

## NORMA TÉCNICA COMPLEMENTARIA PARA DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE ESTRUCTURAS DE ACERO

### ÍNDICE

NOTACIÓN .....	5
TERMINOLOGÍA.....	27
1. CONSIDERACIONES GENERALES .....	36
1.1 Alcance.....	36
1.2 Unidades .....	36
1.3 Disposiciones complementarias.....	37
1.4 Materiales .....	37
1.5 Especificaciones y dibujos de diseño .....	48
1.6 Criterios de diseño.....	48
1.7 Tipos de estructuras y métodos de análisis .....	49
1.8 Estructuras regulares o irregulares .....	52
2. PROPIEDADES GEOMÉTRICAS.....	53
2.1 Determinación del área de la sección transversal .....	53
2.2 Relaciones ancho/grueso y pandeo local.....	57
3. ANÁLISIS Y DISEÑO DE MIEMBROS Y SISTEMAS ESTRUCTURALES .....	64
3.1 Disposiciones generales.....	64
3.2 Rigidez lateral.....	65
3.3 Efectos de esbeltez de conjunto .....	65
3.4 Métodos para el análisis por estabilidad .....	67
3.5 Método de análisis directo .....	67
3.6 Método de la longitud efectiva.....	70
3.7 Determinación aproximada de los efectos de segundo orden.....	72
4. DISEÑO POR MÉTODOS DETALLADOS.....	78
4.1 Alcance.....	78
4.2 Requisitos generales .....	78
4.3 Diseño por análisis elástico.....	78
4.4 Diseño por análisis inelástico.....	79
5. MIEMBROS EN TENSIÓN .....	84
5.1 Alcance.....	84
5.2 Estados límite.....	84
5.3 Resistencia de diseño .....	84
5.4 Miembros armados.....	85
5.5 Relaciones de esbeltez.....	86
5.6 Conexiones especiales en elementos a tensión .....	87
6. MIEMBROS EN COMPRESIÓN .....	89
6.1 Alcance.....	89
6.2 Estados límite.....	89
6.3 Resistencia de diseño .....	89
6.4 Miembros armados por varios perfiles .....	94

<b>7. MIEMBROS EN FLEXIÓN (VIGAS Y TRABES ARMADAS)</b> .....	<b>101</b>
7.1 Estados límite.....	101
7.2 Consideraciones generales.....	103
7.3 Miembros compactos (tipo 1 y 2) de secciones IE, IR o IS con dos ejes de simetría y canales CE, flexionados alrededor del eje de mayor inercia .....	104
7.4 Miembros de sección IE, IR o IS de doble simetría con patines no compactos (tipo 3) o esbeltos (tipo 4) y alma compacta (tipo 1 y tipo 2) o no compacta (tipo 3), flexionados alrededor de su eje de mayor inercia .....	106
7.5 Miembros de sección IE, IR, IS de simple o doble simetría con patines tipo 1, 2 o 3 y alma esbelta (tipo 4) flexionados alrededor del eje de mayor inercia .....	107
7.6 Miembros de sección IE, IR o IS y canales CE, flexionados alrededor del eje de menor inercia.....	108
7.7 Miembros de sección tubular cuadrada o rectangular OR, laminados o formados por cuatro placas soldadas .....	109
7.8 Miembros de sección tubular circular OC.....	110
7.9 Miembros de secciones TR o formadas por dos ángulos LI o LD espalda con espalda cargados en el plano de simetría .....	111
7.10 Ángulos sencillos LI o LD.....	113
7.11 Miembros de sección rectangular o circular maciza OS.....	118
7.12 Miembros de sección sin ningún eje de simetría .....	118
7.13 Aspectos adicionales en el diseño de vigas laminadas y trabes armadas .....	119
<b>8. MIEMBROS EN CORTANTE</b> .....	<b>124</b>
8.1 Generalidades.....	124
8.2 Resistencia en cortante sin considerar el campo de tensión diagonal.....	124
8.3 Resistencia en cortante considerando el campo de tensión diagonal .....	125
8.4 Atiesadores transversales .....	127
8.5 Ángulos sencillos.....	129
8.6 Tubos OR (HSS) de sección rectangular y miembros de sección en cajón formados por cuatro placas.....	129
8.7 Tubos OC de sección circular.....	129
8.8 Secciones con uno o dos ejes de simetría con flexión alrededor del eje de menor inercia .....	130
8.9 Vigas y trabes armadas con aberturas en el alma.....	130
<b>9. MIEMBROS BAJO CARGAS COMBINADAS</b> .....	<b>135</b>
9.1 Miembros en flexocompresión.....	135
9.2 Miembros en flexotensión.....	139
9.3 Miembros en flexión y cortante combinados.....	140
<b>10. MIEMBROS COMPUESTOS</b> .....	<b>141</b>
10.1 Consideraciones generales.....	141
10.2 Vigas y armaduras compuestas .....	145
10.3 Columnas y muros compuestos .....	160
10.4 Casos especiales .....	172
<b>11. CONEXIONES</b> .....	<b>173</b>
11.1 Disposiciones generales.....	173
11.2 Soldaduras .....	178
11.3 Tornillos y partes roscadas.....	187
11.4 Elementos que forman parte de conexiones entre miembros.....	193
11.5 Placas de relleno .....	195
11.6 Empalmes .....	196
11.7 Barras de anclaje y embebidos.....	197
11.8 Almas y patines con cargas concentradas .....	197
11.9 Conexiones rígidas entre vigas y columnas .....	204
<b>12. TRABES ARMADAS</b> .....	<b>224</b>
12.1 Estados límite de resistencia.....	224
12.2 Estados límite de servicio .....	225

