1.2-5 generalmente controlará el rango de corte radial por fatiga en casos donde la torsión es generada por efectos distintos al de curvatura, tal como la oblicuidad. La Ecuación 6.10.10.1.2-5 tiene más probabilidades de controlar cuando se utilizan líneas discontinuas de marcos transversales o diafragmas junto con ángulos de oblicuidad mayores a **20 grados** tanto en puentes rectos como curvados horizontalmente. Para todos los demás casos,  $F_{rc}$  se puede tomar igual a **cero**. Las Ecuaciones 6.10.10.1.2-4 y 6.10.10.1.2-5 dan aproximadamente el mismo valor si el tramo o segmento es curvo y no hay otras fuentes de torsión en la zona considerada. Se observa que  $F_{rc}$  representa el rango resultante de la fuerza horizontal de todos los marcos transversales o diafragmas en el punto considerado debido a la carga de fatiga mayorada más el impacto que es resistido por los conectores de corte. En lugar de un análisis refinado,  $F_{rc}$  se puede tomar como **111 kN** para una viga primaria exterior, el cual es generalmente la viga más crítica.  $F_{rc}$  no se debería multiplicar por el factor de **0,75** que se analiza en el artículo C 6.6.1.2.1.

Se proporcionan las Ecuaciones 6.10.10.1.2-4 y 6.10.10.1.2-5 para garantizar que se cuenta con una trayectoria de carga a través de los conectores de corte para satisfacer el equilibrio en una sección transversal a través de las vigas primarias, del tablero, y del marco transversal o diafragma.

### **C 6.10.10.1.3. Separación transversal (Este artículo no tiene comentarios)**

### **C 6.10.10.1.4. Recubrimiento de hormigón y penetración**

Los conectores de corte tipo stud deberían penetrar a través del acartelamiento, de existir, entre la parte inferior del tablero y el ala superior, y hacia el interior del tablero. En caso contrario, el acartelamiento se debería armar de manera de contener al conector de corte y desarrolle su carga en el tablero.

### C 6.10.10.2. Resistencia a la fatiga

El desarrollo de esta información se puede consultar en el trabajo de Slutter and Fisher (1966).

Los valores de  $(ADTT)_{SL}$  especificados en el presente artículo se determinaron igualando las resistencias de vida útil finita e infinita con la debida atención a la diferencia en los factores de carga utilizados en las combinaciones de carga correspondiente a Fatiga I y para Fatiga II. También se ha supuesto una vida de diseño a fatiga de **75 años** y un número de ciclos del rango de tensión por pasada de camión,  $n$ , igual a **1,0**. Para otros valores de vida de diseño a fatiga, el valor especificado de  $(ADTT)_{SL}$  para conectores de corte tipo stud se debería modificar multiplicando el valor por la relación entre **71768** y la vida solicitada por fatiga en años; el valor especificado de  $(ADTT)_{SL}$  para conectores de corte tipo canal se debería modificar multiplicando el valor por la relación entre **138488** y la vida solicitada por fatiga en años. Para otros valores de  $n$ , el valor de  $(ADTT)_{SL}$  se debería modificar dividiendo por el valor apropiado de  $n$  tomado de la Tabla 6.6.1.2.5-2.

### C 6.10.10.3. Requisitos especiales para puntos de inflexión de la carga permanente

El propósito de los conectores adicionales es desarrollar las barras de refuerzo utilizadas como parte de la sección compuesta en flexión negativa.

### C 6.10.10.4. Estado límite de resistencia

#### C 6.10.10.4.1. Requisitos generales (Este artículo no tiene comentarios)

#### C 6.10.10.4.2. Fuerza de corte nominal

Las vigas compuestas en las cuales la separación longitudinal de los conectores de corte varía dependiendo de la intensidad del corte tienen esencialmente la misma resistencia última y la misma cantidad de flecha bajo cargas de servicio que otras vigas idénticas en las cuales los conectores están uniformemente separados. Sólo se necesita una leve deformación en el hormigón y conectores con mayor tensión para redistribuir el corte horizontal a los demás conectores con menos tensión. Lo importante a tener en cuenta es que el número total de conectores sea suficiente para desarrollar la fuerza longitudinal nominal,  $P_n$ , en cualquiera de los lados del punto de máximo momento de diseño por sobrecarga más impacto.

Se especifica el punto de máximo momento de diseño por sobrecarga más impacto debido a que se aplica a la sección compuesta y es más fácil de ubicar que el máximo de la sumatoria de momentos que actúan en la sección compuesta.

Para tramos continuos que en su condición final no son compuestos para flexión negativa, se deberían tomar como puntos de inflexión del acero por carga permanente aquellos puntos de momento nulo dentro del tramo.

Para tramos continuos que en su condición final son compuestos para flexión negativa, se requieren suficientes conectores de corte para transferir la fuerza última de tracción en la armadura del tablero de hormigón a la sección de acero. El número de conectores de corte requeridos entre puntos de máximo momento de diseño positivo por sobrecarga más impacto y el eje de un apoyo interior adyacente se calcula a partir de la sumatoria de las fuerzas críticas en las ubicaciones de máximo momento positivo y negativo. Como no hay un punto donde el momento siempre cambie de signo, muchos conectores de corte

resisten la acción inversa en el tablero de hormigón en función de la posición de la sobrecarga. Sin embargo, el número requerido de conectores de corte se determina de forma conservadora a partir de la suma de las fuerzas críticas en las ubicaciones de momento máximo con el objetivo de proveer una adecuada resistencia al corte para cualquier posición de la sobrecarga.

La fuerza de tracción en el tablero dada por la Ecuación 6.10.10.4.2-8 se define como el **45 por ciento** de la resistencia especificada a la compresión del hormigón a los **28 días**. Esta es una aproximación conservativa para considerar la contribución combinada tanto de la armadura longitudinal como del hormigón que permanece efectivo en tracción con base en su módulo de rotura. Se puede reemplazar por un valor más preciso.

El efecto radial de la curvatura se incluye en las Ecuaciones 6.10.10.4.2-4 y 6.10.10.4.2-9. Para tramos o segmentos curvos, se requiere la fuerza radial para equilibrar la menor de las fuerzas longitudinales en el tablero o en la viga primaria. Cuando se calcula la componente radial, de manera conservadora se asume que la fuerza longitudinal es constante en toda la longitud  $L_p$  o  $L_n$ , según corresponda.

#### **C 6.10.10.4.3. Resistencia nominal al corte**

Algunos estudios han definido la resistencia del conector de corte tipo stud como una función tanto del módulo de elasticidad del hormigón como de la resistencia del hormigón (Ollgaard et al., 1971). Observar que la resistencia al corte del conector stud está limitada por el producto entre el área de la sección transversal del conector y su tensión de rotura a tracción. La Ecuación 6.10.10.4.3-2 es una forma modificada de la fórmula para determinar la resistencia de los conectores de corte tipo canal, desarrollado en Slutter and Driscoll (1965), cuyo uso se extendió tanto a hormigón con agregados livianos como a hormigón de peso normal.

#### **C 6.10.11. Rigidizadores**

##### **C 6.10.11.1. Rigidizadores transversales**

###### **C 6.10.11.1.1. Requisitos generales**

Cuando se utilizan rigidizadores transversales por una sola cara en vigas primarias curvadas horizontalmente, estos deberían estar sujetos a ambas alas para ayudar a retener la configuración de la sección transversal de la viga primaria cuando está sujeta a torsión y para evitar la elevada flexión localizada en el alma. Esto es particularmente importante en el ala superior debido a la restricción a torsión que proporciona la losa. Por la misma razón se requiere la instalación de pares de rigidizadores transversales contra las alas, o la unión a ambas alas.

Se especifica la distancia mínima entre el extremo de la soldadura alma-rigidizador y la soldadura adyacente alma-ala o alma-rigidizador longitudinal con el fin de disminuir la flexión del segmento sin apoyo del alma para evitar la fisuración inducida por fatiga de las soldaduras rigidizador-alma, y para evitar soldaduras de intersección inadvertidas. El criterio de distancia máxima de  $6 \cdot t_w$  se especifica para evitar el pandeo vertical del alma sin apoyo.

El criterio de **100 mm** se seleccionó de forma arbitraria para evitar grandes longitudes no apoyadas donde el espesor del alma se ha seleccionado por razones diferentes a la estabilidad, por ejemplo, almas de vigas basculantes en apoyos giratorios/pivotes.

### C 6.10.11.1.2. Ancho saliente

La Ecuación 6.10.11.1.2-1 es tomada de Ketchum (1920). Esta ecuación tiende a gobernar, respecto a la Ecuación 6.10.11.1.2-2, en vigas **I** con una relación grande de  $D/b_f$ .

En la Ecuación 6.10.11.1.2-2 se utiliza para  $b_f$  el ancho total del ala más ancha sujeta a compresión dentro de la sección del campo considerado, para garantizar un ancho mínimo del rigidizador que ayudará a sujetar el ala en compresión de mayor ancho. Este requisito, si se desea, también permite de forma conveniente utilizar el mismo ancho mínimo del rigidizador en toda la sección del campo. Para secciones tipo omega invertida en la Ecuación 6.10.11.1.2-2 se utiliza el ala superior más ancha ya que el ala inferior está restringida por un alma a lo largo de ambos bordes. Por la misma razón para secciones tipo cajón cerradas no se aplica el límite de  $b_f/4$ .

### C 6.10.11.1.3. Momento de inercia

Para que el alma pueda desarrollar adecuadamente la resistencia al pandeo por corte o la resistencia combinada de pandeo por corte y del campo traccionado post-pandeo, el rigidizador transversal debe tener una rigidez suficiente para mantener una línea vertical de deflexión lateral prácticamente nula a lo largo de la línea del rigidizador. Para relaciones  $(d_o/D)$  menores que **1,0**, se requieren valores mucho mayores de  $I_t$  para desarrollar la resistencia al pandeo por corte, tal como se analiza en Bleich (1952) y como se representa mediante la Ecuación 6.10.11.1.3-1. En el caso de rigidizadores simples, se supone implícitamente que una parte significativa del alma contribuye a la rigidez flexional de manera tal que el eje neutro del rigidizador se encuentra próximo al borde en contacto con el alma. Por lo tanto, por motivos de simplicidad, se asume que el eje neutro está ubicado en este borde y se desprecia la contribución del alma al momento de inercia respecto de este eje. El término  $b$  en la Ecuación 6.10.11.1.3-1 sustituye la variable  $d_o$  dada en Especificaciones previas al AASHTO LRFD 2012. Este término y la Ecuación 6.10.11.1.3-5 dan un valor constante del  $I_t$  requerido para desarrollar la resistencia al pandeo por corte para paneles del alma en los cuales  $d_o > D$  (Kim et al., 2004).

La Ecuación 6.10.11.1.3-1 requiere tamaños de rigidizadores excesivamente grandes cuando  $D/t_w$  se reduce a un valor menor que  $1,12 \sqrt{E k / F_{yw}}$ , que es la esbeltez del ala requerida para **C = 1**, dado que la Ecuación 6.10.11.1.3-1 se basa en el desarrollo de la resistencia elástica del pandeo por corte del alma. Soluciones de pandeo inelástico utilizando los procedimientos de Bleich (1952) demuestran que no son necesarios rigidizadores más grandes cuando  $D/t_w$  se reduce por debajo de este límite. Estos resultados han sido corroborados por soluciones refinadas utilizando análisis por elementos finitos (Kim et al., 2004).  $k$  es el coeficiente de pandeo por corte definido en el artículo 6.10.9.

Para desarrollar la resistencia post-pandeo por corte del alma asociada con la acción del campo traccionado, generalmente el rigidizador transversal deberá tener un  $I_t$  más grande que el definido por la Ecuación 6.10.11.1.3-1. El valor de  $I_t$  definido por la Ecuación 6.10.11.1.3-2, en la cual para  $\rho_t = 1$  es aproximadamente igual al valor requerido por la Ecuación 6.10.11.1.3-1 para un alma con  $D/t_w = 1,12 \sqrt{E k / F_{yw}}$ , proporciona un tamaño del rigidizador levemente conservador con respecto a las soluciones refinadas con elementos finitos para vigas rectas y curvas de sección **I** para todos los valores de  $D/t_w$  permitidos

por estos requisitos (Kim et al., 2004). La Ecuación 6.10.11.1.3-2 es un límite superior aproximado a los resultados para todos los valores de  $d_o / D$  de una ecuación recomendada por Kim et al. (2004), reconociendo que los requerimientos del rigidizador son insensibles a este parámetro.

Múltiples investigaciones han demostrado que los rigidizadores transversales en vigas  $I$ , diseñadas para la acción del campo traccionado, están solicitados predominantemente por flexión debido a la restricción que ellos aportan a la deflexión lateral del alma. Generalmente, hay evidencia de alguna compresión axial en los rigidizadores transversales debido al campo traccionado pero incluso, en las chapas de alma más esbeltas permitidas por estos requisitos, el efecto de la compresión axial transmitida desde la chapa del alma postpandeada es generalmente menor en comparación con el efecto de la carga lateral. Por lo tanto, ya no se especifica el requisito de área para el rigidizador transversal como en especificaciones previas al AASHTO LRFD 2012.

Para vigas primarias con rigidizadores simples de un solo lado, la Ecuación 6.10.11.1.3-2 generalmente requiere de rigidizadores ligeramente más grandes que en especificaciones previas al AASHTO LRFD 2012 para un valor pequeño de  $D/t_w$  ligeramente superior a  $1,12 \sqrt{E k / F_{yw}}$ , donde el requisito de  $I_t$  comparable con la Ecuación 6.10.11.1.3-1 controla en relación con el requisito de área para rigidizadores simples de un solo lado dado en especificaciones previas al AASHTO LRFD 2012. Para valores más grandes de  $D/t_w$ , la Ecuación 6.10.11.1.3-2 generalmente resulta en rigidizadores simples de un solo lado similares o menores a los que se obtenían con el requisito de área en especificaciones previas al AASHTO LRFD 2012 para  $V_u = \phi_v \cdot V_n$ . Para vigas primarias con pares de rigidizadores, las especificaciones previas al AASHTO LRFD 2012 subestimaban considerablemente el tamaño requerido del rigidizador para aumentar  $D/t_w > 1,12 \sqrt{E k / F_{yw}}$ . La Ecuación 6.10.11.1.3-2 reconoce el hecho de que rigidizadores transversales de un solo lado y de los dos lados con el mismo  $I_t$  exhiben un comportamiento esencialmente idéntico (Horne and Grayson, 1983; Rahal and Harding, 1990; Stanway et al., 1996; Lee et al., 2003; Kim et al., 2004).

El término  $\rho_t$  en la Ecuación 6.10.11.1.3-2 toma en cuenta de forma conservadora el efecto de fluencia temprana en los rigidizadores transversales con  $F_{ys} < F_{yw}$  como también el efecto del pandeo local potencial de rigidizadores que tienen una relación ancho-espesor,  $b_t/t_p$ , relativamente grande. La definición del esfuerzo de pandeo local del rigidizador,  $F_{crs}$ , se mantiene de AASHTO (2004).

La Ecuación 6.10.11.1.3-9 toma en cuenta el hecho de que el  $I_t$  necesario para desarrollar una resistencia al corte mayor o igual a  $V_u$  es menor cuando  $V_u$  es menor que la resistencia total minorada combinada al pandeo por corte del alma y post-pandeo,  $\phi_v \cdot V_n$  (Kim et al., 2004). Para vigas primarias con altura elevada, la filosofía de proporcionar un rigidizador con una rigidez a la flexión suficiente para desarrollar  $V_u = \phi_v \cdot V_n$  conlleva a dimensiones del rigidizador que son significativamente más grandes que los que generalmente se obtenían utilizando las especificaciones previas al AASHTO LRFD 2012, donde el requisito de área para el rigidizador se reducía cuando  $V_u$  era menor que  $\phi_v \cdot V_n$ . La Ecuación 6.10.11.1.3-9 permite el cálculo de un tamaño de rigidizador conservador, pero más económico para estas vigas primarias de grandes alturas, suficiente para desarrollar una resistencia al corte de la viga mayor o igual a  $V_u$ . La Ecuación 6.10.11.1.3-10 se dirige a un pequeño número de casos con almas robustas donde  $V_n$  es aproximadamente igual a  $V_p$ .

Las cargas laterales a lo largo de la longitud de un rigidizador longitudinal se transfieren a los rigidizadores transversales adyacentes como reacciones concentradas (Cooper, 1967). La Ecuación 6.10.11.1.3-11 da una relación entre los momentos de inercia de los rigidizadores longitudinales y transversales para garantizar que este último no falle bajo las reacciones concentradas. Esta ecuación se aplica ya sea si los rigidizadores están en el mismo lado o en lados opuestos del alma.

## **C 6.10.11.2. Rigidizadores de apoyo**

### **C 6.10.11.2.1. Requisitos generales**

Las almas de las secciones armadas y los perfiles laminados sin rigidizadores de apoyo en las ubicaciones indicadas se deben analizar para los estados límite de fluencia local del alma y al pandeo localizado del alma de acuerdo con los procedimientos especificados en el artículo D6.5. La sección se debería modificar para cumplir con estos requisitos o, en caso contrario, en las ubicaciones en consideración se deberían colocar rigidizadores de apoyo diseñados de acuerdo con estos requisitos.

En particular, la inadecuada capacidad para resistir cargas concentradas temporales durante la etapa constructiva que no se transmiten a través del tablero o del sistema de tablero pueden resultar en fallas. El Ingeniero debería ser consciente de este tema especialmente cuando las vigas primarias se lancen por tramos sobre los apoyos.

### **C 6.10.11.2.2. Ancho saliente**

La intención del requisito especificado en este artículo es evitar el pandeo local de las chapas utilizadas en los rigidizadores de apoyo.

### **C 6.10.11.2.3. Resistencia al aplastamiento**

Para que las chapas de los rigidizadores de apoyo estén ajustadas contra las alas, es necesario recortar parte del rigidizador para despejar la soldadura de filete entre el alma y el ala. Por tanto, el área de apoyo directo es menor que el área bruta del rigidizador. La resistencia al aplastamiento se basa en esta área de apoyo y en la tensión de fluencia del rigidizador.

La resistencia especificada minorada al aplastamiento es aproximadamente equivalente a la resistencia al aplastamiento dada en AISC (2005). La resistencia nominal al aplastamiento dada por la Ecuación 6.10.11.2.3-2 está reducida con respecto de la resistencia nominal al aplastamiento de  $1,8 \cdot A_{pn} \cdot F_{ys}$ , especificada en AISC (2005), para reflejar la diferencia relativa entre los factores de resistencia al aplastamiento dados en las Especificaciones AISC y AASHTO LRFD.

### **C 6.10.11.2.4. Resistencia axial de los rigidizadores de apoyo**

#### **C 6.10.11.2.4a. Requisitos generales**

La restricción en el extremo contra el pandeo de columna provista por las alas permite utilizar una longitud efectiva reducida. Al calcular la resistencia axial se utiliza la tensión de fluencia mínima especificada de las chapas del rigidizador,  $F_{ys}$ , para tener en cuenta la fluencia temprana de las chapas del rigidizador de menor resistencia.

#### C 6.10.11.2.4b. Sección efectiva

Se supone que una parte del alma actúa conjuntamente con las chapas que forman el rigidizador de apoyo. Esta parte del alma no se incluye en el caso de los apoyos interiores de miembros híbridos de tramos continuos, con  $F_{yw}$  menor que el valor especificado, debido al valor de fluencia del alma que se puede esperar a causa del esfuerzo de flexión longitudinal que actúa en este caso particular. En los apoyos extremos de los miembros híbridos, se puede incluir el alma independientemente de la tensión de fluencia mínima especificada del alma.

Para casos inusuales en los cuales  $F_{ys}$  es mayor que  $F_{yw}$ , la resistencia axial del rigidizador toma en cuenta la fluencia del alma de menor resistencia modificando el ancho de la faja de alma, incluida en la sección efectiva, aplicando el factor  $F_{yw}/F_{ys}$ .

#### C 6.10.11.3. Rigidizadores longitudinales

##### C 6.10.11.3.1. Requisitos generales

Para las secciones compuestas en zonas de flexión positiva, la altura del alma en compresión  $D_c$  cambia con relación a la posición vertical de un rigidizador longitudinal del alma, el cual generalmente se encuentra a una distancia fija del ala en compresión, una vez que se ha colocado el tablero de hormigón. Por lo tanto, el cálculo de la resistencia al pandeo por flexión del alma es diferente antes y después de colocar el tablero y además depende de la carga. En consecuencia, puede que sea necesario analizar diferentes ubicaciones de prueba del rigidizador a fin de determinar la ubicación del rigidizador que satisface la Ecuación 6.10.3.2.1-3 para constructibilidad, la Ecuación 6.10.4.2.2-4 para el estado límite de servicio y los requisitos de diseño apropiados para el estado límite de resistencia a lo largo de la viga primaria. Para determinar una ubicación de prueba inicial del rigidizador, para secciones compuestas en las zonas de flexión positiva, se puede utilizar la siguiente ecuación:

$$\frac{d_s}{D_c} = \frac{1}{1 + 1,5 \sqrt{\frac{f_{DC1} + f_{DC2} + f_{DW} + f_{LL+IM}}{f_{DC1}}}} \quad (\text{C 6.10.11.3.1-1})$$

donde:

$d_s$  = distancia desde el eje de la chapa del rigidizador longitudinal, o desde la línea de gramil del rigidizador longitudinal en ángulo, a la superficie interior o al ala del elemento con el ala comprimida, en mm.

$D_c$  = altura del alma en compresión en el rango elástico de una sección de acero no compuesta, en mm.

$f_{xx}$  = esfuerzos en el ala sujeta a compresión en el estado límite de resistencia generadas por las diferentes cargas mayoradas en la sección con el máximo esfuerzo de compresión por flexión; es decir, **DC1**, carga permanente que actúa sobre la sección no compuesta; **DC2**, carga permanente que actúa sobre la sección compuesta a largo plazo; **DW**, carga correspondiente a la superficie de rodamiento; y **LL+IM**, actuando sobre sus secciones correspondientes, en MPa. En este cálculo se desprecia la flexión lateral del ala.

Para satisfacer todos los criterios especificados para los estados límite, puede que sea necesario mover verticalmente el rigidizador hacia arriba o hacia abajo desde esta ubicación de prueba inicial.

Para secciones compuestas en zonas de flexión negativa y para secciones no compuestas, se sugiere una ubicación de prueba inicial para el rigidizador a  $2 \cdot D_c / 5$  de la superficie interna del ala sujeta a compresión siendo analizado en la sección con el máximo esfuerzo de compresión por flexión debido a las cargas mayoradas en el estado límite de resistencia. Asimismo, para las secciones compuestas,  $D_c$  se debería calcular para la sección formada por la viga primaria de acero más la armadura longitudinal del tablero. Para satisfacer todos los criterios de estado límite especificados puede que sea necesario mover verticalmente el rigidizador hacia arriba o hacia abajo desde la ubicación de prueba inicial, en particular en aquellos casos donde se supone que el tablero de hormigón es efectivo para resistir tracción en las zonas de flexión negativa para el estado límite de servicio, tal como se permite para las secciones compuestas que satisfacen los requisitos especificados en el artículo 6.10.4.2.1.

Estudios teóricos y experimentales, realizados sobre vigas primarias no compuestas, indican que la ubicación óptima de un rigidizador longitudinal es  $2 \cdot D_c / 5$  para flexión y  $D/2$  para corte. Los ensayos también han indicado que en estas secciones los rigidizadores longitudinales ubicados a  $2 \cdot D_c / 5$  son efectivos para controlar las deflexiones laterales del alma sujeta a flexión (Cooper, 1967). Se recomienda utilizar la distancia  $2 \cdot D_c / 5$  debido a que el corte siempre está acompañado por el momento y porque un rigidizador longitudinal correctamente dimensionado también reduce las deflexiones laterales del alma generadas por el corte. Además, debido a que  $D_c$  puede variar a lo largo de la longitud del tramo, se recomienda que el rigidizador se ubique con base en el valor de  $D_c$  calculado en la sección con el mayor esfuerzo de compresión por flexión. De este modo, es posible que el rigidizador no esté ubicado en su posición óptima en otras secciones con menor esfuerzo y un valor de  $D_c$  diferente. Estas secciones también se deberían analizar para garantizar que satisfagan los estados límite especificados.

En las zonas donde el alma está sujeta a esfuerzos reversibles, puede ser necesario, o deseable, utilizar dos rigidizadores longitudinales en el alma.

Se prefiere que los rigidizadores longitudinales estén ubicados del lado del alma opuesto a aquel donde se encuentran los rigidizadores transversales intermedios. En caso contrario, en los rigidizadores de apoyo y chapas de unión donde el rigidizador longitudinal y el elemento transversal del alma se deban intersectar, el rigidizador longitudinal debe ser continuo siempre que sea posible, a menos que el pliego de especificaciones técnicas permita lo contrario, pues los rigidizadores longitudinales se diseñan como miembros continuos. Los elementos transversales discontinuos del alma se deben instalar y fijar a ambos lados del rigidizador longitudinal con uniones suficientes para desarrollar la resistencia a la flexión y la axial del elemento transversal. Si se interrumpe el rigidizador longitudinal, este se debería fijar de manera similar a todos los elementos transversales del alma. Todas las interrupciones se deben diseñar cuidadosamente con respecto a la fatiga, particularmente si el rigidizador longitudinal no está unido a los elementos transversales del alma. La Ecuación 6.6.1.2.5-3 se puede aplicar si el rigidizador longitudinal está unido a los elementos transversales del alma.

El trabajo de Schilling (1986) describe diferentes detalles de extremo del rigidizador y sus correspondientes detalles a fatiga. Para evitar la intersección de soldaduras siempre se deberían realizar recortes. Si los rigidizadores longitudinales se interrumpen en los



empalmes de campo abulonados, se debería considerar la posibilidad de llevar el rigidizador al borde libre del alma donde el esfuerzo normal es nulo.

Los rigidizadores longitudinales están sujetos a la misma deformación por flexión que se genera en el alma en su posición vertical sobre el alma. Por lo tanto, deben tener rigidez y resistencia suficientes para resistir el pandeo por flexión del alma, donde sea necesario hacerlo, y para transmitir los esfuerzos en el rigidizador y en una parte del alma como si se tratara de una columna equivalente (Cooper, 1967). Por lo tanto, no se permite la fluencia nominal total de los rigidizadores como límite superior en el estado límite de resistencia y cuando se verifica la constructibilidad. La Ecuación 6.10.11.3.1-1 limita la validez de la Ecuación 6.10.11.3.3-2, que a su vez se basa en la resistencia axial de una sección de columna equivalente compuesta por el rigidizador y una parte de la chapa del alma. Para tener en cuenta la influencia de la fluencia del alma sobre el esfuerzo en el rigidizador longitudinal en miembros híbridos, en la Ecuación 6.10.11.3.1-1 el esfuerzo calculado elásticamente en el rigidizador se limita a  $\phi \cdot R_h \cdot F_{ys}$ .

Para el estado límite de resistencia y al verificar la condición de constructibilidad, se debería aplicar en la Ecuación 6.10.11.3.1-1 el valor correspondiente de  $R_h$  en la sección considerada.

#### **C 6.10.11.3.2. Ancho saliente**

La intención de este requisito es evitar el pandeo local del rigidizador longitudinal.

#### **C 6.10.11.3.3. Momento de inercia y radio de giro**

La Ecuación 6.10.11.3.3-1 garantiza que el rigidizador tendrá una rigidez suficiente para mantener una línea horizontal con deflexión lateral prácticamente nula en el panel del alma cuando sea necesario resistir el pandeo por flexión del alma (Galambos, 1998). La Ecuación 6.10.11.3.3-2 garantiza que el rigidizador longitudinal actuando en combinación con una faja de alma adyacente resistirá el esfuerzo de compresión axial sin pandeo lateral. El momento de inercia,  $I_e$ , y el radio de giro,  $r$ , se toman respecto al eje neutro de una sección transversal de columna equivalente compuesta por el rigidizador y una faja del alma adyacente, según lo sugerido por Cooper (1967). Las especificaciones previas al AASHTO LRFD 2012 requerían que estas magnitudes se calcularan respecto del borde del rigidizador en contacto con la chapa del alma. Los valores de  $I_e$  y  $r$  calculados de acuerdo con lo sugerido por Cooper (1967) son generalmente menores que los correspondientes valores determinados de acuerdo con las especificaciones previas al AASHTO LRFD 2012. El procedimiento especificado para el cálculo de  $I_e$  y  $r$  es consistente con los requisitos de AASHTO (2003) para vigas I curvadas horizontalmente en el límite en el cual la viga primaria es recta. El efecto de que la chapa del alma tenga una menor tensión de fluencia que el rigidizador longitudinal se compensa ajustando la faja del alma, que contribuye a la sección de columna efectiva, mediante el factor  $F_{yw}/F_{ys}$  en el cálculo del momento de inercia del rigidizador longitudinal.

La rigidez requerida de los rigidizadores longitudinales en almas curvas es mayor que la rigidez requerida en almas rectas debido a la tendencia de las almas curvas a arquearse. El factor  $\beta$  de la Ecuación 6.10.11.3.3-1 es una simplificación del requisito en las disposiciones de Hanshin (1988) para rigidizadores longitudinales utilizados en vigas primarias curvas. Para rigidizadores longitudinales en almas rectas, la Ecuación 6.10.11.3.3-5 conduce a  $\beta = 1,0$ .

La Ecuación 6.10.11.3.3-2 se basa en el modelo descrito por Cooper (1967), excepto que además considera la posibilidad de que la tensión de fluencia mínima especificada para el rigidizador y el ala sujeta a compresión sean diferentes. Además, se toma en cuenta la influencia de un alma híbrida incluyendo en esta ecuación el factor de hibridez,  $R_h$ . Para una sección I no híbrida, el radio de giro requerido determinado mediante la Ecuación 6.10.11.3.3-2 es ligeramente mayor que el requerido en las especificaciones previas al AASHTO LRFD 2012. Para una sección I en la cual  $F_{yc}/F_{ys}$  es mayor que la unidad, el radio de giro requerido a partir de la Ecuación 6.10.11.3.3-2 es significativamente mayor que el requerido en las especificaciones previas al AASHTO LRFD 2012. Esto es necesario porque en estos casos, el rigidizador longitudinal está sujeto a esfuerzos más elevados en comparación con su resistencia como columna equivalente que en una sección homogénea equivalente.

El artículo 6.10.9.3.1 requiere que la resistencia al corte del panel del alma se determine en base a la altura total del alma,  $D$ . Por este motivo, no se especifica ningún requisito de área para los rigidizadores longitudinales para el anclaje del campo traccionado.

#### **C 6.10.12. Platabandas**

##### **C 6.10.12.1. Requisitos generales (Este artículo no tiene comentarios)**

##### **C 6.10.12.2. Requisitos aplicables a los extremos de las platabandas**

###### **C 6.10.12.2.1. Requisitos generales (Este artículo no tiene comentarios)**

###### **C 6.10.12.2.2. Extremos soldados (Este artículo no tiene comentarios)**

###### **C 6.10.12.2.3. Extremos abulonados**

La investigación sobre platabandas abulonadas en los extremos se analiza en el trabajo de Wattar et al. (1985).

#### **C 6.11. MIEMBROS DE SECCIÓN TIPO CAJÓN SOLICITADOS A FLEXIÓN**

##### **C 6.11.1. Requisitos generales**

El artículo 6.11.1 se ocupa de temas generales que se aplican a secciones tipo cajón cerrado y tipo omega invertida utilizadas como miembros solicitados a flexión tanto en puentes rectos como en puentes con curvatura horizontal, o puentes que contienen tanto segmentos rectos como curvos. Para la aplicación de los requisitos del artículo 6.11, los puentes que contienen tanto segmentos rectos como curvos deben ser tratados como puentes curvados horizontalmente puesto que los efectos de la curvatura en las reacciones de los apoyos y en las flechas de la viga primaria, así como los efectos de la flexión lateral del ala y del corte por torsión, generalmente se extienden más allá de los segmentos curvos. El término longitud moderada es utilizado aquí para referirse a puentes con tramos de hasta **105 m** aproximadamente. Los requisitos se pueden aplicar a tramos de mayor longitud siempre que sea con base en una evaluación exhaustiva de la aplicación del puente en consideración consistente con los fundamentos estructurales básicos. La FHWA (1980) ha publicado información adicional sobre el diseño de puentes viga tipo cajón de acero con grandes luces. En el trabajo de Wolchuk (1997) se encuentra un panorama general sobre puentes viga tipo cajón.

Los cinco puntos listados en este artículo indican la organización global que se les ha dado a los requisitos para el diseño de miembros de sección tipo cajón sujetos a flexión. Para evitar repeticiones, algunos de los temas generales del presente artículo hacen referencia a los requisitos generales del Artículo 6.10.1 para secciones I, que se aplican igualmente bien a las secciones tipo cajón. Cuando sea necesario, el artículo 6.11 hace referencia a otros apartados del artículo 6.10.

Dentro de estos requisitos, el término ala de una sección tipo cajón se refiere a una chapa de ala que está conectada a dos almas.

Estos requisitos no se aplican a secciones tipo cajón cuya condición final sea de secciones no compuestas, tal como se define en el artículo 6.10.1.2, que se utilicen como miembros sujetos a flexión. De acuerdo con los requisitos del artículo 6.10.1.5, en el análisis para las cargas aplicadas a la sección compuesta se debe suponer que el tablero de hormigón es efectivo en toda la longitud del tramo.

Por lo tanto, es necesario que a lo largo de todo el tramo haya conectores de corte para resistir el corte por torsión que existe a lo largo de todo el tramo en todos los tipos de secciones tipo cajón compuestas a fin de evitar el posible desprendimiento del tablero. También debe haber conectores de corte en las zonas de flexión negativa a fin de ser consistente con los puentes prototipo y modelo que se estudiaron en el desarrollo original de los requisitos sobre distribución de la sobrecarga para secciones tipo cajón (Johnson and Mattock, 1967). Por consideraciones mientras una sección tipo cajón compuesta se encuentra en construcción, se pueden utilizar los requisitos aplicables de los artículos 6.10 y 6.11 dependiendo de si se considera que la sección se comporta como efectivamente abierta o cuasi cajón, respectivamente. La resistencia a la flexión de las secciones tipo cajón cerrado no compuestas que se utilizan como miembros sujetos a compresión o tracción se especifica en el artículo 6.12.2.2.2.

Estos requisitos se pueden aplicar para el uso de secciones tipo cajón cerrado compuestas, o secciones que utilizan una chapa de acero para el ala superior que es compuesta con el tablero de hormigón, como miembros sujetos a flexión. El uso de tales secciones ha sido limitado debido a consideraciones económicas relacionadas con la implementación de los requisitos de seguridad necesarios para trabajar dentro de los cajones cerrados. Las presentes disposiciones no se aplican al uso de hormigón compuesto sobre las alas inferiores de la sección tipo cajón a fin de rigidizar las alas en las zonas de flexión negativa.

Estos requisitos permiten utilizar secciones tipo cajón simple porque es posible establecer el equilibrio torsional utilizando apoyos dobles en algunos soportes. En las secciones tipo cajón simple, al ubicar el centro de gravedad de la carga permanente cerca del centro de corte se garantiza que la torsión sea mínima. En las secciones tipo cajón simple puede resultar crítico el efecto de ciertos elementos tales como las barreras acústicas colocadas a un solo lado del puente.

Estos requisitos no se aplican a secciones tipo cajón simple de múltiples celdas debido a que la información publicada sobre este tipo de miembros es muy limitada. El análisis de este tipo de puentes implica considerar el flujo de corte en cada una de las celdas.

Para simplificar su análisis y fabricación, en los miembros tipo cajón con almas inclinadas de altura variable, la inclinación de las almas debe preferentemente ser constante. Para que la distancia entre las almas en la parte superior del cajón sea constante, el cual también se prefiere, se requiere que el ancho del ala inferior varíe a lo largo de la longitud

y que las alturas de las almas en una sección transversal dada se mantengan iguales. Si el puente se ha de lanzar de manera incremental, se recomienda utilizar un cajón de altura constante.

Los requisitos del artículo 6.11 proporcionan un enfoque unificado para considerar la combinación de la flexión respecto al eje fuerte y la flexión lateral del ala, cualquiera sea su origen, en el diseño de las alas superiores de las secciones tipo omega invertida durante la construcción. Estos requisitos también proporcionan un enfoque unificado para considerar la combinación de efectos del esfuerzo normal y el esfuerzo de corte por torsión de St. Venant en secciones tipo cajón cerrado y tipo omega invertida tanto durante la construcción como en el estado final de construcción. Se proporcionan ecuaciones generales de diseño para determinar la resistencia nominal a la flexión de las alas de las secciones tipo cajón bajo los efectos combinados del esfuerzo normal y de la tensión de corte torsional. Los requisitos permiten también considerar el corte por torsión en el diseño de las almas de la sección tipo cajón y de los conectores de corte. En el caso de las secciones tipo cajón rectos, normalmente los efectos del corte torsional son relativamente pequeños, a menos que el puente esté sujeto a grandes pares torsores. Por ejemplo, los cajones que se apoyan sobre soportes oblicuos generalmente están sujetos a grandes pares torsores. Para secciones tipo cajón, con curvatura horizontal, siempre se deben considerar los efectos de la flexión lateral del ala debidos a la curvatura y los efectos del corte torsional, en todos los estados límite así como durante la etapa constructiva.

Para los casos donde los efectos de la flexión lateral del ala y/o el corte por torsión se consideran insignificantes o incidentales, o bien no deben ser considerados, los términos relacionados con estos efectos simplemente se establecen igual a **cero** en las ecuaciones correspondientes. En este caso el formato de las ecuaciones se reduce simplemente al mismo formato que tienen las ecuaciones más familiares que se incluían en las especificaciones previas al AASHTO LRFD 2012 para verificar la resistencia nominal a la flexión de las secciones tipo cajón en ausencia de la flexión lateral del ala y de la torsión de St. Venant.

Los cálculos fundamentales para miembros solicitados a flexión, que se encontraban en el artículo 6.10.3 del AASHTO (2004), se han trasladado al apéndice D6.

#### **C 6.11.1.1. Determinación de los esfuerzos**

Se llevaron a cabo análisis de esfuerzos, en diseños reales de puentes viga tipo cajón, para evaluar el ancho efectivo de un ala de sección tipo cajón utilizando una serie de ecuaciones de chapa plegada (Goldberg and Leve, 1957). El estudio incluyó puentes con relaciones entre la longitud de tramo y el ancho del ala comprendidas entre **5,65** y **35,3**. El ancho efectivo del ala como una proporción del ancho total del ala abarcaron un rango de valores entre **0,89** (para el puente con la menor relación entre la longitud del tramo y el ancho del ala) y **0,99** (para el puente con la mayor relación entre la longitud del tramo y el ancho del ala). Sobre esta base, es razonable permitir que un ala de una sección tipo cajón sea considerada totalmente efectiva y sujeta a un esfuerzo longitudinal uniforme, siempre que su ancho no sea mayor que **un quinto** de la longitud del tramo del puente. En el caso de alas extremadamente anchas, de secciones tipo cajón, puede ser necesario realizar un análisis especial por los efectos del arrastre por cortante.

Aunque los resultados citados en el párrafo anterior fueron obtenidos para puentes simplemente apoyados, este criterio se aplicaría igualmente a los puentes continuos utilizando el tramo efectivo apropiado definido en este artículo para la sección en consideración.

Al calcular los esfuerzos de flexión en la sección, debidos a las cargas mayoradas, se debería utilizar el ancho efectivo del ala de la sección tipo cajón. Al calcular la resistencia nominal a la flexión del ala de la sección tipo cajón se debería utilizar el ancho total del ala.

Las secciones tipo cajón cerrado son capaces de resistir la torsión con limitada distorsión de la sección transversal. Debido a que generalmente la distorsión se limita proporcionando suficiente arriostramiento interno, conforme con el artículo 6.7.4.3, la torsión es resistida principalmente por el flujo de corte torsional de St. Venant. La constante de alabeo para las secciones tipo cajón cerrado es aproximadamente igual a **cero**. En consecuencia, el esfuerzo normal y de corte por alabeo debidos a la torsión de alabeo son generalmente bastante pequeños y por lo general se desprecian.

Los esfuerzos transversales por flexión en las alas y almas de la sección tipo cajón, debidos a la distorsión de la sección transversal, se producen como consecuencia de los cambios de dirección del vector del flujo de corte. La rigidez a flexión transversal de las almas y alas no es suficiente por sí sola para conservar la forma del cajón, de manera que es necesario colocar un arriostramiento transversal interno. Las tensiones de alabeo longitudinal debidas a la distorsión de la sección transversal también se controlan mejor mediante un arriostramiento transversal interno, tal como se analiza más adelante en el artículo C 6.7.4.3.

Las alas superiores de las vigas tipo omega invertida sujetas a cargas de torsión se deben arriostrar de manera que la sección actúe como un “pseudo cajón” para las cargas que actúan sobre la sección no compuesta, es decir, aquellas aplicadas antes que el tablero de hormigón haya endurecido o se haya efectivizado la acción compuesta. El arriostramiento del ala superior, trabajando conjuntamente con el arriostramiento transversal interno, permite conservar la forma del cajón y resistir la fuerza lateral que inducen las almas inclinadas y la torsión.