<b>13. PLACAS BASE Y SISTEMAS DE ANCLAJE</b> .....	<b>226</b>
13.1 Diseño de placas base.....	229
13.2 Resistencia en flexión de la placa base .....	239
13.3 Resistencia al aplastamiento del concreto.....	240
13.4 Resistencia del sistema de anclaje .....	240
13.5 Resistencia en cortante del sistema de anclaje .....	246
<b>14. CONEXIONES DE PERFILES ESTRUCTURALES HUECOS OR (RECTANGULARES), OC (CIRCULARES) Y EN CAJÓN DE PAREDES DE ESPESOR UNIFORME</b> .....	<b>249</b>
14.1 Tipos de nudos o conexiones.....	249
14.2 Conexiones con placas (fuerzas concentradas).....	252
14.3 Conexiones directas entre perfiles OR (cuadrados) y OC (circulares) en armaduras .....	257
14.4 Conexiones que transmiten momentos entre perfiles huecos (OR y OC).....	265
14.5 Soldadura de placas y elementos del alma con perfiles OR (rectangulares).....	269
<b>15. ESTADOS LÍMITE DE SERVICIO</b> .....	<b>273</b>
15.1 Disposiciones generales.....	273
15.2 Contraflechas.....	273
15.3 Expansiones y contracciones .....	274
15.4 Deflexiones.....	274
15.5 Vibraciones verticales de entrepiso .....	275
15.6 Desplazamientos laterales.....	281
15.7 Fuego y explosiones .....	282
15.8 Durabilidad.....	282
<b>16. ESTRUCTURAS DÚCTILES</b> .....	<b>283</b>
16.1 Requisitos generales .....	283
16.2 Marcos rígidos de acero.....	294
16.3 Marcos contraventeados.....	311
16.4 Marcos con muros de placa de acero (MPD) de ductilidad alta, $Q=4$ .....	337
16.5 Marcos rígidos compuestos (MRC).....	344
16.6 Marcos compuestos con contraventeos .....	360
16.7 Marcos con muros compuestos (MMC) .....	363
16.8 Sistema Diagrid .....	368
<b>17. ANÁLISIS SÍSMICO NO LINEAL</b> .....	<b>374</b>
17.1 Aspectos generales.....	374
17.2 Diagramas fuerza-deformación de las articulaciones plásticas concentradas .....	374
<b>18. DISEÑO POR FATIGA</b> .....	<b>381</b>
18.1 Aspectos generales.....	381
18.2 Diseño por fatiga.....	384
18.3 Grúas viajeras .....	401
<b>19. EDIFICIOS INDUSTRIALES</b> .....	<b>405</b>
19.1 Edificios industriales .....	405
19.2 Acciones.....	405
19.3 Estructuración y configuraciones.....	407
19.4 Diseño de las armaduras .....	412
19.5 Diseño de las columnas .....	414
19.6 Diseño por sismo.....	415
19.7 Análisis.....	416
19.8 Naves a base de muros Tilt-Up.....	417

<b>20. DISEÑO DE RACKS.....</b>	<b>443</b>
20.1 Alcance.....	443
20.2 Consideraciones generales.....	443
20.3 Análisis estructural.....	443
20.4 Parámetros para diseño por sismo .....	444
20.5 Contenidos. ....	445
20.6 Placas base y anclajes .....	445
20.7 Diseño de elementos estructurales.....	447
<b>21. CIMENTACIONES CON MIEMBROS DE ACERO .....</b>	<b>449</b>
21.1 Consideraciones generales.....	449
21.2 Elementos de carga.....	452
21.3 Elementos de contención .....	452
21.4 Aspectos constructivos.....	454
21.5 Método de subexcavación .....	457
<b>22. MODELADO.....</b>	<b>459</b>
22.1 Consideraciones generales.....	459
22.2 Validación del modelo .....	459
22.3 Imperfecciones.....	460
22.4 Estabilidad.....	461
22.5 Interacción suelo-estructura.....	462
22.6 Fatiga .....	462
22.7 Soportes .....	465
22.8 Restricciones impuestas.....	467
22.9 Conexiones.....	469
22.10 Zona del panel .....	474
22.11 Sistemas de piso .....	476
22.12 Armaduras.....	477
22.13 Miembros de sección variable o acartelados .....	478
22.14 Marcos rígidos .....	478
22.15 Marcos contraventeados.....	480
22.16 Marcos compuestos.....	481
22.17 Marcos con muros de cortante de placa de acero .....	482
22.18 Marcos con muros de cortante en sección compuesta.....	484
<b>23. EJECUCIÓN DE LAS OBRAS.....</b>	<b>487</b>
23.1 General .....	487
23.2 Planos y dibujos.....	487
23.3 Fabricación .....	488
23.4 Montaje.....	493
<b>APÉNDICE A. ESTÁNDARES Y REFERENCIAS DE LOS COMENTARIOS.....</b>	<b>495</b>
Significado de las abreviaturas.....	495
Referencias de los Comentarios.....	496

**NOTACIÓN**

$A$	área de la sección transversal de una columna; área de la sección transversal de una viga tubular; área total de la sección transversal de un miembro; área total de un eslabón
$A_1$	área efectiva del concreto bajo soporte directo; área de una placa base
$A_2$	área del dado de apoyo de una placa base
$A_{MB}$	área de la sección transversal del metal base de una soldadura
$A_N$	área proyectada de la superficie de falla del ancla o grupo de anclas
$A_{No}$	área proyectada de la superficie de falla de un ancla alejada de los bordes
$A_S$	área efectiva de una soldadura
$A_a$	área del alma o almas de una viga o trabe armada; área de aplastamiento; área del perfil de acero de una sección compuesta; área del alma de un eslabón
$A_{ap}$	área de contacto lateral de la columna y la placa base contra el concreto; área de aplastamiento del anclaje mecánico o tuerca
$A_{at}$	área de la sección transversal de un atiesador o par de atiesadores transversales en el alma de una trabe armada; área total del par de atiesadores colocados en el alma de la columna frente a uno de los patines de la viga en una conexión viga–columna
$A_b$	área nominal de la sección transversal de la parte del vástago no roscada de un tornillo o barra roscada
$A_c$	área de concreto de una columna compuesta; área efectiva de la losa de concreto en una viga compuesta; área de la sección transversal de una columna; área de la sección transversal en un elemento vertical de borde; área de la superficie de contacto entre una placa base y el mortero de relleno o superficie de concreto
$A_{cc}$	área de la sección transversal de un conector
$A_{ci}$	área de la sección transversal de la cuerda inferior de una armadura o larguero que trabaja en construcción compuesta
$A_e$	área neta efectiva de la sección transversal de un miembro; área de la varilla de los estribos
$A_g$	área bruta de la sección transversal del muro
$A_l$	área de contacto entre la llave de cortante y el concreto de cimentación
$A_n$	área neta de la sección transversal de un miembro; área total de la sección transversal del núcleo de la diagonal
$A_{nc}, A_{nt}$	áreas netas sujetas a cortante y a tensión, respectivamente, a lo largo de una trayectoria de falla
$A_{np}$	área neta del patín en tensión
$A_p$	área total del patín del miembro de la cuerda del segmento especial
$A_{pc}$	área del patín comprimido

$A_{pt}$	área de las placas de acero longitudinales; área de placas de acero en la dirección de cizallamiento en el plano; área de las placas de acero en la dirección del plano de cortante
$A_{pl req}$	área requerida de la placa base
$A_{pt}$	área total del patín en tensión
$A_{pv}$	área del patín de viga
$A_r$	área del acero de refuerzo longitudinal de una sección compuesta
$A_s$	área de la sección transversal de la sección de acero de una viga compuesta
$A_{sc}$	área de la sección transversal del vástago de un conector
$A_{sf}$	= $2t(a+d/2)$ es el área en la trayectoria de la falla a cortante; $a$ es la menor distancia del extremo del agujero del perno al extremo del elemento medida de forma paralela a la dirección de la fuerza
$A_{sn}$	área de acero del n-ésimo lecho de acero.
$A_t$	área total de la sección transversal de un miembro; área total de la sección transversal de una columna compuesta
$A_{tc}$	área total sujeta a cortante
$A_v$	área de la sección transversal de un elemento horizontal de borde; área del cono de concreto del ancla o grupo de anclas en cortante
$A_{vo}$	área del cono completo de concreto para un ancla en cortante
$a$	distancia entre sujetadores o entre soldaduras de un miembro armado; distancia entre atiesadores transversales en una viga o trabe armada; separación entre líneas de tornillos o soldaduras que conectan las placas de unión de columnas armadas; profundidad de la zona de concreto de una viga compuesta que trabaja en compresión; tamaño de la pierna de una soldadura de filete; mitad de la longitud de la raíz no soldada en la dirección del espesor de una placa sometida a tensión
$a_p/g$	aceleración como fracción de la gravedad
$a_r$	cociente del área del alma entre el área del patín comprimido de una sección I; distancia entre un atiesador extremo y el borde más cercano de un agujero, en vigas con agujeros en el alma
$a'$	longitud continua de la soldadura en el borde de una cubreplaca que la une con una viga o trabe armada
$a_0$	dimensión horizontal de agujero rectangular en el alma
$B$	factor utilizado para el cálculo del momento nominal de pandeo lateral por flexotorsión de un miembro de sección T; ancho total de una sección en cajón, paralelo al eje centroidal y principal de mayor momento de inercia, X; ancho de una placa base; ancho total de un miembro tubular rectangular principal, medido a 90 grados del plano de la conexión
$B_1, B_2$	factores de amplificación de momentos para diseño de piezas flexocomprimidas
$B_b$	ancho total de miembros del alma rectangulares, medido a 90 grados respecto al plano de la conexión
$B_{bi}$	ancho total del miembro rectangular del alma que se monta sobre otro
$B_{bj}$	ancho total del miembro rectangular del alma que queda debajo de otro