Tal como se analizará en el artículo C 6.11.2.3, los efectos del corte por torsión de St. Venant y los esfuerzos secundarios debidos a la distorsión de la sección transversal se pueden despreciar para las secciones tipo cajón múltiple en puentes rectos que satisfacen las restricciones especificadas en el artículo 6.11.2.3, a menos que el ala de la sección tipo cajón sea muy ancha. Al analizar estos puentes se puede aplicar también el factor de distribución de la sobrecarga especificado en el artículo 4.6.2.2.2b para secciones rectas tipo cajón múltiple de acero. Los puentes que no satisfacen una o más de estas disposiciones se deben analizar utilizando uno de los métodos de análisis estructural refinado disponibles, u otros métodos aceptables de análisis estructural aproximado según se especifica en los artículos 4.4 o 4.6.2.2.4, ya que el factor de distribución de la sobrecarga especificada no se aplica a puentes de estas características. En las secciones de este tipo de puentes los efectos del corte por torsión de St. Venant y los esfuerzos secundarios debidos a la distorsión de la sección transversal son también más significativos y por lo tanto deben ser considerados. Se incluyen en esta categoría todos los tipos de puentes que contienen secciones tipo cajón simple, y puentes curvados horizontalmente que contienen secciones tipo cajón múltiple. Los esfuerzos de flexión transversal requieren especial atención en cajones que pueden estar sujetos a grandes pares torsores; por ejemplo secciones tipo cajón simple, cajones fuertemente curvados, y cajones soportados por apoyos oblicuos. Para otros casos, los esfuerzos de distorsión se pueden omitir si se puede demostrar que los pares torsores son de magnitud comparable a los pares torsores actuantes en los casos para los cuales su estudio ha demostrado que esos esfuerzos son lo suficientemente pequeños y que se pueden ignorar (Johnston and Mattock, 1967), por ejemplo, en un puente recto de dimensiones similares que cumpla los

requisitos del artículo 6.11.2.3, o si los pares torsores se consideran lo suficientemente pequeños a juicio del Propietario y del Ingeniero. En tales casos, se recomienda que todos los rigidizadores del alma se unan a ambas alas para mejorar el comportamiento a fatiga.

En particular, en las secciones tipo cajón simple pueden ocurrir cargas torsionales significativas durante la construcción y bajo la acción de las sobrecargas. Las sobrecargas en el extremo del tablero pueden generar cargas torsionales críticas sin provocar momentos flexores críticos. En el análisis, la sobrecarga se debería ubicar tanto para la máxima flexión como para la máxima torsión. Para el análisis se debería tomar en cuenta la posición de los apoyos con suficiente integridad para que las reacciones se puedan calcular de forma directa.

Cuando sea necesario, el corte por torsión de St. Venant y el esfuerzo de corte en los elementos del alma y del ala se pueden calcular a partir del flujo de corte, el cual se determina de la siguiente manera:

$$f = \frac{T}{2 A_o} \quad (\text{C 6.11.1.1-1})$$

donde:

$A_o$  = área encerrada dentro de la sección cajón, en  $\text{mm}^2$ .

$f$  = flujo de corte, en  $\text{N/mm}$ .

$T$  = par torsor interno debido a las cargas mayoradas, en  $\text{Nmm}$ .

En el caso de pares torsores aplicados a la sección no compuesta,  $A_o$  será calculado para la sección tipo cajón no compuesta. Como se especifica en el artículo 6.7.5.3, si el arriostramiento lateral superior en una sección tipo omega invertida está unido a las almas,  $A_o$  será reducido para reflejar la ubicación real del arriostramiento. Debido a que, de acuerdo con estos requisitos, los conectores de corte son requeridos a lo largo de toda la longitud de las secciones tipo cajón, el tablero de hormigón se puede considerar efectivo para resistir torsión en cualquier punto a lo largo del tramo. Por consiguiente, en el caso de pares torsores aplicados a la sección compuesta en zonas de flexión positiva o negativa,  $A_o$  será calculada para la sección compuesta utilizando la altura desde el ala inferior hasta la mitad del espesor del tablero de hormigón. La altura se puede calcular a partir de un estimativo del límite inferior del espesor real del acartelamiento de hormigón, o bien se puede determinar de manera conservadora despreciando el espesor de dicho acartelamiento.

La torsión que actúa en la sección compuesta también introduce corte horizontal en el tablero de hormigón, el cual se debería considerar al diseñar la armadura de acero. El artículo C 6.11.10 sugiere un procedimiento para determinar el corte por torsión en el tablero de hormigón para el caso de secciones tipo cajón cerrado. En el caso de las secciones tipo omega invertida se debería suponer que el tablero resiste la totalidad del corte por torsión que actúa sobre la parte superior de la sección tipo cajón compuesta.

Las especificaciones previas al AASHTO LRFD 2012 (AASHTO, 1993) limitaban la resistencia nominal al corte por torsión de St. Venant de las alas de la sección tipo cajón a la tensión de fluencia por corte,  $F_{yf}/\sqrt{3}$ . Sin embargo, para este nivel de esfuerzo de

corte, hay una reducción significativa de la resistencia nominal a la flexión del ala. Por lo tanto, estos requisitos limitan la resistencia nominal al corte a  $0,75 F_{yf} / \sqrt{3}$ . Rara vez, si es que alguna vez, se encuentra tal nivel de esfuerzo de corte por torsión en los diseños prácticos de vigas tipo cajón.

Cuando sea necesario, los esfuerzos y rangos de esfuerzos de flexión transversal o a través del espesor en las almas y alas, debidos a la distorsión de la sección transversal, se pueden determinar utilizando la analogía de la viga sobre fundación elástica (**BEF**, según sus siglas en inglés) presentada por Wright and Abdel-Samad (1968). En este método, los diafragmas o marcos transversales internos son análogos a los apoyos intermedios de la viga sobre fundación elástica, y la resistencia a la distorsión que provee la sección transversal tipo cajón es análoga a una fundación elástica continua. La deflexión de la viga sobre fundación elástica es análoga al esfuerzo de flexión transversal. Los rigidizadores transversales se deberían considerar efectivos con el alma o ala de la sección tipo cajón, según corresponda, al calcular las rigideces a flexión de estos elementos. En las publicaciones de Heins and Hall (1981) y AASHTO (2003) se presentan ejemplos de cálculo realizados con base en la analogía de la viga sobre fundación elástica. Es poco práctico el uso de análisis por elementos finitos para determinar los esfuerzos de flexión a través del espesor como parte del análisis global de las secciones tipo cajón, debido al refinamiento de malla requerido para el cálculo preciso de estos esfuerzos.

Los esfuerzos longitudinales de alabeo debidos a la distorsión de la sección transversal también se pueden determinar utilizando la analogía de la viga sobre fundación elástica. El esfuerzo de alabeo es análogo al momento en la viga sobre fundación elástica. Los esfuerzos de alabeo son mayores en las esquinas del cajón, donde generalmente están ubicados los detalles de soldadura más críticos, y deberían ser considerados al analizar la fatiga (Wright and Abdel-Samad, 1968). Ensayos realizados han indicado que estos esfuerzos de alabeo no afectan la resistencia última de las vigas tipo cajón de dimensiones habituales.

Debido a que el arriostramiento lateral superior de las secciones tipo omega invertida contribuye a la rigidez flexional, al calcular las propiedades de estas secciones tipo omega invertida se debería considerar la inclusión de la componente longitudinal del área de arriostramiento del ala superior. Cuando se utilicen, los rigidizadores longitudinales del ala también se deberían incluir al determinar las propiedades de la sección tipo cajón u omega invertida.

#### **C 6.11.1.2. Apoyos**

La disposición del apoyo determina la manera como los soportes resisten la torsión, y es especialmente crítica en el caso de secciones tipo cajón simple. Cuando en las secciones tipo cajón múltiple se utiliza la disposición de un único apoyo, el par torsor se puede eliminar usando marcos transversales o diafragmas entre los cajones. Dos apoyos debajo de cada cajón proporcionan un par resistente para el par torsor en cada cajón. Los apoyos dobles se pueden colocar entre las almas del cajón o del lado exterior del cajón. Al ubicar los apoyos del lado exterior del cajón se reducen las cargas de volcamiento sobre los apoyos y puede eliminar la fuerza de levantamiento. El levantamiento puede ser particularmente crítico, en el caso de los apoyos dobles, cuando los voladizos del tablero tienen grandes dimensiones y en los bordes de los mismos se colocan barandas pesadas o barreras acústicas. El levantamiento se debería verificar ignorando los efectos de la futura superficie de rodamiento.

Para las secciones tipo cajón, en lugar de apoyos se utilizan a menudo vigas cabezales integrales de acero u hormigón.

#### **C 6.11.1.3. Conexiones entre el ala y el alma**

Si en cada tramo no se proporcionan al menos dos marcos transversales o diafragmas internos intermedios, es fundamental que el tamaño de las soldaduras entre el alma y el ala sea suficiente para desarrollar la sección total del alma o del ala, cualquiera que sea menor. En este caso, debido a la posibilidad de que en la sección tipo cajón se desarrollen esfuerzos secundarios de flexión, como consecuencia de las vibraciones y/o distorsiones de la sección transversal, se deberían proporcionar soldaduras que abarquen todo el espesor. Haaijer (1981) demostró que en las juntas soldadas entre el alma y el ala de este tipo de secciones, el rango de los esfuerzos transversales secundarios debidos a la distorsión se redujo en más de un **50 por ciento** cuando se introdujo un marco transversal interno intermedio, y en más de un **80 por ciento** cuando se introdujo dos marcos transversales internos intermedios por tramo. Por este motivo, cuando en cada tramo se proporcionan dos o más marcos transversales o diafragmas internos intermedios se puede suponer que es adecuado utilizar soldaduras de filete, diseñadas de acuerdo con los requisitos del artículo 6.13.3.4, en ambos lados del alma.

Ya sea que se utilicen soldaduras de penetración total o de filete, es fundamental ubicar las soldaduras a ambos lados de la chapa del ala o del alma que se conecta. Esto ayudará a minimizar la posibilidad de que los esfuerzos por flexión transversal generen una falla por fatiga.

#### **C 6.11.1.4. Agujeros de acceso y drenaje**

En los agujeros de acceso en las alas del cajón sujetas a compresión, la resistencia nominal a la flexión del ala remanente a cada lado del agujero se determina utilizando las ecuaciones de resistencia al pandeo local para alas en compresión de vigas I, determinando la esbeltez del ala con base en la proyección del ancho del ala sobre el lado del agujero.

Los agujeros de acceso exteriores deberían tener un tamaño suficiente para permitir un fácil acceso para realizar inspecciones. Las puertas de los agujeros de acceso exteriores deben estar montadas sobre bisagras y estar equipadas con cerraduras. Todas las aberturas exteriores en las secciones tipo cajón se deberían cubrir de manera de evitar el ingreso de personal no autorizado, aves e insectos.

Se debería considerar pintar el interior de las secciones tipo cajón de un color claro. El interior de estas secciones se pinta principalmente para facilitar las inspecciones, y en el caso de las secciones tipo omega invertida para evitar la captación solar y proporcionar al acero de los elementos un nivel mínimo de protección mientras la sección tipo omega invertida está abierta temporalmente durante la construcción. No es necesario que la calidad de la pintura sea la que habitualmente se utiliza para las superficies exteriores. En la mayoría de los casos una sola capa de pintura debería ser suficiente, particularmente cuando se proporcionan medidas de ventilación y drenaje en el interior del cajón.



## **C 6.11.2. Límites aplicables a las dimensiones de la sección transversal**

### **C 6.11.2.1. Dimensiones del alma**

#### **C 6.11.2.1.1. Requisitos generales**

Las almas inclinadas tienen la ventaja de reducir el ancho del ala inferior.

No serán utilizadas las alas superiores de las secciones tipo omega invertida, con almas en ubicaciones diferentes a la mitad del ancho del ala, porque se introducen efectos adicionales de flexión lateral del ala para las cuales sería necesario realizar un análisis especial.

#### **C 6.11.2.1.2. Almas sin rigidizadores longitudinales**

La Ecuación 6.11.2.1.2-1 se analiza en el artículo C 6.10.2.1.1.

#### **C 6.11.2.1.3. Almas con rigidizadores longitudinales**

La Ecuación 6.11.2.1.3-1 se analiza en el artículo C 6.10.2.1.2.

### **C 6.11.2.2. Dimensiones del ala**

Las Ecuaciones 6.11.2.2-1 a 6.11.2.2-3 se aplican a las alas de secciones **I** y también se aplican a un ala superior simple de una sección tipo omega invertida. Las Ecuaciones 6.11.2.2-1 a 6.11.2.2-3 se analizan en el artículo C 6.10.2.2.

Las alas de la sección tipo cajón se deberían prolongar al menos **25 mm** más allá de la cara externa de cada alma para permitir soldar las almas al ala. El Ingeniero debería considerar presentar en los planos de diseño una opción para que, en caso de ser necesario, el fabricante aumente esta distancia con el objetivo de proporcionar un mayor acceso para soldar.

#### **C 6.11.2.3. Restricciones especiales sobre el uso del factor de distribución de sobrecarga para secciones tipo cajón múltiple**

Las restricciones que se especifican en este artículo para puentes rectos que utilizan secciones tipo cajón múltiple son necesarias a fin de emplear el factor de distribución lateral de sobrecarga indicado en el artículo 4.6.2.2b para secciones rectas tipo cajón múltiple de acero. El desarrollo de este factor de distribución se basa en un exhaustivo estudio de puentes dentro de estas limitaciones (Johnston and Mattock, 1967). En este estudio se supuso una rigidez no fisurada para la sección compuesta a lo largo de la totalidad del tramo.

Además, se determinó que cuando se satisfacen estas restricciones se puede despreciar el corte, debido a la torsión de St. Venant y a los efectos secundarios de los esfuerzos de flexión debidos a la distorsión de la sección transversal, siempre que el ancho del ala de la sección tipo cajón no sea mayor que **un quinto** del tramo efectivo definido en el artículo 6.11.1.1. A partir de un estudio analítico sobre este tipo de puentes se determinó que cuando estos puentes se cargan de manera que se produzca el máximo momento en una viga primaria determinada, y por consiguiente la máxima compresión en la chapa del ala cerca de un apoyo intermedio, el giro en dicha viga es despreciable. Por lo tanto parece razonable que, para puentes que se ajustan a las limitaciones indicadas en este artículo y

en los cuales las alas de la sección tipo cajón son totalmente efectivas, no sea necesario considerar el corte debido a la torsión al diseñar las alas del cajón para las cargas máximas de compresión o tracción.

En el caso de puentes con apoyos oblicuos, se generan en las secciones tipo cajón efectos torsionales adicionales y la distribución lateral de las cargas también se ve afectada. Aunque el puente satisfaga las restricciones de sección transversal especificadas en este artículo, estos efectos no están cubiertos por el factor de distribución lateral especificado en el artículo 4.6.2.2.2b. Por lo tanto, en estos casos, es necesario realizar un análisis de esfuerzos más riguroso utilizando uno de los métodos disponibles de análisis estructural refinado. Para los tramos rectos de puentes que satisfacen estos requisitos, pero que también contienen segmentos curvados horizontalmente, se recomienda también realizar un análisis refinado. Aunque no es obligatorio, si se desea, se pueden utilizar también dichos métodos de análisis estructural refinado para puentes que satisfacen las restricciones del presente artículo.

Se han establecido algunas limitaciones sobre la variación de la distancia **a** con respecto a la distancia **w**, ilustradas en la Figura 6.11.2.3-1, cuando se utiliza el factor de distribución porque los estudios en los cuales se basan los requisitos sobre la distribución de la sobrecarga se realizaron en puentes en los cuales **a** era igual a **w**. Las limitaciones dadas para secciones tipo cajón no paralelas permitirán cierta flexibilidad de disposición en el diseño, manteniendo en general la validez de las disposiciones. Para los casos con secciones tipo cajón no paralelas, donde se utiliza el factor de distribución de sobrecarga, ver los requisitos del artículo 4.6.2.2.2b.

### C 6.11.3. Constructibilidad

#### C 6.11.3.1. Requisitos generales

El Ingeniero debería considerar las posibles cargas excéntricas que podrían ocurrir durante la construcción. Estas pueden incluir la colocación irregular del hormigón y los equipos. Los diafragmas o marcos transversales temporales que no forman parte del diseño original se deberían retirar ya que, si estos miembros se los deja en el lugar, podrían afectar significativamente el comportamiento estructural de la sección tipo cajón, incluyendo la distribución de las cargas.

En NSBA (1978) y United States Steel (1978) se puede encontrar información adicional sobre la construcción de secciones compuestas tipo cajón.

En el caso de secciones tipo cajón pintadas, el Ingeniero debería considerar una tolerancia por el peso de la pintura. Para estructuras habituales, una estimación razonable es el **tres por ciento** del peso del acero.

#### C 6.11.3.2. Flexión

Aunque las ecuaciones de los artículos 6.10.3.2.1 a 6.10.3.2.3 se aplican a las alas de las secciones **I**, éstas también se pueden aplicar con seguridad a un ala superior individual de una sección tipo omega invertida. Cuando se utilizan estas ecuaciones se aplican también los requisitos del artículo 6.10.1.6.

A criterio del Ingeniero, el arriostramiento lateral superior unido a las alas, en puntos donde solo existen riostras entre las alas, pueden ser considerados como puntos de arriostramiento.

En el caso de las vigas primarias rectas, la acción del viento y la torsión a partir de diversos orígenes producen flexión lateral en las alas superiores con arriostramiento discreto de las secciones tipo omega invertida, antes de que el tablero de hormigón haya endurecido o se haya efectivizado la acción compuesta. Las ecuaciones de los artículos 6.10.3.2.1 y 6.10.3.2.2 le permiten al Ingeniero considerar directamente los efectos de la flexión lateral del ala, si a su criterio resultan significativos. Si el Ingeniero considera que los efectos de la flexión lateral del ala son insignificantes o incidentales, el término de la flexión lateral,  $f_e$ , simplemente se iguala a **cero** en estas ecuaciones. En este caso el formato de las ecuaciones se reduce simplemente al formato más convencional para verificar las alas para los estados límite de fluencia, pandeo lateral torsional o pandeo local, según corresponda, en ausencia de flexión lateral del ala. Para vigas primarias curvadas horizontalmente, siempre se deben considerar durante la etapa constructiva los efectos de la flexión lateral del ala debidos a la curvatura. Para las cargas que se aplican durante la construcción una vez que las alas superiores están arriostradas continuamente, se aplican los requisitos del artículo 6.10.3.2.3. El artículo 6.10.3.2 distingue entre alas con arriostramiento discreto y continuo debido a que para las alas con arriostramiento continuo no es necesario considerar la flexión lateral del ala. El artículo C 6.10.1.6 establece las condiciones por las cuales se puede considerar que las alas superiores tienen arriostramiento continuo. Generalmente los cortes por torsión de St. Venant también se desprecian en las alas superiores con arriostramiento continuo de las secciones tipo omega invertida. Al verificar los requisitos de los artículos 6.10.3.2.1 a 6.10.3.2.3 para un ala superior individual de una sección tipo omega invertida, se recomienda realizar las verificaciones considerando la mitad de la sección tipo omega invertida. Al verificar la Ecuación 6.10.3.2.1-2 para secciones I con almas compactas o no compactas en puentes rectos, el artículo A6.3.3 permite opcionalmente determinar la resistencia al pandeo lateral torsional del ala sujeta a compresión incluyendo la contribución beneficiosa de la constante torsional de St. Venant,  $J$ . Conservadoramente, se prohíbe utilizar estas disposiciones para verificar las alas superiores de las secciones tipo omega invertida con almas compactas o no compactas. En el artículo C 6.10.6.2.3 se analizan las definiciones de alma compacta, no compacta y esbelta. Para realizar estas verificaciones con la sección en su condición no compuesta, la clasificación del alma se basará en las propiedades de la sección no compuesta.

Una fuente potencial de flexión lateral del ala debida a la torsión es el efecto de las cargas excéntricas del voladizo del tablero de hormigón que actúan sobre la consola de voladizo dispuesta a lo largo de las secciones exteriores tipo omega invertida. En ausencia de un análisis más refinado, los máximos momentos de flexión lateral del ala, en el ala superior más externa de la sección tipo omega invertida, debidos a estas cargas excéntricas, se pueden estimar utilizando ya sea la Ecuación C 6.10.3.4-2 o bien la Ecuación C 6.10.3.4-3 dependiendo de cómo se supone que la carga lateral se aplica al ala.

En las secciones tipo cajón con almas inclinadas, la suma de la variación de la componente horizontal del corte en el alma debido a la carga permanente y la variación del corte por torsión de St. Venant, debido a la carga permanente por unidad de longitud a lo largo del miembro, actúa como una carga transversal uniformemente distribuida sobre las alas de la viga primaria. Puede ser necesario colocar marcos transversales, diafragmas o riostras internos intermedios adicionales para reducir la flexión lateral que esta carga transversal genera en las alas superiores de secciones tipo omega invertida con arriostramiento discreto. Esto puede ser particularmente cierto en los casos donde se permite que la inclinación de las chapas del alma respecto de un plano normal al ala inferior sea mayor que **1 a 4**, y/o si la longitud no arriostrada de las alas superiores sea mayor que **9,0 m**. En caso contrario, esta carga transversal puede generalmente ser

ignorada. En ausencia de un análisis más refinado, los máximos momentos de flexión lateral de las alas debidos a esta carga transversal se pueden estimar utilizando la Ecuación C 6.10.3.4-2, tomando  $F_e$  como la magnitud de la carga transversal uniformemente distribuida mayorada. Se debería suponer que la totalidad de la carga transversal se aplica a las alas superiores (Fan and Helwig, 1999). Se puede suponer que el marco transversal o riostra soporta la totalidad de carga transversal dentro del panel considerado.

Otra fuente potencial de flexión lateral del ala es debido a las fuerzas que se desarrollan en los sistemas de arriostramiento lateral superior tipo Warren de una sola diagonal generadas por la flexión de la sección tipo omega invertida. Ver el artículo C 6.7.5.3 para ampliar el análisis de este tema.

En aquellos casos en los cuales, dentro de una sección tipo omega invertida, no se utiliza un sistema de arriostramiento lateral que abarque la totalidad de la longitud, tal como se analiza más adelante en el artículo C 6.7.5.3, el ancho mínimo de las alas superiores dentro de cada pieza armada en obra debería satisfacer los lineamientos dados por la Ecuación C 6.10.3.4-1, juntamente con los límites dimensiones del ala especificados en el artículo 6.11.2.2. En este caso, en la Ecuación C 6.10.3.4-1,  $L$  se tomará como el mayor de las distancias, a lo largo de la pieza armada en obra, entre paneles de arriostramiento lateral o entre un panel de arriostramiento lateral y el extremo de la pieza. Para los casos donde se emplea un sistema de arriostramiento lateral de longitud completa, no es necesario considerar la Ecuación C 6.10.3.4-1 para las alas superiores de las secciones tipo omega invertida.

Para las alas de las secciones tipo cajón no compuestas sujetas a compresión, el pandeo local del ala durante las etapas críticas de la construcción se verifica de acuerdo con la Ecuación 6.11.3.2-1. Para las alas de las secciones tipo cajón no es necesario considerar la flexión lateral del ala ni el pandeo lateral torsional.

La Ecuación 6.11.3.2-2 garantiza que durante la construcción no se producirá el pandeo por flexión teórico del alma en secciones donde las alas de la sección tipo cajón no compuesta están sujetas a compresión. La Ecuación 6.10.3.2.1-3 cumple una función similar en secciones donde las alas superiores de las secciones tipo omega invertida están sujetas a compresión. En cualquier caso, para secciones tipo cajón con almas inclinadas, al determinar la resistencia al pandeo por flexión del alma,  $F_{crw}$ ,  $D_c$  se debería tomar como la altura del alma sujeta a compresión medida a lo largo de la pendiente. Debido a que el esfuerzo en el ala está limitado por la tensión de pandeo por flexión del alma, el factor  $R_b$  se debe tomar siempre igual a **1,0** cuando se calcula la resistencia nominal a la flexión del ala sujeta a compresión al analizar la constructibilidad. En el artículo C 6.10.3.2.1 se discuten opciones a considerar si el ala no satisface la Ecuación 6.11.3.2-2 o la Ecuación 6.10.3.2.1-3, según corresponda, para la condición de construcción. Para las secciones con almas compactas o no compactas, el pandeo por flexión del alma no constituye un problema y, por lo tanto, no es necesario verificarlo en estas secciones.

Para las alas de la sección tipo cajón no compuestas sujetas a tracción, o para las alas de la sección tipo cajón con arriostramiento continuo sujetas a tracción o compresión, se utiliza en la Ecuación 6.11.3.2-3 el criterio de fluencia de von Mises (Boresi et al., 1978) para considerar el efecto del corte por torsión.

Generalmente no es necesario considerar los esfuerzos longitudinales de alabeo debidos a la distorsión de la sección transversal al verificar las Ecuaciones 6.11.3.2-1 y 6.11.3.2-3, pero en cambio sí es necesario considerarlos al verificar el deslizamiento de las

conexiones en los empalmes abulonados de las alas para la condición de construcción tal como se especifica en el artículo 6.13.6.1.4c.

En las secciones tipo cajón cerrado, las alas no compuestas en la parte superior del cajón reciben el peso del hormigón húmedo y otras cargas durante la etapa constructiva antes que el tablero haya endurecido o se haya efectivizado la acción compuesta. Para controlar la deflexión y los esfuerzos de las alas de la sección tipo cajón puede ser necesario rigidizar transversal y/o longitudinalmente dichas alas.

#### **C 6.11.3.3. Corte (Este artículo no tiene comentarios)**

#### **C 6.11.4. Estado límite de servicio**

El artículo 6.10.4.1 hace referencia a los requisitos del artículo 2.5.2.6, los cuales contienen criterios opcionales para las deflexiones debidas a la sobrecarga y criterios aplicables a las relaciones tramo-altura. En ausencia de restricciones a la altura se pueden utilizar, para establecer una altura de alma mínima razonable para el diseño, las relaciones de tramo-altura listadas para las secciones I. Sin embargo, debido a la rigidez torsional propia de la sección tipo cajón, la altura óptima para una sección tipo cajón será en general algo menor que la altura óptima para una sección I del mismo tramo. Debido a que el tamaño de las alas de la sección tipo cajón puede generalmente variar poco a lo largo de la longitud del puente, para las secciones tipo cajón es importante establecer una altura óptima razonable. Los cajones de altura excesivamente reducida pueden estar sujetos a cortes por torsión muy elevados.

Bajo las combinaciones de cargas especificadas en la Tabla 3.4.1-1, es necesario verificar las Ecuaciones 6.10.4.2.2-1 y 6.10.4.2.2-2 solamente para las secciones compactas en flexión positiva. Para las secciones en flexión negativa y las secciones no compactas en flexión positiva, estas ecuaciones no controlan ni necesitan ser verificadas. Sin embargo, cuando corresponda, se debe verificar la Ecuación 6.10.4.2.2-4 para estas secciones.

La flexión lateral del ala no es relevante para las alas de la sección tipo cajón, y por lo tanto, no es necesario considerarla al verificar la Ecuación 6.10.4.2.2-2. En la Ecuación 6.10.4.2.2-1 no se considera la flexión lateral del ala porque en el estado límite de servicio las alas superiores tienen arriostramiento continuo. Al verificar las ecuaciones del artículo 6.10.4.2.2 no es necesario considerar los esfuerzos longitudinales de alabeo debidos a la distorsión de la sección transversal, pero sí es necesario considerarlos al verificar el deslizamiento de las conexiones en los empalmes abulonados de las alas en el estado límite de servicio tal como se especifica en el artículo 6.13.6.1.4c. Tampoco se consideran los esfuerzos de corte por torsión de St. Venant al verificar las ecuaciones del artículo 6.10.4.2.2 para las alas de la sección tipo cajón. Se considera que los efectos de los esfuerzos longitudinales de alabeo y del corte por torsión sobre las deflexiones globales permanentes, en el estado límite de servicio, son relativamente insignificantes.

Para las secciones tipo cajón con almas inclinadas,  $D_c$  se debería tomar como la altura del alma sujeta a compresión medida a lo largo de la pendiente al determinar la resistencia de pandeo por flexión del alma,  $F_{crw}$ , utilizada para verificar la Ecuación 6.10.4.2.2-4, cuando corresponda.

Aún no se ha demostrado que los requisitos opcionales del apéndice B6 sean aplicables a las secciones tipo cajón. Por lo tanto, dichos requisitos no se pueden utilizar en el diseño de secciones tipo cajón.

### C 6.11.5. Estado límite de fatiga y fractura

Cuando una sección tipo cajón está sujeta a una carga de torsión, su sección transversal se distorsiona y se restaura en diagramas o marcos transversales. Esta distorsión da origen a esfuerzos secundarios de flexión. Una torsión actuando en la dirección opuesta genera una inversión de estos esfuerzos de flexión secundarios por distorsión. En ciertos casos, tal como se define en el presente documento, estos esfuerzos de distorsión deben ser considerados cuando se verifica a fatiga. En el artículo C 6.11.1.1 se analizan situaciones para las cuales estos esfuerzos son de particular preocupación y para las que estos esfuerzos pueden potencialmente ser ignorados.

Los rangos de esfuerzos por flexión transversal y longitudinales de alabeo, debidos a la distorsión de la sección transversal, se pueden determinar utilizando la analogía de la viga sobre fundación elástica (**BEF**), tal como se analiza en el artículo C 6.11.1.1. Los esfuerzos longitudinales de alabeo se suman a los esfuerzos longitudinales de flexión respecto al eje fuerte.

Generalmente, el mayor rango de esfuerzo por distorsión se genera al posicionar la sobrecarga sobre un lado del cajón y luego en el lado opuesto. Para generar un ciclo del rango de tensión así calculado, se requieren dos vehículos para atravesar el puente en posiciones transversales diferentes, con un vehículo más adelantado que el otro. Para tener en cuenta el improbable caso que esto ocurra durante millones de ciclos, estos requisitos permiten aplicar un factor de **0,75** al rango calculado de los esfuerzos inducidos por distorsión, excepto cuando el rango de esfuerzo máximo sea causado por la carga de un solo carril. Este factor de **0,75** es diferente del factor de carga especificado para la combinación de carga de fatiga aplicable en la Tabla 3.4.1-1, es decir, cuando corresponda, ambos factores se pueden aplicar de forma simultánea. No hay ninguna disposición para tener en cuenta la necesidad de dos camiones para generar un solo ciclo de esfuerzo en este caso. Para aquellos casos en los cuales la resistencia nominal a la fatiga se determina con base en una vida finita, el Ingeniero puede considerar una reducción del número de ciclos puesto que se requieren dos ciclos para generar un solo ciclo de esfuerzo.

Probablemente el caso más crítico por la flexión transversal sea el metal base donde terminan las soldaduras de filete que conectan los elementos transversales a las almas y alas de la sección tipo cajón. Como resultado de la flexión transversal se genera una concentración de esfuerzos en la terminación de estas soldaduras. La resistencia a la fatiga de este detalle, cuando está sujeto a flexión transversal, no está actualmente cuantificada pero se prevé que sea quizás tan baja como la Categoría **E**.

Si esta situación se encuentra crítica en el alma en los rigidizadores transversales del alma que no funcionan como chapas de conexión, el rango de esfuerzo de flexión transversal se puede reducir soldando los rigidizadores a las alas. La colocación de rigidizadores transversales a las alas reduce el elevado esfuerzo de flexión a través del espesor dentro de las partes no rigidizadas del alma donde terminan las soldaduras entre el rigidizador y el alma, el cual es generalmente la región más crítica para esta verificación. Por esta razón, de acuerdo con los requisitos del artículo 6.6.1.3.1 ya se exige que las chapas de conexión del marco transversal estén conectadas a las alas.

Si fuese necesario reducir el rango del esfuerzo de flexión transversal en el ala del cajón adyacente a la chapa de conexión del marco transversal soldada al ala, la colocación de miembros transversales del marco transversal en la parte inferior del cajón o de la sección tipo omega invertida, como parte del arriostramiento transversal interno, reduce

significativamente el rango de esfuerzos de flexión transversal en las soldaduras y garantiza que se mantenga la forma de la sección transversal. El uso de espaciamientos menores entre los marcos transversales también permite reducir los esfuerzos de flexión transversal. Si se proporcionan miembros transversales inferiores en el marco transversal, estos se deben conectar al ala del cajón o a los rigidizadores longitudinales del ala, según corresponda. Para secciones tipo cajón cerradas, los miembros transversales superiores del marco transversal se deberían conectar de forma similar. Si los miembros del arriostramiento transversal se sueldan directamente al ala de la sección tipo cajón, se debería considerar también el rango de esfuerzo debido a la flexión transversal al verificar la resistencia a la fatiga del metal base adyacente a la terminación de estas soldaduras. Si los miembros del arriostramiento transversal se conectan a los rigidizadores longitudinales del ala, el ala de la sección tipo cajón se puede considerar rígida al calcular los esfuerzos de flexión transversal. En tales casos, las chapas transversales de conexión se deben unir a ambas alas tal como se especifica en el artículo 6.6.1.3.1.

Como el tablero de hormigón es mucho más rígido y resiste más carga que los arriostramientos, la fatiga inducida por la carga generalmente no resulta crítica para los arriostramientos laterales superiores en las secciones tipo omega invertida. Dado que en estos casos el tablero resiste la mayor parte del corte por torsión, es aconsejable verificar la armadura en el tablero por el corte horizontal adicional. Los apoyos muy oblicuos pueden generar un corte horizontal crítico en el tablero.

Es aconsejable conectar el arriostramiento lateral a las alas superiores para eliminar una trayectoria de carga a través del alma. Aunque los encofrados removibles del tablero son problemáticos en vigas tipo omega invertida, a veces son requeridos por el Propietario. En tales casos, puede ser necesario bajar el arriostramiento lateral y conectarlo a las almas del cajón. En estos casos, las conexiones a las almas se deben hacer de acuerdo con los requisitos del artículo 6.6.1.3.2 para evitar los posibles problemas resultantes de la fatiga. Se debe proporcionar una trayectoria de carga adecuada, considerando la fatiga, entre las conexiones del arriostramiento al alma y a las alas superiores. Las conexiones del arriostramiento lateral al alma se pueden evitar mediante el uso de encofrados metálicos del tablero dejados en el lugar.

Se debería considerar la fatiga del metal base en la sección neta de los agujeros de acceso. La resistencia a la fatiga en la sección neta de los agujeros de acceso grandes no se especifica actualmente; sin embargo, se ha demostrado que el metal base en la sección neta de agujeros abiertos para bulones satisface la Categoría **D** (Brown et al., 2007). Esto supone una concentración de tensión, o una relación de **3,0** entre la tensión de tracción elástica adyacente al agujero y la tensión promedio en el área neta. Se podría considerar una categoría de fatiga menos severa si se evalúa la concentración de esfuerzo adecuado en los bordes del agujero de acceso.

Consultar el artículo C 6.6.2 para ampliar información respecto al uso de análisis refinados para demostrar que parte de una estructura no es de fractura crítica.

Pueden haber excepciones donde las alas de las secciones tipo cajón simple, sujetas a tracción, no necesiten ser consideradas como miembros de fractura crítica. Por ejemplo, las alas superiores con arriostramiento continuo en zonas de flexión negativa donde hay un adecuado armado en el tablero para actuar como un ala superior. En estos casos, también se debe proporcionar una conexión de corte adecuada.

## C 6.11.6. Estado límite de resistencia

### C 6.11.6.1. Requisitos generales

En el estado límite de resistencia, el artículo 6.11.6 refiere al Ingeniero a los artículos aplicables para el diseño de secciones tipo cajón en zonas de flexión positiva o negativa.

### C 6.11.6.2. Flexión

#### C 6.11.6.2.1. Requisitos generales

La intención del requisito del artículo 6.10.1.8 es evitar la fractura en la sección neta de la sección transversal con agujeros en el ala sujeta a tracción ya sea que esté en flexión positiva o negativa. Si se provee un agujero de acceso en el ala sujeta tracción, el área de este agujero se debería descontar al determinar la sección bruta para verificar este requisito, tal como se especifica en el artículo 6.8.1.

Se supone que un ala sujeta a compresión con arriostramiento continuo no está sujeto a pandeo local o lateral torsional, según corresponda. La justificación para excluir estas verificaciones de estado límite se analiza en el artículo C 6.10.3.2.3.

Estos requisitos suponen que los niveles de fuerza axial en el miembro son nulos o bajos. En secciones que también están sujetas a una fuerza axial concéntrica,  $P_u$ , debida a las cargas mayoradas que supera el **10 por ciento** de la resistencia axial minorada del miembro,  $P_r$ , en el estado límite de resistencia, la sección se debe verificar de acuerdo con los requisitos del artículos 6.8.2.3 o 6.9.2.2, según corresponda. De acuerdo con las ecuaciones dadas en estos artículos, cuando  $P_u$  es igual al **10 por ciento** de  $P_r$ , la resistencia a la flexión del miembro se reduce en un **5 por ciento**. Por debajo de este nivel, es razonable ignorar el efecto de la fuerza axial al diseñar el miembro.

#### C 6.11.6.2.2. Secciones en flexión positiva

Se permite que la resistencia nominal a la flexión de las secciones en flexión positiva en puentes rectos que satisfacen los requisitos del artículo 6.11.2.3 y que también satisfacen los requisitos específicos sobre grado del acero, esbeltez del alma, ancho efectivo del ala y ductilidad, sea mayor que el momento de la primera fluencia de acuerdo con las disposiciones del artículo 6.10.7. Por lo tanto, es más apropiado expresar la resistencia nominal a la flexión de estas secciones, conocidas como secciones compactas, en términos de momento. Para las secciones en flexión positiva en puentes rectos que no satisfacen uno o más de estos requisitos, o para secciones compuestas en flexión positiva en puentes curvados horizontalmente, denominadas secciones no compactas, no se permite que la resistencia nominal a la flexión sea mayor que el momento de la primera fluencia. Por lo tanto en estos casos, es más apropiado expresar la resistencia nominal a la flexión en términos del esfuerzo en el ala calculado elásticamente.

Por los motivos analizados en el artículo C 6.10.6.2.2, las secciones compuestas en flexión positiva en puentes rectos cuyas alas tienen una tensión de fluencia mayor que **485 MPa** o cuyas almas no satisfacen el artículo 6.11.2.1.2 o la Ecuación 6.11.6.2.2-1, se deben diseñar en el estado límite de resistencia como secciones no compactas tal como se especifica en el artículo 6.11.7.2. Además, si la sección no forma parte de un puente recto que satisface las restricciones especificadas en el artículo 6.11.2.3, o forma parte de un puente curvado horizontalmente, o si el ala de la sección tipo cajón no es completamente efectivo tal como se define en el artículo 6.11.1.1, la sección se debe diseñar como una



sección no compacta. Aún no se ha demostrado si estas secciones tienen la capacidad para desarrollar una resistencia nominal a la flexión mayor que el momento de la primera fluencia en presencia de esfuerzos de corte por torsión de St. Venant y esfuerzos por distorsión de la sección transversal potencialmente significativos.

Las secciones compactas en flexión positiva deben satisfacer los requisitos del artículo 6.10.7.3 para garantizar que el modo de falla sea dúctil. Las secciones no compactas también deben satisfacer el requisito de ductilidad especificado en el artículo 6.10.7.3 para asegurar que el modo de falla sea dúctil. El cumplimiento de este requisito garantiza un margen adecuado de seguridad contra el aplastamiento prematuro del tablero de hormigón para secciones que utilizan aceros de hasta **690 MPa** y/o secciones que se utilizan en construcciones apuntaladas. Este requisito también es un límite fundamental para permitir que el pandeo por flexión del alma no se tenga en cuenta en el diseño de secciones compuestas en flexión positiva cuando el alma también satisface el artículo 6.11.2.1.2, tal como se analiza en el artículo C 6.10.1.9.1.

#### **C 6.11.6.2.3. Secciones en flexión negativa**

Para las secciones en flexión negativa, los requisitos del artículo 6.11.8 limitan la resistencia nominal a la flexión a un valor menor o igual que el momento de la primera fluencia para todos los tipos de puentes viga de sección cajón. En consecuencia, para estas secciones es conveniente expresar la resistencia nominal a la flexión en términos del esfuerzo del ala calculado elásticamente.

Aún no se ha demostrado que los requisitos opcionales de los apéndices A6 y B6 sean aplicables a las secciones tipo cajón. Por lo tanto, dichos requisitos no se pueden utilizar en el diseño de las secciones tipo cajón.

#### **C 6.11.6.3. Corte (Este artículo no tiene comentarios)**

#### **C 6.11.6.4. Conectores de corte (Este artículo no tiene comentarios)**

#### **C 6.11.7. Resistencia a la flexión – Secciones en flexión positiva**

##### **C 6.11.7.1. Secciones compactas**

##### **C 6.11.7.1.1. Requisitos generales**

Para las secciones compuestas en flexión positiva, no es necesario considerar la flexión lateral en las alas sujetas a compresión de las secciones tipo omega invertida en el estado límite de resistencia, ya que las alas tienen un soporte continuo provisto por el tablero de hormigón. La flexión lateral del ala tampoco se considera en las alas de la sección tipo cajón.

##### **C 6.11.7.1.2. Resistencia nominal a la flexión**

Las ecuaciones del artículo 6.10.7.1.2 se analizan detalladamente en el artículo C 6.10.7.1.2.

Para las secciones tipo cajón, se debe utilizar siempre la Ecuación 6.10.7.1.2-3 para determinar la resistencia nominal a la flexión límite de las secciones compactas en flexión positiva en tramos continuos rectos. Los requisitos del apéndice B6, los cuales garantizan que las secciones sobre las pilas interiores tendrán suficiente ductilidad y robustez de

modo que la redistribución de momentos generada por la fluencia parcial dentro de las zonas de flexión positiva sea insignificante, no son actualmente aplicables a las secciones tipo cajón.

### **C 6.11.7.2. Secciones no compactas**

#### **C 6.11.7.2.1. Requisitos generales**

Para las secciones no compactas, en el estado límite de resistencia el ala sujeta a compresión debe satisfacer la Ecuación 6.11.7.2.1-1 y el ala sujeta a tracción debe satisfacer la Ecuación 6.11.7.2.1-2. Debido a que las alas tienen soporte continuo proporcionado por el tablero de hormigón, para las secciones compuestas en flexión positiva no es necesario considerar la flexión lateral en las alas sujetas a compresión en el estado límite de resistencia. La flexión lateral tampoco constituye una consideración para el ala sujeta a tracción, que en este caso es siempre un ala de una sección tipo cajón.