$B_p$	ancho de una placa, medido a 90 grados respecto al plano de la conexión
$b$	ancho de un elemento plano comprimido; ancho de una cara de una sección tubular rectangular o cuadrada; ancho del patín de una sección I o H; ancho del ala comprimida de un ángulo; ancho del ala que resiste la fuerza cortante; ancho interior de una sección cajón; la mitad del ancho del patín, para miembros de sección I, y el ancho nominal del patín, para miembros de sección canal, de elementos flexionados alrededor del eje de menor inercia
$b_0$	dimensión vertical de agujero rectangular en el alma
$b_a$	ancho del agujero de acceso de una placa de unión perforada
$b_c$	dimensión menor de la sección transversal de una columna compuesta embebida
$b_{cp}$	ancho del patín de la columna y peralte total de la sección que se está revisando (generalmente una columna)
$b_e$	ancho efectivo de elementos planos comprimidos que forman parte de secciones tipo 4; ancho efectivo de una losa de concreto que trabaja en construcción compuesta
$b_{eoi}$	ancho efectivo de la cara del miembro del alma soldada a la cuerda
$b_{eov}$	ancho efectivo de la cara del miembro del alma soldada al miembro superpuesto
$b_p$	ancho total del patín de una sección I, H o canal; ancho del patín de una columna; la menor dimensión entre $a$ y $h$
$b_{pc}$	ancho del patín comprimido
$b_{ps}$	ancho y espesor del patín superior
$b_{pt}$	ancho del patín en tensión
$C_1$	incremento de la distancia al borde para un agujero estándar
$C_a$	constante de torsión por alabeo
$C_b$	factor que depende de la ley de variación del momento flexionante a lo largo del eje de una barra en flexión o en flexocompresión; factor de amplificación por deflexión de un contraventeo restringido al pandeo
$C_c$	coeficiente de rigidez para el concreto; resistencia en compresión de la parte del área de concreto que trabaja en compresión en una viga compuesta
$C_f$	fuerza de compresión en la losa de concreto de una sección compuesta; constante para el cálculo de la amplitud de esfuerzos permisibles
$C_m$	coeficiente que depende de la ley de variación del momento flexionante
$C_{pr}$	coeficiente que tiene en cuenta incrementos en la resistencia por endurecimiento por deformación, restricciones locales y otros factores
$C_r$	coeficiente para el pandeo del alma; resistencia en compresión de la parte del área de acero que trabaja en compresión en una viga compuesta
$C_r'$	resistencia en compresión de la parte del área de concreto que trabaja en compresión de una viga compuesta

---

$C_v$	coeficiente para el cortante del alma
$C_{ve}$	coeficiente para el cortante del alma, en pandeo elástico
$C_{vi}$	coeficiente para el cortante del alma, en pandeo inelástico
$c$	distancia mínima al borde desde un ancla o el centroide de un grupo de ellas
$c_1$	distancia al borde en la dirección de la carga
$c_2$	distancia al borde en la dirección perpendicular a la carga
$c_a$	distancia crítica
$c_{max}$	distancia máxima al borde
$c_{min}$	distancia mínima al borde
$D$	diámetro exterior de una sección circular hueca; diámetro de los agujeros de una placa perforada
$D_0$	para agujeros circulares
$D_1$	para agujeros rectangulares; para agujeros circulares
$D_b$	diámetro exterior de una diagonal o montante circular
$d$	ancho de una placa; peralte de una sección; ancho de una cara de una sección tubular rectangular o cuadrada; distancia entre centros de placas de unión de una columna armada; diámetro nominal de un tornillo; diámetro del rodillo o mecedora de un apoyo libre
$d_a$	distancia entre las resultantes de las compresiones y las tensiones en el acero
$d_b$	diámetro efectivo de la barra de unión
$d_{bg}$	es el peralte del grupo de tornillos de una conexión a cortante
$d_c$	peralte total de una columna
$d_o$	diámetro nominal de un ancla
$d_r$	diámetro mayor de las varillas de refuerzo longitudinal de una columna compuesta embebida
$d_{rt}$	diámetro del refuerzo transversal de una columna compuesta embebida
$d_v$	peralte de la sección que aplica las fuerzas (generalmente una viga)
$E$	módulo de elasticidad del acero 200 000 MPa (2 040 000 kg/cm <sup>2</sup> )
$EI$	rigidez en flexión del tablero del sistema de piso
$EI^*$	rigidez efectiva reducida en flexión de una columna compuesta
$EI_e$	rigidez efectiva en flexión de una columna compuesta
$E_c$	módulo de elasticidad del concreto de acuerdo con la NTC-Concreto