Para las secciones no compactas, el esfuerzo longitudinal en el tablero de hormigón se limita a  $0,6 \cdot f'_c$  para garantizar el comportamiento lineal del hormigón, hipótesis que se asume en el cálculo de los esfuerzos del ala de acero. Es poco probable que esta condición gobierne el diseño exceptuando los casos que involucren: (1) una construcción apuntalada, o una construcción no apuntalada donde los esfuerzos por la carga permanente del acero no compuesto son bajos, en combinación con (2) geometrías que causen que el eje neutro de la sección compuesta a corto y largo plazo esté significativamente por debajo de la parte inferior del tablero de hormigón.

#### **C 6.11.7.2.2. Resistencia nominal a la flexión**

La resistencia nominal a la flexión de las secciones no compactas en flexión positiva está limitada al momento de la primera fluencia. Por este motivo, la resistencia nominal a la flexión se expresa simplemente en función del esfuerzo del ala. Para las secciones no compactas, se compara el esfuerzo en cada ala debido a las cargas mayoradas calculado elásticamente, determinado de acuerdo con el artículo 6.10.1.1.1a, con la tensión de fluencia del ala multiplicado por los factores apropiados de reducción de tensión del ala.

Para las alas de la sección tipo cajón, también se debe considerar, cuando corresponda, el efecto del esfuerzo de corte por torsión de St. Venant. En el artículo C 6.11.1.1 se analiza el cálculo del esfuerzo de corte torsional del ala utilizando las Ecuaciones 6.11.7.2.2-4 o 6.11.7.2.2-7, según corresponda, debido a los pares torsores que se aplican separadamente a las secciones compuestas y no compuestas.

### **C 6.11.8. Resistencia a la flexión – Secciones en flexión negativa**

#### **C 6.11.8.1. Requisitos generales**

##### **C 6.11.8.1.1. Alas de una sección tipo cajón sujetas a compresión**

La Ecuación 6.11.8.1.1-1 garantiza que las alas de la sección tipo cajón sujetas a compresión tengan suficiente resistencia con respecto al pandeo local del ala. La flexión lateral del ala y el pandeo lateral torsional no constituyen una consideración de diseño para las alas de la sección tipo cajón.

En general, en las secciones sobre pilas interiores las alas inferiores del cajón están sujetas a esfuerzos biaxiales debidos a la flexión respecto al eje fuerte de la sección tipo

cajón y la flexión respecto al eje fuerte del diafragma interno sobre la placa de apoyo. El ala también está sujeta a esfuerzos de corte debidos al corte vertical del diafragma interno y, en aquellos casos donde es necesario considerarla, al corte por torsión de St. Venant. La flexión del diafragma interno sobre la placa de apoyo puede ser particularmente significativa para los cajones soportados sobre apoyos simples. Para los casos donde los esfuerzos de corte y/o la flexión del diafragma interno se consideren significativos, se puede utilizar la siguiente ecuación para verificar este estado de esfuerzo combinado en el ala de la sección tipo cajón en el estado límite de resistencia:

$$\sqrt{f_{bu}^2 - f_{bu} f_{by} + f_{by}^2 + 3(f_d + f_v)^2} \leq \phi_f R_b R_h F_{yc} \quad (\text{C 6.11.8.1.1-1})$$

donde:

$f_{by}$  = esfuerzo en el ala debido a las cargas mayoradas, causado por la flexión respecto al eje fuerte del diafragma interno sobre la placa base de apoyo, en MPa.

$f_d$  = esfuerzo de corte en el ala causado por el corte vertical en el diafragma interno debido a las cargas mayoradas, en MPa.

$f_v$  = esfuerzo de corte por torsión de St. Venant en el ala debido a las cargas mayoradas, en MPa.

$R_b$  = factor de balanceo de las cargas del alma, determinado como se especifica en el artículo 6.10.1.10.2

$R_h$  = factor de hibridez, determinado como se especifica en el artículo 6.10.1.10.1.

La Ecuación C 6.11.8.1.1-1 representa la forma general del criterio de fluencia de Huber-von Mises-Hencky (Ugural and Fenster, 1975).

Para una sección tipo cajón soportada en dos apoyos, generalmente el valor de  $f_{by}$  en la Ecuación C 6.11.8.1.1-1 es relativamente pequeño y puede con frecuencia ser omitido.

Al realizar esta verificación en las secciones de una pila interior, se puede considerar que el ala de la sección tipo cajón es efectiva con el diafragma interno. Se considera efectivo, con el diafragma interno, un ancho de ala igual a **6 veces** su espesor. El esfuerzo de corte en el ala,  $f_d$ , causado por el corte vertical del diafragma interno debido a las cargas mayoradas, se puede estimar como:

$$f_d = \frac{V Q}{I t_{fc}} \quad (\text{C 6.11.8.1.1-2})$$

donde:

$V$  = corte vertical en el diafragma interno debido a la flexión más la torsión de St. Venant, en N.

$Q$  = momento estático de la mitad del área efectiva del ala de una sección tipo cajón respecto al eje neutro de la sección efectiva del diafragma interno, en mm<sup>3</sup>.

$I$  = momento de inercia de la sección efectiva del diafragma interno, en  $\text{mm}^4$ .

Siempre que en el diafragma interno se proporcione un agujero de acceso, se debe considerar el efecto de dicho orificio al calcular las propiedades de la sección efectiva del diafragma.

#### **C 6.11.8.1.2. Alas con arriostramiento continuo sujetas a tracción**

Para las alas superiores de secciones tipo omega invertida con arriostramiento continuo, no es necesario considerar la flexión lateral del ala. En general también se desprecian los cortes por torsión de St. Venant. Sin embargo, los cortes por torsión no se pueden despreciar en el ala de la sección tipo cajón con arriostramiento continuo.

#### **C 6.11.8.2. Resistencia a la flexión de las alas de una sección tipo cajón sujetas a compresión**

##### **C 6.11.8.2.1. Requisitos generales (Este artículo no tiene comentarios)**

##### **C 6.11.8.2.2. Alas no rigidizadas**

La esbeltez de las alas no rigidizadas, se basa en el ancho total del ala entre almas,  $b_{fc}$ .

Para las alas sujetas a una combinación de esfuerzo normal y esfuerzo de corte por torsión, se utiliza la siguiente curva de interacción no lineal para determinar la resistencia del ala (NHI, 2011):

$$\left( \frac{f_v}{\phi_v F_{cv}} \right)^2 + \left( \frac{f_c}{\phi_f F_{cb}} \right)^2 \leq 1,0 \quad (\text{C 6.11.8.2.2-1})$$

Reordenando la Ecuación C 6.11.8.2.2-1 en términos de  $f'_c$  y sustituyendo  $F_{nc}$  por  $f'_c$  se facilita la definición de la resistencia nominal a la flexión del ala sujeta a compresión tal como se presenta en la Ecuación 6.11.8.2.2-1. En Galambos (1998) se puede encontrar un análisis general del problema de la reducción de los esfuerzos de pandeo local crítico debido a la presencia de corte por torsión.

La resistencia nominal al pandeo por compresión axial del ala sujeta únicamente a compresión,  $F_{cb}$ , se define para tres zonas diferentes con base en la esbeltez del ala. La Ecuación 6.11.8.2.2-4 calcula la resistencia al pandeo elástico del ala con base en la ecuación del pandeo elástico de Euler para una chapa infinitamente larga bajo un esfuerzo normal uniforme (Timoshenko and Gere, 1961). En el caso de chapas robustas, se puede alcanzar la fluencia total de la chapa para una combinación de esfuerzo normal y corte, según lo definido por el criterio de fluencia de von Mises (Boresi et al., 1978). Para tales chapas,  $F_{cb}$  se define por la Ecuación 6.11.8.2.2-2. Entre estas dos regiones hay una zona de transición que refleja el hecho de que la fluencia parcial, debida a las tensiones residuales e imperfecciones iniciales, no permite alcanzar el esfuerzo de pandeo elástico. La resistencia nominal a la flexión del ala en esta zona se expresa en la Ecuación 6.11.8.2.2-3 como una función lineal de la esbeltez del ala. Se supone un nivel de tensión residual igual a  $0,3 \cdot F_{yc}$  sin presencia de corte.

La esbeltez límite del ala,  $\lambda_p$ , que determina si se ha de utilizar la Ecuación 6.11.8.2.2-2 o 6.11.8.2.2-3, se define como **0,6 veces** la esbeltez del ala para la cual el esfuerzo de

pandeo elástico dado por la Ecuación 6.11.8.2.2-4 es igual a  $R_b \cdot F_{yc} \cdot \Delta$ . La esbeltez límite del ala,  $\lambda_r$ , que determina si se ha de utilizar la Ecuación 6.11.8.2.2-3 o 6.11.8.2.2-4, se define como la esbeltez del ala para la cual el esfuerzo de pandeo elástico dado por la Ecuación 6.11.8.2.2-4 es igual a  $R_b \cdot F_{yr}$ , donde  $F_{yr}$  se calcula utilizando la Ecuación 6.11.8.2.2-13.

Las ecuaciones para la resistencia nominal al pandeo por corte del ala sujeta solamente a corte,  $F_{cv}$ , se determinan a partir de las ecuaciones para la constante,  $C$ , dadas en el artículo 6.10.9.3.2, donde  $C$  es la relación entre la resistencia al pandeo por corte y la tensión de fluencia al corte del ala tomada como  $F_{yc}/\sqrt{3}$ .

En el artículo C 6.11.1.1 se analiza el cálculo del esfuerzo de corte por torsión del ala,  $f_v$ , a partir de la Ecuación 6.11.8.2.2-12 debido a los pares torsores aplicados separadamente a las secciones compuestas y no compuestas. En los casos en que  $f_v$  es relativamente pequeño, se podría considerar suponer  $\Delta$  igual a **1,0** y  $F_{nc}$  igual a  $F_{cb}$  para el diseño preliminar.

El coeficiente de pandeo de la chapa especificada para el esfuerzo normal uniforme,  $k$ , y el coeficiente de pandeo por corte,  $k_s$ , suponen que los bordes de las alas están simplemente apoyados (Timoshenko and Gere, 1961).

El término  $R_b$  es un factor de reducción de la resistencia post-pandeo que toma en cuenta la reducción de la resistencia a la flexión de la sección generada por la distribución de los esfuerzos de compresión de un alma esbelta y el correspondiente aumento del esfuerzo flexor dentro del ala sujeta a compresión. El factor  $R_h$  toma en cuenta la contribución reducida del alma a la resistencia nominal a la flexión en la primera fluencia en cualquier elemento del ala, debido a la fluencia más temprana del acero de menor resistencia en el alma de una sección híbrida. Los factores  $R_b$  y  $R_h$  se analizan con mayor detalle en los artículos C 6.10.1.10.2 y C 6.10.1.10.1, respectivamente. En el cálculo de  $R_b$  y  $R_h$  para una sección tipo omega invertida, se utiliza la mitad del ancho efectivo del ala del cajón junto con un ala superior y una sola alma, donde el ancho efectivo del ala de la sección cajón se define en el artículo 6.11.1.1. Para una sección tipo cajón cerrado, se utiliza la mitad del ancho efectivo del ala superior e inferior del cajón junto con una sola alma.

### C 6.11.8.2.3. Alas rigidizadas longitudinalmente

Cuando un ala no rigidizada de una sección tipo cajón no compuesta se vuelve tan esbelta que la resistencia nominal a la flexión de dicha ala disminuye hasta un nivel poco práctico, se pueden agregar rigidizadores longitudinales al ala.

La resistencia nominal a la flexión de un ala de una sección tipo cajón rigidizada longitudinalmente se determina utilizando las mismas ecuaciones básicas especificadas en el artículo 6.11.8.2.2 para alas no rigidizadas de una sección tipo cajón. El ancho,  $w$ , se debe sustituir por  $b_{fc}$  en las ecuaciones. El coeficiente de pandeo por corte,  $k_s$ , para una chapa rigidizada que se utilizará en las ecuaciones está dado por la Ecuación 6.11.8.2.3-3, la cual proviene de Culver (1972). El coeficiente de pandeo de la chapa para esfuerzo normal uniforme,  $k$ , a utilizar en las ecuaciones depende de la rigidez de los rigidizadores longitudinales del ala y se deriva de la Ecuación 6.11.11.2-2. El coeficiente  $k$  puede tomar cualquier valor comprendido entre **1,0** y **4,0**. Sin embargo, en general se debe suponer un valor de  $k$  comprendido entre **2,0** y **4,0**. La Ecuación 6.11.8.2.3-1 se aplica para el caso de un solo rigidizador longitudinal; es decir,  $n = 1$ , mientras que la Ecuación 6.11.8.2.3-2 se aplica cuando se utilizan dos rigidizadores longitudinales; es decir,  $n = 2$ . Tal como se

analiza más adelante en el artículo C 6.11.11.2, a medida que aumenta el número de rigidizadores más allá de uno, el momento de inercia requerido de la Ecuación 6.11.11.2-2 para lograr el valor de  $k$  deseado comienza a aumentar drásticamente y eventualmente se vuelve casi imposible desde el punto de vista práctico. Por lo tanto, para lograr la máxima economía en secciones tipo cajón de dimensiones habituales, se recomienda encarecidamente no utilizar más de un rigidizador longitudinal del ala.

Notar que, debido a que las Ecuaciones 6.11.8.2.3-1 y 6.11.8.2.3-2 se derivan directamente de la Ecuación 6.11.11.2-2, esta última ecuación se satisface automáticamente por el momento de inercia del rigidizador longitudinal del ala supuesto al determinar el valor de  $k$  a partir de las Ecuaciones 6.11.8.2.3-1 o 6.11.8.2.3-2, según corresponda. En lugar de utilizar las Ecuaciones 6.11.8.2.3-1 o 6.11.8.2.3-2, otra opción consiste en suponer un valor de  $k$  y, utilizando la Ecuación 6.11.11.2-2, determinar el mínimo momento de inercia requerido para cada rigidizador longitudinal del ala que proporcionará el valor asumido de  $k$ .

Si los rigidizadores longitudinales del ala son muy rígidos,  $k$  tendrá un valor cercano o igual a **4,0** y forzará que se genere el pandeo de la chapa entre los rigidizadores. Si se utilizan rigidizadores de menor rigidez, el valor de  $k$  será menor y por consiguiente también será menor la resistencia nominal a la flexión del ala. Las Ecuaciones 6.11.8.2.3-1 y 6.11.8.2.3-2, o alternativamente la Ecuación 6.11.11.2-2, permiten al Ingeniero hallar la correspondencia entre el tamaño del rigidizador requerido y la resistencia requerida del ala, en lugar de proveer siempre el o los rigidizadores de mayor tamaño requerido para obtener un valor de  $k$  igual a **4,0**.

Es recomendable interrumpir los rigidizadores longitudinales del ala en los sitios donde se realizan empalmes en obra, particularmente cuando el balance del tramo hace innecesario rigidizar el ala del cajón del otro lado del empalme. Para lograr esto exitosamente, las chapas de empalme del ala se deben cortar de manera que permitan llevar el rigidizador hasta el borde libre del ala donde el esfuerzo normal del ala es nulo. Se debería verificar la resistencia a la compresión del ala no rigidizada de la sección tipo cajón del otro lado del empalme. En caso contrario, si el rigidizador se debe interrumpir en una zona sujeta a un esfuerzo neto de tracción, determinado como se especifica en el artículo 6.6.1.2.1, la terminación de la soldadura entre el rigidizador y el ala se debe verificar por fatiga de acuerdo con el tipo de detalle de la terminación. Si fuera necesario prolongar el rigidizador más allá del empalme realizado en obra, se recomienda empalmar dicho rigidizador a través del empalme realizado en obra.

### **C 6.11.8.3. Resistencia a la flexión del ala sujeta a tracción (Este artículo no tiene comentarios)**

### **C 6.11.9. Resistencia al corte**

Para las secciones tipo cajón con almas inclinadas, el alma se debe diseñar para la componente del corte vertical en el plano del alma.

Generalmente, las almas de la sección tipo cajón se detallan con almas de igual altura. Si el tablero está sobre elevado, se puede rotar el cajón para adaptarlo a la pendiente del tablero, lo cual generalmente se prefiere para simplificar el proceso de fabricación manteniendo la simetría de las secciones de la viga primaria. El resultado es que la inclinación de un alma es mayor de lo que hubiera sido si el cajón no hubiera rotado. El corte calculado en esa alma, debido a las cargas aplicadas verticalmente, se debería ajustar para considerar este efecto.

Al diseñar las almas de las secciones tipo cajón específicamente citadas en este artículo, incluyendo secciones en puentes curvados horizontalmente, es necesario considerar el corte debido a la torsión de St. Venant. Dado que el corte por torsión es de signo contrario en las dos almas, en la misma sección el corte total en una de las almas es mayor que en la otra. Por motivos prácticos, ambas almas se pueden diseñar para el corte crítico.

Aunque los esfuerzos de corte y longitudinales, debidos al alabeo en las almas, no son nulos, estos efectos son generalmente muy pequeños y pueden ser ignorados en el diseño de las almas.

Para secciones tipo cajón múltiple en puentes rectos, que satisfacen los requisitos del artículo 6.11.2.3, en los cuales se utiliza un factor de distribución de sobrecarga para el momento, se debería utilizar la mitad del factor de distribución para el momento en el cálculo del corte vertical debido a la sobrecarga en cada alma.

#### **C 6.11.10. Conectores de corte**

En las zonas de flexión negativa se deben colocar conectores de corte para resistir el corte por torsión que existe a lo largo de todo el tramo en todos los tipos de secciones tipo cajón compuestas. Además, los prototipos y modelos de puentes que se estudiaron en el desarrollo original de los requisitos sobre distribución de la sobrecarga en secciones tipo cajón tenían conectores de corte en toda la zona de flexión negativa.

Generalmente los máximos cortes por flexión y por torsión no son producidas por cargas simultáneas. Sin embargo, la interacción entre la flexión y la torsión debida a las cargas móviles es demasiado compleja para tratarla en la práctica. En cambio, para aquellos casos donde es necesario considerar el corte por torsión, estos requisitos permiten calcular el rango de corte longitudinal para fatiga a partir de la Ecuación 6.10.10.1.2-3 utilizando la sumatoria de los máximos cortes por flexión y por torsión en el alma sujeta a los cortes aditivos. El rango de corte y la separación resultante se deberían calcular utilizando la mitad del momento de inercia de la sección tipo cajón compuesta. El ala superior sobre la otra alma, o la otra mitad del ala para una sección tipo cajón cerrado, debería contener el mismo número de conectores de corte. Debido al conservatismo inherente de estos requisitos, el rango de corte radial para fatiga debido a la curvatura no requiere ser incluido al calcular el rango de corte horizontal para fatiga en secciones tipo cajón, ya sea en tramos o segmentos rectos o curvados horizontalmente.

La mejor manera de distribuir los conectores de corte a lo largo del ancho del ala en las secciones tipo cajón, para asegurar que la totalidad del ala actúe de manera compuesta con el hormigón, consiste en hacerlo uniformemente. Para ayudar a evitar el pandeo local de la chapa del ala cuando está sujeta a compresión, la separación transversal de los conectores de corte debe satisfacer la Ecuación 6.11.10-1. El corte por torsión o rango de corte resistido por el tablero de hormigón se puede determinar multiplicando el corte por torsión o rango de corte que actúa en la parte superior de la sección tipo cajón compuesta por la relación entre el espesor del tablero de hormigón transformado y el espesor total del ala superior más el tablero transformado. Se debe proporcionar una adecuada armadura transversal en el tablero de hormigón para resistir este corte por torsión.

### C 6.11.11. Rigidizadores

#### C 6.11.11.1. Rigidizadores del alma

Cuando se utilicen almas inclinadas, los rigidizadores de apoyo se deberían unir a un diafragma ya sea interno o externo en lugar de a las almas de manera que los rigidizadores de apoyo sean perpendiculares a la placa de asiento. Los movimientos térmicos del puente pueden provocar que el diafragma sea excéntrico con respecto a los apoyos. Esta excentricidad debe ser tomada en cuenta en el diseño del diafragma y de los rigidizadores de apoyo. En general los efectos de la excentricidad son más críticos cuando los rigidizadores de apoyo se unen a los diafragmas. Los efectos de la excentricidad se pueden reconocer diseñando el conjunto del rigidizador de apoyo como una viga-columna conforme a los requisitos de los artículos 6.10.11.2 y 6.9.2.2.

#### C 6.11.11.2. Rigidizadores longitudinales del ala sujeta a compresión

La intención de la Ecuación 6.11.11.2-1 es evitar el pandeo local de los elementos salientes del rigidizador longitudinal del ala. Para perfiles estructurales tipo **T**,  $b_e$  se debe tomar como la mitad del ancho del ala.

La Ecuación 6.11.11.2-2, utilizada para calcular el momento de inercia requerido del rigidizador longitudinal del ala,  $I_e$ , es una expresión aproximada que, dentro de su rango de aplicabilidad, permite obtener valores de la tensión crítica de pandeo elástico del ala próximos a los que se obtienen utilizando las exactas pero complejas ecuaciones de estabilidad elástica (Timoshenko and Gere, 1961). El tamaño requerido del rigidizador aumenta a medida que el panel se vuelve más pequeño, ya que la resistencia al pandeo de los paneles aumenta a medida que los paneles se vuelven más pequeños.

El momento de inercia real del rigidizador longitudinal del ala,  $I_s$ , que se utiliza para determinar el coeficiente de pandeo de la chapa para el esfuerzo normal uniforme,  $k$ , a partir de la Ecuación 6.11.8.2.3-1 o 6.11.8.2.3-2, según corresponda, satisface automáticamente la Ecuación 6.11.11.2-2 cuando se utiliza dicho valor de  $k$ , ya que las ecuaciones para  $k$  se derivan directamente de la Ecuación 6.11.11.2-2. Alternativamente, se puede suponer un valor de  $k$  en lugar de utilizar las Ecuaciones 6.11.8.2.3-1 o 6.11.8.2.3-2. El coeficiente  $k$  puede tomar cualquier valor comprendido entre **1,0** y **4,0**. Sin embargo, generalmente se debe suponer un valor de  $k$  comprendido entre **2,0** y **4,0**. El mínimo momento de inercia requerido para cada rigidizador longitudinal del ala, que proporcionará el valor supuesto de  $k$ , se puede entonces determinar a partir de la Ecuación 6.11.11.2-2.

Cuando sea necesario, el número de rigidizadores longitudinales del ala preferiblemente no debe ser mayor a uno ya que con un solo rigidizador se logra la máxima economía en las secciones tipo cajón de dimensiones habituales. La Ecuación 6.11.11.2-2 supone que la chapa del ala de la sección tipo cajón y los rigidizadores son infinitamente largos e ignora el efecto de cualquier arriostramiento o rigidizador transversal. Por lo tanto, cuando  $n$  es mayor que **1**, el momento de inercia requerido calculado a partir de la Ecuación 6.11.11.2-2 comienza a aumentar drásticamente. Cuando  $n$  es mayor que **2**, para el cual el valor de  $\psi$  es igual a  $0,07 \cdot k^3 \cdot n^4$ , el momento de inercia requerido a partir de la Ecuación 6.11.11.2-2 se vuelve casi inaplicable desde el punto de vista práctico.

Para aquellos casos raros en los cuales se requiere un ala de sección cajón excepcionalmente ancha y que  $n$  puede necesitar ser mayor a **2**, se sugiere considerar la utilización de rigidizadores transversales del ala para así reducir el tamaño requerido de



los rigidizadores longitudinales del ala a un valor más práctico. También se podría considerar el uso de rigidizadores transversales del ala para aquellos casos donde  $n$  es igual a **2** si se requiere un valor de  $k$  mayor que aproximadamente **2,5** y se desea reducir el tamaño requerido de los rigidizadores longitudinales con respecto al dado por la Ecuación 6.11.11.2-2. La tensión de fluencia mínima especificada de los rigidizadores transversales del ala no debería ser menor que la tensión de fluencia mínima especificada del ala de la sección tipo cajón. Se pueden utilizar perfiles estructurales individuales **T** como rigidizadores transversales del ala, y/o una riostra inferior, provisto dentro del arriostramiento transversal interno del cajón y que satisfaga los requisitos del artículo 6.11.5, puede trabajar como rigidizador transversal del ala si dicha riostra también satisface el requisito de rigidez dado por la Ecuación C 6.11.11.2-4. En cualquier caso, los rigidizadores transversales del ala se deberían unir a los rigidizadores longitudinales del ala mediante bulones. La conexión a cada rigidizador longitudinal se debería diseñar para resistir la siguiente fuerza vertical:

$$F_s = \frac{\phi_f F_{ys} S_s}{n b_{fc}} \quad (\text{C 6.11.11.2-1})$$

donde:

$\phi_f$  = factor de resistencia a la flexión, especificado en el artículo 6.5.4.2.

$F_{ys}$  = tensión de fluencia mínima especificada del rigidizador transversal del ala, en MPa.

$S_s$  = módulo de la sección del rigidizador transversal del ala, en mm<sup>3</sup>.

Los perfiles estructurales individuales **T** que funcionan como rigidizadores transversales del ala también se deberían unir a las almas de la sección tipo cajón. La conexión de los rigidizadores transversales del ala a cada alma se debería diseñar para resistir la siguiente fuerza vertical:

$$F_w = \frac{\phi_f F_{ys} S_s}{2 b_{fc}} \quad (\text{C 6.11.11.2-2})$$

Para el caso excepcional donde se considera necesario utilizar rigidizadores transversales del ala, en la Ecuación 6.11.11.2-2 la constante  $\psi$  se debe tomar igual a **8,0** al determinar el momento de inercia requerido de los rigidizadores longitudinales del ala. En este caso preferiblemente  $n$  no debe ser mayor que **5**. Para que los rigidizadores transversales puedan ser considerados efectivos, su separación longitudinal no debería ser mayor que **3 veces** el ancho total del ala de la sección tipo cajón,  $b_{fc}$ . En lugar de utilizar el valor de  $k$  determinado a partir de las Ecuaciones 6.11.8.2.3-1 o 6.11.8.2.3-2, el coeficiente de pandeo de la chapa,  $k$ , para el esfuerzo normal uniforme a utilizar en las Ecuaciones del artículo 6.11.8.2.2 se puede tomar de la siguiente manera:

$$k = \frac{\left[1 + \left(a/b_{fc}\right)^2\right]^2 + 87,3}{(n+1)^2 \left(a/b_{fc}\right)^2 \left[1 + 0,1(n+1)\right]} \leq 4,0 \quad (\text{C 6.11.11.2-3})$$

donde:

$a$  = separación longitudinal de los rigidizadores transversales del ala, en mm.

Si la separación entre los rigidizadores transversales del ala es menor o igual que  $4w$ , de acuerdo con la Ecuación C 6.11.11.2-3 se obtendrá un valor de  $k$  aproximadamente igual a  $4,0$  mientras  $n$  no sea mayor que  $5$ . Cuando se utiliza el valor de  $k$  calculado mediante la Ecuación C 6.11.11.2-3, el momento de inercia,  $I_t$ , de cada rigidizador transversal del ala respecto de un eje que pasa por su baricentro y paralelo a su borde inferior deberá satisfacer:

$$I_t \geq 0,05 (n+1)^3 w^3 \frac{f_s}{E} \frac{A_f}{a} \quad (\text{C 6.11.11.2-4})$$

donde:

$A_f$  = área del ala de la sección tipo cajón incluyendo los rigidizadores longitudinales del ala, en  $\text{mm}^2$ .

$f_s$  = el mayor de los esfuerzos longitudinales del ala, debidos a las cargas mayoradas en los paneles en cualquiera de los lados del rigidizador transversal del ala en consideración, en MPa.

Los rigidizadores longitudinales preferidos para el ala son los perfiles estructurales **T**, ya que estas secciones proporcionan una elevada relación entre su rigidez y el área de su sección transversal. Los perfiles **T** también minimizan el potencial de pandeo lateral torsional de los rigidizadores. El uso de barras planas, menos eficientes como rigidizadores es una alternativa no deseable. Debido a que los rigidizadores longitudinales del ala son miembros portantes primarios, la tensión de fluencia mínima especificada de los rigidizadores no debe ser menor que la tensión de fluencia mínima especificada del ala de la sección tipo cajón a la cual están unidos. Cuando no sea posible conseguir perfiles **T** en grados superiores de acero, éstos se pueden fabricar a partir de chapas o barras cortadas de chapa.

Los rigidizadores longitudinales del ala deberían ser continuos a través de los diafragmas internos. Se debe considerar la fijación de los rigidizadores longitudinales del ala a los diafragmas internos. Los perfiles **T** se pueden unir convenientemente a los diafragmas utilizando un par de ángulos de unión.

Para los casos especificados en el artículo 6.11.5, donde los esfuerzos transversales de flexión debidos a la distorsión de la sección transversal se deben considerar para fatiga, puede ser necesario en ciertas situaciones considerar proveer miembros de arriostramiento transversal inferior como parte de los marcos transversales internos para controlar la distorsión del ala de la sección tipo cajón y reducir los rangos de esfuerzo transversal de flexión en el ala.

Si se utilizan rigidizadores longitudinales del ala, el miembro transversal se debe fijar a los rigidizadores longitudinales mediante bulones. Tal como se analizó anteriormente en este artículo, en el raro caso de un ala excepcionalmente ancha también puede ser necesario utilizar miembros de arriostramiento transversal inferior y/o rigidizadores transversales individuales del ala unidos a los rigidizadores longitudinales del ala. Para todos los demás casos, no es necesario colocar rigidizadores transversales adicionales para las alas de la sección tipo cajón. Se debe enfatizar que, cuando se utilizan, los miembros del

arriostramiento transversal inferior y sus uniones, no necesitan satisfacer los requisitos de las Ecuaciones C 6.11.11.2-1, C 6.11.11.2-2 y C 6.11.11.2-4, a menos que para diseñar el ala de la sección tipo cajón se utilice el valor de  $k$  determinado mediante la Ecuación C 6.11.11.2-3.

## **C 6.12. MIEMBROS VARIOS SOLICITADOS A FLEXIÓN**

### **C 6.12.1. Requisitos generales**

#### **C 6.12.1.1. Alcance**

Este artículo cubre los diversos miembros compuestos o no compuestos, laminados o armados, sujetos a flexión, a menudo en combinación con cargas axiales; es decir, miembros en flexión no cubiertos por los requisitos del artículo 6.10 o 6.11. Se incluyen los miembros de doble simetría no compuestos de sección tipo cajón que se utilizan en reticulados, marcos, y arcos, y perfiles ángulo, **T** y canal utilizados como miembros del marco transversal, diafragmas, y del arriostramientos lateral.

Los tubos circulares no compuestos se pueden diseñar utilizando los requisitos aquí especificados para para perfiles HSS redondos siempre y cuando estos cumplan con la norma ASTM A53, Clase B, hasta tanto se desarrolle un documento específico al respecto, y se utilicen los parámetros apropiados en el diseño. En el Capítulo K del AISC (2005) se encuentra información adicional sobre el diseño de las conexiones para perfiles HSS redondos, cuadrados, y rectangulares. Los valores de la resistencia para el diseño por fatiga de perfiles HSS cuadrados, rectangulares y redondos se pueden encontrar en la Sección 2.20.6 del “Código de soldadura estructural” (Structural welding code, ANSI/AWS D1.1) o en la Sección 11 de las “Especificaciones estándar AASHTO para Soportes estructurales para señalización de carreteras, luminarias y señales de tránsito” (Standard specifications for structural supports for highway signs, luminaries and traffic signals, AASHTO). Cuando estos miembros se utilicen en aplicaciones de fractura crítica, consultar el Artículo 8.2.3 de la “Guía de especificaciones para el diseño de puentes peatonales” (Guide specifications for the design of pedestrian bridges, AASHTO).

#### **C 6.12.1.2. Estado límite de resistencia**

##### **C 6.12.1.2.1. Flexión (Este artículo no tiene comentarios)**

##### **C 6.12.1.2.2. Combinación de flexión y carga axial (Este artículo no tiene comentarios)**

##### **C 6.12.1.2.3. Corte**

##### **C 6.12.1.2.3a. Requisitos generales (Este artículo no tiene comentarios)**

##### **C 6.12.1.2.3b. Sección estructural hueca cuadrada y rectangular (Este artículo no tiene comentarios)**

##### **C 6.12.1.2.3c. Tubos de sección circular**

Los requisitos para tubos circulares, incluyendo los perfiles HSS redondos, sujetos a corte transversal se basan en los requisitos para el pandeo local de cilindros debido a la torsión. Sin embargo, ya que la torsión es generalmente constante a lo largo de la longitud del

miembro y el corte transversal tiene típicamente un gradiente, el esfuerzo de pandeo crítico para corte transversal se toma como **1,3 veces** el esfuerzo crítico de torsión (Brockenbrough and Johnston, 1981; Galambos, 1998). Las ecuaciones de torsión se aplican en toda la longitud del miembro, pero para el corte transversal es razonable utilizar la longitud entre los puntos de corte máximo y nulo. La resistencia nominal al corte se calcula suponiendo que el esfuerzo de corte en el eje neutro está en  $F_{cr}$ . El esfuerzo resultante en el eje neutro es  $V/\pi \cdot R \cdot t$ , en el cual el denominador se reconoce como la mitad del área del tubo circular.

## C 6.12.2. Resistencia nominal a la flexión

### C 6.12.2.1. Requisitos generales (Este artículo no tiene comentarios)

### C 6.12.2.2. Miembros no compuestos

#### C 6.12.2.2.1. Miembros de sección I y H

Las Ecuaciones 6.12.2.2.1-1 y 6.12.2.2.1-2 fueron tomadas del Apéndice F del AISC (1999), excepto que la esbeltez del ala  $\lambda_{rf}$  correspondiente a la transición desde el pandeo local inelástico al elástico del ala se basa siempre en el momento de fluencia de la flexión respecto al eje débil,  $F_y S_y$ . La Especificación AISC (1999) utiliza  $F_y S_y$  como el momento correspondiente a la transición del pandeo local inelástico al elástico del ala, pero luego especifica  $\lambda_{rf}$  con base en un momento de menor nivel. El enfoque adoptado en estos requisitos se debe interpretar como una forma corregida de las ecuaciones del AISC (1999) y es conservador con respecto a las ecuaciones impresas en dicha especificación. El momento de fluencia  $F_y S_y$  se puede tomar conservadoramente como el momento de transición del pandeo local inelástico al elástico del ala debido a los efectos beneficiosos del gradiente de esfuerzo en el ala asociado con la flexión respecto al eje débil.

Para los miembros de sección **H**  $M_p = 1,5 F_y S$ , donde **S** es el módulo elástico de la sección respecto a este eje débil.

#### C 6.12.2.2.2. Miembros de sección tipo cajón

En general los perfiles tipo cajón tienen una elevada resistencia a la torsión lateral y por lo tanto este efecto a menudo se ignora. En el caso de miembros de reticulados, miembros de marcos, nervaduras de arcos, y otras situaciones en las cuales son posibles largas longitudes no arriostradas, esta simplificación puede no ser adecuada. La Ecuación 6.12.2.2.2-1 se derivó a partir del momento de pandeo lateral torsional elástico,  $M_{cr}$ , dado por la siguiente expresión:

$$M_{cr} = \frac{\pi}{\ell} \sqrt{E I_y G J} \quad (\text{C 6.12.2.2.2-1})$$

en el cual:

$$G = 0,385 E, \text{ y} \quad (\text{C 6.12.2.2.2-2})$$

$$J = \frac{4 A^2}{\sum \frac{b}{t}} \quad (\text{C 6.12.2.2.2-3})$$

Reemplazando las Ecuaciones C 6.12.2.2.2-2 y C 6.12.2.2.2-3 en la Ecuación C 6.12.2.2.2-1:

$$M_{cr} = \frac{3,90 E A}{\ell} \sqrt{\frac{I_y}{\sum \frac{b}{t}}} \quad (\text{C 6.12.2.2.2-4})$$

Se supuso que el pandeo estaría en el rango inelástico, por lo que para estimar el efecto del pandeo inelástico se utilizó la ecuación del "Column Research Council, CRC":

$$M_1 = F_y S \left[ 1 - \frac{F_y S}{4 M_{cr}} \right] \quad (\text{C 6.12.2.2.2-5})$$

Reemplazando la Ecuación C 6.12.2.2.2-4 en la Ecuación C 6.12.2.2.2-5 se obtiene la Ecuación 6.12.2.2.2-1. De forma conservadora, los efectos del gradiente de momento no se tienen en cuenta en la Ecuación 6.12.2.2.2-1.

Para secciones estructurales huecas (HSS) cuadradas y rectangulares más pequeñas, no se considera el pandeo lateral torsional y se pueden obtener mayores resistencias nominales a la flexión potencialmente superiores a  $M_y$ . Los perfiles HSS rectangulares sujetos a flexión respecto al eje menor o eje débil no están sujetos a pandeo lateral torsional. Para el pandeo lateral torsional respecto al eje fuerte, la reducción en la resistencia al pandeo lateral torsional por flexión uniforme, basada en una reducción lineal supuesta entre el momento plástico y momento de fluencia, es generalmente menor en la mayoría de los casos prácticos. Además, un factor de modificación de gradiente de momento,  $C_b$ , solo ligeramente mayor que la unidad hace que esta reducción sea inexistente. Para el pandeo local de las alas sujetas a compresión de los perfiles HSS, cuando se trata de miembros con alas esbeltas la Ecuación 6.12.2.2.2-4 utiliza la misma expresión del ancho efectivo utilizada en el artículo 6.9.4.2.2 para perfiles HSS cuadrados o rectangulares sujetos a compresión axial, excepto que el esfuerzo  $f$  en la Ecuación 6.9.4.2.2-10 se toma como  $F_y$ . Esta sustitución implica que el esfuerzo en las esquinas del ala sujeta a compresión está en fluencia cuando se alcanza la resistencia última post-pandeo del ala. En tales casos, la resistencia nominal a la flexión se determina en base a un módulo de sección efectivo para el ala sujeta a compresión utilizando la distancia desde el eje neutro desplazado. Se puede obtener una estimación conservadora de la resistencia nominal a la flexión mediante el uso del ancho efectivo de la Ecuación 6.12.2.2.2-7 tanto para el ala sujeta a compresión como a tracción, con el fin de mantener la simetría de la sección transversal y simplificar los cálculos. Dado que la resistencia post-pandeo se supone en el estado límite de resistencia para miembros con alas esbeltas, tales miembros también deben satisfacer la Ecuación 6.12.2.2.2-8 para garantizar que el pandeo local del ala sujeta a compresión no ocurra teóricamente en los estados límite de servicio y fatiga, ni para la constructibilidad. Existen verificaciones similares en el Reglamento para garantizar que el pandeo por corte y el pandeo por flexión del alma no ocurran teóricamente bajo estas condiciones.

### C 6.12.2.2.3. Tubos de sección circular

Los modos de falla y el comportamiento en el post-pandeo de los tubos circulares, incluyendo los perfiles HSS redondos, se pueden agrupar en las siguientes tres categorías (Sherman, 1992; Galambos, 1998): **1)** para  $D/t$  menor que aproximadamente  $0,05 \cdot E / F_y$ ,

se presenta una larga meseta inelástica en la curva momento-rotación. La sección transversal gradualmente se vuelve ovalada, luego eventualmente se producen ondulaciones locales por pandeo y a partir de este punto la resistencia a la flexión decae lentamente; **2)** para  $0,05 \cdot E / F_y \leq D / t \leq 0,10 \cdot E / F_y$ , casi se alcanza el momento plástico pero se desarrolla un único pandeo local y la resistencia a la flexión decae lentamente con poca o ninguna meseta inelástica; y **3)** para  $D / t > 0,10 \cdot E / F_y$ , se generan repentinamente múltiples pandeos con poca ovalización y la resistencia a la flexión disminuye rápidamente a un nivel más estable.

Las ecuaciones indicadas de resistencia a la flexión reflejan las zonas de comportamiento descritas anteriormente para secciones con largas zonas de momento constante y poca restricción contra la ovalización en la ubicación de la falla. Las ecuaciones se basan en cinco estudios norteamericanos que involucran tubería sin costura conformada en caliente, tubería soldada por resistencia eléctrica, y tubería fabricada (Sherman, 1992; Galambos, 1998).

#### C 6.12.2.2.4. Perfiles T y ángulos dobles

Los requisitos para perfiles **T** y ángulos dobles dados en este artículo fueron tomados del AISC (2005). Se supone que el plano de simetría corresponde a su eje débil o eje **y**. Para la flexión de perfiles **T** y ángulos dobles respecto al eje **y**, el cual se considera un caso poco común en aplicaciones de puentes, consultar el comentario de la Sección F9 del AISC (2005).

El límite de  $1,6 \cdot M_y$  para  $M_n$  en la Ecuación 6.12.2.2.4-1, cuando el alma está sujeta a tracción, está destinado a controlar indirectamente situaciones donde puede ocurrir una fluencia significativa del alma a niveles de carga de servicio. Al verificar las ecuaciones de este artículo se puede suponer que las alas de los ángulos dobles, en contacto continuo o con separadores, se traten como el alma de una sección **T**.