---

---

$E_s$	módulo de elasticidad del acero de refuerzo
$e$	longitud del eslabón, definida como la distancia libre entre los extremos de dos diagonales o entre la diagonal y la cara de la columna; distancia entre las resultantes de las compresiones y las tensiones en el acero de una viga compuesta en flexión; excentricidad de diseño de una placa base; excentricidad en una conexión de armadura
$e_N'$	excentricidad de la carga con respecto al centroide de las anclas en tensión
$e_{crit}$	excentricidad crítica de una placa base
$e_h$	longitud del gancho de una barra de anclaje con gancho
$e'$	distancia entre las resultantes de las compresiones en el concreto y las tensiones en el acero de una viga compuesta en flexión
$F_C$	factor de carga que se indica en la NTC-Criterios; factor de carga correspondiente a la acción o combinaciones de acciones que se esté considerando
$F_{EXX}$	clasificación de un electrodo para soldadura al arco eléctrico
$F_L$	esfuerzo de flexión del patín en compresión
$F_{MB}$	resistencia nominal del metal base, para diseño de soldaduras
$F_R$	factores de reducción de las resistencias que se indican en esta Norma
$F_{SR}$	amplitud de esfuerzos permisibles
$F_{TH}$	umbral de la amplitud de esfuerzos permisibles
$F_{cr}$	esfuerzo crítico de pandeo lateral por flexotorsión del miembro, pandeo local o pandeo por cortante
$F_e$	esfuerzo crítico de pandeo elástico por torsión o flexotorsión; esfuerzo crítico de Euler
$F_{ex}, F_{ey}, F_{ez}$	esfuerzos críticos de pandeo elástico por flexión o por torsión
$F_{in}$	esfuerzo nominal de adherencia acero-concreto, 0.40 MPa (4 kg/cm <sup>2</sup> )
$F_n$	esfuerzo nominal en compresión; resistencia nominal en tensión de un tornillo o barra roscada
$F_{nc}$	esfuerzo nominal en cortante de un tornillo o barra roscada
$F_{nt}$	esfuerzo nominal en tensión de un tornillo o barra roscada
$F_{nt}'$	esfuerzo nominal en tensión modificado para incluir los efectos de los esfuerzos cortantes
$F_{ns}$	resistencia nominal de la soldadura sin incremento debido a la dirección de la carga
$F_{nv}$	resistencia nominal en cortante del remache instalado
$F_s$	resistencia nominal del metal del electrodo, para diseño de soldaduras
$F_t$	esfuerzo resistente nominal de tensión de un ancla

---

$F_u$	esfuerzo mínimo especificado de ruptura en tensión; esfuerzo último en cortante de un conector de una columna compuesta
$F_{ub}$	esfuerzo mínimo especificado de ruptura en tensión del acero de una diagonal o montante
$F_{ue}$	esfuerzo último esperado
$F_v$	resistencia nominal en cortante de tornillos en conexiones de deslizamiento crítico
$F_y$	valor mínimo garantizado del esfuerzo correspondiente al límite inferior de fluencia del acero en tensión
$F_{ya}$	esfuerzo de fluencia mínimo especificado del material del alma
$F_{yat}$	esfuerzo de fluencia mínimo especificado del material del atiesador
$F_{yb}$	esfuerzo de fluencia mínimo especificado del acero de una diagonal o montante
$F_{yc}$	esfuerzo de fluencia mínimo especificado del acero de una columna
$F_{ye}$	esfuerzo de fluencia esperado
$F_{yi}$	valor mínimo garantizado del límite inferior de fluencia del material del núcleo de un contraventeo restringido al pandeo
$F_{ymáx}$	esfuerzo de fluencia máximo del material del núcleo determinado a partir del ensaye de probetas
$F_{yp}$	esfuerzo de fluencia mínimo especificado del acero de una placa
$F_{yr}$	esfuerzo de fluencia mínimo especificado de las barras de refuerzo longitudinal de una columna compuesta, de las barras de refuerzo longitudinal colocadas en el ancho efectivo de la losa de una viga compuesta, del refuerzo transversal de una columna compuesta
$F_{ys}$	valor mínimo garantizado del esfuerzo de fluencia del material del núcleo de un contraventeo restringido al pandeo
$f$	esfuerzo de compresión en un elemento plano
$f_a$	esfuerzo normal en una columna, producido por la fuerza axial de diseño
$f_e$	frecuencia de la actividad
$f_{er}$	módulo de ruptura del concreto
$f_c'$	resistencia especificada del concreto en compresión
$f_c''$	magnitud del bloque equivalente de esfuerzos del concreto en compresión
$f_{máx}$	es negativo, es decir bajo esta condición el elemento no fallará por fatiga
$f_{min}$	este se tomará igual a cero si el esfuerzo máximo
$f_o$	frecuencia fundamental de vibración; frecuencia del primer modo de vibrar del tablero
$f_p$	esfuerzo de aplastamiento
$f_{pu}$	resistencia al aplastamiento del concreto