La Ecuación 6.12.2.2.4-2 es una versión simplificada de la ecuación de pandeo lateral torsional elástico desarrollada por Kitipornchai and Trahair (1980) y analizada con mayor detalle en Ellifritt et al. (1992). El factor de modificación por gradiente de momentos,  $C_b$ , especificado para secciones **I** en el artículo A6.3.3, no se incluye en la Ecuación 6.12.2.2.4-2 puesto que aplicar  $C_b$  a los casos en que el alma está sujeta a compresión no es conservadora. También, para flexión con doble curvatura, la parte con el alma sujeta a compresión puede gobernar la resistencia al pandeo lateral torsional aun cuando los momentos correspondientes sean pequeños comparados con los momentos en las otras zonas de la longitud no arriostrada. La resistencia al pandeo lateral torsional para el caso donde el alma está sujeta a compresión es sustancialmente menor que para aquellos casos donde el alma está en tracción. Para los casos donde el alma está sujeta a tracción, los detalles de conexión se deberían diseñar para minimizar los momentos de restricción en los extremos que podrían generar que el alma esté sujeta a compresión por flexión en los extremos del miembro.

Para las secciones laminadas, la constante torsional de St. Venant, **J**, incluyendo el efecto de los filetes entre el alma y el ala, se encuentra tabulada en AISC (2005a). Para secciones fabricadas, se puede utilizar la Ecuación A6.3.3-9 eliminando uno de los términos del ala.

Para los casos donde el ala está sujeta a compresión y  $\lambda_r$  no es mayor que  $\lambda_{pr}$ , el pandeo local del ala no controla y no necesita ser verificado. La Ecuación 6.12.2.2.4-4 representa una ecuación de resistencia al pandeo local inelástico del ala y corrige un error en la

ecuación de pandeo local inelástico del ala proporcionada en AISC (2005). No se proporciona una ecuación de resistencia al pandeo local elástico del ala para casos en los que  $\lambda_r$  es mayor que  $\lambda_{rf}$ , es decir, para alas esbeltas, debido a que el valor de la relación de esbeltez límite  $\lambda_{rf}$  por encima del cual controla el pandeo local elástico del ala es mayor que el valor de esbeltez límite de **12** dado por la Ecuación 6.10.2.2-1. Las alas de todas las secciones **T** laminadas dadas en AISC (2005) satisfacen la Ecuación 6.10.2.2-1; por lo tanto, sólo será necesario verificar este límite para secciones fabricadas. En el AISC (2005) se proporciona una ecuación para el pandeo local elástico del ala.

La Ecuación 6.12.2.2.4-7, utilizada para verificar el pandeo local de las almas sujetas a compresión, se deriva indirectamente de la Ecuación 6.12.2.2.4-2 en el límite cuando la longitud no arriostrada es nula.

#### **C 6.12.2.2.5. Canales**

Los requisitos para canales en flexión respecto a su eje fuerte o eje **x** se tomaron del AISC (2005). Para pandeo lateral torsional, donde  $L_b$  es menor o igual a la longitud límite,  $L_p$ , el pandeo lateral torsional no controla ni necesita ser verificado. Las Ecuaciones 6.12.2.2.5-2 y 6.12.2.2.5-3 para pandeo lateral torsional suponen que el perfil canal tiene alas compactas que satisfacen la Ecuación 6.12.2.2.5-10 y un alma compacta que satisface la Ecuación 6.12.2.2.5-12; por lo tanto, no es necesario verificar el pandeo local del ala ni del alma. Todos los canales laminados dados en AISC (2005) tienen alas y almas compactas para  $F_y \leq 450 \text{ MPa}$ . Por cuanto, para canales laminados no se requiere verificar las Ecuaciones 6.12.2.2.5-10 y 6.12.2.2.5-12. Para utilizar las Ecuaciones 6.12.2.2.5-2 y 6.12.2.2.5-3, para canales fabricados o de chapa doblada, se deben satisfacer las Ecuaciones 6.12.2.2.5-10 y 6.12.2.2.5-12. Las Ecuaciones 6.12.2.2.5-2 y 6.12.2.2.5-3 suponen también que el canal está restringido en los puntos de arriostramiento de tal manera que no se produce el giro del miembro en esos puntos. Para canales fabricados o de chapa doblada, se puede utilizar la Ecuación 6.12.2.2.5-5, tomada de Salmon and Johnson (1996), y la Ecuación A6.3.3-9 para calcular  $C_w$  y  $J$ , respectivamente. Para canales laminados, los valores de la constante torsional por alabeo,  $C_w$ , y la constante torsional de St. Venant,  $J$ , incluyendo el efecto de la pendiente de las alas y los filetes entre el alma y el ala, se encuentran tabulados en AISC (2005a) y se pueden utilizar en lugar de los valores de estas Ecuaciones.

Para canales en flexión alrededor de su eje débil o eje **y**, el límite de  $1,6 \cdot F_y \cdot S_y$  en la resistencia nominal a la flexión está destinado a prevenir indirectamente la fluencia significativa del miembro a niveles de carga de servicio.

#### **C 6.12.2.2.6. Ángulos simples**

Los ángulos simples no están destinados generalmente a servir como miembros de flexión pura en aplicaciones de puentes. En la mayoría de las aplicaciones prácticas, los ángulos simples están sujetos a flexión alrededor de ambos ejes principales debido a la excentricidad de las cargas axiales aplicadas. La condición de flexión debida a la tracción axial excéntrica se aborda principalmente a través del uso del coeficiente de arrastre por cortante,  $U$ , que se especifica en el artículo 6.8.2.2. La condición de flexión debida a la compresión axial excéntrica se puede manejar de manera eficiente mediante el uso de una relación de esbeltez efectiva,  $(Kl/r)_{eff}$ , tal como se especifica en el artículo 6.9.4.4, que permite diseñar ángulos simples que cumplen ciertas condiciones específicas como miembros en compresión cargados axialmente para pandeo por flexión solamente. Por lo tanto, para estos casos comunes no se requiere normalmente calcular la resistencia nominal a la flexión  $M_n$  de un miembro conformado por un ángulo simple. En ciertos casos

inusuales analizados en el artículo C 6.9.4.4, los ángulos simples sujetos a compresión axial y flexión combinadas deben ser evaluados como elementos viga-columna de acuerdo con los requisitos especificados en la Sección H2 del AISC (2005) en lugar de utilizar la relación de esbeltez efectiva. En tales casos, la resistencia nominal a la flexión  $M_n$  del miembro conformado por un ángulo simple se puede determinar de acuerdo con los procedimientos dados en la Sección F10 del AISC (2005).

#### **C 6.12.2.2.7. Barras rectangulares y barras redondas sólidas**

Estos requisitos se aplican a barras sólidas de sección transversal redonda o rectangular y se han tomado del AISC (2005). La resistencia nominal a la flexión de estas secciones generalmente estará controlada por la fluencia, excepto para barras rectangulares con una altura mayor que el ancho, en las cuales puede controlar el pandeo lateral torsional. Dado que el factor de forma para una sección transversal rectangular es de **1,5** y el de una sección transversal redonda es de **1,7**, se debería tener en cuenta potenciales deflexiones excesivas o deformaciones permanentes bajo condiciones de servicio.

#### **C 6.12.2.3. Miembros compuestos**

##### **C 6.12.2.3.1. Perfiles embebidos en hormigón**

El comportamiento de los perfiles embebidos en hormigón y los tubos rellenos de hormigón, cubiertos en este artículo, se analiza exhaustivamente en Galambos (1998) y en AISC (2005). El uso más frecuente, de estos tipos de miembros, es como columnas o vigas-columnas. Los requisitos para tubos circulares rellenos de hormigón se aplican también a los caños rellenos de hormigón.

La ecuación para  $M_n$ , cuando  $(P_u / \phi_c \cdot P_n) \geq 0,3$ , es una ecuación aproximada para la resistencia al momento plástico que combina las resistencias a la flexión del perfil de acero, de las barras de refuerzo, y del hormigón armado. Estas resistencias se definen en el primer, segundo, y tercer término respectivamente de la ecuación (Galambos, 1998). Esta ecuación ha sido verificada mediante numerosos ensayos (Galambos and Chapuis, 1980).

No se dispone de datos de ensayos respecto de la pérdida de adherencia en las vigas-columnas compuestas. Sin embargo, considerando la fisuración del hormigón por tracción se sugiere  $(P_u / \phi_c \cdot P_n) = 0,3$  como un límite conservador (AISC, 1999). Se supone que cuando  $(P_u / \phi_c \cdot P_n)$  es menor que **0,3**, la resistencia nominal a la flexión se reduce por debajo de la resistencia correspondiente al momento plástico de la sección compuesta dada por la Ecuación 6.12.2.3.1-3.

Cuando no hay carga axial, aún en el caso de un perfil embebido totalmente, se asume que la adherencia solamente es capaz de desarrollar la resistencia al momento plástico de la sección de acero o la resistencia al momento de fluencia de la sección compuesta, cualquiera sea el valor que resulte menor.

##### **C 6.12.2.3.2. Tubos rellenos de hormigón**

Las Ecuaciones 6.12.2.3.2-1 y 6.12.2.3.2-2 representan una función escalonada para la resistencia nominal a la flexión. No hay ninguna ecuación de transición aceptada disponible en este documento.



### **C 6.12.3. Resistencia nominal al corte de los miembros compuestos**

#### **C 6.12.3.1. Perfiles embebidos en hormigón (Este artículo no tiene comentarios)**

#### **C 6.12.3.2. Tubos rellenos de hormigón**

##### **C 6.12.3.2.1. Tubos de sección rectangular (Este artículo no tiene comentarios)**

##### **C 6.12.3.2.2. Tubos de sección circular (Este artículo no tiene comentarios)**

### **C 6.13. UNIONES Y EMPALMES**

#### **C 6.13.1. Requisitos generales**

En un empalme donde cambia la sección, se debe utilizar la menor de las secciones para estos requisitos. Estos requisitos se conservan de AASHTO (2002).

La excepción para los miembros de arriostramiento de miembros, sujetos a flexión, rectos o curvados horizontalmente que se incluyen en el modelo estructural utilizado para determinar los efectos de fuerza, se establece como resultado de la experiencia con detalles desarrollados invocando las disposiciones del **75 por ciento** y de la carga promedio presentadas en este documento. Estos detalles tendían a resultar en excentricidades y concentraciones de fuerzas tan grandes que los hacían inmanejables. Se ha decidido que los aspectos negativos asociados con estas conexiones justifican la excepción que aquí se permite.

Los agujeros de tamaño estándar para bulones en conexiones de puentes curvados horizontalmente garantizan el ajuste del acero en obra.

#### **C 6.13.2. Conexiones abulonadas**

##### **C 6.13.2.1. Requisitos generales**

##### **C 6.13.2.1.1. Conexiones de deslizamiento crítico**

En las conexiones abulonadas de deslizamiento crítico sujetas a corte, la carga se transmite a través de la fricción, entre las partes conectadas, hasta un cierto nivel de fuerza que depende de la fuerza de apriete total sobre las superficies de contacto y del coeficiente de fricción entre dichas superficies. Los conectores no están sujetos a corte, y el material conectado no está sujeto a esfuerzos de aplastamiento. Cuando la carga aumenta hasta un nivel mayor que la resistencia de fricción entre las superficies de contacto, se produce el deslizamiento sin que ocurra una falla en el sentido de rotura. Como resultado, las conexiones de deslizamiento crítico son capaces de resistir cargas aún mayores mediante el corte y aplastamiento contra el material conectado. La resistencia de la conexión no está relacionada con la carga de deslizamiento. Estas disposiciones requieren que la resistencia al deslizamiento y las resistencias al corte y al aplastamiento se calculen en forma separada. Debido a que el efecto combinado de la resistencia de fricción con el corte o el aplastamiento es incierto y no ha sido estudiado de manera sistemática, se desprecia cualquier resistencia potencial mayor atribuible a este efecto combinado.

En el caso de los agujeros de ranura, se entiende como “perpendicular a la ranura” al ángulo comprendido aproximadamente entre **80°** y **100°** con respecto al eje de la ranura.

La intención de este requisito es controlar las deformaciones permanentes por efecto de las sobrecargas generadas por el deslizamiento en las juntas, las cuales podrían afectar adversamente la capacidad de servicio de la estructura. Estos requisitos están orientados para aplicarse a la sobrecarga de diseño especificada en el artículo 3.6.1.1. Si este criterio se aplicara a una situación de carga permitida, se debería considerar una reducción del factor de carga para sobrecarga. Las conexiones de deslizamiento crítico se deben también verificar para las combinaciones de cargas, correspondiente al estado límite de resistencia, especificadas en la Tabla 3.4.1-1, suponiendo que la conexión ha experimentado deslizamiento bajo estas cargas elevadas y se ha producido aplastamiento contra el material conectado.

#### **C 6.13.2.1.2. Conexiones por aplastamiento**

En las conexiones abulonadas por aplastamiento, la carga se resiste mediante el corte en el medio de unión y el aplastamiento sobre el material conectado, más una incierta cantidad de fricción entre las superficies de contacto. La falla final será por la falla de corte de los conectores, por desgarramiento del material conectado, o por una deformación ovalada inaceptable del agujero. La carga de falla final es independiente de la fuerza de apriete proporcionada por los bulones (Kulak et al., 1987).

#### **C 6.13.2.2. Resistencia minorada**

La Ecuación 6.13.2.2-1 se aplica para un estado límite de servicio para el cual el factor de resistencia es igual a **1,0** y, por lo tanto, éste no aparece en la ecuación.

#### **C 6.13.2.3. Pernos, tuercas y arandelas**

##### **C 6.13.2.3.1. Pernos y tuercas (Este artículo no tiene comentarios)**

##### **C 6.13.2.3.2. Arandelas**

La ubicación adecuada de las arandelas endurecidas es tan importante para el buen comportamiento de los bulones como los otros elementos de un detalle. Los planos y detalles deben reflejar claramente el número y la disposición de las arandelas, especialmente aquellas que se requieren para aplicaciones de agujeros de ranura.

#### **C 6.13.2.4. Agujeros**

##### **C 6.13.2.4.1. Tipo**

###### **C 6.13.2.4.1a. Requisitos generales (Este artículo no tiene comentarios)**

###### **C 6.13.2.4.1b. Agujeros agrandados (Este artículo no tiene comentarios)**

###### **C 6.13.2.4.1c. Agujeros de ranura corta (Este artículo no tiene comentarios)**

###### **C 6.13.2.4.1d. Agujeros de ranura larga (Este artículo no tiene comentarios)**

##### **C 6.13.2.4.2. Tamaño (Este artículo no tiene comentarios)**

#### **C 6.13.2.5. Tamaño de los bulones (Este artículo no tiene comentarios)**

#### **C 6.13.2.6. Separación de los bulones**

##### **C 6.13.2.6.1. Separación y distancia libre mínimos**

En estructuras de acero resistente a la intemperie sin recubrimiento, no se espera que ocurra un llenado completo o empaquetado en las juntas donde los bulones satisfacen los requisitos de separación máxima especificados en el artículo 6.13.2.6.2 (Brockenbrough, 1983).

##### **C 6.13.2.6.2. Separación máxima para bulones de sellado (Este artículo no tiene comentarios)**

##### **C 6.13.2.6.3. Paso máximo para bulones roscados de punta “autoperforantes”**

La intención de este requisito es garantizar que todas las piezas actúen como una unidad y, en el caso de los miembros sujetos a compresión, evitar el pandeo.

##### **C 6.13.2.6.4. Paso máximo para bulones roscados de punta en el extremo de los miembros sujetos a compresión (Este artículo no tiene comentarios)**

##### **C 6.13.2.6.5. Distancia al extremo (Este artículo no tiene comentarios)**

##### **C 6.13.2.6.6. Distancias al borde (Este artículo no tiene comentarios)**

##### **C 6.13.2.7. Resistencia al corte**

La resistencia nominal al corte se basa en la observación de que la resistencia al corte de un único bulón de alta resistencia es aproximadamente igual a **0,60 veces** la resistencia a la tracción de dicho bulón (Kulak et al., 1987). Sin embargo, en las conexiones de corte con más de dos bulones en la línea de fuerza, la deformación del material conectado genera una distribución no uniforme de la fuerza de corte en el bulón, de manera que la resistencia de la conexión en términos de la resistencia media del bulón disminuye a medida que aumenta la longitud de la conexión. En lugar de proporcionar una función que refleje esta disminución en la resistencia promedio del sujetador con la longitud de la junta, se aplicó un factor de reducción único de **0,80** sobre el multiplicador de **0,60**. Esto acomoda los bulones en conexiones de hasta **1270 mm** de longitud sin afectar significativamente la economía de las conexiones muy cortas. La resistencia nominal al corte de los bulones en conexiones de más de **1270 mm** de longitud se debe reducir aún más en un **20 por ciento** adicional. Los estudios realizados han demostrado que el factor de seguridad para el esfuerzo admisible contra la falla por corte varía entre **3,3** para conexiones compactas (es decir, cortas) hasta aproximadamente **2,0** para el caso de conexiones con una longitud total superior a **1270 mm**. Es interesante observar que las conexiones más largas, y con frecuencia las más importantes, son las que tenían el factor más bajo, lo que indica que un factor de seguridad de **2,0** ha resultado ser satisfactorio en servicio (Kulak et al., 1987). Para los empalmes en el ala, la longitud de **1270 mm** se debe medir entre los bulones extremos en un solo lado de la conexión.

A partir de una serie de ensayos se determinó que el valor promedio de la resistencia nominal para bulones con roscas en el plano de corte es de  **$0,833 \cdot (0,6 \cdot F_{ub})$** , con una desviación estándar de **0,03** (Yura et al., 1987). Para la fórmula de la especificación se

eligió un valor aproximado de **0,80** con base en el área correspondiente al área nominal del cuerpo del bulón.

La resistencia al corte de los bulones no se ve afectada por la pretensión en los sujetadores, siempre que el material conectado esté en contacto en las caras de contacto.

La resistencia minorada es igual a la resistencia nominal al corte multiplicada por un factor de reducción de resistencia menor que el que se utiliza para determinar la resistencia minorada de un componente. Esto garantiza que la resistencia máxima del puente esté limitada por la resistencia de los miembros principales en lugar de por las conexiones.

La ausencia de disposiciones específicas para la resistencia de diseño de un bulón solicitado por doble corte que atraviesa un plano de corte con un vástago sin rosca y en el otro plano de corte con una sección roscada se debe a la incertidumbre en la repartición de la carga entre las dos superficies de corte. También se reconoce que el diseñador no tiene generalmente el conocimiento disponible sobre la ubicación de los bulones, que podría dejar ambos planos de corte en la sección roscada.

La longitud roscada de un bulón ASTM A307 no es tan predecible como la de un bulón de alta resistencia. El requisito de utilizar la Ecuación 6.13.2.7-2 refleja esta incertidumbre.

Los bulones ASTM A307 que tienen una larga longitud de apriete tienden a flexionarse, lo cual reduce su resistencia.

#### **C 6.13.2.8. Resistencia al deslizamiento**

Se han analizado estadísticamente una gran cantidad de datos, desarrollados a través de la investigación, para proporcionar información mejorada sobre la probabilidad de deslizamiento de las conexiones en las cuales los bulones se han precargados, según los requisitos de la Tabla 6.13.2.8-1. La pretensión del bulón y el coeficiente de fricción, es decir, el factor  $K_s$  de las superficies de contacto, se han identificado como las dos variables principales que más afectan en la resistencia al deslizamiento de las conexiones.

Para los bulones en agujeros de gran tamaño y de ranura se proporcionan factores de tamaño de agujero  $K_h$  menores que **1,0**, dado el efecto de estos agujeros sobre la tracción que se induce en los bulones al utilizar cualquiera de los métodos especificados de instalación. En el caso de los bulones en agujeros de ranura larga, aunque la carga de deslizamiento es la misma independientemente de que los bulones estén cargados en forma transversal o paralela al eje de la ranura, los valores se han reducido aún más para bulones cargados en forma paralela al eje de la ranura, basado en el buen juicio, debido a las mayores consecuencias del deslizamiento.

Los criterios para la resistencia al deslizamiento son para el caso de las conexiones sujetas a una carga coaxial. Para aquellos casos en los cuales la carga tiende a rotar la conexión en el plano de la superficie de contacto, se debería utilizar una fórmula modificada que tenga en cuenta la colocación de los bulones con respecto al centro de rotación (Kulak et al., 1987).

La tracción requerida especificada para los bulones AASHTO M 164 (ASTM A325) mayores que el M24 refleja una actualización de la especificación ISO que lista propiedades de material idénticas para el rango de tamaños comprendido entre M16 y M36.

Los valores de la mínima tracción del bulón dados en la Tabla 6.13.2.8-1 equivalen al **70 por ciento** de la resistencia mínima a la tracción de los bulones. Este mismo porcentaje de la resistencia a la tracción se ha utilizado tradicionalmente para la tracción requerida de los bulones.

El efecto de los recubrimientos de pintura común, en zonas limitadas del área de contacto dentro de las juntas, y el efecto del rociado (spray) accidental sobre toda el área de contacto han sido analizados experimentalmente (Polyzois and Frank, 1986). Los ensayos demostraron que el área efectiva para transferir el corte por fricción entre las superficies de contacto se concentra en un anillo anular alrededor y cerca de los bulones. La pintura sobre las superficies de contacto a una distancia de aproximadamente **25 mm**, pero no menor que el diámetro del bulón, medida a partir del borde del agujero, no redujo la resistencia al deslizamiento. Por otra parte, es posible que la pretensión del bulón no sea adecuada para aplanar completamente materiales gruesos y llevarlos a un contacto firme alrededor de cada bulón. Por lo tanto, estas disposiciones requieren que todas las áreas entre bulones también estén libres de pintura.

En superficies libres de óxido de hierro, esta investigación determinó que aún una cantidad mínima de rocío accidental de pintura común (es decir, un recubrimiento no calificado como Clase **A**) dentro del área especificada como libre de pintura reduce significativamente la resistencia al deslizamiento. En superficies limpiadas con chorro abrasivo, por el contrario, no fue tan perjudicial la presencia de una pequeña cantidad de rociado (spray) accidental de pintura. Por motivos de simplicidad, estas disposiciones prohíben la presencia de cualquier rociado accidental en las áreas de las conexiones de deslizamiento crítico que deben estar libres de pintura, independientemente de si la superficie está libre de óxido de hierro o limpiada con chorro abrasivo.

El valor promedio de los coeficientes de deslizamiento calculados con base en numerosos ensayos realizados sobre superficies libres de óxido de hierro, superficies de acero limpiadas con chorro abrasivo y superficies galvanizadas y tratadas con cepillo de alambre para darles rugosidad se tomaron como base para las tres clases de superficie. A partir de la investigación realizada por Frank and Yura (1981), se desarrolló un método de ensayo para determinar el coeficiente de deslizamiento para los revestimientos utilizados en las juntas abulonadas (AISC, 1994). El método incluye requisitos de ensayo de fluencia a largo plazo para garantizar un comportamiento confiable de los recubrimientos de pintura calificados. El método, que exige realizar una reclasificación si se modifica alguna de las variables esenciales, es la única base admitida para clasificar cualquier recubrimiento que se utilice bajo estas disposiciones. Además, normalmente se reconocen solo **dos categorías** de condiciones superficiales para las pinturas que se utilizan en las conexiones de deslizamiento crítico: Clase **A** para recubrimientos que no reducen el coeficiente de deslizamiento por debajo del correspondiente a una superficie libre de óxido de hierro, y Clase **B** para pinturas que no reducen el coeficiente de deslizamiento por debajo del correspondiente a las superficies de acero limpiadas con chorro abrasivo.

Para cubrir aquellos casos en los cuales un coeficiente de fricción menor que **0,33** podría resultar adecuado, el Reglamento establece que, sujeto a la aprobación del Ingeniero y siempre que el coeficiente de deslizamiento medio sea determinado por el procedimiento de ensayo especificado, se pueden utilizar sobre las superficies de contacto recubrimientos que proporcionen una resistencia al deslizamiento menor que la correspondiente a un recubrimiento Clase **A**. Se debe notar que ambos tipos de recubrimiento, Clase **A** y Clase **B**, se deben aplicar sobre el acero limpiado con chorro abrasivo.

La investigación citada en el párrafo precedente también estudió el efecto de la variación del tiempo transcurrido entre la aplicación del recubrimiento sobre las superficies de contacto y el armado de la conexión para determinar si la pintura parcialmente curada continuaba con su proceso de curado. Se concluyó que el curado se detiene completamente en el momento que se arma y se aprieta la conexión, y que las pinturas que no habían completado su curado actuaban como lubricante. De esta manera, la resistencia al deslizamiento de la junta se redujo notablemente.

En cuanto a las superficies de contacto galvanizadas, las investigaciones realizadas demuestran que el factor de deslizamiento de las superficies galvanizadas mejora significativamente al aplicarles tratamientos, tales como cepillado de alambre a mano o una limpieza suave con chorro abrasivo (Birkemoe and Herrschaft, 1970). En cualquier caso el tratamiento debe ser controlado a fin de lograr la rugosidad o calificación necesaria. Los cepillos de alambre eléctricos no son satisfactorios ya que tienden a pulir en lugar de dar rugosidad a la superficie.

Ensayos realizados sobre superficies tratadas, con cepillo de alambre luego del galvanizado, han arrojado un valor promedio de **0,35** para el coeficiente de deslizamiento (Kulak et al., 1987). Las superficies con zinc normal sin tratamiento tienen coeficientes de deslizamiento mucho menores. Aunque el coeficiente de deslizamiento para superficies Clase **C** sea igual que para las superficies Clase **A**, se ha mantenido una clase separada para evitar posibles confusiones. El valor más elevado del coeficiente de deslizamiento igual a **0,40**, en especificaciones previas al AASTHO LRFD 2012, supone que la superficie se limpia con chorro abrasivo después del galvanizado, lo cual no constituye una práctica habitual. Tanto la experiencia en obra como los resultados de ensayos han indicado que los miembros galvanizados pueden tener una tendencia a continuar deslizando bajo una carga sostenida (Kulak et al., 1987). Ensayos realizados sobre juntas galvanizadas por inmersión en caliente, sujetas a cargas sostenidas, muestran un comportamiento tipo fluencia. Los tratamientos aplicados a las superficies de contacto galvanizadas, antes del armado de la junta, que generan un aumento en la resistencia al deslizamiento bajo cargas de corta duración no mejoraron significativamente el comportamiento frente al deslizamiento bajo la carga sostenida.

Si se utilizan recubrimientos galvanizados por inmersión en caliente, y particularmente si la junta consta de múltiples capas de material con recubrimientos de gran espesor, la relajación de la tracción del bulón puede ser significativa y requerir que se retensionen los bulones luego de su apriete inicial. Esta pérdida puede ser permitida en el diseño o alternativamente los bulones se pueden reapretar para llevarlos al nivel indicado de tensión inicial luego de un período de acomodamiento inicial.

Si bien las conexiones de deslizamiento crítico con bulones pretesados, a los niveles especificados en la Tabla 6.13.2.8-1, normalmente no se deslizan en el apoyo cuando están sujetas a cargas previstas, se requiere que ellas satisfagan los requisitos de los artículos 6.13.2.7 y 6.13.2.9 para mantener un factor de seguridad igual a **2,0**, en caso de que cargas imprevistas significativas generen el deslizamiento de los bulones en el apoyo.

#### **C 6.13.2.9. Resistencia al aplastamiento en los agujeros de bulones**

El esfuerzo de aplastamiento producido por un bulón de alta resistencia, que presiona contra el lado del agujero en una pieza conectada, es importante sólo como un indicador del comportamiento de la parte conectada. Por lo tanto, se aplica la misma resistencia al aplastamiento independientemente de la resistencia al corte del bulón o de la presencia o

ausencia de roscas en el área de aplastamiento. El valor crítico se puede derivar a partir del caso de un único bulón en el extremo de un miembro sujeto a tracción.

Utilizando bulones apretados con los dedos, se ha demostrado que una chapa conectada no fallará por desgarramiento a través del borde libre del material si la distancia  $L$ , medida paralelamente a la línea de la fuerza aplicada desde un único bulón hasta el borde libre del miembro hacia el cual se dirige la fuerza, no es menor que el diámetro del bulón multiplicado por la relación entre el esfuerzo de aplastamiento y la resistencia a la tracción de la pieza conectada (Kulak et al., 1987).

El criterio para la resistencia nominal al aplastamiento es:

$$\frac{L}{d} \geq \frac{r_n}{F_u} \quad (\text{C 6.13.2.9-1})$$

donde:

$r_n$  = presión de aplastamiento nominal, en MPa.

$F_u$  = resistencia mínima especificada a la tracción de la parte conectada, en MPa.

En este Reglamento, la resistencia nominal al aplastamiento de un agujero interior se basa en la distancia libre entre dicho agujero y el agujero adyacente en la dirección de la fuerza de aplastamiento. La resistencia nominal al aplastamiento de un agujero extremo se basa en la distancia libre entre dicho agujero y el extremo del miembro. La resistencia nominal al aplastamiento del miembro conectado se puede tomar como la sumatoria de las resistencias de los agujeros individuales. Se utiliza la distancia libre para simplificar los cálculos para agujeros de gran tamaño y de ranuras.

Los agujeros se pueden espaciar a distancias libres menores que los valores especificados, siempre y cuando para la resistencia nominal al aplastamiento se utilice el menor valor especificado por la Ecuación 6.13.2.9-2 o 6.13.2.9-4, según corresponda.

#### **C 6.13.2.10. Resistencia a la tracción**

##### **C 6.13.2.10.1. Requisitos generales (Este artículo no tiene comentarios)**

##### **C 6.13.2.10.2. Resistencia nominal a la tracción**

La resistencia de diseño recomendada es aproximadamente igual a la fuerza de apriete inicial; por lo tanto, los bulones de alta resistencia experimentarán poca o ninguna variación de tensión bajo las cargas de servicio. Por esta razón, se requieren que los bulones se instalen totalmente tensionados en las conexiones donde estén sujetos a tracción axial por efecto de las cargas aplicadas.

##### **C 6.13.2.10.3. Resistencia a la fatiga**

Los bulones A325 y A490 correctamente apretados no se verán afectados negativamente por la aplicación repetida del esfuerzo de tracción por la carga de servicio recomendada, siempre que el material de ajuste sea lo suficientemente rígido para que la fuerza de palanca sea una fracción relativamente pequeña de la tensión aplicada. Los requisitos

referentes a la fatiga por tracción de los bulones se basan en el estudio de resultados de ensayos en los que los bulones fueron sujetos a repetidas cargas de tracción hasta alcanzar la falla (Kulak et al., 1987).

#### **C 6.13.2.10.4. Acción de palanca**

La Ecuación 6.13.2.10.4-1 utilizada para estimar la magnitud de la fuerza debida a la acción de palanca es una simplificación dada en ASCE (1971) a partir de una expresión semiempírica (Douty and McGuire, 1965). Esta fórmula simplificada tiende a sobrestimar la fuerza de palanca y proporciona resultados de diseño conservadores (Nair et al., 1974).

#### **C 6.13.2.11. Combinación de tracción y corte**

La resistencia nominal a la tracción de los bulones, sujetos a una combinación de tracción axial y corte, es proporcionada por curvas de interacción elípticas, que tienen en cuenta el efecto de la longitud de la conexión sobre los bulones cargados en corte, la relación entre la resistencia al corte y la resistencia a la tracción de los bulones roscados, y las relaciones entre el área de raíz y el área nominal del cuerpo y entre el área para esfuerzos de tracción y el área nominal del cuerpo (Chesson et al., 1965). Las Ecuaciones 6.13.2.11-1 y 6.13.2.11-2 son simplificaciones conservadoras del conjunto de curvas elípticas. En AISI (1988) se encuentran las ecuaciones que representan al conjunto de curvas elípticas para diferentes casos. Cuando la fuerza de corte aplicada en el bulón, debida a las cargas mayoradas, es menor o igual que el **33 por ciento** de la resistencia nominal al corte del bulón, no se requiere reducir la resistencia nominal a la tracción.

#### **C 6.13.2.12. Resistencia al corte de los bulones de anclaje**

En las conexiones con bulones de anclaje existen generalmente condiciones donde es probable que no se utilice plenamente la resistencia total de cada bulón al resistir las fuerzas de corte aplicadas. Los agujeros de gran tamaño y otros factores tienden a generar en los bulones de anclaje esfuerzos no uniformes y por lo tanto, hacen ineficiente la conexión. Debido a estos efectos, se debería aplicar un factor de reducción de **0,8** al multiplicador de **0,48** en la Ecuación 6.13.2.12-1 según corresponda.

Ver el artículo C 6.13.2.7 por comentarios adicionales sobre los factores de reducción de resistencia.

Para el diseño integral de anclajes al hormigón, consultar el Reglamento Argentino de Estructuras de Hormigón, CIRSOC 201-05, Apéndice D.

### **C 6.13.3. Conexiones soldadas**

#### **C 6.13.3.1. Requisitos generales**

Para las soldaduras de filete que conectan aceros con tensión de fluencia mínima especificada mayor que **345 MPa** se recomienda encarecidamente utilizar un metal de soldadura de menor resistencia que la del metal base. Las investigaciones realizadas han demostrado que las soldaduras ejecutadas con un metal de aporte de menor resistencia que el metal base son mucho menos sensibles a la fisuración retardada por hidrógeno y son más probables de lograr de manera más consistente soldaduras libres de defectos.



### **C 6.13.3.2. Resistencia minorada**

#### **C 6.13.3.2.1. Requisitos generales**

La resistencia minorada de una conexión soldada está controlada por la resistencia del metal base o del metal de soldadura depositado. La resistencia nominal de las soldaduras de filete está determinada por el área de la garganta efectiva, mientras que la resistencia nominal de las partes conectadas está determinada por sus respectivos espesores.

La resistencia correspondiente a la clasificación del metal de soldadura se puede tomar de manera conservadora como el número de clasificación, **EXX**. Las letras **XX** representan los niveles mínimos de resistencia de los electrodos, en MPa.

#### **C 6.13.3.2.2. Conexiones con soldaduras acanaladas de penetración completa**

##### **C 6.13.3.2.2a. Tracción y compresión**

En las soldaduras acanaladas, las fuerzas máximas son usualmente de tracción o compresión. Ensayos realizados han demostrado que las soldaduras acanaladas del mismo espesor que las partes conectadas son adecuadas para desarrollar la resistencia minorada de dichas partes conectadas.

##### **C 6.13.3.2.2b. Corte (Este artículo no tiene comentarios)**

#### **C 6.13.3.2.3. Conexiones con soldaduras acanaladas de penetración parcial**

##### **C 6.13.3.2.3a. Tracción o compresión**

Ver las restricciones, relativas al uso de soldaduras acanaladas de penetración parcial en esta aplicación, en el artículo 6.6.1.2.4.

##### **C 6.13.3.2.3b. Corte (Este artículo no tiene comentarios)**

#### **C 6.13.3.2.4. Conexiones con soldaduras de filete**

##### **C 6.13.3.2.4a. Tracción o compresión**

Las conexiones con soldaduras de filete, entre el ala y el alma, se pueden diseñar sin considerar el esfuerzo de tracción o compresión en aquellos elementos paralelos al eje de las soldaduras.

##### **C 6.13.3.2.4b. Corte**

La resistencia minorada de las soldaduras de filete sujetas a corte, a lo largo de la longitud de la soldadura, depende de la resistencia del metal de soldadura y de la dirección de la carga aplicada, que puede ser paralela o transversal a la soldadura. En ambos casos, la soldadura falla por corte, pero el plano de rotura no es el mismo. La fluencia por corte no es crítica en las soldaduras porque se genera el endurecimiento por deformación del material sin grandes deformaciones globales. Por lo tanto, la resistencia minorada al corte se basa en la resistencia al corte del metal de soldadura multiplicada por un factor de resistencia adecuado para garantizar que la parte conectada pueda desarrollar la totalidad de su resistencia sin que se produzca una falla prematura de la soldadura.

Si las soldaduras de filete están sujetas a cargas excéntricas que produzcan una combinación de esfuerzos de corte y flexión, se deben dimensionar con base en la adición vectorial directa de las fuerzas de corte que actúan sobre la soldadura.

No es usual que ocurra la falla por el cateto de una soldadura en el metal base. El área efectiva aplicable para el metal base es el cateto de la soldadura, que es un **30 por ciento** mayor que la garganta de la soldadura. Si se utiliza un metal de soldadura de resistencia excesiva o si la garganta de la soldadura es excesivamente convexa, la capacidad puede ser controlada por el cateto de la soldadura y la resistencia a la fractura por corte del metal base  $0,6 \cdot F_u$ .

#### **C 6.13.3.3. Área efectiva**

El artículo 2.3 del Bridge Welding Code, AASHTO/AWS D1.5M/D1.5, contiene requisitos adicionales.

#### **C 6.13.3.4. Tamaño de las soldaduras de filete**

Los requisitos referentes al tamaño mínimo de las soldaduras de filete no se basan en consideraciones de resistencia sino en el efecto de templado que los materiales de gran espesor producen en las soldaduras pequeñas. El enfriamiento muy rápido del metal de soldadura puede producir una pérdida de ductilidad.

Además, la restricción que el material de gran espesor impone a la contracción del metal de soldadura puede provocar la fisuración de la soldadura. Una soldadura de filete de **8 mm** es la soldadura de mayor tamaño que se puede depositar en una sola pasada mediante un procedimiento manual, pero se deben proporcionar temperaturas mínimas de precalentamiento y entre pasadas.

#### **C 6.13.3.5. Longitud efectiva mínima de las soldaduras de filete (Este artículo no tiene comentarios)**

#### **C 6.13.3.6. Retorno en los extremos de las soldaduras de filete**

No se deben proporcionar retornos en los extremos alrededor de los rigidizadores transversales.

#### **C 6.13.3.7. Soldaduras de sellado (Este artículo no tiene comentarios)**

### **C 6.13.4. Resistencia a la rotura del bloque de corte**

La rotura del bloque de corte es uno entre varios modos posibles de falla de las chapas de empalme, de conexión, y de nudo. Aún se requiere el análisis de otros modos de falla y secciones críticas, por ejemplo, una sección neta que se extiende a través de todo el ancho de la chapa y, por lo tanto, no tenga planos paralelos, puede ser un requisito más severo para un ala de viga primaria o chapa de empalme que el modo de rotura del bloque de corte. Se deberían consultar los requisitos de los artículos 6.13.5, 6.13.6 y 6.14.2.8.

Ensayos realizados sobre vigas recortadas han indicado que puede ocurrir un modo de falla por desgarramiento a lo largo del perímetro de los agujeros para bulones (Birkemoe and Gilmour, 1978). Para este modo de falla del bloque de corte la resistencia se determina como la suma de la resistencia nominal al corte en una o en varias trayectorias de falla y la resistencia nominal a la tracción en un segmento perpendicular. La trayectoria

de falla está definida por los centros de los agujeros de los bulones. El modo de rotura del bloque de corte no se limita a los extremos de vigas recortadas. Las conexiones de los miembros sujetos a tracción también son susceptibles a este modo de falla. El modo de rotura del bloque de corte también se debería verificar alrededor de la periferia de las conexiones soldadas.

Para predecir la resistencia a la rotura del bloque de corte se ha adoptado un modelo conservativo en el cual la resistencia a la rotura a lo largo del plano de corte se suma a la resistencia a la rotura en el plano de tracción. El bloque de corte es un fenómeno de rotura o desgarramiento y no un fenómeno de fluencia. Sin embargo, puede ocurrir la fluencia bruta a lo largo del plano de corte cuando se inicia el desgarramiento en el plano sujeto a tracción si  $0,58 F_u A_{vn}$  es mayor que  $0,58 F_y A_{vg}$ . Por lo tanto, la Ecuación 6.13.4-1 limita el término  $0,58 F_u A_{vn}$  para que no supere  $0,58 F_y A_{vg}$ . La Ecuación 6.13.4-1 es consistente con la filosofía para miembros sujetos a tracción, donde se utiliza el área bruta para la fluencia y el área neta para la rotura.

En algunos casos, por ejemplo, en conexiones de viga recortada con múltiples hileras de bulones, el esfuerzo de tracción en el plano extremo no es uniforme pues las hileras de bulones más cercanas al extremo de la viga toman la mayor parte del corte (Ricles and Yura, 1983; Kulak and Grondin, 2001). En consecuencia, en la Ecuación 6.13.4-1 está incluido un factor de reducción,  $U_{bs}$ , para aproximar en tales casos el efecto de la distribución de esfuerzos no uniformes en el plano de tracción. Para la mayoría de las conexiones encontradas en los puentes de acero,  $U_{bs}$  será igual a **1,0**. El factor de reducción,  $R_p$ , tiene en cuenta de manera conservadora la reducción de la resistencia a la rotura en la vecindad de los agujeros para bulones ejecutados por punzonado al tamaño final (Brown et al., 2007), tal como se analiza más adelante en el artículo C 6.8.2.1.

### **C 6.13.5. Elementos de conexión**

#### **C 6.13.5.1. Requisitos generales (Este artículo no tiene comentarios)**

#### **C 6.13.5.2. Tracción**

Debido a que la longitud de la chapa de conexión lateral, la chapa de empalme, o la chapa de nudo es pequeña en comparación con la longitud del miembro, la deformación inelástica de la sección bruta es limitada. Por esta razón, el área neta del elemento de conexión se limita a  **$0,85 \cdot A_g$** , de manera que se reconoce la limitada deformación inelástica y se proporciona una capacidad de reserva (Kulak et al., 1987).

#### **C 6.13.5.3. Corte (Este artículo no tiene comentarios)**

### **C 6.13.6. Empalmes**

#### **C 6.13.6.1. Empalmes abulonados**

##### **C 6.13.6.1.1. Requisitos generales (Este artículo no tiene comentarios)**

##### **C 6.13.6.1.2. Miembros en tracción (Este artículo no tiene comentarios)**

##### **C 6.13.6.1.3. Miembros en compresión (Este artículo no tiene comentarios)**

#### **C 6.13.6.1.4. Miembros solicitados a flexión**

##### **C 6.13.6.1.4a. Requisitos generales**

Para un miembro solicitados a flexión, se recomienda tomar como menor sección en el punto de empalme aquella del lado del empalme que tiene el menor momento de inercia calculado para la sección de acero no compuesta.

Para determinar la condición que controla, los empalmes abulonados localizados en regiones sujetas a inversión de esfuerzos, cerca de los puntos de inflexión bajo carga permanente, se deben verificar tanto para flexión positiva como para flexión negativa.

Para asegurar la correcta alineación y estabilidad de la viga primaria durante la construcción, los empalmes en el alma y ala no deben tener menos de dos filas de bulones a cada lado de la junta. Además, no se permiten utilizar agujeros de gran tamaño o de ranuras en el miembro ni en las chapas de empalme, en los empalmes abulonados de miembros solicitados a flexión, para mejorar el control de la geometría durante el montaje y porque se puede generar una reducción de la resistencia si se utilizan dichos tipos de agujeros en conexiones abulonadas en el alma sujeta a carga excéntrica.

Del mismo modo, para un mejor control de la geometría, las conexiones abulonadas tanto para empalmes en el alma como en el ala se deben dimensionar para evitar el deslizamiento bajo las acciones máximas inducidas durante el montaje del acero y durante el hormigonado del tablero de hormigón.

Siguientes secciones con agujeros en el ala sujeta a tracción:

- Secciones compuestas compactas en flexión positiva en puentes rectos;
- Secciones compuestas en I en flexión negativa o secciones en I no compuestas con almas compactas o no compactas, en tramos rectos, diseñadas de acuerdo con los requisitos del apéndice A6,

para las cuales se permite que la resistencia nominal a la flexión sea mayor que el momento de inicio de fluencia en el estado límite de resistencia, aún no se ha documentado de manera concluyente que se pueda alcanzar la plastificación total de la sección transversal antes de que se produzca la fractura en la sección neta del ala sujeta a tracción. Además, los requisitos para el diseño de empalmes de este artículo no consideran la contribución de la fluencia significativa del alma en la resistencia a la flexión de las secciones listadas anteriormente. Por lo tanto, en las secciones transversales con agujeros, la resistencia minorada a la flexión del ala sujeta a tracción en el estado límite de resistencia, o para efectos de constructibilidad, se limita conservadoramente a un valor menor o igual que la tensión de fluencia mínima especificada del ala sujeta a tracción de acuerdo con las disposiciones del artículo 6.10.1.8. Como resultado, este requisito probablemente evitará que los empalmes abulonados queden localizados en estas secciones en o cerca de los puntos de máximo momento aplicado donde para el estado límite de resistencia se permite una fluencia significativa del alma, más allá de la fluencia localizada del alma permitida en los miembros híbridos.

En el pasado los empalmes para miembros solicitados a flexión se diseñaban generalmente tratando a las alas y alma de la viga primaria como componentes individuales y luego proporcionando un momento de diseño calculado para el empalme de cada componente. Sin embargo, esta superposición de momentos no es aplicable a las

secciones compuestas cuando éstas están sujetas a esfuerzos en el rango elástico porque los momentos se aplican a diferentes secciones, mientras que sí es válida la superposición de los esfuerzos. En consecuencia, para calcular las acciones necesarias para diseñar el empalme se prefiere el uso de los esfuerzos de flexión.

La fatiga del metal base adyacente a una conexión de deslizamiento crítico en las chapas de empalme se puede verificar como se especifica en la Tabla 6.6.1.2.3-1 utilizando la sección bruta de las chapas de empalme y del miembro. Sin embargo, las áreas de las chapas de empalme del ala y del alma son con frecuencia iguales o mayores que las áreas de dicha ala y alma a las cuales están unidas. Las alas y el alma se verifican separadamente para detalles de la categoría de fatiga ya sea equivalente o más crítica. Por lo tanto, el diseño de las chapas de empalme no estará generalmente controlado por la fatiga.

#### C 6.13.6.1.4b. Empalmes en el alma

Las Ecuaciones 6.13.6.1.4b-1 y 6.13.6.1.4b-2 proporcionan un valor de corte de diseño para ser utilizado en el diseño de las chapas de empalme del alma y sus conexiones en el estado límite de resistencia. Cuando en el punto de empalme el corte, debido a las cargas mayoradas,  $V_u$ , es menor que el **50 por ciento** de la resistencia minorada al corte,  $V_r = \phi_v V_n$ , la Ecuación 6.13.6.1.4b-1 limita arbitrariamente el incremento del corte en dicho punto de empalme a un **50 por ciento** de  $V_u$ . Este incremento del corte se limita a un **50 por ciento** de  $V_u$  porque las posibilidades de que  $V_u$  tenga un valor distinto del calculado son menores que para el momento; es improbable que ocurran grandes variaciones no previstas del corte en el empalme. Además, el corte máximo generalmente no ocurre simultáneamente con el momento máximo en el empalme. Por lo tanto, se considera razonable utilizar un valor más bajo del corte de diseño en las regiones donde el corte aplicado es bajo. Un valor más bajo del corte de diseño también es más razonable para vigas laminadas, que tienen valores significativamente más altos de la resistencia minorada al corte. Para los casos donde  $V_u$  es mayor que el **50 por ciento** de  $V_r$ , el corte de diseño se determina a partir de la Ecuación 6.13.6.1.4b-2 como el promedio entre  $V_u$  y  $V_r$ . Para verificar el deslizamiento de las conexiones abulonadas, el corte de diseño se toma simplemente como el corte en el punto de empalme bajo la combinación de cargas correspondiente al estado límite de servicio II definida en la Tabla 3.4.1-1. El alma que tenga la menor resistencia nominal al corte, en cualquiera de los lados del empalme, se debería tomar como base para determinar el corte de diseño.

Los empalmes en el alma también se deben diseñar para el momento debido a la excentricidad del corte de diseño. La excentricidad se define explícitamente como la distancia desde la línea media del empalme hasta el baricentro de la conexión del lado de la junta en consideración y no como la distancia entre los baricentros de las conexiones a cada lado de la junta (Sheikh-Ibrahim and Frank, 1998).

Se han utilizado muchos enfoques diferentes para determinar la proporción del momento flexor total soportado por el alma en el punto de empalme, los cuales no siempre han conducido a resultados consistentes. Por razones que se analizan a continuación, se sugiere que la parte del momento de flexión que se supone es resistido por el alma se aplique en la mitad de la altura del alma. Como resultado, en las secciones donde el eje neutro no está en la mitad de la altura del alma, se hace necesario aplicar en dicha altura media del alma una fuerza horizontal resultante para establecer el equilibrio. Se puede suponer que esta fuerza horizontal resultante se distribuye igualmente entre todos los bulones del alma. Se sugieren las siguientes ecuaciones para determinar el momento de diseño,  $M_{uw}$ , y la fuerza horizontal resultante de diseño,  $H_{uw}$ , a ser aplicados en la mitad

de la altura del alma para el diseño de las chapas de empalme del alma y sus conexiones en el estado límite de resistencia:

$$M_{uw} = \frac{t_w D^2}{12} \left| R_h F_{cf} - R_{cf} f_{ncf} \right| \quad (\text{C 6.13.6.1.4b-1})$$

$$H_{uw} = \frac{t_w D}{2} (R_h F_{cf} + R_{cf} f_{ncf}) \quad (\text{C 6.13.6.1.4b-2})$$

donde:

$t_w$  = espesor del alma de la menor sección en el punto del empalme, en mm.

$D$  = altura del alma de la menor sección en el punto del empalme, en mm.

$R_h$  = factor de hibridez, especificado en el artículo 6.10.1.10.1. Para las secciones híbridas en las cuales  $F_{cf}$  no es mayor que la tensión de fluencia mínima especificada del alma, el factor de hibridez se deberá tomar igual a **1,0**.

$F_{cf}$  = esfuerzo de diseño para el ala que controla en el punto del empalme, especificado en el artículo 6.13.6.1.4c; positiva si es de tracción y negativa si es de compresión, en MPa.

$R_{cf}$  = valor absoluto de la relación entre  $F_{cf}$  y el máximo esfuerzo de flexión,  $f_{cf}$ , debido a las cargas mayoradas en la mitad del espesor del ala que controla en el punto de empalme, tal como se define en el artículo 6.13.6.1.4c.

$f_{ncf}$  = esfuerzo de flexión debido a las cargas mayoradas, en la mitad del espesor del ala que no controla, en el punto de empalme concurrente con  $f_{cf}$ , positivo si es de tracción y negativo si es de compresión, en MPa.

En las Ecuaciones C 6.13.6.1.4b-1 y C 6.13.6.1.4b-2, se sugiere calcular  $M_{uw}$  y  $H_{uw}$  usando de manera conservadora los esfuerzos en la mitad del espesor de las alas. Al utilizar los esfuerzos en la mitad del espesor de las alas, se pueden utilizar los mismos valores de esfuerzos para diseñar tanto los empalmes en el alma como en las alas, lo que simplifica los cálculos. Sin embargo, como alternativa, se pueden utilizar los esfuerzos en las fibras internas de las alas. En cualquier caso, los esfuerzos se deben calcular considerando la aplicación de los momentos debidos a las cargas mayoradas apropiadas a las respectivas secciones transversales que soportan dichas cargas. Para satisfacer los requisitos generales de diseño del artículo 6.13.1, en las Ecuaciones C 6.13.6.1.4b-1 y C 6.13.6.1.4b-2 el esfuerzo de flexión concurrente en la mitad del espesor del ala que no controla es mayorado en la misma proporción que el esfuerzo de flexión en el ala que controla. Las alas que controlan y no controlan, se definen en el artículo C 6.13.6.1.4c.

Los esfuerzos en las Ecuaciones C 6.13.6.1.4b-1 y C 6.13.6.1.4b-2 se deben tomar como magnitudes con signo. Por motivos de conveniencia, en la Ecuación C 6.13.6.1.4b-1 se toma el valor absoluto de la diferencia resultante de los esfuerzos. En realidad, el signo de  $M_{uw}$  corresponde al signo del momento flexor para el estado de carga considerado. En la Ecuación C 6.13.6.1.4b-2,  $H_{uw}$  se toma como una magnitud con signo, positiva para tracción y negativa para compresión. Para las secciones donde el eje neutro está localizado a la mitad de la altura del alma,  $H_{uw}$  será igual a **cero**. Para todas las demás

secciones, la aplicación conjunta de  $M_{uw}$  y  $H_{uw}$  dará por resultado una distribución de esfuerzos combinados equivalente a la distribución asimétrica de esfuerzos en el alma.

Las Ecuaciones C 6.13.6.1.4b-1 y C 6.13.6.1.4b-2 se pueden utilizar también para calcular los valores de  $M_{uw}$  y  $H_{uw}$  a ser utilizados al verificar el deslizamiento de los bulones del alma. Sin embargo, primero se deben realizar las siguientes sustituciones en ambas ecuaciones:

- Reemplazar  $F_{cf}$  por el máximo esfuerzo de flexión,  $f_s$ , debido a la combinación de cargas correspondiente al estado límite de servicio II en la mitad del espesor del ala en consideración para la menor sección en el punto de empalme,
- Reemplazar  $f_{ncf}$  por el esfuerzo de flexión,  $f_{os}$ , debido a la combinación de cargas correspondiente al estado límite de servicio II en la mitad del espesor de la otra ala en el punto de empalme concurrente con  $f_s$  en el ala considerada, y
- Establecer para los factores  $R_h$  y  $R_{cf}$ , un valor igual a **1,0**. Al verificar el deslizamiento no es necesario determinar el ala que controla y que no controla. La misma convención de signos se aplica a los esfuerzos.

En las zonas sujetas a inversión de esfuerzos,  $M_{uw}$  y  $H_{uw}$  se deben calcular independientemente tanto para flexión positiva como negativa a fin de determinar la condición que controla. Para empalmes de alma que no están en un área sujeta a inversión de esfuerzos, se requiere calcular  $M_{uw}$  y  $H_{uw}$  únicamente para la condición de carga que genera el máximo esfuerzo de flexión en el ala que controla en el estado límite de resistencia o en el ala en consideración para la combinación de cargas correspondiente al estado límite de servicio II.

En el trabajo de Sheikh-Ibrahim and Frank (1998, 2001) se presenta un enfoque alternativo para secciones compactas de acero según el cual se supone que la totalidad del momento flexor es resistido por los empalmes en las alas, siempre que las alas sean capaces de resistir el momento de diseño. Este método solamente se debe aplicar en el estado límite de resistencia; aún sigue siendo necesario verificar el deslizamiento de los bulones utilizando el enfoque convencional. Si las alas no son capaces de resistir la totalidad del momento de diseño, se supone que el empalme del alma resiste el momento flexor adicional, además del corte de diseño, y el momento debido a la excentricidad del corte de diseño.

Para los grupos de bulones sujetos a corte excéntrico, a menudo se utiliza un enfoque tradicional en el cual se supone que el grupo de bulones está sujeto a un corte concéntrico y a un momento respecto del centroide. Se realiza un análisis vectorial suponiendo que no hay fricción, y que las chapas y bulones son elásticos (AISC, 2001). Es preferible utilizar este enfoque elástico tradicional antes que el enfoque basado en la resistencia última presentado en AISC (2001), en el cual se considera una relación carga-deformación empírica de un bulón individual, porque proporciona un factor de seguridad más consistente.

Para utilizar de manera efectiva el enfoque elástico tradicional en el cálculo de la fuerza máxima resultante en el bulón, todas las acciones se deberían aplicar en la mitad de la altura del alma y el momento de inercia polar del grupo de bulones,  $I_p$ , se debería calcular alrededor del baricentro de la conexión. Al trasladar el momento de inercia polar del grupo de bulones al eje neutro de la sección compuesta, que generalmente no se encuentra en

la mitad de la altura del alma, puede generar que se subestimen las fuerzas en los bulones a menos que la ubicación del eje neutro se calcule a partir de la sumatoria de los esfuerzos debidos a las cargas apropiadas actuando sobre las respectivas secciones transversales que soportan las cargas. Por lo tanto, con el fin de simplificar los cálculos y evitar posibles errores, se recomienda que para el diseño del empalme todas las acciones calculadas en el alma se apliquen en la mitad de la altura del alma. Cuando los bulones del alma tengan un paso vertical uniforme, se puede utilizar la siguiente fórmula (AISC, 1963) para calcular  $I_p$  con respecto al baricentro de la conexión:

$$I_p = \frac{n m}{12} [s^2 (n^2 - 1) + g^2 (m^2 - 1)] \quad (\text{C 6.13.6.1.4b-3})$$

donde:

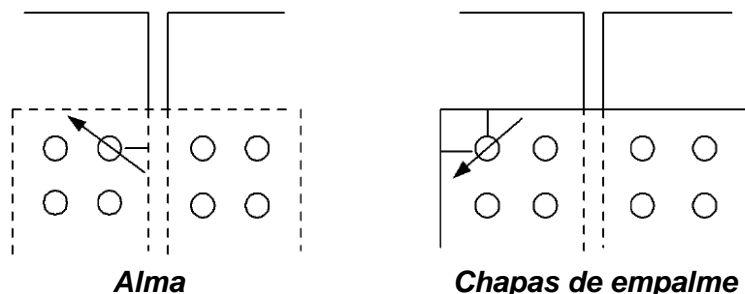
$m$  = número de filas verticales de bulones.

$n$  = número de bulones en una fila vertical.

$s$  = paso vertical, en mm.

$g$  = paso horizontal, en mm.

Al verificar la resistencia al aplastamiento del alma en los agujeros para bulones, la resistencia del agujero más externo, calculada utilizando la distancia libre al borde, se puede verificar conservadoramente comparándola con la fuerza máxima resultante que actúa en el bulón extremo de la conexión. Esta verificación es conservadora ya que la fuerza resultante actúa en dirección de una distancia inclinada que es mayor que la distancia libre al borde. En caso que se supere la resistencia al aplastamiento, se recomienda aumentar ligeramente la distancia al borde en lugar de incrementar el número de bulones o el espesor del alma. Otras opciones serían calcular la resistencia al aplastamiento con base en la distancia inclinada o resolver la fuerza resultante en la dirección paralela a la distancia al borde. En aquellos casos donde controla la resistencia al aplastamiento de las chapas de empalme del alma, se puede utilizar el menor valor entre la distancia libre al borde y la distancia al extremo en las chapas de empalme para calcular la resistencia al aplastamiento del agujero más externo.



**Figura C 6.13.6.1.4b-1. Ubicaciones críticas para los agujeros más externos**

Las chapas de empalme del alma deben ser simétricas a cada lado del alma y se deben extender tanto como sea posible a la altura total del alma entre las alas sin afectar los



espacios necesarios para la colocación de los bulones. Los espacios requeridos para la instalación de los bulones se indican en AISC (2001).

#### **C 6.13.6.1.4c. Empalmes en las alas**

La Ecuación 6.13.6.1.4c-1 define un esfuerzo de diseño que se debe multiplicar por la menor área efectiva del ala, en cualquiera de los lados del empalme, a fin de determinar una fuerza de diseño para el empalme en el ala que controla en el estado límite de resistencia.

El esfuerzo de diseño se basa en los requisitos generales de diseño especificados en el artículo 6.13.1. El uso del área efectiva del ala asegura en teoría que se evitará, en el empalme, la fractura en la sección neta del ala sujeta a tracción. Para determinar la fuerza de diseño en el ala se utiliza el valor más pequeño del área efectiva del ala de cualquiera de los lados del empalme, para garantizar que la fuerza de diseño no supere la resistencia minorada del ala de menor tamaño.

El ala de control se define como ya sea el ala superior o inferior de la sección más pequeña en el punto de empalme, cualquiera sea el ala que tenga la máxima relación entre el esfuerzo elástico de flexión en la mitad de su espesor debido a las cargas mayoradas para la condición de carga analizada y su resistencia minorada a la flexión. La otra ala se denomina, ala que no controla. En las zonas sujetas a inversión de esfuerzos, el empalme se debe verificar independientemente tanto para flexión positiva como para flexión negativa. Para las secciones compuestas en flexión positiva, el ala que controla es generalmente el ala inferior. Para las secciones en flexión negativa, cualquiera de las alas puede calificar como ala de control.

El factor  $\alpha$  en la Ecuación 6.13.6.1.4c-1 se toma generalmente igual a **1,0**, excepto que para las alas donde  $F_n$  es menor que  $F_{yf}$  se puede utilizar un valor menor igual a la relación entre  $F_n$  y  $F_{yf}$ . Los posibles casos, donde se puede dar esta situación, incluyen alas inferiores de las secciones **I** en compresión, o alas inferiores de las secciones tipo cajón en compresión o tracción en el punto de empalme. En estos casos, el valor de  $F_n$  calculado del ala en el empalme puede ser significativamente menor que  $F_{yf}$  y, en consecuencia, que sea excesivamente conservador utilizar  $F_{yf}$  en la Ecuación 6.13.6.1.4c-1 para determinar la fuerza de diseño del ala para el diseño del empalme. Para las alas de las secciones **I** en compresión, la reducción de  $F_n$  por debajo de  $F_{yf}$  no es generalmente tan grande como para las alas de las secciones tipo cajón. Por lo tanto, por motivos de simplicidad, se puede utilizar para este caso un valor conservador de  $\alpha$  igual a **1,0**, aunque las disposiciones permitirían el uso de un valor menor.

La Ecuación 6.13.6.1.4c-3 define un esfuerzo de diseño para el ala que no controla en el estado límite de resistencia. En la Ecuación 6.13.6.1.4c-3, el esfuerzo de flexión en la mitad del espesor del ala que no controla, concurrente con el esfuerzo en el ala que controla, se amplifica en la misma proporción que el esfuerzo de flexión en el ala que controla con el fin de satisfacer los requisitos generales de diseño del artículo 6.13.1. Sin embargo, como mínimo, el esfuerzo mayorado debe ser mayor o igual que  $0,75 \alpha \phi_f F_{yf}$ .

La Ecuación 6.13.6.1.4c-5 define un esfuerzo de diseño a ser utilizado para calcular la fuerza de diseño en el ala para verificar el deslizamiento de los bulones bajo la combinación de carga correspondiente al estado límite de servicio **II** dada en la Tabla 3.4.1-1. Dado que la fractura de la sección neta no es una consideración a tener en cuenta al verificar el deslizamiento bajo esta combinación de carga, para calcular la fuerza de

diseño se utiliza la menor área bruta del ala en cualquiera de los lados del empalme. Al verificar la resistencia al deslizamiento, se recomienda utilizar una condición de superficie Clase **B**, a menos que:

- Se hayan aplicado recubrimientos de Clase **A**,
- Se haya dejado óxido de hierro sin pintar en la superficie de contacto, o
- El recubrimiento no se haya ensayado adecuadamente para demostrar que satisface los requisitos para ser considerado un revestimiento Clase **B**.

Dado que se permiten que las alas de las secciones híbridas alcancen  $F_{yf}$ , en las Ecuaciones 6.13.6.1.4c-1, 6.13.6.1.4c-3, y 6.13.6.1.4c-5 el esfuerzo de flexión aplicado en la mitad del espesor del ala se divide por el factor de hibridez,  $R_h$ , en lugar de reducir  $F_{yf}$  por  $R_h$ . En realidad, la fluencia en el alma genera un aumento del esfuerzo aplicado en el ala. Cuando el esfuerzo de diseño del ala es menor o igual que la tensión de fluencia mínima especificada del alma,  $R_h$  se toma igual a **1,0** porque teóricamente no hay fluencia en el alma. Estas ecuaciones no incluyen el factor de balanceo de las cargas,  $R_b$ , ya que la presencia de chapas de empalme en el alma excluye la posibilidad de pandeo local del alma.

Las chapas de empalme en el ala sujeta a tracción se deben verificar para fluencia en la sección bruta, fractura en la sección neta, y rotura del bloque de corte en el estado límite de resistencia de acuerdo con los requisitos del artículo 6.13.5.2. No es usual que la rotura del bloque de corte controle el diseño de las chapas de empalme de dimensiones habituales. Las chapas de empalme en las alas sujetas a compresión en el estado límite de resistencia se deben verificar solamente para fluencia en la sección bruta de las chapas de acuerdo con la Ecuación 6.13.6.1.4c-4. Dicha Ecuación 6.13.6.1.4c-4, supone una longitud no arriostrada igual a **cero** para las chapas de empalme.

Para un empalme de ala con chapas de empalme internas y externas, se puede suponer que la fuerza de diseño del ala en el estado límite de resistencia se divide por igual entre las chapas internas y externas y sus conexiones, siempre y cuando las áreas de las chapas interiores y exteriores no difieran en más de **10 por ciento**. Para este caso las conexiones se deberían dimensionar suponiendo **dos planos** de corte. En cambio, si las áreas de las chapas internas y externas difieren en más de **10 por ciento**, la fuerza de diseño en cada chapa de empalme y su conexión en el estado límite de resistencia se debería determinar multiplicando la fuerza de diseño del ala por la relación entre el área de la chapa de empalme considerada y el área total de las chapas de empalme interna y externa. Para este caso, la resistencia al corte de la conexión se debería verificar para la máxima fuerza calculada en la chapa de empalme que actúa sobre un solo plano de corte. Al verificar el deslizamiento de la conexión para un empalme de ala con chapas de empalme internas y externas, la resistencia al deslizamiento siempre se debería determinar dividiendo la fuerza de diseño del ala por igual entre los dos planos de deslizamiento, independientemente de la relación de las áreas de las chapas de empalme. No es posible que se produzca el deslizamiento de la conexión a menos que se genere el deslizamiento en ambos planos.

Para las secciones tipo cajón mencionadas en este artículo, incluyendo las secciones en puentes curvados horizontalmente, los esfuerzos longitudinales de alabeo debidos a la distorsión de la sección transversal pueden ser significativos bajo condiciones de construcción y servicio, y por lo tanto deben ser considerados al verificar el deslizamiento y

la fatiga en las conexiones de los empalmes abulonados en las alas. Generalmente, en estos casos, las tensiones de alabeo se pueden ignorar al verificar los empalmes en el ala superior una vez que dicha ala tenga un arriostramiento continuo. Las tensiones de alabeo también se pueden ignorar al verificar los empalmes, tanto en el ala superior como en el ala inferior, en el estado límite de resistencia. Para estas secciones, al diseñar los empalmes abulonados en las alas de las secciones tipo cajón, se debe considerar también, en todos los estados límite, el esfuerzo de corte por torsión de St. Venant. Generalmente los esfuerzos de corte por torsión de St. Venant se desprecian en las alas superiores de las secciones tipo omega invertida una vez que dichas alas tengan un arriostramiento continuo. Los bulones, para los empalmes en las alas de las secciones tipo cajón, se pueden diseñar para los efectos del corte por torsión utilizando el método vectorial elástico tradicional que típicamente se aplica en el diseño de los empalmes en el alma. Dependiendo del estado límite analizado, el corte en el grupo de bulones del ala se supone generado ya sea por la fuerza en el ala debida a las cargas mayoradas, o por la fuerza de diseño apropiada del ala, según corresponda. El momento en el grupo de bulones se toma como el momento resultante de la excentricidad del corte por torsión de St. Venant debido a las cargas mayoradas, supuestamente aplicado en la línea media del empalme. En el estado límite de resistencia, el corte por torsión debido a las cargas mayoradas no necesita ser multiplicado por el factor,  $R_{cf}$ , de la Ecuación 6.13.6.1.4c-3, al calcular el momento para el diseño del empalme. En estos casos las chapas de empalme de las alas de la sección tipo cajón también se deberían diseñar en el estado límite de resistencia para los efectos combinados de la fuerza apropiada en el ala y el momento resultante de la excentricidad del corte por torsión de St. Venant debido a las cargas mayoradas.

En el caso de vigas primarias rectas donde la flexión lateral del ala se considera significativa, y para vigas primarias curvadas horizontalmente, se deben tener en cuenta los efectos de la flexión lateral en el diseño de los empalmes abulonados para las alas superiores de las secciones tipo omega invertida arriostradas discretamente o las alas de las secciones I arriostradas discretamente. En estos casos se puede utilizar también el método vectorial elástico tradicional para tener en cuenta los efectos de la flexión lateral del ala en el diseño de los bulones de empalme. Se supone que el corte en el grupo de bulones del ala es generado por la fuerza del ala, calculada como se describe en el párrafo anterior. La fuerza del ala se calcula sin considerar la flexión lateral del ala. El momento en el grupo de bulones se toma como el momento flexor lateral del ala debido a las cargas mayoradas. En el estado límite de resistencia, el momento flexor lateral del ala debido a las cargas mayoradas no necesita ser multiplicado por el factor,  $R_{cf}$ , de la Ecuación 6.13.6.1.4c-3, al calcular el momento para el diseño del empalme. Las chapas de empalme sujetas a flexión lateral del ala también se deberían diseñar en el estado límite de resistencia para los efectos combinados de la fuerza apropiada del ala y el momento flexor lateral del ala debido a las cargas mayoradas. Se puede omitir la flexión lateral del ala, en el diseño de los empalmes en el ala superior, una vez que dicha ala tenga un arriostramiento continuo.

#### **C 6.13.6.1.5. Chapas de relleno**

Las chapas de relleno se deben asegurar por medio de sujetadores adicionales de manera que dichas chapas de relleno sean, en efecto, una parte integral del componente conectado por corte en el estado límite de resistencia. Como resultado, de esta conexión integral, se obtienen planos de corte bien definidos y ninguna reducción en la resistencia minorada al corte de los bulones.

En lugar de extender y desarrollar las chapas de relleno, se puede aplicar en cambio un factor de reducción dado por la Ecuación 6.13.6.1.5-1 a la resistencia minorada al corte de los bulones. Este factor compensa la reducción que la flexión en el bulón genera en su resistencia nominal al corte, y generalmente será necesario proporcionar bulones adicionales en la conexión. El factor de reducción solo se debe aplicar del lado de la conexión donde se encuentran las chapas de relleno. El factor en la Ecuación 6.13.6.1.5-1 fue desarrollado matemáticamente (Sheikh-Ibrahim, 2002), y verificado por comparación con los resultados de un programa experimental sobre conexiones de empalme abulonados cargados axialmente con chapas de relleno no desarrolladas (Yura, et al., 1982). Este factor es más general que un factor similar dado en AISC (2005), ya que tiene en cuenta las áreas de la chapa principal conectada, las chapas de empalme y las chapas de relleno, y se puede aplicar a chapas de relleno de cualquier espesor. A diferencia del factor empírico del AISC, el factor dado por la Ecuación 6.13.6.1.5-1 será generalmente menor que **1,0** para conexiones que utilizan chapas de relleno de **6,0 mm** de espesor con el fin de asegurar tanto una resistencia adecuada al corte como una deformación limitada de la conexión.

Para las conexiones de deslizamiento crítico, no se requiere ajustar la resistencia minorada al deslizamiento de un bulón para considerar el efecto de las chapas de relleno. La resistencia al deslizamiento entre la chapa de relleno y cualquier parte conectada es comparable a la que existiría entre las partes conectadas si no hubiera chapas de relleno.

Para las chapas de relleno de espesor mayor o igual que **6,0 mm** en conexiones abulonadas cargadas axialmente, la tensión de fluencia mínima especificada de las chapas de relleno teóricamente debería ser mayor o igual que la tensión de fluencia mínima especificada de la chapa conectada multiplicada por el factor  $[1/(1+\gamma)]$  a fin de proporcionar que las chapas de relleno se desarrollen completamente y actúen de forma integral con la chapa conectada. Sin embargo, tal requisito puede no ser práctico ni conveniente por motivos relacionados con la disponibilidad del material. En consecuencia, en algunos casos, en el estado límite de resistencia, se puede generar la fluencia prematura de las chapas de relleno, la flexión del bulón e incremento en la deformación de la conexión. Para controlar la deformación excesiva de la conexión, se recomienda un límite inferior en la tensión de fluencia mínima especificada del material de la chapa de relleno cuando dicha chapa tenga un espesor mayor o igual que **6,0 mm**. Las conexiones donde las chapas de relleno se prolongan y desarrollan adecuadamente o donde en lugar de prolongar las chapas de relleno se proporcionen bulones adicionales de acuerdo con la Ecuación 6.13.6.1.5-1, pero que no satisfacen el límite recomendado de tensión de fluencia, tendrán todavía una adecuada reserva de resistencia al corte en los bulones de conexión. Sin embargo, estas conexiones tendrán una mayor probabilidad de sufrir mayores deformaciones en el estado límite de resistencia. Para las chapas de relleno de espesores menores que **6,0 mm**, los efectos de la fluencia de las chapas y la deformación de la conexión se consideran despreciables. Para aplicaciones que impliquen el uso de aceros resistentes a la intemperie, se debería especificar un producto de grado resistente a la intemperie para el material de la chapa de relleno.

### C 6.13.6.2. Empalmes soldados

Los detalles de la transición del ancho del ala muestran generalmente que la transición comienza en el empalme a tope. La Figura 6.13.6.2-1 muestra un detalle preferible, en el cual el empalme está ubicado a un mínimo de **75 mm** de la transición para facilitar el ajuste de la chapa de respaldo de la unión soldada. Siempre que sea posible, se prefieren las alas de ancho constante en un conjunto despachado.

### **C 6.13.7. Conexiones en pórticos rígidos**

#### **C 6.13.7.1. Requisitos generales**

Los requisitos que se aplican para las conexiones en pórticos rígidos están bien documentados en el Capítulo 8 de ASCE (1971).

La rigidez es una condición esencial para la continuidad, supuesta como base para el diseño.

#### **C 6.13.7.2. Almas**

El requisito para verificar el alma de la viga o de la conexión garantiza que la resistencia y la rigidez de la conexión del pórtico de acero son adecuadas.

En las estructuras de puentes, los rigidizadores diagonales de espesor mínimo proporcionarán suficiente rigidez. Alternativamente, se puede incrementar el espesor del alma en la región de la conexión.

Las disposiciones para analizar un miembro sujeto a fuerzas concentradas aplicadas a su ala por las alas de otro miembro que se aportica dentro de él están destinadas a evitar el pandeo localizado del alma y las distorsiones del ala. Es conservador proporcionar rigidizadores de un espesor igual al de las alas del otro miembro.

### **C 6.14. REQUISITOS POR TIPO DE ESTRUCTURA**

#### **C 6.14.1. Puente de vigas con tablero inferior**

Este requisito se puede combinar con otros requisitos de rigidez de chapas.

#### **C 6.14.2. Vigas reticuladas**

##### **C 6.14.2.1. Requisitos generales (Este artículo no tiene comentarios)**

##### **C 6.14.2.2. Miembros del reticulado**

Los cordones y las almas de los miembros del reticulado deberían en general ser fabricados de perfiles de sección **H**, canal, o tipo cajón. El miembro o componente del mismo puede ser de un perfil laminado o armado utilizando sujetadores mecánicos o de soldadura. Las chapas o componentes laterales deberían ser sólidas. Las platabandas o chapas del alma pueden ser sólidas o perforadas.

En los cordones compuestos de perfiles ángulos en miembros de sección en forma de canal, las alas verticales del perfil ángulo se deberían extender preferiblemente hacia abajo.

Algunas veces, en reticulados livianos, se utilizan las diagonales en cruz como miembros del alma.

Las diagonales en cruz deberían ser rígidas. Si se utilizan, las diagonales en cruz ajustables deberían tener tensores abiertos, y en el diseño de estos miembros se debe considerar un incremento de **70 MPa** para el esfuerzo inicial.

Solamente un conjunto de diagonales, en cualquier panel, debería ser ajustable. No se deberían utilizar manguitos de acople ni barras de bucle. El factor de carga para el esfuerzo inicial se debería tomar igual a **1,0**.

**C 6.14.2.3. Esfuerzos secundarios (Este artículo no tiene comentarios)**

**C 6.14.2.4. Diafragmas (Este artículo no tiene comentarios)**

**C 6.14.2.5. Contraflecha (Este artículo no tiene comentarios)**

**C 6.14.2.6. Líneas de trabajo y ejes gravitatorios (Este artículo no tiene comentarios)**

**C 6.14.2.7. Arriostramiento extremo y transversal**

**C 6.14.2.7.1. Requisitos generales (Este artículo no tiene comentarios)**

**C 6.14.2.7.2. Puentes de reticulado con tablero inferior (Este artículo no tiene comentarios)**

**C 6.14.2.7.3. Puentes de reticulado con tablero superior**

En general, el arriostramiento transversal en toda la altura se acomoda fácilmente en los puentes de reticulado con tablero superior, y su uso es recomendado.

**C 6.14.2.8. Chapas de nudo**

A partir del colapso del puente I-35W en Minneapolis en 2007, los procedimientos tradicionales para el diseño de las chapas de nudo, incluyendo los requisitos de este artículo, han sido objeto de una revisión exhaustiva. Se aconseja a los diseñadores obtener las últimas recomendaciones aprobadas del Propietario.

**C 6.14.2.9. Puentes de reticulado con tablero intermedio**

En los trabajos de Timoshenko and Gere (1961) y en Galambos (1998), se aborda el análisis del pandeo de columnas con apoyos laterales elásticos.

**C 6.14.2.10. Resistencia minorada (Este artículo no tiene comentarios)**

**C 6.14.3. Superestructuras con tableros ortótropos**

**C 6.14.3.1. Requisitos generales**

Las calzadas en sistema de tablero ortótropo se pueden utilizar como alas superiores o inferiores en puentes de reticulado, de vigas armadas o de vigas tipo cajón, como miembros rigidizadores de puentes colgantes o atirantados, como tirantes en puentes de arco, etc.

El artículo 9.8.3 incluye requisitos detallados para el diseño de los tableros ortótropos.

### **C 6.14.3.2. Tableros sujetos a compresión global**

#### **C 6.14.3.2.1. Requisitos generales (Este artículo no tiene comentarios)**

#### **C 6.14.3.2.2. Pandeo local**

El artículo 6.9.4 aplica el método recomendado para la cuantificación de la reducción de resistencia resultante del pandeo local, tal como se presenta para los elementos esbeltos rigidizados en la “Especificación para edificios de acero estructural” (“Specification for Structural Steel Buildings”) (AISC, 2005). Este método se basa en los resultados de ensayos presentados por Winter (1947) y es también la base de la “Especificación norteamericana para el diseño de miembros estructurales de acero conformados en frío” (“North American Specification for the Design of Cold-Formed Steel Structural Members”) (AIS, 2001).

Por consideraciones del pandeo local, la placa del tablero y los espesores de la nervadura se pueden considerar como elementos rigidizados pues sus dos bordes longitudinales están soportados.

#### **C 6.14.3.2.3. Pandeo del panel**

La resistencia a la compresión en el plano está controlada por la estabilidad. El comportamiento de pandeo de los paneles de chapa rigidizados es un problema complicado debido al comportamiento de rigidización ortogonal en las dos direcciones y a los apoyos de borde parcialmente restringidos sobre los cuatro lados del panel. Troitsky (1977) y SSRC (1998) proporcionan un resumen de la investigación histórica relevante sobre este tema. De manera similar a los elementos de chapa rigidizados, en el panel existe una resistencia de reserva post-pandeo más allá del punto de pandeo inicial y puede ser cuantificada mediante el uso del enfoque del ancho efectivo local.

Un enfoque simplificado para estimar la resistencia al pandeo del panel rigidizado es analizar el panel como una serie de puntales de columnas aisladas compuestos de un rigidizador y del ancho efectivo asociado de la chapa (Horne and Narayanan, 1977). Entonces, se puede utilizar la teoría básica de columnas. De manera conservadora, este enfoque omite la rigidez a flexión y de membrana del panel, en la dirección transversal, y la rigidez torsional de las secciones de nervadura cerradas. Alternativamente, se puede utilizar un análisis refinado para obtener una evaluación más precisa de la resistencia al pandeo del panel considerando completamente el comportamiento de rigidez ortogonal.

#### **C 6.14.3.3. Ancho efectivo del tablero (Este artículo no tiene comentarios)**

#### **C 6.14.3.4. Superposición de efectos globales y locales (Este artículo no tiene comentarios)**

### **C 6.14.4. Arcos de alma llena**

#### **C 6.14.4.1. Amplificación de momentos para considerar las deflexiones (Este artículo no tiene comentarios)**

#### **C 6.14.4.2. Esbeltez de las almas (Este artículo no tiene comentarios)**

#### **C 6.14.4.3. Estabilidad de las alas (Este artículo no tiene comentarios)**

## C 6.15. PILOTES

### C 6.15.1. Requisitos generales

Generalmente, debido a la falta de un análisis detallado de la interacción suelo-estructura de los grupos de pilotes que contienen tanto pilotes verticales como inclinados, la evaluación de las cargas axiales y de flexión combinadas solo se aplicará a los grupos de pilotes que contengan todos los pilotes verticales.

### C 6.15.2. Resistencia estructural

Debido a la naturaleza del hincado del pilote, al seleccionar los factores de resistencia es necesario considerar variables adicionales que normalmente no se toman en cuenta en los miembros de acero. Las variables consideradas al desarrollar los factores de resistencia especificados incluyen:

- La excentricidad accidental de la carga aplicada respecto al eje del pilote,
- Las variaciones en las propiedades del material del pilote, y
- Los daños que puede sufrir el pilote debido al hincado.

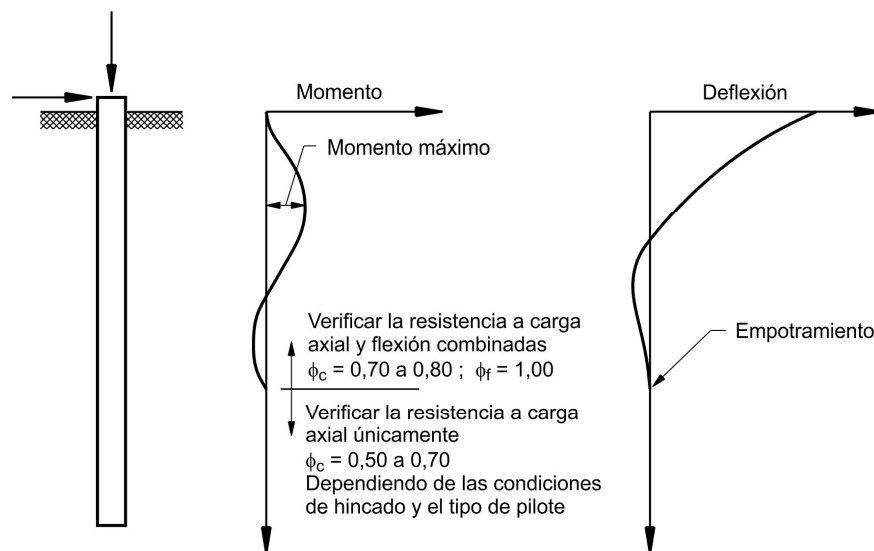
Estas variables se analizan en el trabajo de Davisson (1983). Si bien los factores de resistencia aquí especificados generalmente cumplen con las recomendaciones dadas por Davisson (1983), éstos han sido modificados para reflejar la filosofía de diseño actual.

La resistencia minorada a la compresión,  $P_r$ , incluye factores de reducción para considerar excentricidades accidentales de la carga y variaciones en las propiedades del material, así como una reducción para considerar daños potenciales que puedan sufrir los pilotes debido al hincado, los cuales ocurrirán con mayor probabilidad cerca de la punta del pilote. Los factores de resistencia para calcular la capacidad minorada del pilote a carga axial cerca de la punta del pilote son **0,50** a **0,60** y **0,60** a **0,70** para condiciones de hincado severas y buenas, respectivamente. Estos factores incluyen un factor base de resistencia a la compresión axial  $\phi_c$  igual a **0,90**, modificado por factores de reducción iguales a **0,78** y **0,87** para carga excéntrica en pilotes en **H** y pilotes de tubo, respectivamente, y factores de reducción iguales a **0,75** y **0,875** para condiciones de hincado difíciles y moderadamente difíciles, respectivamente.