$f_{rc}$	esfuerzo cortante requerido
$f_{sr}$	amplitud de variación de esfuerzos
$f_{srmax}$	amplitud máxima de variación de esfuerzos
$f_t$	esfuerzo de tensión calculado en una región de un miembro
$f_y$	esfuerzo especificado de fluencia del acero de refuerzo
$G$	módulo de elasticidad al esfuerzo cortante del acero 77 200 MPa (784 000 kg/cm <sup>2</sup> )
$G_c$	módulo de cortante del concreto de acuerdo con la NTC-Concreto
$g$	separación transversal centro a centro entre dos agujeros para tornillos (gramil); separación entre elementos del alma en conexiones tipo K abiertas, despreciando la soldadura; aceleración de la gravedad
$H$	peralte total de una sección en cajón o I de patines anchos, perpendicular al eje centroidal y principal de mayor momento de inercia, X; peralte total de un miembro tubular rectangular, medido en el plano de la conexión; altura de un entrepiso; fuerza horizontal; suma de alturas medidas desde el centro del nodo hasta el punto de inflexión de cada columna (inferior, y superior si la hay), que se puede asumir en el centro de la altura de cada columna
$H_b$	peralte total de una diagonal o montante tubular rectangular, medido en el plano de la conexión
$H_c$	altura de una columna entre intersecciones con vigas; altura libre de una columna (y de la placa del alma) entre los patines de la viga para marcos con muros de placa
$H_e$	altura del desnivel de la cimentación de los muros Tilt-Up
$H_n$	altura libre del muro medida a partir del nivel de piso de la nave
$H_s$	longitud de un conector soldado
$h$	peralte del alma de una viga o trabe armada; distancia libre entre patines menos las soldaduras de filete o las curvas de unión en secciones laminadas; en miembros armados, distancia entre líneas adyacentes de tornillos; en miembros soldados, distancia libre entre patines; distancia entre centroides de los elementos individuales que forman un miembro armado en compresión; distancia entre ejes de los elementos horizontales de borde
$h_c$	en secciones con un solo eje de simetría, dos veces la distancia desde el centro de gravedad a la cara interior del patín comprimido, menos el radio de la curva de unión con los dos patines
$h_{cc}$	peralte de la sección transversal del concreto confinado por el refuerzo transversal de una columna compuesta embebida
$h_{ef}$	longitud de anclaje
$h_o$	distancia entre los centroides de los patines; brazo de palanca del par de fuerzas cortantes en el panel, igual a la distancia entre centros de patines de viga ( $h_o = d_v - t_p$ ), entre centros de placas de continuidad, o entre centros de cubreplacas si hay
$h_p$	en secciones con un solo eje de simetría, dos veces la distancia desde el eje neutro plástico a la cara interior del patín comprimido, menos el radio de la curva de unión con los patines

---

$h_r$	altura nominal de las nervaduras de una lámina acanalada
$h_{st}$	es la altura de la placa end plate medida sobre el patín de la viga
$I$	índice de estabilidad de un entrepiso; momento de inercia
$I_a$	momento de inercia de la sección de acero de una viga compuesta; momento de inercia de la sección de acero alrededor del eje neutro elástico de la sección compuesta
$I_{at}$	momento de inercia de un atiesador transversal respecto a un eje en el centro del alma para atiesadores en pares, o en la cara en contacto con la placa del alma, para atiesadores individuales
$I_{at1}$	momento de inercia mínimo de los atiesadores transversales requerido para desarrollar la resistencia al pandeo por cortante del alma
$I_{at2}$	momento de inercia mínimo de los atiesadores transversales requerido para desarrollar la resistencia completa al pandeo por cortante del alma más la debida al campo de tensión
$I_a'$	momento de inercia de una armadura, reducido por flexibilidad del alma
$I_c$	momento de inercia de la sección de concreto de una viga compuesta; momento de inercia de un elemento vertical de borde respecto a un eje perpendicular a la placa del alma; momento de inercia de la columna que forma el apoyo; momento de inercia de la sección de concreto alrededor del eje neutro elástico de la sección compuesta
$I_{cr}$	es la inercia de agrietamiento; inercia de agrietamiento del elemento resistente (base del muro o pilastra)
$I_e$	momento de inercia efectivo de una viga parcialmente compuesta
$I_g$	inercia bruta (sin agrietar) del elemento resistente (base del muro o pilastra)
$I_r$	momento de inercia del acero del refuerzo longitudinal de una viga compuesta
$I_{tr}$	momento de inercia de una sección compuesta transformada no agrietada
$I_r'$	momento de inercia de una armadura compuesta, reducido por flexibilidad del alma
$I_v$	momento de inercia de un elemento horizontal de borde respecto a un eje perpendicular a la placa del alma
$I_w$	momento de inercia con respecto al eje principal de mayor inercia de un ángulo de alas desiguales en flexión
$I_x$	momento de inercia de la sección transversal de una columna o viga alrededor de su eje centroidal y principal X; momento de inercia del miembro de una cuerda del segmento especial respecto al eje de flexión, X; momento de inercia alrededor del eje de simetría horizontal
$I_y$	momento de inercia de la sección transversal de una columna o viga alrededor del eje centroidal y principal Y; momento de inercia respecto al eje de simetría situado en el plano del alma de una sección I; momento de inercia alrededor del eje de simetría vertical
$I_{yc}$	momento de inercia del patín en compresión de una sección I o H en flexión, alrededor del eje Y
$I_z$	momento de inercia con respecto al eje principal de menor inercia de un ángulo de alas desiguales en flexión
$J$	constante de torsión de Saint Venant

$K$	factor de longitud efectiva
$KL$	longitud efectiva de una columna
$KL/r$	relación de esbeltez de una columna
$(KL/r)_0$	relación de esbeltez de un miembro armado, suponiendo que trabaja como una unidad en la dirección de pandeo considerado
$(KL/r)_m$	relación de esbeltez modificada de un miembro armado
$K_b$	rigidez de un arriostramiento lateral de una viga de un marco rígido compuesto
$K_c$	factor de confinamiento
$K_i$	factor de longitud efectiva de un elemento individual de un miembro armado por varios perfiles
$K_s$	rigidez secante bajo cargas de servicio de una conexión parcialmente restringida
$K_x, K_y, K_z$	factores de longitud efectiva para pandeo por flexión alrededor de los ejes X y Y, y para pandeo por torsión
$k$	coeficiente de pandeo de placas; distancia de la cara exterior del patín a la región crítica del alma; radio exterior de las esquinas de una sección OC (circular)
$k_1$	factor de corrección por hiperestaticidad
$k_c$	coeficiente para algunos elementos esbeltos no atiesados
$k_c$	en anclajes, coeficiente para la resistencia básica al arrancamiento del concreto en tensión
$k_{cp}$	en anclajes, coeficiente para el cálculo de la resistencia al desprendimiento del concreto
$k_v$	coeficiente de pandeo en cortante de la placa del alma
$k_{\tau a}$	coeficiente de pandeo en cortante para vigas con agujeros en el alma
$L$	longitud libre de una columna entre secciones soportadas lateralmente; longitud de una conexión en la dirección de la carga; longitud libre de un miembro en tensión; distancia entre secciones de una viga soportadas lateralmente; altura de un entrepiso; longitud de una soldadura; claro de una viga; distancia entre ejes de los elementos verticales de borde; longitud libre del contraventeo; suma de longitudes medidas desde el centro del nodo hasta el punto de inflexión de cada viga (izquierda y/o derecha), que se puede asumir en el centro del claro de cada viga
$L'$	es la distancia que separa la posición de las articulaciones plásticas $S_h$
$L_b$	longitud entre soportes laterales
$L_c$	distancia libre, en la dirección de la fuerza, entre el borde de un agujero para un tornillo y el borde del agujero adyacente, o el extremo del material; longitud sin restricción de la columna que forma el apoyo
$L_g$	distancia al borde de una losa compuesta
$L_h$	distancia entre puntos de formación de articulaciones plásticas
$L_{in}$	longitud de introducción de la carga en una columna compuesta

$L_{pc}$	distancia libre entre los patines de los elementos verticales de borde
$L_{pd}$	longitud máxima sin arriostamiento lateral en un segmento de un miembro prismático en el que se formarán articulaciones plásticas
$L_r$	longitud característica, de un miembro en flexión, que separa los intervalos de pandeo lateral inelástico y plástico
$L_s$	longitud del segmento especial de un marco rígido con armadura
$L_u$	longitud máxima no soportada lateralmente para la que un miembro en flexión puede desarrollar el momento plástico $M_p$
$L_v$	distancia entre los puntos de cortante máximo y nulo de un tubo de sección circular hueca
$L_x, L_y, L_z$	longitudes libres de una columna para pandeo por flexión o torsión
$L_{ysc}$	longitud efectiva de fluencia del núcleo de un contraventeo restringido al pandeo
$l$	longitud de una soldadura; longitud de una conexión; longitud de aplastamiento; claro del piso; longitud de apoyo de una carga
$l_a$	longitud del agujero de acceso de una placa de unión perforada
$l_b$	longitud de una viga
$l_c$	longitud de una columna
$l_{cc}$	longitud de un conector de cortante de sección canal
$l_e$	longitud efectiva de la soldadura de penetración o filete en miembros <i>HSS</i> rectangulares para el cálculo de la resistencia de la soldadura
$l_{ov}$	longitud traslapada de dos diagonales o montantes, medida a lo largo de la cara de la cuerda a la que se unen
$l_p$	longitud proyectada sobre la cuerda del traslape de los miembros del alma
$M$	momento que deben resistir los montantes y sus conexiones de los elementos perpendiculares a los principales en elementos armados; momento flexionante de diseño en el punto de aplicación de la carga concentrada
$M_1, M_2$	momento menor y mayor, en valor absoluto, en los extremos de un segmento no soportado lateralmente
$M_1'$	momento efectivo en el extremo de la longitud sin arriostar opuesto a $M_2$
$M_A$	momento, en valor absoluto, a un cuarto del inicio del segmento no soportado lateralmente
$M_B$	momento, en valor absoluto, en el centro del segmento no soportado lateralmente
$M_C$	momento, en valor absoluto, a tres cuartos del inicio del segmento no soportado lateralmente
$M_{CE}$	momento esperado que resiste una sección de un eslabón
$M_{CM}$	momento por carga muerta