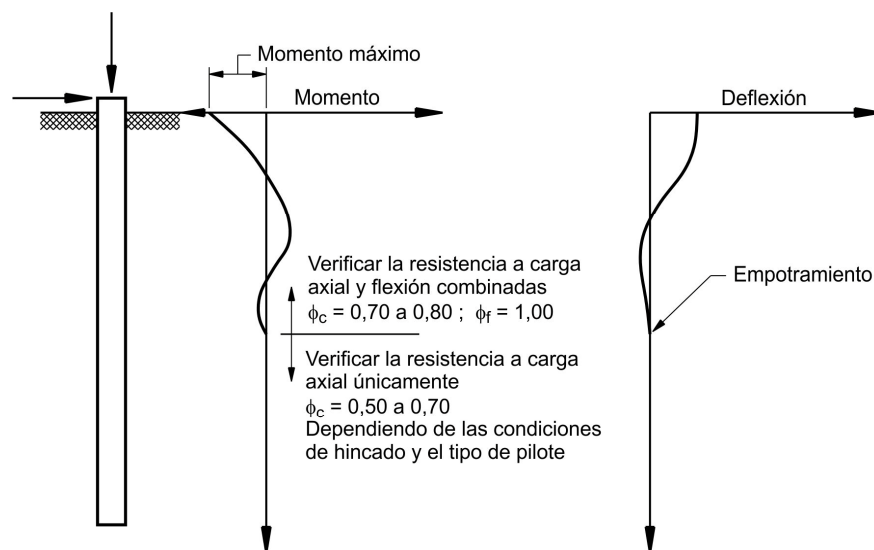
En los pilotes de acero, la flexión ocurre principalmente hacia la cabeza del pilote. Es menos probable que esta zona superior del pilote sufra daños debido al hincado. Por lo tanto, en relación a la combinación de compresión axial y flexión, el rango del factor de resistencia para carga axial  $\phi_c = 0,70$  a **0,80** tiene en cuenta tanto la excentricidad accidental de la carga como las variaciones de las propiedades del material del pilote, mientras que el factor de resistencia para la resistencia a flexión  $\phi_r = 1,00$  tiene en cuenta solamente la resistencia de base a la flexión.

Este enfoque de diseño se ilustra en la Figura C 6.15.2-1 la cual muestra la profundidad, hasta el empotramiento, determinada mediante un análisis  $P-\Delta$ .





Pilote con carga axial y corte en su extremo superior



Pilote con carga axial, corte y momento en su extremo superior

**Figura C 6.15.2-1. Distribución de momentos y deflexiones en pilotes verticales sujetos a carga lateral**

En caso de que una situación inusual resultara en una flexión significativa en la punta del pilote, se debería considerar el posible daño del pilote al evaluar la resistencia a flexión y carga axial combinadas.

### C 6.15.3. Resistencia a la compresión

#### C 6.15.3.1. Compresión axial (Este artículo no tiene comentarios)

#### C 6.15.3.2. Compresión axial y flexión combinadas (Este artículo no tiene comentarios)

#### **C 6.15.3.3. Pandeo**

En lugar de un análisis  $P-\Delta$  se puede utilizar un método aproximado que el Ingeniero considere aceptable.

#### **C 6.15.4. Esfuerzos máximos admisibles de hincado (Este artículo no tiene comentarios)**

### **C 6.16. REQUISITOS PARA EL DISEÑO SÍSMICO** (Este artículo no tiene comentarios)

## **BIBLIOGRAFÍA, CAPÍTULO 6**

AASHTO. 1991. Guide Specifications for Alternate Load Factor Design Procedures for Steel Beam Bridges Using Braced Compact Sections. American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington, DC.

AASHTO. 1993. Guide Specifications for Horizontally Curved Highway Bridges. American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington, DC.

AASHTO. 2002. Standard Specifications for Highway Bridges and Interim Specifications, 17th Edition, HB-17. American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington, DC.

AASHTO. 2003. Guide Specifications for Horizontally Curved Steel Girder Highway Bridges with Design Examples for I-Girder and Box-Girder Bridges, Fourth Edition, GHC-4. American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington, DC.

AASHTO. 2010. AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, PE Edition, LRFD-PE. American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington, DC. Fifth Edition with 2010 Interim; U.S. customary units.

AASHTO. 2011. Guide Specifications for LRFD Seismic Bridge Design, Second Edition, LRFDSEIS-2. American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington, DC.

AASHTO. 2011. The Manual for Bridge Evaluation, Second Edition, MBE-2-M. American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington, DC.

AASHTO/AWS. 2010. Bridge Welding Code, BWC-6 (AASHTO/AWS D1.5M/D1.5:2010). American Association of State Highway and Transportation Officials and American Welding Society, Washington, DC.

AASHTO/NSBA Steel Bridge Collaboration. 2003. Guidelines for Design for Constructibility, G12.1, NSBAGDC-2. American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington, DC.

ACI. 2008. Building Code Requirements for Structural Concrete, 318-08. American Concrete Institute, Farmington Hills, MI.

AISC. 1963. Manual of Steel Construction, Sixth Edition. American Institute of Steel Construction, Chicago, IL.

AISC. 1988. Load and Resistance Factor Design Specification for Structural Joints Using ASTM A325 or A490 Bolts. American Institute of Steel Construction, Chicago, IL, June.

AISC. 1994. Load and Resistance Factor Design Specification for Structural Joints Using ASTM A325 or A490 Bolts. American Institute of Steel Construction, Chicago, IL.

AISC. 1999. Load and Resistance Factor Design. LRFD Specification for Structural Steel Buildings and Commentary, American Institute of Steel Construction, Chicago, IL, December 27, 1999.

AISC. 2001. Manual of Steel Construction – Load and Resistance Factor Design, Third Edition. American Institute of Steel Construction, Chicago, IL, November.

AISC. 2005. Specification for Structural Steel Buildings, ANSI/AISC 360-05. American Institute of Steel Construction, Chicago, IL.

AISC. 2005a. Steel Construction Manual, 13th Edition. American Institute of Steel Construction, Chicago, IL.

AISC. 2005b. Seismic Provisions for Structural Steel Buildings. American Institute of Steel Construction, Chicago, IL.

AIISI. 1969. Specification for the Design of Cold-Formed Steel Structural Members. American Iron and Steel Institute, Washington, DC.

AIISI. 1975. The Development of AASHTO Fracture-Toughness Requirements for Bridge Steels. American Iron and Steel Institute, Washington, DC, February.

ASCE. 1968. "Design of Hybrid Steel Beams". Joint ASCE–AASHTO Subcommittee on Hybrid Beams and Girders. Journal of the Structural Division, American Society of Civil Engineers, Vol. 94, No. ST6., New York, NY.

ASCE. 1971. Plastic Design in Steel – A Guide and Commentary, Second Edition, ASCE Manual No. 41. American Society of Civil Engineers, New York, NY.

ASCE. 2000. Design of Latticed Steel Transmission Towers, ASCE 10-97. American Society of Civil Engineers, Reston, VA.

Aslani, F. and S. C. Goel. 1991. "An Analytical Criteria for Buckling Strength of Built-up Compression Members", AISC Engineering Journal. American Institute of Steel Construction, Chicago, IL, Vol. 28, No. 4, 4th Qtr., 1991, pp. 159–168.

Astaneh-Asl, A., B. Bolt, K. M. McMullin, R. Donikian, D. Modjtahedi, and S. Cho. 1994. Seismic Performance of Steel Bridges During the 1994 Northridge Earthquake, Report UCB/CESTEEL-94/01. Department of Civil Engineering, University of California at Berkeley, Berkeley, CA.

Astaneh-Asl, A., and R. Donikian. 1995. Seismic Behavior and Design of Steel Bridges, Volume I – Response Modification Factor Based Design. American Iron and Steel Institute, Washington, DC.

Astaneh-Asl, A., S. C. Goel, and R. D. Hanson. 1985. "Cyclic Out-of-Plane Buckling of Double Angle Bracing", Journal of Structural Engineering. American Society of Civil Engineers, New York, NY, Vol. 111, No. 5.

ASTM. 2001. Standard Specifications for Carbon and High-Strength Low-Alloy Structural Steel Shapes, Plates and Bars and Quenched-and-Tempered Alloy Structural Steel Plates for Bridges, ASTM A709/A709M – 01b<sup>e3</sup>. American Society for Testing and Materials, West Conshohocken, PA.

Bahrami, H., A. M. Itani, and I. G. Buckle. 2010. Guidelines for the Seismic Design of Ductile End Cross-Frames in Steel Girder Bridge Superstructures, Report No. CCEER 09-04. Center for Civil Engineering Earthquake Research, University of Nevada, Reno, NV.

- Baldwin, J. W., H. J. Salame, and R. C. Duffield. 1987. Fatigue Test of a Three-Span Composite Highway Bridge, Report 73-1. Department of Civil Engineering, University of Missouri, Columbia, MO, June.
- Barker, M. G., B. A. Hartnagel, C. G. Schilling, and B. E. Dishongh. 1997. Inelastic Design and Experimental Testing of Compact and Noncompact Steel Girder Bridges, Report 93-1. Missouri Cooperative Highway Research Program.
- Barth, K. E., B. A. Hartnagel, D. W. White, and M. G. Barker. 2004. "Improved Simplified Inelastic Design of Steel I-Girder Bridges", Journal of Bridge Engineering. American Society of Civil Engineers, Reston, VA, Vol. 9, No. 3.
- Barth, K. E., D. W. White, J. E. Righman, and L. Yang. 2005. "Evaluation of Web Compactness Limits for Singly and Doubly Symmetric Steel I-Girders", Journal of Constructional Steel Research. Elsevier, Orlando, FL, Vol. 61, No. 10.
- Basler, K. 1961. "Strength of Plate Girders in Shear", Journal of the Structural Division. American Society of Civil Engineers, New York, NY, Vol. 87, No. ST7, October, pp. 151–180.
- Basler, K., and B. Thurlimann. 1961. "Strength of Plate Girders in Bending", Journal of the Structural Division. American Society of Civil Engineers, New York, NY, Vol. 87, No. ST6, August, pp. 153–181.
- Basler, K., B. T. Yen, J. A. Mueller, and B. Thurlimann. 1960. "Web Buckling Tests on Welded Plate Girders", WRC Bulletin No. 64. Welding Research Council, New York, NY.
- Birkemoe, P. C., and M. I. Gilmour. 1978. "Behavior of Bearing Critical Double-Angle Beam Connections", AISC Engineering Journal. American Institute of Steel Construction, Chicago, IL, Vol. 15, No. 4, 4th Qtr., pp. 109–115.
- Birkemoe, P. C., and D. C. Herrschaft. 1970. "Bolted Galvanized Bridges: Engineering Acceptance Near", Civil Engineering. American Society of Civil Engineers, New York, NY, Vol. 40, No. 4, April, pp. 42–46.
- Bleich, F. 1952. Buckling Strength of Metal Structures. McGraw–Hill, New York, NY.
- Blodgett, O. W. 1982. Design of Welded Structures. The James F. Lincoln Arc Welding Foundation, Cleveland, OH, pp. 4.4-1–4.4-7.
- Boresi, A. P., O. M. Sidebottom, F. B. Seely, and J. O. Smith. 1978. Advanced Mechanics of Materials, Third Edition. John Wiley and Sons, New York, NY.
- Brockenbrough, R. L. 1983. "Considerations in the Design of Bolted Joints for Weathering Steel", AISC Engineering Journal. American Institute of Steel Construction, Chicago, IL, Vol. 20, 1st Qtr., pp. 40–45.
- Brockenbrough, R. L., and B. G. Johnston. 1981. USS Steel Design Manual. United States Steel Corporation, Pittsburgh, PA.

Brown, J. D., D. J. Lubitz, Y. C. Cekov, and K. H. Frank. 2007. Evaluation of Influence of Hole Making Upon the Performance of Structural Steel Plates and Connections, Report No. FHWA/TX-07/0-4624-1. University of Texas at Austin, Austin, TX.

Bruneau, M., J. W. Wilson, and R. Tremblay. 1996. "Performance of Steel Bridges during the 1995 Hyogoken-Nanbu Earthquake", Canadian Journal of Civil Engineering. National Research Council on Canada, Ottawa, ON, Canada, Vol. 23, No. 3, pp. 678–713.

California Department of Transportation (Caltrans). 2001. Seismic Design Criteria (Version 1.2). California Department of Transportation, Sacramento, CA.

California Department of Transportation (Caltrans). 2006. Seismic Design Criteria (Version 1.4). California Department of Transportation, Sacramento, CA.

Carden, L. P., A. M. Itani, and I. G. Buckle. 2002. "Composite Action in Steel Girder Bridge Superstructures Subjected to Transverse Earthquake Loading", Transportation Research Record No. 1814. Transportation Research Board, National Research Council, Washington, DC.

Carden, L. P., A. M. Itani, and I. G. Buckle. 2005a. Seismic Load Path in Steel Girder Bridge Superstructures, Report No. CCEER 05-03. Center for Civil Engineering Earthquake Research, University of Nevada, Reno, NV.

Carden, L. P., A. M. Itani, and I. G. Buckle. 2005b. Seismic Performance of Steel Girder Bridge Superstructures with Ductile End Cross-Frames and Seismic Isolation, Report No. CCEER 05-04. Center for Civil Engineering Earthquake Research, University of Nevada, Reno, NV.

Carden, L. P., A. M. Itani, and I. G. Buckle. 2006. "Seismic Performance of Steel Girder Bridges with Ductile End Cross-Frames Using Single Angle X Braces", Journal of Structural Engineering. American Society of Civil Engineers, Reston, VA, Vol. 132, No. 3, pp. 329–337.

Carden, L. P., F. Garcia-Alvarez, A. M. Itani, and I. G. Buckle. 2006. "Cyclic Behavior of Single Angles for Ductile End Cross-Frames", Engineering Journal. American Institute of Steel Construction, Chicago, IL.

Carskaddan, P. S. 1980. Autostress Design of Highway Bridges – Phase 3: Interior-Support-Model Test. Research Laboratory Report. United States Steel Corporation, Monroeville, PA, February.

Carskaddan, P. S., and C. G. Schilling. 1974. Lateral Buckling of Highway Bridge Girders, Research Laboratory Report 22-G-001 (019-3). United States Steel Corporation, Monroeville, PA.

CEN. 1992. Eurocode 3: Design of Steel Structures, EN 1993-1-9. European Committee for Standardization, Brussels, Belgium, Part 1-9: Fatigue Strength.

CEN. 2004. Eurocode 4: Design of Composite Steel and Concrete Structures, EN 1994-1-1. European Committee for Standardization, Brussels, Belgium, Part 1-1: General – Common Rules and Rules for Buildings.

Chesson, E., N. L. Faustino, and W. H. Munse. 1965. "High-Strength Bolts Subjected to Tension and Shear", Journal of the Structural Division. American Society of Civil Engineers, New York, NY, Vol. 91, No. ST5, October, pp. 55–180.

Connor, R. J. and J. W. Fisher. 2004. Results of Field Measurements Made on the Prototype Orthotropic Deck on the Bronx-Whitestone Bridge—Final Report, ATLSS Report No. 04-03. Center for Advanced Technology for Large Structural Systems, Lehigh University, Bethlehem PA.

Cooper, P. B. 1967. "Strength of Longitudinally Stiffened Plate Girders", Journal of the Structural Division. American Society of Civil Engineers, New York, NY, Vol. 93, ST2, April, pp. 419–451.

Csagoly, P. F., B. Bakht, and A. Ma. 1975. Lateral Buckling of Pony Truss Bridges, R & D Branch Report RR-199.

Ontario Ministry of Transportation and Communication, Downsview, Ontario, Canada, October.

Culver, C. G. 1972. Design Recommendations for Curved Highway Bridges, Final Report for PennDOT Research Project 68-32. Civil Engineering Department, Carnegie–Mellon University, Pittsburgh, PA, June.

Dabrowski, R. 1968. Curved Thin-Walled Girders, Translation No. 144. Cement and Concrete Association, London, England, p. 12.

Davidson, J. S., M. A. Keller, and C. H. Yoo. 1996. "Cross-Frame Spacing and Parametric Effects in Horizontally Curved I-Girder Bridges", Journal of Structural Engineering. American Society of Civil Engineers, Vol. 122, No. 9, September, New York, NY, pp. 1089–1096.

Davisson, M. T., F. S. Manuel, and R. M. Armstrong. 1983. Allowable Stresses in Piles, FHWA/RD-83/059. Federal Highway Administration, U.S. Department of Transportation, Washington, DC, December.

Dexter, R. T., J. E. Tarquinio, and J. W. Fisher. 1994. Application of Hot Spot Stress Fatigue Analysis to Attachments on Flexible Plate. In Proc., 13th International Conference on Offshore Mechanics and Arctic Engineering. ASME, New York, NY, Vol. III, Material Engineering, pp. 85–92.

Dicleli, M., and M. Bruneau. 1995a. "Seismic Performance of Multispan Simply Supported Slab-on-Girder Highway Bridges", Engineering Structures, Elsevier, Vol. 17, No. 1, pp. 4–14.

Dicleli, M., and M. Bruneau. 1995b. "Seismic Performance of Simply Supported and Continuous Slab-on-Girder Steel Bridges", Journal of Structural Engineering. American Society of Civil Engineers, Reston, VA, Vol. 121, No. 10, pp. 1497–1506.

Dowswell, B. 2002. "Lateral-Torsional Buckling of Wide Flange Cantilever Beams". Proceedings of the 2002 Annual Stability Conference. Structural Stability Research Council, University of Missouri, Rolla, MO, pp. 267–290.

Douty, R. T., and W. McGuire. 1965. "High-Strength Bolted Moment Connections", Journal of the Structural Division. American Society of Civil Engineers, New York, NY, Vol. 91, No. ST2, April, pp. 101–128.

Duan, L., M. Reno, and L. Lynch. 2000. "Section Properties for Latticed Members of San Francisco-Oakland Bay Bridges", Journal of Bridge Engineering. American Society of Civil Engineering, Reston, VA, Vol. 4, No. 2, May, pp. 156–164.

Duan, L., M. Reno, and C. M. Uang. 2002. "Effect of Compound Buckling on Compression Strength of Built-Up Members", AISC Engineering Journal. American Institute of Steel Construction, Chicago, IL, Vol. 39, No. 1, 1st Qtr., 2002, pp. 30–37.

Dubas, C. 1948. A Contribution to the Buckling of Stiffened Plates. IABSE Preliminary Publication. Third Congress, International Association for Bridge and Structural Engineers, Zurich, Switzerland.

El Darwish, I. A., and B. G. Johnston. 1965. "Torsion of Structural Shapes", Journal of the Structural Division. American Society of Civil Engineers, New York, NY, Vol. 91, No. ST1, February.

Elgaaly, M., and R. Salkar. 1991. "Web Crippling Under Edge Loading", Proceedings of AISC National Steel Construction Conference. Washington, DC, pp. 7-1–7-21.

Ellifritt, D. S., G. Wine, T. Sputo, and S. Samuel. 1992. "Flexural Strength of WT Sections", Engineering Journal. American Institute of Steel Construction, Chicago, IL, Vol. 29, No. 2, 2nd Qtr.

El-Tayem, A., and S. C. Goel. 1986. "Effective Length Factor for the Design of X-Bracing Systems", AISC Engineering Journal. American Institute of Steel Construction, Chicago, IL, Vol. 23, No. 1, 1st Qtr.

Fan Z., and T. A. Helwig. 1999. "Behavior of Steel Box Girders with Top Flange Bracing", Journal of Structural Engineering. American Society of Civil Engineers, Reston, VA, Vol. 125, No. 8, August, pp. 829–837.

FHWA. 1980. "Proposed Design Specifications for Steel Box Girder Bridges". FHWA-TS-80-205. Federal Highway Administration, Washington, DC.

FHWA. 1989. Technical Advisory on Uncoated Weathering Steel in Structures. Federal Highway Administration, U.S. Department of Transportation, Washington, DC, October.

FHWA. 2012. Manual for Design, Construction and Maintenance of Orthotropic Steel Deck Bridges. Federal Highway Administration, U.S. Department of Transportation, Washington, DC.

Fisher, J. W., J. Jin, D. C. Wagner, and B. T. Yen. 1990. Distortion-Induced Fatigue Cracking in Steel Bridges, NCHRP Report 336. Transportation Research Board, National Research Council, Washington, DC, December.

Foehl, P. J. 1948. "Direct Method of Designing Single Angle Struts in Welded Trusses", Design Book for Welding. Lincoln Electric Company, Cleveland, OH.



Frank, K. H., and J. W. Fisher. 1979. "Fatigue Strength of Fillet Welded Cruciform Joints", Journal of the Structural Division. American Society of Civil Engineers, New York, NY, Vol. 105, No. ST9, September, pp. 1727–1740.

Frank, K. H., and T. A. Helwig. 1995, "Buckling of Webs in Unsymmetric Plate Girders", AISC Engineering Journal. American Institute of Steel Construction, Chicago, IL, Vol. 32, 2nd Qtr., pp. 43–53.

Frank, K. H., and J. A. Yura. 1981. An Experimental Study of Bolted Shear Connections, FHWA/RD-81/148. Federal Highway Administration, U.S. Department of Transportation, Washington, DC, December.

Frost, R. W., and C. G. Schilling. 1964. "Behavior of Hybrid Beams Subjected to Static Loads", Journal of the Structural Division. American Society of Civil Engineers, New York, NY, Vol. 90, No. ST3, June, pp. 55–88.

Galambos, T. V., ed. 1998. Guide to Stability Design Criteria for Metal Structures, Fifth Edition. Structural Stability Research Council, John Wiley and Sons, Inc., New York, NY.

Galambos, T. V. 2006. "Reliability of the Member Stability Criteria in the 2005 AISC Specification", Engineering Journal. AISC, Fourth Quarter, 257–265.

Galambos, T. V., and J. Chapuis. 1980. LRFD Criteria for Composite Columns and Beam Columns. Revised draft. Washington University Department of Civil Engineering, St. Louis, MO, December.

Galambos, T. V., R. T. Leon, C. E. French, M. G. Barker, and B. E. Dishongh. 1993. Inelastic Rating Procedures for Steel Beam and Girder Bridges, NCHRP Report 352, Transportation Research Board, National Research Council, Washington, DC.

Gaylord, E.H. 1963. "Discussion of K. Basler 'Strength of Plate Girders in Shear'", Transaction ASCE. American Society of Civil Engineers, New York, NY, Vol. 128 No. II, pp. 712–719.

Goldberg, J. E., and H. L. Leve. 1957. "Theory of Prismatic Folded Plate Structures", IABSE. International Association for Bridge and Structural Engineers, Zurich, Switzerland, Vol. 16, pp. 59–86.

Graham, J. D., A. N. Sherbourne, R. N. Khabbaz, and C. D. Jensen. 1959. Welded Interior Beam-to-Column Connections. American Institute of Steel Construction, New York, NY.

Grubb, M. A. 1993. "Review of Alternate Load Factor (Autostress) Design", Transportation Research Record 1380. Transportation Research Board, National Research Council, Washington, DC, pp. 45–48.

Grubb, M. A., and R. E. Schmidt. 2004. Three-Span Continuous Straight Composite I Girder, Load and Resistance Factor Design, Third Edition – Customary U.S. Units. Available from the National Steel Bridge Alliance, Chicago, IL, pp. C1–C5.

Haaijer, G. 1981. "Simple Modeling Technique for Distortion Analysis for Steel Box Girders". Proceedings of the MSC/NASTRAN Conference on Finite Element Methods and Technology. MacNeal/Schwendler Corporation, Los Angeles, CA.

Haaijer, G., P. S. Carskaddan, and M. A. Grubb. 1987. "Suggested Autostress Procedures for Load Factor Design of Steel Beam Bridges", AISI Bulletin. American Iron and Steel Institute, Washington, DC, No. 29, April.

Hall, D. H., and C. H. Yoo. 1996. I-Girder Curvature Study. Interim Report, NCHRP Project 12-38. Submitted to NCHRP, Transportation Research Board, Washington, DC, pp. 1–72 (or see Appendix A of NCHRP Report 424, Improved Design Specifications for Horizontally Curved Steel Highway Bridges, pp. 49–74).

Hanshin Expressway Public Corporation and Steel Structure Study Subcommittee. 1988. Guidelines for the Design of Horizontally Curved Girder Bridges (Draft). Hanshin Expressway Public Corporation, October, pp. 1–178.

Heins, C. P. 1975. Bending and Torsional Design in Structural Members. Lexington Books, D. C. Heath and Company, Lexington, MA, pp. 17–24.

Heins, C. P. 1978. "Box Girder Bridge Design—State of the Art". AISC Engineering Journal, American Institute of Steel Construction, Chicago, IL, 4th Qrt., pp. 126–142.

Heins, C.P., and D. H. Hall. 1981. Designer's Guide to Steel Box-Girder Bridges, Booklet No. 3500, Bethlehem Steel Corporation, Bethlehem, PA, pp. 20–30.

Helwig, T. A., K. H. Frank, and J. A. Yura. 1997. "Lateral-Torsional Buckling of Singly Symmetric I-Beams", Journal of Structural Engineering. American Society of Civil Engineers, New York, NY, Vol. 123, No. 9, pp. 1172–1179.

Horne, M. R. and W. R. Grayson. 1983. "Parametric Finite Element Study of Transverse Stiffeners for Webs in Shear. Instability and Plastic Collapse of Steel Structures". In Proc., the Michael R. Horne Conference, L. J. Morris, ed., Granada Publishing, London, pp. 329–341.

Horne, M. R. and R. Narayanan. 1977. "Design of Axially Loaded Stiffened Plates", ASCE Journal of the Structural Division. American Society of Civil Engineers, Reston, VA, Vol. 103, ST11, pp. 2243–2257.

Huhn, H., and G. Valtinat. 2004. "Bolted Connections with Hot Dip Galvanized Steel Members with Punched Holes". Proceedings of the ECCS/AISC Workshop, Connections in Steel Structures V: Innovative Steel Connections, June 3–5, 2004. European Convention for Constructional Steelwork/American Institute of Steel Construction, Amsterdam.

IIW. 2007. Recommendations for Fatigue Design of Welded Joints and Components, doc. XII-1965-03/XV-1127-03. International Institute of Welding, Paris, France.

Itani, A. M. 1995. Cross-Frame Effect on Seismic Behavior of Steel Plate Girder Bridges. In Proc., Annual Technical Session, Structural Stability Research Council, Kansas City, MO. University of Missouri, Rolla, MO.

Itani, A. M., M. A. Grubb, and E. V. Monzon. 2010. Proposed Seismic Provisions and Commentary for Steel Plate Girder Superstructures, Report No. CCEER 10-03. Center of Civil Engineering Earthquake Research, University of Nevada, Reno, NV. With design examples.

Itani, A. M., and M. Reno. 1995. Seismic Design of Modern Steel Highway Connectors, In Proc., ASCE Structures Congress XIII, Boston, MA. American Society of Civil Engineers, Reston, VA.

Itani, A. M., and P. P. Rimal. 1996. "Seismic Analysis and Design of Modern Steel Highway Bridges", Earthquake Spectra. Earthquake Engineering Research Institute, Volume 12, No. 2.

Itani, A. M., and H. Sedarat. 2000. Seismic Analysis and Design of the AISI LRFD Design Examples of Steel Highway Bridges, Report N. CCEER 00-08. Center for Civil Engineering Earthquake Research, University of Nevada, Reno, NV.

Johnson, D. L. 1985. "An Investigation into the Interaction of Flanges and Webs in Wide Flange Shapes". Proceedings SSRC Annual Technical Session, Cleveland, OH, Structural Stability Research Council, Gainesville, FL.

Johnston, B. G., and G. G. Kubo. 1941. Web Crippling at Seat Angle Supports, Fritz Engineering Laboratory, Report No. 192A2, Lehigh University, Bethlehem, PA.

Johnston, S. B., and A. H. Mattock. 1967. "Lateral Distribution of Load in Composite Box Girder Bridges", Highway Research Record. Bridges and Structures, Transportation Research Board, National Research Council, Washington, DC, No. 167.

Jung, S. K., and D. W. White. 2006. "Shear Strength of Horizontally Curved Steel I-Girders – Finite Element Studies", Journal of Constructional Steel Research. Vol. 62, No. 4, pp. 329–342.

Kanchanalai, T. 1977. The Design and Behavior of Beam-Columns in Unbraced Steel Frames, AISI Project No. 189, Report No. 2. American Iron and Steel Institute, Washington, DC, Civil Engineering/Structures Research Lab, University of Texas, Austin, TX, October.

Kaufmann, E. J., R. J. Connor, and J. W. Fisher. 2004. Failure Investigation of the SR 422 over the Schuylkill River Girder Fracture – Draft Final Report. ATLSS Engineering Research Center, Lehigh University, Bethlehem, PA.

Keating, P. B., ed. 1990. Economical and Fatigue Resistant Steel Bridge Details, FHWA-H1-90-043. Federal Highway Administration, Washington, DC, U.S. Department of Transportation, Washington, DC, October.

Ketchum, M. S. 1920. The Design of Highway Bridges of Steel, Timber and Concrete. McGraw-Hill Book Company, New York, NY, pp. 1–548.

Kim, Y. D., S. K. Jung, and D. W. White. 2004. Transverse Stiffener Requirements in Straight and Horizontally Curved Steel I-Girders, Structural Engineering Report No. 36. School of Civil and Environmental Engineering, Georgia Institute of Technology, Atlanta, GA.

Kitipornchai, S., and N. S. Trahair. 1980. "Buckling Properties of Monosymmetric I-Beams", Journal of the Structural Division. American Society of Civil Engineers, New York, NY, Vol. 106, No. ST5, May, pp. 941–957.

Kitipornchai, S., and N. S. Trahair. 1986. "Buckling of Monosymmetric I-Beams under Moment Gradient", *Journal of Structural Engineering*. American Society of Civil Engineers, New York, NY, Vol. 112, No. 4, pp. 781–799.

Kollbrunner, C., and K. Basler. 1966. *Torsion in Structures*. Springer–Verlag, New York, NY, pp. 19–21.

Kolstein, M. H. 2007. *Fatigue Classification of Welded Joints in Orthotropic Steel Bridge Decks*, Ph.D. Dissertation, ISBN 978-90-9021933-2. Delft University of Technology. The Netherlands.

Kulak, G. L., and G. Y. Grondin. 2001. "AISC LRFD Rules for Block Shear—A Review" *AISC Engineering Journal*. American Institute of Steel Construction, Chicago, Vol. 38, No. 4, Qtr. 4th, pp. 199–203.

Kulak, G. L., J. W. Fisher, and J. H. A. Struik. 1987. *Guide to Design Criteria for Bolted and Riveted Joints*, Second Edition. John Wiley and Sons, Inc. New York, NY.

Kulicki, J. M. 1983. "Load Factor Design of Truss Bridges with Applications to Greater New Orleans Bridge No. 2", *Transportation Research Record 903*. Transportation Research Board, National Research Council, Washington, DC.

Lee, S. C., C. H. Yoo, and D. Y. Yoon. 2003. "New Design Rule for Intermediate Transverse Stiffeners Attached on Web Panels", *Journal of Structural Engineering*. American Society of Civil Engineers, New York, NY, Vol. 129, No. 12, pp. 1607–1614.

Lew, H. S., and A. A. Toprac. 1968. *Static Strength of Hybrid Plate Girders*, SFRL Technical Report. University of Texas, Austin, TX.

Lutz, L. A. 1992. "Critical Slenderness of Compression Members with Effective Lengths about Non-Principal Axes". *Proceedings of the Annual Technical Session and Meeting*, Pittsburgh, PA, Structural Stability Research Council, University of Missouri, Rolla, MO.

Lutz, L. A. 1996. "A Closer Examination of the Axial Capacity of Eccentrically Loaded Single Angle Struts", *AISC Engineering Journal*. American Institute of Steel Construction, Chicago, IL, Vol. 33, No. 2, 2nd Qtr.

Lutz, L. A. 1998. "Toward a Simplified Approach for the Design of Web Members in Trusses". *Proceedings of the Annual Technical Session and Meeting*. Atlanta, GA, Structural Stability Research Council, University of Missouri, Rolla, MO, September 21–23.

Lutz, L. A. 2006. "Evaluating Single Angle Compression Struts Using an Effective Slenderness Approach", *AISC Engineering Journal*. American Institute of Steel Construction, Chicago, IL, Vol. 43, No. 4, 4th Qtr.

Mahmoud, H. N., R. J. Connor, and J. W. Fisher. 2005. "Finite Element Investigation of the Fracture Potential of Highly Constrained Details", *Journal of Computer-Aided Civil and Infrastructure Engineering*. Blackwell Publishing, Inc., Malden, MA, Vol. 20.

McDonald, G. S., and K. H. Frank. 2009. *The Fatigue Performance of Angle Cross-Frame Members in Bridges*, Ferguson Structural Engineering Laboratory Report FSEL No: 09-1. University of Texas at Austin, Austin, TX.

- McGuire, W. 1968. Steel Structures. Prentice-Hall, Inc., Englewood Cliffs, NJ.
- Mengelkoch, N. S., and J. A. Yura. 2002. "Single-Angle Compression Members Loaded Through One Leg", Proceedings of the Annual Technical Session and Meeting. Seattle, WA, Structural Stability Research Council, University of Missouri, Rolla, MO, April 24–27.
- Moses, F., C. G. Schilling, and K. S. Raju. 1987. Fatigue Evaluation Procedures for Steel Bridges, NCHRP Report 299. Transportation Research Board, National Research Council, Washington, DC, November.
- Mouras, J. M., J. P. Sutton, K. H. Frank, and E. B. Williamson. 2008. The Tensile Capacity of Welded Shear Studs, Report 9-5498-R2. Center for Transportation Research at the University of Texas, Austin, TX.
- Mozer, J. and C. G. Culver. 1970. Horizontally Curved Highway Bridges: Stability of Curved Plate Girders, Report No. P1. Prepared for Federal Highway Administration, U.S. Department of Transportation, August, p. 95.
- Mozer, J., R. Ohlson, and C. G. Culver. 1971. Horizontally Curved Highway Bridges: Stability of Curved Plate Girders, Report No. P2. Prepared for Federal Highway Administration, U.S. Department of Transportation, September, p. 121.
- MCEER and ATC. 2003. Recommended LRFD Guidelines for Seismic Design of Highway Bridges. Applied Technology Council / Multidisciplinary Center for Earthquake Engineering Research Joint Venture, Redwood City, CA, Parts I and II.
- Nair, R. S., P. C. Birkemoe, and W. H. Munse. 1974. "High-Strength Bolts Subjected to Tension and Prying", Journal of the Structural Division. American Society of Civil Engineers, New York, NY, Vol. 100, No. ST2, February, pp. 351–372.
- Nethercot, D. A., and N. S. Trahair. 1976. "Lateral Buckling Approximations for Elastic Beams", The Structural Engineer, Vol. 54, No. 6, pp. 197–204.
- NCHRP. 2002. Comprehensive Specification for the Seismic Design of Bridges, NCHRP Report 472. Transportation Research Board, National Research Council, Washington, DC.
- NCHRP. 2006. Recommended LRFD Guidelines for the Seismic Design of Highway Bridges, Report NCHRP Project 20-07, Task 193. Transportation Research Board, National Research Council, Washington, DC.
- NHI. 2011. "Design Criteria for Arch and Cable Stayed Signature Bridges", Reference Manual for NHI Course No. 130096, FHWA-NHI-11-023. National Highway Institute, Federal Highways Administration, U.S. Department of Transportation, Washington, D.C.
- NSBA. 1996. "Composite Box Girder", Highway Structures Design Handbook, Second Edition. National Steel Bridge Alliance, Chicago, IL, Chapter II/7.
- Ollgaard, J. G., R. G. Slutter, and J. W. Fisher. 1971. "Shear Strength of Stud Connectors in Lightweight and Normal Weight Concrete", AISC Engineering Journal. American Institute of Steel Construction, Chicago, IL, Vol. 8, No. 2, April, p. 55.

Owen, D. R. J., K. C. Rockey, and M. Skaloud. 1970. Ultimate Load Behaviour of Longitudinally Reinforced Webplates Subjected to Pure Bending. IASBE Publications, Vol. 30-I, pp. 113–148.

Polyzois, D., and K. H. Frank. 1986. “Effect of Overspray and Incomplete Masking of Faying Surfaces on the Slip Resistance of Bolted Connections”, AISC Engineering Journal. American Institute of Steel Construction, Chicago, IL, Vol. 23, 2nd Qtr., pp. 65–69.

Rahal, K. N. and J. E. Harding. 1990. Transversely Stiffened Girder Webs Subjected to Shear Loading—Part 1: Behaviour. Proceedings of the Institution of Civil Engineers. Part 2, 89, March, pp. 47–65.

Richardson, Gordon, and Associates (presently HDR Pittsburgh Office). 1976. “Curved Girder Workshop Lecture Notes”. Prepared under Contract No. DOT-FH-11-8815, Federal Highway Administration. The four-day workshop was presented in Albany, Denver and Portland during September–October 1976.

Ricles, J. M., and J. A. Yura. 1983. “Strength of Double-Row Bolted Web Connections”, Journal of the Structural Division. American Society of Civil Engineers, New York, NY, Vol. 109, No. ST1, January, pp. 126–142.

Roberts, J. E. 1992. “Sharing California’s Seismic Lessons”, Modern Steel Construction. American Institute of Steel Construction, Chicago, IL, pp. 32–37.

Roberts, T. M. 1981. Slender Plate Girders Subjected to Edge Loading. Proceedings, Institution of Civil Engineers, Part 2, 71, London.

Roeder, C. W., and L. Eltvik. 1985. “An Experimental Evaluation of Autostress Design”, Transportation Research Record 1044. Transportation Research Board, National Research Council, Washington, DC.

Salmon, C. G., and J. E. Johnson. 1996. Steel Structures: Design and Behavior, Fourth Edition. HarperCollins College Publishers, New York, NY.

Schilling, C. G. 1968. “Bending Behavior of Composite Hybrid Beams”, Journal of the Structural Division. American Society of Civil Engineers, New York, NY, Vol. 94, No. ST8, August, pp. 1945–1964.

Schilling, C. G. 1986. Exploratory Autostress Girder Designs, Project 188 Report. American Iron and Steel Institute, Washington, DC.

Schilling, C. G. 1986. “Fatigue”. Chapter I/6. Highway Structures Design Handbook. American Institute of Steel Construction Marketing, Inc., Available from the National Steel Bridge Alliance, Chicago, IL, February.

Schilling, C. G. 1990. Variable Amplitude Load Fatigue—Volume I: Traffic Loading and Bridge Response, FHWA-RD-87-059. Federal Highway Administration, Washington, DC, U.S. Department of Transportation, July.

Schilling, C. G. 1996. “Yield-Interaction Relationships for Curved I-Girders”, Journal of Bridge Engineering. American Society of Civil Engineers, New York, NY, Vol. 1, No. 1, pp. 26–33.

Schilling, C. G., M. G. Barker, B. E. Dishongh, and B. A. Hartnagel. 1997. Inelastic Design Procedures and Specifications. Final Report submitted to the American Iron and Steel Institute, Washington, DC.

Seaburg, P. A., and C. J. Carter. 1997. Torsional Analysis of Structural Steel Members, Steel Design Guide Series No. 9, American Institute of Steel Construction, Chicago, IL.

Sheikh-Ibrahim, F. I. 2002. "Design Method for the Bolts in Bearing-Type Connections with Fillers", AISC Engineering Journal. American Institute of Steel Construction, Chicago, IL, Vol. 39, No. 4, pp. 189–195.

Sheikh-Ibrahim, F. I., and K. H. Frank. 1998. "The Ultimate Strength of Symmetric Beam Bolted Splices", AISC Engineering Journal, American Institute of Steel Construction, Chicago, IL, Vol. 35, No. 3, 3rd Qtr., pp. 106–118.

Sheikh-Ibrahim, F. I., and K. H. Frank. 2001. "The Ultimate Strength of Unsymmetric Beam Bolted Splices", AISC Engineering Journal. American Institute of Steel Construction, Chicago, IL, Vol. 38, No. 2, 2nd Qtr., pp. 100–117.

Sherman, D. R. 1976. "Tentative Criteria for Structural Applications of Steel Tubing and Pipe". American Iron and Steel Institute, Washington, DC.

Sherman, D. R. 1992. "Tubular Members". Constructional Steel Design – An International Guide, Dowling, P. J., J. H. Harding, and R. Bjorhovde (eds.). Elsevier Applied Science, London, United Kingdom.

Sim, H. and C. Uang. 2007. Effects of Fabrication Procedures and Weld Melt-Through on Fatigue Resistance of Orthotropic Steel Deck Welds, Report No. SSRP-07/13. University of California, San Diego. August.

Slutter, R. G., and G. C. Driscoll, Jr. 1965. "Flexural Strength of Steel-Concrete Composite Beams", Journal of the Structural Division. American Society of Civil Engineers, New York, NY, Vol. 91, No. ST2, April, pp. 71–99.

Slutter, R. G., and J. W. Fisher. 1966. "Fatigue Strength of Shear Connectors", Highway Research Record No. 147. Highway Research Board, Washington, DC.

SSRC (Structural Stability Research Council) Task Group 20. 1979. "A Specification for the Design of Steel Concrete Composite Columns", AISC Engineering Journal. American Institute of Steel Construction, Chicago, IL, Vol. 16, 4th Qtr., p. 101.

SSRC (Structural Stability Research Council). 1998. Guide to Stability Design Criteria for Metal Structures, Fifth Edition. Galambos, T., ed., John Wiley and Sons, Inc., New York, NY.

Stanway, G. S., J. C. Chapman, and P. J. Dowling. 1996. A Design Model for Intermediate Web Stiffeners. Proceedings of the Institution of Civil Engineers, Structures and Buildings. 116, February, pp. 54–68.

Tide, R. H. R. 1985. "Reasonable Column Design Equations". Presented at Annual Technical Session of Structural Stability, Research Council, Gainesville, FL, April 16–17, 1985.

Timoshenko, S. P., and J. M. Gere. 1961. *Theory of Elastic Stability*. McGraw–Hill, New York, NY.

Trahair, N. S., T. Usami, and T. V. Galambos. 1969. “Eccentrically Loaded Single-Angle Columns”, Research Report No. 11. Civil and Environmental Engineering Department, Washington University, St. Louis, MO.

Troitsky, M. S. 1977. *Stiffened Plates, Bending, Stability, and Vibrations*. Elsevier, New York, NY.

Ugural, A.C., and Fenster, S.K. 1978. *Advanced Strength and Applied Elasticity*. Elsevier North Holland Publishing Co., Inc., New York, NY, pp. 105–107.

United States Steel. 1978. *Steel/Concrete Composite Box-Girder Bridges: A Construction Manual*. Available from the National Steel Bridge Alliance, Chicago, IL, December.

United States Steel. 1984. *V-Load Analysis*. Vol. 1, Chapter 12 of *Highway Structures Design Handbook*. Available from the National Steel Bridge Alliance, Chicago, IL, pp. 1–56.

Usami, T., and T. V. Galambos. 1971. “Eccentrically Loaded Single-Angle Columns”. International Association for Bridge and Structural Engineering, Zurich, Switzerland.

Vincent, G. S. 1969. “Tentative Criteria for Load Factor Design of Steel Highway Bridges”, *AISI Bulletin*. American Iron and Steel Institute, Washington, DC, No. 15, March.

Wattar, F., P. Albrecht, and A. H. Sahli. 1985. “End-Bolted Cover Plates”, *Journal of the Structural Division*. American Society of Civil Engineers, New York, NY, Vol 3, No. 6, June, pp. 1235–1249.

White, D. W. 2004. “Unified Flexural Resistance Equations for Stability Design of Steel I-Section Members – Overview”, *Structural Engineering, Mechanics and Materials Report No. 24a*. School of Civil and Environmental Engineering, Georgia Institute of Technology, Atlanta, GA.

White, D. W. 2006. “Structural Behavior of Steel”, *Structural Engineering, Mechanics and Materials Report No. 51*. School of Civil and Environmental Engineering, Georgia Institute of Technology, Atlanta, GA.

White, D. W., B. W. Shafer, and S.-C. Kim. 2006. “Implications of the AISC (2205) Q-Factor Equations for Rectangular Box and I-Section Members”, *Structural Mechanics and Materials Report*. Georgia Institute of Technology, Atlanta, GA.

White, D. W., and M. Barker. 2004. “Shear Resistance of Transversely-Stiffened Steel I-Girders”, *Structural Engineering, Mechanics and Materials Report No. 26*. School of Civil and Environmental Engineering, Georgia Institute of Technology, Atlanta, GA.

White, D. W., M. Barker, and A. Azizinamini. 2004. “Shear Strength and Moment-Shear Interaction in Transversely-Stiffened Steel I-Girders”, *Structural Engineering, Mechanics and Materials Report No. 27*. School of Civil and Environmental Engineering, Georgia Institute of Technology, Atlanta, GA.

White, D. W., and K. E. Barth. 1998. “Strength and Ductility of Compact-Flange I Girders in Negative Bending”, *Journal of Constructional Steel Research*. Vol. 45, No. 3, pp. 241–280.



White, D. W., and M. A. Grubb. 2005. "Unified Resistance Equations for Design of Curved and Tangent Steel Bridge I-Girders". Proceedings of the 2005 TRB Bridge Engineering Conference, Transportation Research Board, Washington, DC, July.

White, D. W. and Jung, S.-K 2003. "Simplified Lateral-Torsional Buckling Equations for Singly-Symmetric I-Section Members", Structural Engineering, Mechanics and Materials Report No. 24b. School of Civil and Environmental Engineering, Georgia Institute of Technology, Atlanta, GA.

White, D. W., J. A. Ramirez, and K. E. Barth. 1997. Moment Rotation Relationships for Unified Autostress Design Procedures and Specifications. Final Report, Joint Transportation Research Program, Purdue University, West Lafayette, IN.

White, D. W., B. W. Shafer, and S.-C. Kim. 2006. Implications of the AISC (2005) Q-Factor Equations for Rectangular Box and I-Section Members, Structural Mechanics and Materials Report. Georgia Institute of Technology, Atlanta, GA.

White, D. W., A. H. Zureick, N. Phoawanich, and S.-K. Jung. 2001. Development of Unified Equations for Design of Curved and Straight Steel Bridge I Girders. Final Report to American Iron and Steel Institute Transportation and Infrastructure Committee, Professional Services Industries, Inc., and Federal Highway Administration, School of Civil and Environmental Engineering, Georgia Institute of Technology, Atlanta, GA.

Winter, G. 1947. "Strength of Thin Steel Compression Flanges", Transactions of the ASCE. American Society of Civil Engineers, Reston, VA, Vol. 112.

Wittry, Dennis M. 1993. An Analytical Study of the Ductility of Steel Concrete Composite Sections. Masters Thesis. University of Texas, Austin, TX, December.

Wolchuk, R. 1963. Design Manual for Orthotropic Steel Plate Deck Bridges. American Institute of Steel Construction, Chicago, IL.

Wolchuck, R. 1997. "Steel-Plate-Deck Bridges and Steel Box Girder Bridges", Structural Engineering Handbook, Fourth Edition, E. H. Gaylord, Jr., C. N. Gaylord, and J. E. Stallmeyer, eds., McGraw-Hill, New York, NY, pp. 19-1–19-31.

Woolcock, S. T., and S. Kitipornchai. 1986. "Design of Single-Angle Web Struts in Trusses", Journal of Structural Engineering. American Society of Civil Engineers, New York, NY, Vol. 112, No. ST6.

Wright, R. N., and S. R. Abdel-Samad. 1968. "Analysis of Box Girders with Diaphragms", Journal of the Structural Division. American Society of Civil Engineers, New York, NY, Vol. 94, No. ST10, October, pp. 2231–2256.

Wright, R. N., and S. R. Abdel-Samad. 1968. "BEF Analogy for Analysis of Box Girders", Journal of the Structural Division. American Society of Civil Engineers, New York, NY, Vol. 94, No. ST7, July.

Wright, W. J., J. W. Fisher, and E. J. Kaufmann. 2003. "Failure Analysis of the Hoan Bridge Fractures", Recent Developments in Bridge Engineering, Mahmoud ed. Swets & Zeitlinger, Lisse.

Xiao. 2008. Effect of Fabrication Procedures and Weld Melt-Through on Fatigue Resistance of Orthotropic Steel Deck Welds, Final Report No. CA08-0607. Department of Structural Engineering University of California, San Diego, CA.

Yakel, A. J., and A. Azizinamini. 2005. "Improved Moment Strength Prediction of Composite Steel Plate Girder in Positive Bending", Journal of Bridge Engineering. American Society of Civil Engineers, Reston, VA, January/February.

Yen, B. T., T. Huang, and D. V. VanHorn. 1995. Field Testing of a Steel Bridge and a Prestressed Concrete Bridge, Research Project No. 86-05, Final Report, Vol. II. Pennsylvania Department of Transportation Office of Research and Special Studies, Fritz Engineering Laboratory Report No. 519.2, Lehigh University, Bethlehem, PA, May.

Yen, B. T., and J. A. Mueller. 1966. "Fatigue Tests of Large Size Welded Plate Girders", WRC Bulletin. No. 118, November.

Yoo, C. H., and J. S. Davidson. 1997. "Yield Interaction Equations for Nominal Bending Strength of Curved I-Girders", Journal of Bridge Engineering. American Society of Civil Engineers, New York, NY, Vol. 2, No. 2, pp. 37–44.

Yura, J. A., K. H. Frank, and D. Polyzois. 1987. High-Strength Bolts for Bridges, PMFSEL Report No. 87-3. University of Texas, Austin, TX, May.

Yura, J. A., M. A. Hansen, and K. H. Frank. 1982. "Bolted Splice Connections with Undeveloped Fillers", Journal of the Structural Division. American Society of Civil Engineers, New York, NY, Vol. 108, No. ST12, December, pp. 2837–2849.

Zahrai, S. M., and M. Bruneau. 1998. "Impact of Diaphragms on Seismic Response of Straight Slab-on-Girder Steel Bridges", Journal of Structural Engineering. American Society of Civil Engineers, Reston, VA, Vol. 124, No. 8, pp. 938–947.

Zahrai, S. M., and M. Bruneau. 1999a. "Ductile End-Diaphragm for Seismic Retrofit of Slab-on-Girder Steel Bridges", Journal of Structural Engineering. American Society of Civil Engineers, Reston, VA, Vol. 125, No. 1, pp. 71–80.

Zahrai, S. M., and M. Bruneau. 1999b. "Cyclic Testing of Ductile End-Diaphragms for Slab-on-Steel Girder Bridges", Journal of Structural Engineering. American Society of Civil Engineers, Reston, VA, Vol. 125, No. 9, pp. 987–996.

Zandonini, R. 1985. "Stability of Compact Built-up Struts: Experimental Investigation and Numerical Simulation", *Costruzione Metalliche*. Milan, Italy, No. 4, 1985, pp. 202–224.

Zureick, A. H., D. W. White, N. P. Phoawanich, and J. Park. 2002. Shear Strength of Horizontally Curved Steel I-Girders – Experimental Tests. Final Report to PSI Inc. and Federal Highway Administration, U.S. Department of Transportation, p. 157.

## COMENTARIOS APÉNDICE A6. RESISTENCIA A LA FLEXIÓN EN PUENTES RECTOS DE SECCIONES I COMPUESTAS EN FLEXIÓN NEGATIVA Y SECCIONES I NO COMPUESTAS, CON ALMAS COMPACTAS O NO COMPACTAS

### CA6.1. REQUISITOS GENERALES

Los requisitos opcionales del apéndice A6 tienen en cuenta la capacidad de las secciones I de alma compacta y no compacta para desarrollar resistencias a la flexión significativamente mayores que  $M_y$  cuando la esbeltez del alma,  $2 \cdot D_c / t_w$ , está muy por debajo del límite no compacto de la Ecuación A6.1-1, que es una reformulación de la Ecuación 6.10.6.2.3-1, y cuando se satisfacen requisitos suficientes con respecto a la tensión de fluencia mínima especificada del ala, la esbeltez del ala sujeta a compresión,  $b_{fc} / 2 \cdot t_{fc}$ , y la separación del arriostramiento lateral. Estos requisitos también toman en cuenta la contribución benéfica de la constante de torsión de St. Venant,  $J$ . Esto puede resultar de utilidad, particularmente bajo condiciones constructivas, para aquellas secciones con almas compactas o no compactas que tengan grandes longitudes no arriostradas en las cuales se pueda requerir resistencia adicional al pandeo lateral torsional. Además, en el caso de perfiles pesados para columnas con  $D / b_f < 1,7$ , los cuales se pueden utilizar como vigas-columnas en los pórticos de acero, tanto la resistencia al pandeo inelástico como al pandeo elástico están fuertemente influenciadas por  $J$ .

Los beneficios potenciales de las disposiciones del apéndice A6 tienden a ser pequeños para las secciones I con almas que se aproximan al límite de esbeltez de alma no compacta de la Ecuación A6.1-1. Para esos casos, se recomiendan los requisitos más simples y simplificados del artículo 6.10.8. Las ganancias potenciales en economía que se obtienen utilizando el apéndice A6 aumentan a medida que disminuye la esbeltez del alma. El Ingeniero debería considerar seriamente utilizar el apéndice A6 para las secciones en las cuales el alma es compacta o casi compacta. En particular, se recomiendan los requisitos del apéndice A6 para las secciones con almas compactas, tal como se define en el artículo A6.2.1.

Los requisitos del apéndice A6 son totalmente consistentes y son una extensión directa de los procedimientos principales del artículo 6.10.8 en términos de conceptos e implementación. El cálculo de las resistencias potenciales a la flexión mayores que  $M_y$  se realiza utilizando los parámetros de plastificación del alma  $R_{pc}$  y  $R_{pt}$  del artículo A6.2, correspondientes a la compresión y tracción por flexión, respectivamente. Estos parámetros se aplican de manera muy similar a los parámetros  $R_b$  y  $R_h$  para pandeo por flexión del alma y para viga primaria híbrida, que se utilizan en los requisitos de la parte principal del Reglamento.

Es más probable que los miembros de sección I, cuyas alas tienen una tensión de fluencia mínima especificada mayor que **485 MPa**, estén limitados por la Ecuación A6.1-1 y es posible que estén controlados por consideraciones de diseño distintas de las combinaciones de carga correspondiente al estado límite de resistencia que se utilizan en la construcción de puentes comunes. En los casos donde la Ecuación A6.1-1 se satisface con  $F_{yc} > 485 \text{ MPa}$ , las implicaciones de diseñar tales miembros utilizando en general una resistencia nominal a la flexión mayor que  $M_y$  no han sido suficientemente estudiadas como para que amerite el uso del apéndice A6.

La Ecuación A6.1-2 se especifica para evitar las secciones **I** no compuestas extremadamente monosimétricas, en las cuales los estudios analíticos realizados indican que hay una pérdida significativa en la influencia de la rigidez torsional de St. Venant **GJ** sobre la resistencia al pandeo lateral torsional debido a la distorsión de la sección transversal. La influencia de la distorsión del alma sobre la resistencia al pandeo lateral torsional es mayor para dichos miembros. Si las alas son de igual espesor, este límite es equivalente a  $b_{fc} \geq 0,67 \cdot b_{ft}$ .

#### CA6.1.1. Secciones de las alas sujetas a compresión con arriostramiento discreto

La Ecuación A6.1.1-1 considera el efecto combinado de la flexión respecto al eje fuerte y la flexión lateral del ala sujeta a compresión utilizando el enfoque de una ecuación de interacción. Esta ecuación expresa la resistencia a la flexión en términos del momento flexor respecto al eje fuerte de la sección,  $M_u$ , y el esfuerzo de flexión lateral del ala,  $f_e$ , calculado a partir de un análisis elástico, aplicable dentro de los límites para  $f_e$  especificados en el artículo 6.10.1.6 (White and Grubb, 2005).

Para las secciones adecuadamente arriostradas con el alma y el ala en compresión compactas, las Ecuaciones A6.1.1-1 y A6.1.2-1 generalmente constituyen una representación conservadora de la resistencia que se obtiene mediante procedimientos que toman en cuenta el efecto de los momentos que el viento genera en el ala, dados en el artículo 6.10.3.5.1 del AASHTO (2004). En el límite teórico en que el área del alma se vuelve despreciable con respecto al área del ala, estas ecuaciones son una buena aproximación a los resultados de un análisis elasto-plástico de la sección en el cual se resta una fracción del ancho de las puntas de las alas para tomar en cuenta la flexión lateral del ala. El grado de conservatismo de estas ecuaciones, con respecto a la solución teórica, aumenta a medida que se incrementa el valor de:  $D_{cp} \cdot t_w / b_{fc} \cdot t_{fc}$ ,  $f_e$ , y/o  $|D_{cp} - D_c|$ . El grado de conservatismo en el límite de  $f_e$  especificado por la Ecuación 6.10.1.6-1 varía entre aproximadamente **3** y **10 por ciento** para las secciones **I** sujetas a flexión que se utilizan en la práctica.

El hecho de multiplicar  $f_e$  por  $S_{xc}$  en la Ecuación A6.1.1-1 y por  $S_{xt}$  en la Ecuación A6.1.2-1 surge de la derivación de estas ecuaciones, y se explica detalladamente en White and Grubb (2005). Estas ecuaciones se pueden expresar en un formato basado en tensión dividiendo ambos lados por el módulo elástico de la sección correspondiente, en cuyo caso, la Ecuación A6.1.1-1 se reduce efectivamente a las Ecuaciones 6.10.3.2.1-2 y 6.10.8.1.1-1 en el límite en que el alma se aproxima a su límite de esbeltez no compacta. En consecuencia, en este límite la Ecuación A6.1.2-1 se reduce efectivamente a las Ecuaciones 6.10.7.2.1-2 y 6.10.8.1.2-1.

Los módulos elásticos de la sección,  $S_{xc}$  en este artículo y  $S_{xt}$  en el artículo A6.1.2, se definen como  $M_{yc} / F_{yc}$  y  $M_{yt} / F_{ty}$ , respectivamente, donde  $M_{yc}$  y  $M_{yt}$  se calculan como se especifica en el artículo D6.2. Esta definición es necesaria de manera que, para una sección compuesta con un alma dimensionada precisamente en el límite no compacto dado por la Ecuación A6.1-1, la resistencia a la flexión anticipada por el apéndice A6 es aproximadamente la misma que la anticipada por el artículo 6.10.8. Las diferencias entre estos valores anticipados se deben a las hipótesis simplificativas de considerar  $J = 0$  en lugar de  $J \neq 0$  al determinar la resistencia al pandeo lateral torsional en el rango elástico y la longitud no arriostrada límite  $L_r$ , el uso de  $k_c = 0,35$  en lugar del uso de  $k_c$  de la Ecuación A6.3.2-6 para determinar la esbeltez límite para un ala no compacta, y el uso de una definición ligeramente diferente para  $F_{yr}$ . La máxima resistencia potencial a la flexión, indicada como  $F_{max}$  en la Figura C 6.10.8.2.1-1, se define en términos de esfuerzos en el ala como  $R_h \cdot F_{yf}$  para una sección con un alma dimensionada precisamente en el límite del

alma no compacta y diseñada de acuerdo con los requisitos del artículo 6.10.8, donde  $R_h$  es el factor de hibridez definido en el artículo 6.10.1.10.1. Tal como se analizó en el artículo 6.10.1.1.1a, para las secciones compuestas, el esfuerzo del ala calculado elásticamente que se compara con este límite se debe tomar como la suma de los esfuerzos generados por las cargas aplicadas separadamente a la sección de acero, a la sección compuesta a corto plazo y a largo plazo. Los requisitos resultantes del artículo 6.10.8 constituyen un pronóstico razonable de la resistencia para secciones de alma esbelta en el cual el alma se dimensiona precisamente en el límite no compacto. Calculando  $S_{xc}$  y  $S_{xt}$  de la manera indicada se obtienen los módulos elásticos de la sección que, cuando se multiplican por las correspondientes resistencias a la flexión determinadas a partir del artículo 6.10.8 para el caso de una sección compuesta de alma esbelta dimensionada precisamente en el límite de alma no compacta, producen aproximadamente las mismas resistencias a la flexión que se predicen en el apéndice A6.

Para las secciones compuestas en las cuales los valores de esbeltez del alma se aproximan al límite correspondiente al alma compacta indicado por la Ecuación A6.2.1-2, los efectos de las cargas que se aplican a las diferentes secciones de acero, a corto y largo plazo, son anulados por la fluencia que se genera dentro de la sección asociada con el desarrollo de la resistencia a la flexión indicada. Por lo tanto, para las secciones de alma compacta, estas disposiciones definen la máxima resistencia potencial a la flexión, indicada como  $M_{máx}$  en la Figura C 6.10.8.2.1-1, como el momento plástico  $M_p$ , que es independiente de los efectos de las diferentes cargas.

#### **CA6.1.2. Secciones de las alas sujetas a tracción con arriostramiento discreto**

La Ecuación A6.1.2-1 es similar a la Ecuación A6.1.1-1, para alas sujetas a compresión con arriostramiento discreto, pero se aplica al caso de alas con arriostramiento discreto en tracción por flexión debido al momento flexor respecto del eje fuerte.

Cuando  $f_t$  es igual a **cero** y  $M_{yc}$  es menor o igual que  $M_{yt}$ , no controla la resistencia a la flexión en base al ala sujeta a tracción y por lo tanto no es necesario verificar la Ecuación A6.1.2-1. En este caso, tampoco es necesario calcular el factor de plastificación del alma por la fluencia del ala sujeta a tracción,  $R_{pt}$ , del artículo A6.2.

#### **CA6.1.3. Secciones de las alas sujetas a compresión con arriostramiento continuo**

Tal como se analiza en el artículo C 6.10.1.6, en las alas con arriostramiento continuo no es necesario considerar la flexión lateral del ala.

#### **CA6.1.4. Secciones de las alas sujetas a tracción con arriostramiento continuo (Este artículo no tiene comentarios)**

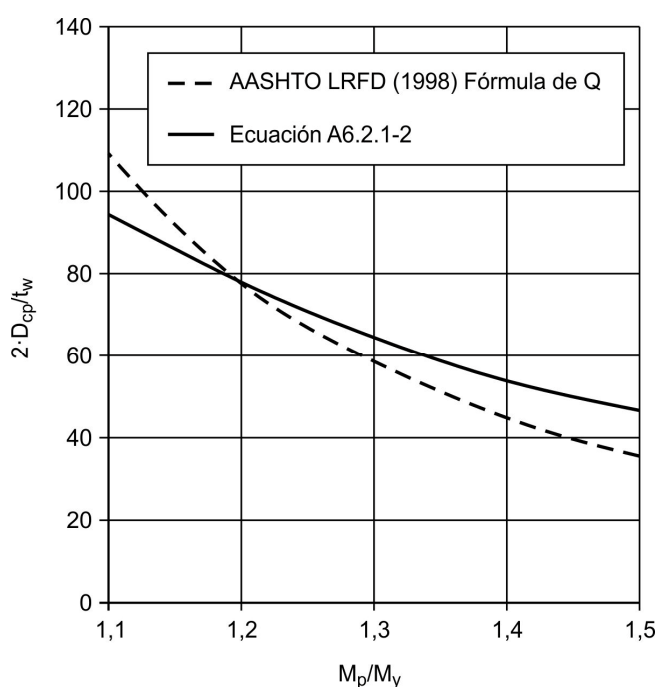
### **CA6.2. FACTORES DE PLASTIFICACIÓN DEL ALMA**

#### **CA6.2.1. Secciones de alma compacta**

La Ecuación A6.2.1-1 garantiza que la sección será capaz de desarrollar la capacidad total del momento plástico  $M_p$  siempre que se satisfagan los demás requisitos referentes a la esbeltez del ala y del arriostramiento lateral torsional. Este límite es significativamente menor que el límite de alma no compacta indicado en la Tabla C 6.10.1.10.2-2. Los perfiles I laminados generalmente lo satisfacen, no así las secciones armadas más eficientes.

La Ecuación A6.2.1-2 es un límite de compacidad del alma, modificado con respecto a las especificaciones previas al AASHTO LRFD 2012, que toma en cuenta las mayores demandas a las cuales está sujeta el alma en las secciones I monosimétricas no compuestas y en las secciones I compuestas en flexión negativa con factores de forma,  $M_p/M_y$ , más elevados (White and Barth, 1998; Barth et al., 2005). Este nuevo límite de compacidad del alma elimina la necesidad de proporcionar una ecuación de interacción entre los requisitos de compacidad del alma y del ala (AASHTO, 1996, 2004). Cuando  $M_p/M_y = 1,12$ , valor representativo del factor de forma de las secciones I no compuestas de doble simetría, la Ecuación A6.2.1-2 se reduce al límite de compacidad del alma dado por la Ecuación 6.10.4.1.2-1 del AASHTO (2004). Se ha mantenido en la Ecuación 6.10.6.2.2-1 la expresión anteriormente utilizada del límite de compacidad del alma para las secciones compuestas en flexión positiva, debido a que a la fecha no hay suficientes investigaciones para cuantificar con mayor precisión los requisitos de compacidad del alma para este tipo de secciones, y también porque la mayoría de las secciones compuestas en flexión positiva satisfacen fácilmente este requisito.

Las restricciones referentes a la compacidad del alma, impuestas por la Ecuación A6.2.1-2, son aproximadamente las mismas que los requisitos implícitamente requeridos para desarrollar la resistencia al momento plástico,  $M_p$ , mediante la fórmula para determinar  $Q$  del AASHTO (2004). En la Figura CA6.2.1-1 se grafican ambos requisitos en función de  $M_p/M_y$  para  $F_{yc} = 345 \text{ MPa}$ .



**Figura CA6.2.1-1. Límites de compacidad del alma en función de  $M_p/M_y$  según la fórmula para determinar  $Q$  del AASHTO (2004) y de la Ecuación A6.2.1-2, para  $F_{yc} = 345 \text{ MPa}$**

Para una sección de alma compacta, la máxima resistencia potencial del momento, representada por  $M_{m\acute{a}x}$  en la Figura C 6.10.8.2.1-1, es simplemente igual a  $M_p$ . Las Ecuaciones A6.2.1-4 y A6.2.1-5 capturan este atributo y eliminan la necesidad de repetir las subsiguientes ecuaciones de resistencia a la flexión de manera casi idéntica para las secciones de alma compacta y no compacta. Para una sección de alma compacta, los

factores de plastificación del alma son equivalentes a los factores de forma de la sección transversal.

### CA6.2.2. Secciones de alma no compacta

Las Ecuaciones A6.2.2-4 y A6.2.2-5 toman en cuenta la influencia de la esbeltez del alma sobre la máxima resistencia potencial a la flexión,  $M_{m\acute{a}x}$  en la Figura C 6.10.8.2.1-1, para secciones de alma no compacta. A medida que  $2 \cdot D_c / t_w$  se aproxima al límite de alma no compacta  $\lambda_{rw}$ ,  $R_{pc}$  y  $R_{pt}$  se aproximan a valores iguales a  $R_h$  y la máxima resistencia potencial a la flexión, expresada en las subsiguientes ecuaciones de estado límite, se aproxima al valor límite de  $R_h \cdot M_y$ . A medida que  $2 \cdot D_{cp} / t_w$  se aproxima al límite de alma compacta  $\lambda_{pw(D_{cp})}$ , las Ecuaciones A6.2.2-4 y A6.2.2-5 definen una transición suave en la máxima resistencia potencial a la flexión, expresada en las subsiguientes ecuaciones de estado límite, desde  $M_y$  a la resistencia de momento plástico  $M_p$ . Para una sección de alma compacta, los factores de plastificación del alma  $R_{pc}$  y  $R_{pt}$  son simplemente los factores de forma de la sección correspondientes a las alas en compresión y tracción,  $M_p / M_{yc}$  y  $M_p / M_{yt}$ . Para estos tipos de secciones en lugar de expresar simplemente la máxima resistencia como  $M_p$ , las subsiguientes ecuaciones para la resistencia a flexión se expresan utilizando  $R_{pc}$  y  $R_{pt}$  a fin de evitar la repetición de ecuaciones de resistencia que en todo lo demás son idénticas.

En las Ecuaciones A6.2.2-4 y A6.2.2-5, los límites máximos explícitos de  $M_p / M_{yc}$  y  $M_p / M_{yt}$  se colocan sobre  $R_{pc}$  y  $R_{py}$ , respectivamente. Como resultado, la mayor de las resistencias de base,  $R_{pc} \cdot M_{yc}$  o  $R_{pt} \cdot M_{yt}$ , se limita a  $M_p$  para una sección altamente monosimétrica en el cual  $M_{yc}$  o  $M_{yt}$  puede ser mayor que  $M_p$ . Los límites para  $I_{yc} / I_{yt}$  indicados en el artículo 6.10.2.2 tenderán a evitar el uso de secciones extremadamente monosimétricas que tengan valores de  $M_{yc}$  o  $M_{yt}$  mayores que  $M_p$ . Los límites superiores para  $R_{pc}$  y  $R_{pt}$  se proporcionan para que en estos casos extremos las Ecuaciones A6.2.2-4 y A6.2.2-5 sean correctas desde el punto de vista teórico, aunque probablemente no ocurrirán en los tipos de secciones monosimétricas donde estos límites controlan.

La Ecuación A6.2.2-6 convierte el límite de compacidad del alma dado por la Ecuación A6.2.1-2, el cual se define en términos de  $D_{cp}$ , a un valor que se puede utilizar consistentemente en términos de  $D_c$  en las Ecuaciones A6.2.2-4 y A6.2.2-5. En aquellos casos donde  $D_c / D > 0,5$ ,  $D_{cp} / D$  es generalmente mayor que  $D_c / D$ ; por lo tanto,  $\lambda_{pw(D_c)}$  es menor que  $\lambda_{pw(D_{cp})}$ . Sin embargo, cuando  $D_c / D < 0,5$ ,  $D_{cp} / D$  es generalmente menor que  $D_c / D$  y  $\lambda_{pw(D_c)}$  es mayor que  $\lambda_{pw(D_{cp})}$ . En casos extremos donde  $D_c / D$  es significativamente menor que 0,5, la esbeltez del alma asociada con la sección transversal elástica,  $2 \cdot D_c / t_w$ , puede ser mayor que  $\lambda_{rw}$  mientras que la asociada con la sección transversal plástica,  $2 \cdot D_{cp} / t_w$ , puede ser menor que  $\lambda_{pw(D_{cp})}$  sin el límite superior de  $\lambda_{rw} \cdot (D_{cp} / D_c)$  que se coloca en este valor. Es decir, el alma en el rango elástico se clasifica como esbelta mientras que el alma en el rango plástico se clasifica como compacta. En estos casos, el límite de alma compacta se define como  $\lambda_{pw(D_{cp})} = \lambda_{rw} (D_{cp} / D_c)$ . Esta es una aproximación conservadora cuyo objeto es evitar que ocurra pandeo por flexión en el alma antes de alcanzar la resistencia plástica de la sección.

La relación  $D_c / D$  es generalmente mayor que 0,5 para secciones no compuestas con un ala más pequeña en compresión, tales como las típicas vigas compuestas de secciones I en flexión positiva antes que se hayan vuelto compuestas.

## CA6.3. RESISTENCIA A LA FLEXIÓN CON BASE EN EL ALA COMPRIMIDA

### CA6.3.1. Requisitos generales

Todas las ecuaciones de resistencia a flexión del ala de sección **I** sujeta a compresión, de estos requisitos, se basan consistentemente en la lógica de identificar los dos puntos de anclaje que se indican en la Figura C 6.10.8.2.1-1 para el caso de flexión uniforme respecto al eje fuerte. El punto de anclaje **1** está ubicado en la longitud  $L_b = L_p$  para pandeo lateral torsional o en la esbeltez del ala  $b_{fc} / 2 \cdot t_{fc} = \lambda_{pf}$  para pandeo local del ala correspondiente al desarrollo de la máxima resistencia potencial a la flexión, designada como  $F_{m\acute{a}x}$  o  $M_{m\acute{a}x}$  en la figura, según corresponda. El punto de anclaje **2** está ubicado en la longitud  $L_r$  o en la esbeltez del ala  $\lambda_{rf}$  para la cual las resistencias elásticas e inelásticas al pandeo lateral torsional o al pandeo local del ala son iguales.

En el artículo A6.3, esta resistencia se toma como  $R_b \cdot F_{yr} \cdot S_{xc}$ , donde  $F_{yr}$  se toma como el menor valor de  $0,7 \cdot F_{yc}$ ,  $F_{yw}$  o  $R_h \cdot F_{yt} \cdot S_{xt} / S_{xc}$ , pero no menor que  $0,5 \cdot F_{yc}$ . Las dos primeras de estas resistencias son las mismas que en el artículo 6.10.8. La tercera expresión de resistencia,  $R_h \cdot F_{yt} \cdot S_{xt} / S_{xc}$ , que es simplemente el esfuerzo elástico del ala comprimida en el momento en la sección transversal  $R_h \cdot F_{yt} \cdot S_{xt} = R_h \cdot M_{yt}$ , es específica del artículo A6.3 y captura los efectos de la fluencia temprana significativa del ala traccionada en las secciones con pequeña altura del alma sujeta a compresión. En las secciones que presentan esta característica, la fluencia temprana del ala sujeta a tracción invalida la ecuación de pandeo lateral torsional elástico en la cual se basa el límite de arriostramiento no compacto  $L_r$ , y también pone en duda la correspondiente ecuación para pandeo local elástico del ala debido a una posible redistribución inelástica significativa de los esfuerzos hacia el ala comprimida. El límite  $R_h \cdot F_{yt} \cdot S_{xt} / S_{xc}$  raramente resulta determinante para puentes vigas **I**, pero puede controlar en algunos casos de secciones sobre pilas solicitadas a momento negativo en tramos continuos compuestos, antes que la sección se haya vuelto compuesta, en el que el ala superior es significativamente más pequeña que el ala inferior. Para  $L_b > L_r$  o  $b_{fc} / 2 \cdot t_{fc} > \lambda_{rf}$ , las resistencias al pandeo lateral torsional y al pandeo local del ala están gobernadas por el pandeo elástico. Sin embargo, en estos requisitos no se especifican explícitamente las ecuaciones de resistencia al pandeo local elástico del ala debido a que los límites del artículo 6.10.2.2 impiden el pandeo local elástico del ala para tensiones de fluencia mínima especificada menores o iguales que  $F_{yc} = 485 \text{ MPa}$ , el cual es la tensión de fluencia límite para la aplicación de los requisitos del apéndice A6.

Para longitudes no arriostradas sujetas a un gradiente de momento, las resistencias al pandeo lateral torsional para el caso de flexión uniforme respecto al eje fuerte son simplemente escaladas por el factor de modificación por gradiente de momentos  $C_b$ , con la excepción de que la resistencia al pandeo lateral torsional está limitada en  $F_{m\acute{a}x}$  o  $M_{m\acute{a}x}$ , tal como se ilustra con la línea punteada en la Figura C 6.10.8.2.1-1. La longitud máxima no arriostrada en la que la resistencia al pandeo lateral torsional es igual a  $F_{m\acute{a}x}$  o  $M_{m\acute{a}x}$  bajo un gradiente de momento se puede determinar a partir del artículo D6.4.1 o D6.4.2, según corresponda. La resistencia al pandeo local del ala, para casos con gradiente de momento, es similar que para el caso de flexión uniforme respecto al eje fuerte, despreciando la influencia relativamente menor de los efectos del gradiente momento.



### CA6.3.2. Resistencia al pandeo local

La Ecuación A6.3.2-4 define el límite de esbeltez para un ala compacta, mientras que la Ecuación A6.3.2-5 da el límite de esbeltez para un ala no compacta. La resistencia nominal a la flexión de una sección con un ala compacta es independiente de la esbeltez del ala, mientras que la resistencia a la flexión de una sección con un ala no compacta se expresa como una función lineal de la esbeltez del ala tal como se ilustra en la Figura C 6.10.8.2.1-1. El límite de esbeltez del ala compacta es el mismo que especifica en AISC (2005), AASHTO (1996, 2004), y el artículo 6.10.8.2.2. En la Tabla C 6.10.8.2.2-1 se especifica este límite de esbeltez para diferentes grados de acero. Todos los perfiles ASTM W actuales tienen alas compactas para  $F_y < 345 \text{ MPa}$ , excepto W530x72, W360x147, W360x134, W310x97, W250x17,9, W200x46,1, W200x15, W150x22,5, W150x13,5 y W150x13, medidas en mmxkg/m.

La Ecuación A6.3.2-6 para determinar el coeficiente de pandeo local del ala viene de la implementación de la investigación de Johnson (1985) en AISC (2005). El valor de  $k_c = 0,35$  es un límite inferior para valores calculados de nuevo mediante la igualación de las resistencias de estos requisitos o, en caso que este artículo no sea aplicable, las del artículo 6.10.8.2.2 con las resistencias medidas de los ensayos realizados por Johnson y otros investigadores tal como las realizadas por Basler et al. (1960). Se consideraron ensayos con valores de  $D/t_w = 72$  a  $245$ . Uno de los ensayos realizados por Basler et al. (1960) con  $D/t_w = 185$ , en el cual el ala sujeta a compresión se dañó en un ensayo previo y posteriormente se enderezó y recortó para que tuviera un ancho menor antes de ensayarla de nuevo, presentó un  $k_c$  calculado de nuevo de  $0,28$ . Al seleccionar el límite inferior no se consideró el resultado de este ensayo. Para otros ensayos realizados por Johnson (1985) que tenían valores más elevados de  $D/t_w$  mostraron valores de  $k_c$  calculados de nuevo superiores a  $0,4$ . En las condiciones de borde simplemente apoyadas de forma ideal se obtiene un valor de  $k_c = 0,43$  en la unión ala-alma (Timoshenko and Gere, 1961). Valores de  $k_c$  más pequeños corresponden al hecho de que en muchas almas más esbeltas el pandeo local del alma tiende a desestabilizar el ala sujeta a compresión. El valor de  $k_c = 0,76$  para perfiles laminados se toma del AISC (2005).

### CA6.3.3. Resistencia al pandeo lateral torsional

La Ecuación A6.3.3-4 define el límite para la longitud no arriostrada compacta para un miembro sujeto a flexión uniforme respecto al eje fuerte, mientras que la Ecuación A6.3.3-5 define el correspondiente límite para la longitud no arriostrada no compacta. La resistencia nominal a la flexión de un miembro arriostrado en o por debajo del límite compacto es independiente de la longitud no arriostrada, mientras que la resistencia a la flexión de un miembro arriostrado en o por debajo del límite no compacto se expresa como una función lineal de la longitud no arriostrada tal como se ilustra en la Figura C 6.10.8.2.1-1. El límite de arriostramiento compacto de la Ecuación A6.3.3-4 es similar al requisito de arriostramiento para el uso de las ecuaciones generales de resistencia a la flexión para secciones compactas y/o de las ecuaciones para determinar  $Q$  del AASHTO (2004). El límite dado por la Ecuación A6.3.3-4 generalmente es algo más restrictivo que el límite dado por la correspondiente ecuación de  $L_p$  en AASHTO (2004) y AISC (2005). El límite dado por la Ecuación A6.3.3-4 se basa en un análisis de regresión lineal dentro de la zona correspondiente a la ecuación de pandeo lateral torsional inelástico, que se muestra cualitativamente en la Figura C 6.10.8.2.1-1, para un amplio rango de datos obtenidos de ensayos experimentales a flexión que implican una flexión uniforme respecto al eje fuerte y en los cuales la longitud física efectiva para el pandeo lateral torsional es efectivamente igual a  $1,0$ .

Observar que la solución más económica no siempre se logra limitando la longitud no arriostrada al valor de  $L_p$  para alcanzar la máxima resistencia a la flexión,  $M_{m\acute{a}x}$ , particularmente si el factor de modificación por gradiente de momentos,  $C_b$ , se toma igual a **1,0**.

La Ecuación A6.3.3-8 da la solución exacta en base a la teoría de vigas para la resistencia al pandeo lateral torsional elástico de una sección **I** doblemente simétrica (Timoshenko and Gere, 1961) para el caso de flexión uniforme respecto al eje fuerte cuando  $C_b$  es igual a **1,0** y cuando  $r_t$  se define como se especifica en la Ecuación C 6.10.8.2.3-1. La Ecuación A6.3.3-10 es una simplificación de esta ecuación de  $r_t$  que se obtiene suponiendo  $D = h = d$ . Para secciones con alas gruesas, la Ecuación A6.3.3-10 da un valor de  $r_t$  que puede ser hasta un **3 a 4 por ciento** conservador en relación con la ecuación exacta. Se permite utilizar la Ecuación C 6.10.8.2.3-1 para los cálculos realizados con ayuda de software o si el Ingeniero requiere un cálculo más preciso de la resistencia al pandeo lateral torsional elástico. El formato de la Ecuación A6.3.3-8 y el correspondiente límite de  $L_r$  de la Ecuación A6.3.3-5 son particularmente convenientes para su uso en el diseño, ya que los términos  $L_b$ ,  $r_t$ ,  $J$ ,  $S_{xc}$  y  $h$  son familiares y fáciles de calcular o se pueden obtener rápidamente de las tablas de diseño. Además, simplemente poniendo  $J$  igual a **cero**, la Ecuación A6.3.3-8 se reduce a la resistencia al pandeo lateral torsional elástico utilizada en el Artículo 6.10.8.2.3.

La Ecuación A6.3.3-8 también proporciona una aproximación precisa de la solución exacta para pandeo lateral torsional elástico de miembros monosimétricos de sección **I** basada en la teoría de vigas (White and Jung, 2003). Para el caso de  $J > 0$  y flexión uniforme, y considerando secciones **I** con  $D/b_f > 2$ ,  $b_{fc}/2 \cdot t_{fc} > 5$  y  $L_b = L_r$ , el error en la Ecuación A6.3.3-8 respecto de la solución exacta con base en la teoría de vigas varía entre un **12 por ciento** del lado conservador y un **dos por ciento** del lado no conservador (White and Jung, 2003). Una ecuación comparable de AASHTO (2004) basada en  $I_{yc}$  da errores máximos del lado no conservador de aproximadamente **14 por ciento** para el mismo conjunto de parámetros estudiados. Para el caso poco común de una sección no compuesta de alma compacta o no compacta con  $I_{yc}/I_{yt} > 1,5$  y  $D/b_{fc} < 2$ ,  $D/b_{ft} < 2$  o  $b_{ft}/t_{ft} < 10$ , se debería considerar el uso de las ecuaciones exactas basadas en la teoría de vigas (White and Jung, 2003) si se desea obtener una solución más precisa, o bien  $J$  de la Ecuación A6.3.3-9 se puede multiplicar por **0,8** para tener en cuenta la tendencia de la Ecuación A6.3.3-8 a sobreestimar la resistencia al pandeo lateral torsional en tales casos. Para las secciones **I** altamente monosimétricas con un ala en compresión más pequeña o para las secciones **I** compuestas en flexión negativa, tanto la Ecuación A6.3.3-8 como la anterior ecuación de AASHTO (2004) basada en  $I_{yc}$ , son algo conservadoras en comparación con las soluciones rigurosas basadas en la teoría de vigas. Esto se debe al hecho de que estas ecuaciones no toman en cuenta la restricción contra el pandeo lateral del ala comprimida proporcionada por el ala traccionada de mayor tamaño o por el tablero. Sin embargo, en muchas situaciones prácticas la flexibilidad distorsional del alma reduce este efecto beneficioso de manera significativa.

La Ecuación A6.3.3-9 se tomó de El Darwish and Johnston (1965) y proporciona una aproximación precisa de la constante de torsión de St. Venant,  $J$ , despreciando el efecto de los filetes entre el alma y el ala. Para un ala sujeta a compresión o tracción con una relación,  $b_f/2 \cdot t_f$ , mayor que **7,5**, el término entre paréntesis dado en la Ecuación A6.3.3-9 para esa ala se puede tomar igual a **uno**. Las ecuaciones de El Darwish and Johnston (1965) que se emplean en el Manual del AISC (2005) para calcular los valores de  $J$ , considerando el efecto de los filetes entre el alma y el ala, se incluyen en Seaburg and Carter (1997).

El Ingeniero debería observar la importancia del término  $D_c \cdot t_w$  correspondiente al alma en la Ecuación A6.3.3-10. Especificaciones previas al AASHTO LRFD 2012 utilizaban con frecuencia el radio de giro únicamente del ala comprimida,  $r_{yc} = b_{fc} / \sqrt{12}$ , dentro de las ecuaciones de diseño para el pandeo lateral torsional. Esta aproximación puede conducir a predicciones significativamente no conservadoras si se los compara con resultados experimentales y análisis refinados por elementos finitos. El término correspondiente al alma de la Ecuación A6.3.3-10 toma en cuenta los efectos desestabilizadores de la compresión por flexión dentro del alma.

El efecto de la variación del momento, a lo largo de la longitud entre puntos de arriostramiento, se tiene en cuenta utilizando el factor de modificación por gradiente de momentos,  $C_b$ . El artículo C 6.10.8.2.3 analiza en detalle el parámetro  $C_b$ . Dicho artículo también trata las longitudes no arriostradas en las cuales el miembro no es prismático. El Artículo A6.3.3 amplía las disposiciones para tales longitudes no arriostradas a miembros con almas compactas y no compactas.

Cuando  $C_b$  es mayor que **1,0**, lo que indica la presencia de un gradiente de momentos, las resistencias al pandeo lateral torsional se pueden calcular alternativamente mediante los procedimientos equivalentes especificados en el artículo D6.4.2. Tanto las ecuaciones de este artículo como las del artículo D6.4.2 permiten alcanzar  $M_{m\acute{a}x}$  en la Figura C 6.10.8.2.1-1 con longitudes no arriostradas mayores cuando  $C_b$  es mayor que **1,0**. Los procedimientos del artículo D6.4.2 permiten que el Ingeniero se concentre directamente en la máxima longitud no arriostrada para la cual la resistencia a la flexión es igual a  $M_{m\acute{a}x}$ . Se recomienda encarecidamente utilizar estos procedimientos equivalentes cuando se utilicen en el diseño valores de  $C_b$  mayores que **1,0**.

#### **CA6.4. RESISTENCIA A LA FLEXIÓN CON BASE EN LA FLUENCIA DEL ALA SUJETA A TRACCIÓN**

La Ecuación A6.4-1 implementa una transición lineal en la resistencia a la flexión entre  $M_p$  y  $M_{yt}$  en función de  $2 \cdot D_c / t_w$  para secciones monosimétricas con un ala sujeta a tracción de mayor tamaño y para secciones compuestas en flexión negativa donde la primera fluencia se genera en el ala superior o en la armadura longitudinal de acero.

Cuando  $2 \cdot D_c / t_w$  se aproxima al límite del alma no compacta dado por la Ecuación A6.2.2-3, la Ecuación A6.4-1 se reduce al límite de fluencia del ala sujeta a tracción especificado en el artículo 6.10.8.3.

En las secciones en las cuales  $M_{yt} > M_{yc}$ , la Ecuación A6.4-1 no controla y por lo tanto no es necesario verificarla.



## COMENTARIOS APÉNDICE B6. REDISTRIBUCIÓN DE MOMENTOS SOBRE LA PILA INTERIOR DE PUENTES RECTOS CON TRAMOS CONTINUOS DE SECCIÓN I

### CB6.1. REQUISITOS GENERALES

Estos requisitos opcionales reemplazan la regla que estipulaba la redistribución del **diez por ciento** incluida en especificaciones previas al AASHTO LRFD 2012, y proporcionan un enfoque racional más simple para calcular el porcentaje de redistribución en las secciones sobre pila interior. Este enfoque utiliza envolventes de momento elástico y no requiere el uso directo de ningún método de análisis inelástico. Las restricciones del artículo B6.2 garantizan que las secciones sobre pila interior tengan suficiente ductilidad y robustez.

Bajo el diseño y análisis elásticos convencionales, las envolventes de momento y corte se determinan generalmente utilizando un análisis elástico sin considerar ninguna redistribución debido a los efectos de fluencia. Las secciones se dimensionan para una resistencia mayor o igual que la requerida por las envolventes. Los diseños realizados para satisfacer estos requisitos requieren con frecuencia la adición de platabandas en las vigas laminadas, lo cual introducen detalles que suelen tener baja resistencia a la fatiga, o la introducción de múltiples transiciones de ala en vigas soldadas, lo que puede resultar en costos adicionales de fabricación. Cuando resulte apropiado, el uso de estos requisitos para tener en cuenta la redistribución de momentos hace posible eliminar tales detalles mediante el uso de secciones prismáticas a lo largo de toda la longitud del puente o entre empalmes realizados en obra. Esta práctica puede mejorar la resistencia global a la fatiga y proporcionar ahorros económicos significativos de fabricación.

El desarrollo de estas disposiciones está documentado en una serie de exhaustivos informes (Barker et al., 1997; Schilling et al., 1997; White et al., 1997) y en un artículo de resumen de Barth et al. (2004), que ofrece amplias referencias a otras investigaciones de apoyo. Estos requisitos tienen en cuenta el hecho de que la esbeltez del ala sujeta a compresión,  $b_{fc} / 2 \cdot t_{fc}$ , y la relación de aspecto de la sección transversal,  $D / b_{fc}$ , son los principales factores que influyen en el comportamiento momento-rotación en las secciones sobre pila interior correctamente arriostradas. Los requisitos se aplican a secciones con almas compactas, no compactas o esbeltas.

### CB6.2. ALCANCE

Los procedimientos en cuestión se han desarrollado predominantemente en el contexto de superestructuras de puentes rectos, sin oblicuidad y sin marcos transversales discontinuos. Por lo tanto, su uso se restringe a puentes que no se desvíen significativamente de estas condiciones idealizadas.

El desarrollo de estos requisitos se centró en vigas híbridas y no híbridas con tensiones de fluencia mínimas especificadas menores o iguales que **485 MPa**. Por este motivo, no se permite utilizar estos requisitos con tensiones de fluencia más elevadas. No se conoce en profundidad la influencia de los agujeros en las alas sujetas a tracción sobre la posible fractura de la sección neta en las secciones transversales que experimentan deformaciones inelásticas significativas. Por lo tanto, no se permite que en el ala sujeta a tracción haya agujeros en una distancia igual a **dos veces** la altura del alma,  $D$ , a cualquiera de los lados de las secciones sobre la pila interior desde la cual se redistribuyen

los momentos. La distancia  $2 \cdot D$  es un límite superior aproximado para la longitud de la zona de respuesta inelástica primaria en estas secciones de pila.

A menos que se realice un análisis directo mediante el método refinado descrito en el artículo B6.6, todas las secciones sobre la pila interior de un miembro de tramo continuo deben satisfacer los requisitos de los artículos B6.2.1 a B6.2.6 con el fin de redistribuir los momentos de pila. Esto se debe a las aproximaciones que involucran los requisitos simplificados de los artículos B6.3 y B6.4 y al hecho de que los momentos de redistribución inelásticos de un apoyo interior generalmente producen algunos momentos de redistribución distintos de **cero** en todos los apoyos interiores.

#### **CB6.2.1. Dimensiones del alma**

La Ecuación B6.2.1-1 es simplemente una expresión paralela a la Ecuación 6.10.2.1.1-1 y su intención es eliminar el uso de cualquier beneficio de la rigidización longitudinal del alma en la sección sobre la pila. Las características momento-rotación de las secciones con rigidizadores longitudinales del alma no han sido estudiadas. Las Ecuaciones B6.2.1-2 y B6.2.1-3 son límites de la esbeltez del alma y de la altura del alma en compresión considerados al desarrollar estos procedimientos.

#### **CB6.2.2. Dimensiones del ala sujeta a compresión**

Se requiere que el ala sujeta a compresión satisfaga el límite de compacidad dentro de las longitudes no arriostradas adyacentes a la sección sobre la pila. Este límite se reafirma en la Ecuación B6.2.2-1. En las investigaciones, en las cuales se apoyan estos requisitos, se han considerado valores de  $b_{fc} / 2 \cdot t_{fc}$  ligeramente mayores que este límite. El límite de compacidad de los artículos A6.3.2 y 6.10.8.2 se utiliza por motivos de simplicidad.

La Ecuación B6.2.2-2 representa la mayor relación de aspecto  $D / b_{fc} = 4,25$  considerada en la investigación de apoyo. Como se observa en los artículos C 6.10.2.2 y CB6.1, los valores crecientes de esta relación tienen una influencia negativa sobre la resistencia y las características momento-rotación de los miembros de sección I.

#### **CB6.2.3. Transiciones de sección**

En las investigaciones que respaldan estos requisitos se han considerado solamente miembros que son prismáticos dentro de las longitudes no arriostradas adyacentes a las pilas interiores. Por lo tanto, se prohíben las transiciones de sección en estas zonas.

#### **CB6.2.4. Arriostramiento del ala sujeta a compresión**

La Ecuación B6.2.4-1 da aproximadamente los mismos resultados que los requisitos de arriostramiento del ala sujeta a compresión de sección compacta del artículo 6.10.4.1.7 del AASHTO (2004), pero está expresada en términos de  $r_t$  en lugar de  $r_y$ . El uso de  $r_y$  en esas ecuaciones conduce a una ambigüedad en la aplicación de este límite de arriostramiento a las secciones compuestas en flexión negativa. Además, dado que  $r_t$  se enfoca estrictamente en la zona comprimida de la sección transversal y no involucra el ala superior ni el tablero para una sección compuesta en flexión negativa, se considera que aborda de manera más adecuada los requisitos de arriostramiento para este tipo de sección.

Dado que la envolvente de momento negativo siempre tiende a ser de forma cóncava en las proximidades de las secciones sobre la pila interior, no es necesario considerar los

valores del momento en la mitad de la longitud no arriostrada, tal como generalmente lo requieren los Artículos 6.10.8.2.3 y A6.3.3 para el cálculo de  $C_b$ . Es suficiente y conservador considerar los efectos del gradiente de momentos con base en la relación de los valores extremos,  $M_1/M_2$ .

Si en la Ecuación 6.10.8.2.3-9 o A6.3.3-10 se toma  $D_c \cdot t_w / b_{fc} \cdot t_{fc}$  igual a **2,0** como valor representativo y  $F_{yc}$  se toma igual a **345 MPa**, la Ecuación B6.2.4-1 se satisface cuando  $L_b < 13 \cdot b_{fc}$  para  $M_1/M_2 = 0$  y  $L_b < 9 \cdot b_{fc}$  para  $M_1/M_2 = 0,5$ .

#### **CB6.2.5. Corte**

No se permite utilizar la resistencia al corte post-pandeo del alma ni la acción del campo traccionado dentro de la proximidad de las secciones sobre la pila diseñadas para la redistribución de los momentos flexores negativos.

#### **CB6.2.6. Rigidizadores de apoyo (Este artículo no tiene comentarios)**

### **CB6.3. ESTADO LÍMITE DE SERVICIO**

#### **CB6.3.1. Requisitos generales (Este artículo no tiene comentarios)**

#### **CB6.3.2. Flexión**

##### **CB6.3.2.1. Zona adyacente a las secciones sobre la pila interior**

Al verificar las flechas permanentes bajo la combinación de cargas correspondiente al estado límite de servicio II, se permite la fluencia local en los apoyos interiores que satisfacen los requisitos del artículo B6.2. Esto da como resultado la redistribución. Las flechas permanentes se controlan mediante la imposición de los límites de esfuerzo apropiado en el ala del artículo 6.10.4.2 en cada tramo adyacente en secciones que se encuentran más allá de la ubicación de una transición de ala más cercana o punto de inflexión bajo carga permanente, cualquiera sea el que se encuentre más próximo al apoyo interior en consideración, luego de la redistribución. Antes de realizar estas verificaciones se deben sumar los momentos de redistribución apropiados a los momentos elásticos debido a las cargas correspondientes al estado límite de servicio II. En el cálculo de los momentos de redistribución se considera la influencia de la resistencia y la ductilidad en las secciones sobre la pila interior. Por lo tanto, dentro de las zonas que se extienden en cada tramo adyacente desde la sección sobre la pila interior en consideración hasta el punto más cercano citado anteriormente, no es necesario verificar los límites de esfuerzo del ala del artículo 6.10.4.2. Los requisitos del apéndice B6 no pretenden relajar el requisito de la Ecuación 6.10.4.2.2-4. Este requisito se debería satisfacer con base en los momentos elásticos antes de la redistribución.

No se recomienda aumentar la contraflecha para tener en cuenta las pequeñas deformaciones residuales asociadas con la redistribución de los momentos en las secciones sobre la pila interior. En el ensayo bajo condiciones de sobrecarga, de un puente a escala real que había sido diseñado para permitir la redistribución de los momentos negativos, se registraron flechas permanentes muy pequeñas (Roeder and Eltvik, 1985).

### CB6.3.2.2. En todas las demás ubicaciones

Los momentos de redistribución son en efecto momentos permanentes que permanecen en la estructura. Los correspondientes esfuerzos permanentes por redistribución, en las secciones compuestas, tienden a disminuir con el tiempo como resultado de la fluencia lenta del hormigón. Sin embargo, estos esfuerzos de redistribución se pueden renovar continuamente debido al paso posterior de cargas similares. Por lo tanto, los esfuerzos de flexión en la sección de acero debido a estos momentos se deben calcular de manera conservadora con base en la sección compuesta a largo plazo.

### CB6.3.3. Momentos de redistribución

#### CB6.3.3.1. En secciones sobre la pila interior

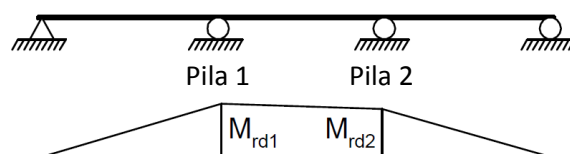
Las Ecuaciones B6.3.3.1-1, B6.4.2.1-1 y B6.4.2.1-2 se basan en conceptos tomados del análisis “shakedown” de vigas primarias de tramos continuos bajo la aplicación repetida de cargas móviles (ASCE, 1971; Schilling et al., 1997) utilizando un momento plástico efectivo que toma en cuenta las características momento-rotación de las secciones sobre la pila interior. El “shakedown” es el estado límite apropiado relacionado con la redistribución de momentos en los puentes (Galambos et al., 1993).

En el estado límite de servicio, el momento plástico efectivo en la Ecuación B6.3.3.1-1 se basa en un límite superior para la rotación plástica estimado en **0,009 radianes** en las secciones sobre la pila, determinado mediante un análisis inelástico directo de varios diseños de prueba (Schilling, 1986). En la Ecuación B6.3.3.1-1 no se consideran los efectos de la flexión lateral del ala ya que, debido a las restricciones del artículo B6.2, dichos efectos en los apoyos interiores se consideran despreciables bajo la combinación de cargas correspondiente al estado límite de servicio II. Por este motivo se considera que no se justifica refinar estos cálculos para considerar los efectos de la flexión lateral del ala.

La intención de la Ecuación B6.3.3.1-2 es evitar que sobre la pila interior se utilice una sección tan pequeña que bajo condiciones de carga, correspondientes al estado límite de servicio II, se pudiera violar el límite superior de rotación inelástica de **0,009 radianes**. Observar que si se infringe el límite superior de la Ecuación B6.3.3.1-2, se debe seleccionar una nueva sección sobre la pila interior que asegure que se cumple este límite.

#### CB6.3.3.2. En todas las demás ubicaciones

La Figura CB6.3.3.2-1 ilustra un diagrama típico de momento de redistribución para un miembro continuo de **tres tramos** para el cual los momentos de redistribución son mayores que **cero** en ambas secciones sobre la pila interior. Una vez que se retiran las sobrecargas, los momentos de redistribución se mantienen en equilibrio por las reacciones de los apoyos. Por lo tanto, los momentos de redistribución deben variar linealmente entre los apoyos.



**Figura CB6.3.3.2-1. Diagrama típico de momentos de redistribución**



## CB6.4. ESTADO LÍMITE DE RESISTENCIA

### CB6.4.1. Resistencia a la flexión

#### CB6.4.1.1. Zona adyacente a las secciones sobre la pila interior

En el estado límite de resistencia se permite la fluencia en los apoyos interiores, y da como resultado la redistribución de momentos. En el cálculo de los momentos de redistribución se considera la influencia de la resistencia y ductilidad en las secciones sobre la pila interior. Por lo tanto, no será necesario verificar las resistencias a la flexión de las secciones dentro de las longitudes no arriostradas inmediatamente adyacentes a las secciones sobre la pila interior desde las cuales se redistribuyen los momentos.

#### CB6.4.1.2. En todas las demás ubicaciones

Las zonas fuera de las longitudes no arriostradas, inmediatamente adyacentes a las secciones sobre la pila interior desde las cuales se redistribuyen los momentos, se diseñan de la misma manera como cuando no se aplicaran los procedimientos de este artículo, con la excepción de que, antes de realizar las verificaciones de diseño, los apropiados momentos de redistribución se deben sumar a los momentos elásticos debido a las cargas mayoradas en el estado límite de resistencia.

### CB6.4.2. Momentos de redistribución

#### CB6.4.2.1. En secciones sobre la pila interior

En el estado límite de resistencia, el momento plástico efectivo en las Ecuaciones B6.4.2.1-1 y B6.4.2.1-2 se basa en un límite superior para la rotación plástica estimado en **0,03 radianes** en las secciones sobre la pila, determinado mediante un análisis inelástico directo de varios diseños de prueba (Schilling, 1986).

De manera conservadora se incluyen los efectos de la flexión lateral del ala en las Ecuaciones B6.4.2.1-1 y B6.4.2.1-2 para tener en cuenta que estos efectos reducen la resistencia a la flexión de la sección sobre la pila interior en el estado límite de resistencia. La inclusión de  $f_e$  en estas ecuaciones pretende principalmente abordar el diseño para cargas de viento. La intención de la Ecuación B6.4.2.1-3 es evitar que sobre la pila interior se utilice una sección tan pequeña que pudiera violar el límite superior de rotación inelástica de **0,03 radianes** en el estado límite de resistencia. Observar que si se infringe el límite superior de la Ecuación B6.4.2.1-3, se debe seleccionar una nueva sección sobre la pila interior que asegure que se cumple este límite.

En la investigación original de Barker et al. (1997) se propuso una forma de las Ecuaciones B6.4.2.1-1 y B6.4.2.1-2 que incluía un factor de resistencia para “shakedown” de  $\phi_{sd} = 1,1$ . El factor de resistencia  $\phi_{sd} = 1,1$  se justifica para este estado límite porque la carga de “shakedown” es generalmente menor que la máxima resistencia plástica y porque las flechas permanentes, las cuales aumentan progresivamente, dan una amplia advertencia de una falla inminente. En estos requisitos se utiliza el factor de resistencia a la flexión  $\phi_f$  del artículo 6.5.4.2 para tener en cuenta el hecho de que no se considera la fluencia dentro de las zonas de flexión positiva ni en la redistribución correspondiente de los momentos flexores positivos hacia las secciones sobre la pila interior. Además, tal como se analiza en el artículo C 6.10.7.1.2, se especifican requisitos adicionales para

tramos continuos donde puede ocurrir una fluencia significativa antes de que las secciones compactas en flexión positiva alcancen sus resistencias de sección.

#### **CB6.4.2.2. En todas las demás secciones**

La Figura CB6.3.3.2-1 ilustra un diagrama típico de momento de redistribución.

### **CB6.5. MOMENTO PLÁSTICO EFECTIVO**

#### **CB6.5.1. Secciones sobre la pila interior con características momento-rotación mejoradas**

Los ensayos han demostrado que los miembros con secciones sobre la pila interior que, además de los requisitos del artículo B6.2, satisfacen cualquiera de los requisitos de este artículo presentan mejores características momento-rotación con respecto a los miembros que solamente satisfacen los requisitos del artículo B6.2 (White et al., 1997; Barth et al., 2004). Estos requisitos adicionales implican el uso de:

- Rigidizadores transversales, próximos a la sección sobre la pila interior, para ayudar a restringir las distorsiones por pandeo local del alma y del ala sujeta a compresión dentro de esta zona,

o:

- Un alma que sea lo suficientemente robusta como para que sus distorsiones sean reducidas y que las distorsiones por pandeo local del ala estén altamente restringidas, lo que se denomina alma ultracompacta.

Para las secciones de alma no compacta y esbelta, la influencia de la esbeltez del alma sobre el momento plástico efectivo se concreta a través del término correspondiente a la máxima resistencia a la flexión  $M_n$  en las Ecuaciones B6.5.1-2 y B6.5.1-3, y en las Ecuaciones B6.5.2-1 y B6.5.2-2.

#### **CB6.5.2. Todas las demás secciones sobre la pila interior**

Las Ecuaciones B6.5.2-1 y B6.5.2-2 se basan en una estimación de límite inferior de las características de momento-rotación de las secciones sobre la pila interior que satisfacen los límites del artículo B6.2 (Barth et al., 2004). Los casos con longitudes no arriostradas menores que el límite dado por la Ecuación B6.2.4-1, con restricción significativa contra la torsión proporcionada por un tablero compuesto, y/o valores de esbeltez del ala sujeta a compresión significativamente menores que el límite del ala compacta a menudo exhiben características momento-rotación apreciablemente mejoradas y correspondientemente mayores momentos plásticos efectivos que los valores obtenidos a partir de estas ecuaciones.

La esbeltez del alma,  $2 \cdot D_c / t_w$  o  $2 \cdot D_{cp} / t_w$ , no aparece directamente en las Ecuaciones B6.5.2-1 y B6.5.2-2. Para las secciones de alma no compacta y esbelta, la influencia de la esbeltez del alma sobre el momento plástico efectivo se concreta a través del término correspondiente a la máxima resistencia a la flexión  $M_n$ .

## CB6.6. MÉTODO REFINADO

### CB6.6.1. Requisitos generales

El Ingeniero también tiene la opción de utilizar un método refinado en el cual se realiza un análisis “shakedown” directo en los estados límite de servicio y/o resistencia. Este análisis requiere que se satisfagan simultáneamente la continuidad y las relaciones momento-rotación en todas las secciones sobre la pila interior desde las cuales se redistribuyen los momentos. Si no se cuenta con un software que pueda manejar este tipo de cálculo junto con la determinación de las envolventes de momento elástico, se requerirá un trabajo manual significativo para realizar los cálculos de análisis. El Ingeniero puede obtener cierto beneficio adicional al utilizar el análisis directo, ya que en este caso se relaja la restricción que establece que todas las secciones del miembro sobre la pila interior deben satisfacer los requisitos del artículo B6.2.1. Además, las rotaciones inelásticas calculadas en forma directa en las secciones sobre la pila interior tenderán a ser menores que los valores de límite superior en los cuales se basan las ecuaciones de los artículos B6.3 a B6.5.

Debido a que los momentos de redistribución se generan por cargas a corto plazo, los momentos de redistribución se deben calcular utilizando las propiedades de rigidez de la sección compuesta a corto plazo.

Aunque se pueden formular métodos de análisis directo que tengan en cuenta la redistribución de momentos de las zonas de flexión positiva, generalmente la redistribución de los momentos flexores positivos no aporta un beneficio económico significativo. Esto se debe a que, en la mayoría de los casos prácticos, las secciones sobre la pila interior son las que tienen los esfuerzos elásticos más elevados. Además, el desarrollo de algunas rotaciones inelásticas en las secciones de pila simplemente permite que un miembro de tramo continuo responda de una manera que involucre solo una restricción de rotación ligeramente menor de los tramos adyacentes que si estas secciones permanecieran elásticas.

Con la excepción de los requisitos adicionales del artículo 6.10.7.1.2 para secciones compuestas sujetas a flexión positiva dentro de tramos continuos en las cuales las secciones adyacentes sobre la pila interior no satisfacen el artículo B6.2, estos requisitos generalmente desprecian la influencia de la fluencia parcial que ocurre con anterioridad y asociada con el desarrollo de las resistencias máximas a la flexión del miembro. Por lo tanto, dentro del enfoque de análisis directo también se desprecia la influencia de la fluencia parcial dentro de las zonas de flexión positiva en la redistribución de momentos a las pilas interiores y en las rotaciones inelásticas calculadas en la pila. Los atributos no conservadores asociados con la omisión de la fluencia en el momento positivo antes de alcanzar la máxima resistencia a la flexión dentro de las zonas de flexión positiva son contrarrestados por:

- El uso de  $\phi_r = 1,0$  en lugar del factor de resistencia para “shakedown” de  $\phi_{sd} = 1,1$  como lo formuló originalmente Barker et al. (1997) y que se analizó en el artículo CB6.4.2.1,

y:

- La naturaleza del límite inferior de las relaciones momento-rotación utilizadas para las secciones sobre la pila interior.

Se han propuesto relaciones momento-rotación que tienen en cuenta la fluencia en flexión positiva, tal como en el trabajo de Barker et al. (1997). Sin embargo, estas relaciones consideran sólo, de una manera muy simplista, los efectos de la fluencia distribuida que tienden a ocurrir en una longitud significativa debido a los pequeños gradientes de momento que generalmente existen dentro de las zonas de flexión positiva. Se puede lograr una precisión significativamente mayor, en el análisis de estos efectos, utilizando modelos de análisis de plasticidad distribuida en lugar de modelos de tipo rótula plástica. Sin embargo, estos tipos de modelos de análisis no están siempre disponibles para el Ingeniero.

#### **CB6.6.2. Curvas nominales momento-rotación**

Las relaciones momento-rotación, incluidas en este artículo, se desarrollan en White et al. (1997) y Barth et al. (2004). Las relaciones momento-rotación para secciones sobre la pila interior con características momento-rotación mejoradas que satisfacen los límites adicionales del artículo B6.5.1 están dadas por la Ecuación B6.6.2-1, la cual se obtiene reemplazando el coeficiente **0,128** en la Ecuación B6.6.2-2 por **0,137** (Barth et al., 2004). Se espera que al exceder los límites del artículo B6.2 puede resultar en una degradación sustancial de las características momento-rotación en la pila interior. Por lo tanto, las restricciones del artículo B6.2 no se pueden relajar utilizando relaciones alternativas de momento-rotación.

## **COMENTARIOS APÉNDICE C6. PASOS BÁSICOS PARA LAS SUPERESTRUCTURAS EN PUENTES DE ACERO**

**CC6.1. REQUISITOS GENERALES (Este artículo no tiene comentarios)**

**CC6.2. CONSIDERACIONES GENERALES (Este artículo no tiene comentarios)**

**CC6.3. DISEÑO DE LA SUPERESTRUCTURA (Este artículo no tiene comentarios)**

**CC6.4. DIAGRAMAS DE FLUJO PARA DISEÑOS A FLEXIÓN DE SECCIONES I**

**CC6.4.1. Diagrama de flujo para el artículo 6.10.3 (Este artículo no tiene comentarios)**

**CC6.4.2. Diagrama de flujo para el artículo 6.10.4 (Este artículo no tiene comentarios)**

**CC6.4.3. Diagrama de flujo para el artículo 6.10.5 (Este artículo no tiene comentarios)**

**CC6.4.4. Diagrama de flujo para el artículo 6.10.6 (Este artículo no tiene comentarios)**

**CC6.4.5. Diagrama de flujo para el artículo 6.10.7 (Este artículo no tiene comentarios)**

**CC6.4.6. Diagrama de flujo para el artículo 6.10.8 (Este artículo no tiene comentarios)**

**CC6.4.7. Diagrama de flujo para el apéndice A6 (Este artículo no tiene comentarios)**

**CC6.4.8. Diagrama de flujo para el artículo D6.4.1 (Este artículo no tiene comentarios)**

**CC6.4.9. Diagrama de flujo para el artículo D6.4.2 (Este artículo no tiene comentarios)**

**CC6.4.10. Modificador del gradiente de momentos,  $C_b$  (casos de muestra) (Este artículo no tiene comentarios)**



## COMENTARIOS APÉNDICE D6. CÁLCULOS FUNDAMENTALES PARA MIEMBROS SOLICITADOS A FLEXIÓN

### CD6.1. MOMENTO PLÁSTICO (Este artículo no tiene comentarios)

### CD6.2. MOMENTO DE FLUENCIA

#### CD6.2.1. Secciones no compuestas (Este artículo no tiene comentarios)

#### CD6.2.2. Secciones compuestas en flexión positiva (Este artículo no tiene comentarios)

#### CD6.2.3. Secciones compuestas en flexión negativa (Este artículo no tiene comentarios)

#### CD6.2.4. Secciones con platabandas (Este artículo no tiene comentarios)

### CD6.3. ALTURA DEL ALMA SUJETA A COMPRESIÓN

#### CD6.3.1. En el rango elástico ( $D_c$ )

En las secciones en flexión positiva, el valor de  $D_c$  de la sección compuesta aumentará con el aumento de la longitud de tramo debido al incremento de la relación entre la carga permanente y la sobrecarga. Por lo tanto, en general es importante reconocer el efecto del esfuerzo debido a la carga permanente en la ubicación del eje neutro de la sección compuesta en las zonas de flexión positiva.

De acuerdo con este Reglamento, para las secciones compuestas en flexión positiva, es necesario utilizar la Ecuación D6.3.1-1 solamente para verificar el pandeo por flexión del alma en el estado límite de servicio y para calcular el factor  $R_b$  en el estado límite de resistencia para secciones en las cuales se requieren rigidizadores longitudinales del alma sobre la base del artículo 6.10.2.1.1. Nunca es necesaria la Ecuación D6.3.1-1 para secciones compuestas en flexión positiva cuando el alma satisface los requisitos del artículo 6.10.2.1.1 de manera que no se requieren rigidizadores longitudinales. Los artículos C 6.10.1.9.2, C 6.10.1.10.2 y C 6.10.4.2.2 analizan la justificación de estos cálculos, que introducen una dependencia de la resistencia a la flexión sobre la carga aplicada siempre que  $R_b < 1$ , y por lo tanto, complican potencialmente los cálculos posteriores de clasificación para estos tipos de secciones. El artículo C 6.10.1.9.1 explica por qué no es necesario calcular  $D_c$  para secciones compuestas en flexión positiva cuando el alma satisface el artículo 6.10.2.1.1.

Para las secciones compuestas en flexión negativa, generalmente el tablero de hormigón no se considera efectiva en tracción. Por lo tanto, en este caso la distancia entre las ubicaciones del eje neutro para la sección de acero y la sección compuesta es pequeña, y la ubicación del eje neutro para la sección compuesta prácticamente no se ve afectada por el esfuerzo debido a la carga permanente. Por lo tanto, para la mayoría de las situaciones, este Reglamento especifica el uso de  $D_c$  calculado simplemente para la sección que consta de la viga primaria de acero más la armadura longitudinal, sin considerar la suma algebraica de los esfuerzos que actúan sobre las secciones compuestas y no compuestas. Esto elimina las posibles dificultades en la posterior clasificación de la carga dado que el

$D_c$  resultante es independiente de la carga aplicada, y por lo tanto la resistencia a la flexión en flexión negativa, quien depende de  $D_c$ , no depende de la carga aplicada.

La única excepción es que si en el estado límite de servicio el tablero de hormigón se considera efectivo en tracción en las zonas de flexión negativa, tal como se permite para las secciones compuestas que satisfacen los requisitos especificados en el artículo 6.10.4.2.1, se debe utilizar la Ecuación D6.3.1-1 para calcular  $D_c$ . Para este caso, en la Figura D6.3.1-1, se deberían intercambiar los esfuerzos  $f_c$  y  $f_t$ , invertir los signos que aparecen en el diagrama de esfuerzos,  $t_{fc}$  debería ser el espesor del ala inferior, y en cambio  $D_c$  se debería medir desde el eje neutro hasta la parte superior del ala inferior.

#### **CD6.3.2. En el momento plástico ( $D_{cp}$ ) (Este artículo no tiene comentarios)**

### **CD6.4. ECUACIONES DE PANDEO LATERAL TORSIONAL, PARA $C_b > 1,0$ , CON ÉNFASIS EN LOS REQUISITOS SOBRE LONGITUD NO ARRIOSTRADA PARA EL DESARROLLO DE LA MÁXIMA RESISTENCIA A LA FLEXIÓN**

#### **CD6.4.1. Según los requisitos del artículo 6.10.8.2.3**

Con valores del modificador del gradiente de momento  $C_b$  mayores que **1,0**, es posible alcanzar la máxima resistencia al pandeo lateral torsional,  $F_{m\acute{a}x}$ , ilustrada en la Figura C 6.10.8.2.1-1, en longitudes no arriostradas más elevadas. Los requisitos en este artículo son equivalentes a los del artículo 6.10.8.2.3, pero permiten que el Ingeniero se centre en las condiciones para las cuales la resistencia al pandeo lateral torsional es igual a  $F_{m\acute{a}x} = R_b \cdot R_h \cdot F_{yc}$  cuando se incluyen los efectos del gradiente de momento al determinar los límites para  $L_b$ .

La mayor longitud no arriostrada para la cual la resistencia al pandeo lateral torsional del artículo 6.10.8.2.3 es igual a la resistencia al pandeo local del ala del artículo 6.10.8.2.2, se puede determinar sustituyendo  $F_{nc(FLB)}/R_b$  por  $R_h \cdot F_{yc}$  al verificar el requisito referente a  $L_b$  para el uso de la Ecuación D6.4.1-2 o D6.4.1-4 según corresponda, donde  $F_{nc(FLB)}$  es la resistencia al pandeo local del ala obtenida del artículo 6.10.8.2.2.

Si en la Ecuación 6.10.8.2.3-9  $D_c \cdot t_w / b_{fc} \cdot t_{fc}$  se toma igual a un valor representativo de **2,0**,  $F_{yc}$  se toma como **345 MPa**, y  $F_{yw} > 0,7 \cdot F_{yc}$ , la resistencia al pandeo lateral torsional del artículo 6.10.8.2.3 es igual a  $F_{m\acute{a}x}$  para  $L_b < 22 \cdot b_{fc}$  cuando  $C_b > 1,75$  y  $L_b < 17 \cdot b_{fc}$  para  $C_b > 1,3$ . El Ingeniero debe observar que, incluso con valores de  $C_b$  relativamente pequeños, los requisitos sobre la longitud no arriostrada para lograr una resistencia a la flexión igual a  $F_{m\acute{a}x}$  son significativamente mayores que los asociados con la flexión uniforme respecto del eje fuerte y  $C_b = 1$ . El artículo C 6.10.8.2.3 analiza el cálculo apropiado de  $C_b > 1$  para el diseño de puentes.

#### **CD6.4.2. Según los requisitos del artículo A6.3.3**

Con valores del modificador del gradiente de momento  $C_b$  mayores que **1,0**, es posible alcanzar la máxima resistencia al pandeo lateral torsional,  $M_{m\acute{a}x}$ , ilustrada en la Figura C 6.10.8.2.1-1, en longitudes no arriostradas más elevadas. Los requisitos en este artículo son equivalentes a los del artículo A6.3.3, pero permiten que el Ingeniero se centre en las condiciones para las cuales la resistencia al pandeo lateral torsional es igual a



$M_{m\acute{a}x} = R_{pc} \cdot M_{yc}$  cuando se incluyen los efectos del gradiente de momento al determinar los límites para  $L_b$ .

La mayor longitud no arriostrada para la cual la resistencia al pandeo lateral torsional del artículo A6.3.3 es igual a la resistencia al pandeo local del ala del artículo A6.3.2, se puede determinar sustituyendo  $M_{nc(FLB)}$  por  $R_{pc} \cdot M_{yc}$  al verificar el requisito referente a  $L_b$  para el uso de la Ecuación D6.4.2-2 o D6.4.2-4 según corresponda, donde  $M_{nc(FLB)}$  es la resistencia al pandeo local del ala obtenida del artículo A6.3.2.

Generalmente el artículo A6.3.3 requiere valores similares a algo menores que el artículo 6.10.8.2.3 para los límites de  $L_b$  requeridos para alcanzar la resistencia del miembro  $M_{m\acute{a}x} > R_h \cdot M_{yc}$ , dependiendo de la magnitud de  $R_{pc}$ . Si en la Ecuación A6.3.3-10  $D_c \cdot t_w / b_{fc} \cdot t_{fc}$  se toma igual a un valor representativo de 2,0,  $F_{yc}$  se toma como 345 MPa, y  $F_{yw} > 0,7 \cdot F_{yc}$ , entonces para  $R_{pc} = 1,12$ , la resistencia al pandeo lateral torsional de este artículo es generalmente igual a  $M_{m\acute{a}x}$  cuando  $L_b < 22 \cdot b_{fc}$  para  $C_b > 1,75$  y cuando  $L_b < 15 \cdot b_{fc}$  para  $C_b > 1,30$ . Para  $R_{pc} = 1,30$  y utilizando las hipótesis arriba indicadas,  $M_{m\acute{a}x}$  se logra mediante las ecuaciones de resistencia al pandeo lateral torsional cuando  $L_b < 20 \cdot b_{fc}$  para  $C_b > 1,75$  y cuando  $L_b < 13 \cdot b_{fc}$  para  $C_b > 1,3$ . El Ingeniero debe observar que, incluso con valores de  $C_b$  relativamente pequeños, los requisitos sobre la longitud no arriostrada para lograr una resistencia a la flexión igual a  $M_{m\acute{a}x}$  son significativamente mayores que los asociados con la flexión uniforme respecto del eje fuerte y  $C_b = 1$ . El artículo C 6.10.8.2.3 analiza el cálculo apropiado de  $C_b > 1$  para el diseño de puentes.

## **CD6.5. CARGAS CONCENTRADAS APLICADAS A ALMAS SIN RIGIDIZADORES DE APOYO**

### **CD6.5.1. Requisitos generales**

Las ecuaciones de este artículo son esencialmente idénticas a las ecuaciones dadas en las especificaciones AISC (2005).

No se incluye el estado límite de pandeo lateral del alma dado en AISC (2005) debido a que rige sólo para miembros sujetos a cargas concentradas aplicadas directamente a la sección de acero, y para miembros en los cuales el ala sujeta a compresión está arriostrada en el punto de carga, el ala sujeta a tracción no est  arriostrada en este punto, y la relación entre  $D/t_w$  y  $L_b/b_{ft}$  es menor o igual que 1,7. En general, estas condiciones no ocurren en la construcción de puentes.

Las secciones armadas y los perfiles laminados sin rigidizadores de apoyo en las ubicaciones indicadas se deberían ya sea modificar de manera de cumplir con estos requisitos, o bien colocar en la ubicación considerada del alma rigidizadores de apoyo diseñados de acuerdo con los requisitos del artículo 6.10.11.2.

Para situaciones inusuales en los cuales hay cargas concentradas, diametralmente opuestas, aplicadas directamente al alma de la sección de acero al nivel de cada una de las alas, tal como si una fuerza concentrada se aplicara directamente sobre un punto de reacción en una ubicación no rigidizada a lo largo de la longitud de una viga primaria, se deberían considerar las disposiciones del AISC (2005) relativas a los requisitos de rigidizador adicional para fuerzas concentradas.

### CD6.5.2. Fluencia local del alma

La intención de este estado límite es evitar la fluencia localizada del alma como resultado de un elevado esfuerzo de compresión o tracción debido a una carga concentrada o una reacción de apoyo.

Se supone que una carga concentrada que actúa sobre un perfil laminado o una sección armada produce un efecto crítico en el talón del filete ubicado a una distancia  $k$  de la cara exterior del ala que resiste la carga concentrada o reacción de apoyo, según corresponda. Para un perfil laminado, el valor de  $k$  se publica en las tablas disponibles que proporcionan dimensiones de los perfiles. Para una sección armada,  $k$  se puede tomar como la distancia desde la cara exterior del ala hasta el talón del filete en el alma de la soldadura alma-ala.

En la Ecuación D6.5.2-2 para cargas interiores o reacciones en pila interior, se supone que la carga se distribuye a lo largo del alma con una pendiente de **2,5** a **1** y sobre una distancia igual a  **$(5 \cdot k + N)$** . Una carga concentrada interior se define como una carga aplicada a una distancia desde el extremo del miembro que es mayor que la altura de la sección de acero  $d$ . En la Ecuación D6.5.2-3 para cargas o reacciones en los extremos, se supone que la carga se distribuye a lo largo del alma con la misma pendiente y sobre una distancia igual a  **$(2,5 \cdot k + N)$** . Estos criterios se basan en gran medida en los trabajos de Johnston and Kubo (1941) y Graham et al. (1959).

### CD6.5.3. Pandeo localizado del alma

La intención de este estado límite es evitar la inestabilidad local o pandeo localizado del alma como resultado de un elevado esfuerzo de compresión debido a una carga concentrada o una reacción de apoyo.

Las Ecuaciones D6.5.3-2 y D6.5.3-3 se basan en la investigación realizada por Roberts (1981). La Ecuación D6.5.3-4 para  **$N/d > 0,2$**  fue desarrollada por Elgaaly and Salkar (1991) luego de llevar a cabo ensayos adicionales para lograr una mejor representación del efecto de las mayores longitudes de apoyo en los extremos de los miembros.



**INTI**  
INSTITUTO NACIONAL DE  
TECNOLOGÍA INDUSTRIAL



**CIRSOC**  
CENTRO DE INVESTIGACIÓN DE LOS  
REGLAMENTOS NACIONALES DE  
SEGURIDAD PARA LAS OBRAS CIVILES