$M_{CV}$	momento por cargas vivas
$M_R$	resistencia de diseño en flexión
$M_{RC}$	resistencia de diseño en flexión de una viga compuesta
$M_{RX}, M_{RY}$	resistencias de diseño en flexión alrededor de los ejes X y Y, respectivamente, de columnas flexocomprimidas de sección transversal tipo 3 o 4
$M_a$	momento actuante de diseño
$M_b$	resistencia mínima de diseño en flexión de un arriostramiento lateral de una viga de un marco rígido compuesto
$M_{cr}$	momento crítico de una columna compuesta
$M_{csrc}^*$	momento resistente esperado de una conexión semirrígida compuesta, en la intersección del paño con los de la columna
$M_{csrc}^+, M_{csrc}^-$	momentos resistentes positivo y negativo, respectivamente, de conexiones semirrígidas compuestas para una rotación de 0.02
$M_{c-ip}$	resistencia de diseño en flexión en el plano
$M_{c-op}$	resistencia de diseño en flexión fuera del plano
$M_e$	momento de pandeo lateral elástico por flexotorsión
$M_m$	momento resistente de diseño
$M_{max}$	momento flexionante máximo, en valor absoluto, en el segmento comprendido entre secciones soportadas lateralmente, incluyéndolas a ellas; momento flexionante máximo, positivo o negativo, para el cálculo de los conectores de cortante
$M_{mid}$	momento en el centro de la longitud sin arriostrar
$M_n$	momento resistente nominal
$M_n^+, M_n^-$	momentos resistentes nominales positivo y negativo, respectivamente, de una viga compuesta
$M_{nc}$	resistencia nominal en flexión del miembro de una cuerda del segmento especial de un marco rígido con armadura
$M_{nv}$	resistencia nominal en flexión de los miembros verticales o montantes en el segmento especial
$M_{ou}$	momento máximo entre apoyos, debido a las cargas transversales y a los momentos en los extremos, de un miembro flexocomprimido
$M_p$	momento plástico resistente nominal de un miembro en flexión
$M_{pc}$	menor de las resistencias nominales en flexión de las secciones de columnas en la dirección de análisis de un empalme de columna
$M_{pcx}, M_{pcy}$	momentos resistentes de diseño de la sección flexionada alrededor de cada uno de los ejes centroidales y principales, calculados teniendo en cuenta la presencia de la fuerza de diseño de compresión

$M_{pe}$	resistencia plástica esperada en flexión de una viga
$M_{pr}$	momento máximo probable en la articulación plástica
$M_{pv}$	momento plástico resistente nominal de una viga
$M_{px}, M_{py}$	momentos plásticos resistentes nominales de una sección para flexión alrededor de los ejes X y Y, respectivamente
$M_r$	momento resistente de diseño de la sección de acero de una viga compuesta
$M_{r-ip}$	resistencia requerida en flexión en el plano
$M_{r-op}$	resistencia requerida en flexión fuera del plano
$M_s$	momento máximo resistente de una conexión semirrígida
$M_{ti}$	momento de diseño de primer orden en el extremo de una columna producido por cargas que no ocasionan desplazamientos laterales apreciables de los extremos (momento de traslación impedido)
$M_{tp}$	momento de diseño de primer orden en el extremo de una columna producido por acciones que sí ocasionan desplazamientos laterales apreciables de los extremos (momento de traslación permitido)
$M_u$	momento último requerido; momento flexionante máximo de diseño
$M_{ua}$	momento actuante máximo (multiplicado por el o los factores de carga correspondientes)
$M_{uox}, M_{uoy}$	momentos de diseño que actúan alrededor de los ejes X y Y, respectivamente, de las secciones transversales extremas de una barra flexocomprimida; momentos de diseño en la sección considerada de una barra en flexotensión
$M_{uox}^*, M_{uoy}^*$	momentos de diseño amplificados que actúan alrededor de los ejes X y Y, respectivamente, de las secciones transversales de una barra flexocomprimida o en flexotensión
$M_{uv}$	momento de diseño debido a la aplicación de la fuerza cortante
$M_{ux}, M_{uy}$	momentos de diseño que actúan alrededor de los ejes X y Y, respectivamente, de las secciones transversales extremas de una columna compuesta en flexocompresión
$M_v$	momento adicional que se obtiene multiplicando la fuerza cortante en la articulación plástica por la distancia de ésta al eje de columna
$M_y$	momento nominal correspondiente a la iniciación de la fluencia en una sección (sin considerar esfuerzos residuales)
$m$	número par de conectores distribuidos en la sección transversal con una configuración simétrica, dentro de la longitud $L_{in}$ ; longitud crítica probable del volado de una placa base; exponente que depende de la categoría en estudio para el diseño por fatiga; distancia entre el borde de una apertura y el patín más cercano, en vigas con agujeros en el alma
$N$	número de conectores de cortante para la transferencia de carga en una viga compuesta; longitud del apoyo o grueso de la placa que aplica una fuerza lineal; longitud de una placa base; número de estribos en el área del cono de concreto
$NL$	número de lechos de acero

$N_S$	número de planos de deslizamiento en una conexión de deslizamiento crítico
$N_b$	número de tornillos que resisten una fuerza de tensión que reduce el apriete en una conexión de deslizamiento crítico
$N_i$	fuerza lateral ficticia aplicada en el nivel $i$ ; número de ciclos para el porcentaje de carga máxima $i$
$N_r$	número de filas horizontales de perforaciones en un muro de placa; número de conectores en una nervadura en su intersección con una viga compuesta
$N_y$	resistencia en tensión de las anclas
$n$	coeficiente adimensional en la expresión para determinar la resistencia de diseño de miembros comprimidos
$n$	número de planos paralelos en los que están colocadas las placas de unión de columnas armadas
$n$	relación entre los módulos de elasticidad del acero y el concreto
$n$	longitud crítica probable del volado de una placa base
$n_{SR}$	número de ciclos de esfuerzos de amplitud constante durante la vida útil
$n'$	longitud crítica probable del volado de una placa base
$O_v$	$l_{ov} / l_p \times 100$ , en porcentaje
$P$	fuerza vertical; fuerza axial máxima que aplican los contraventeos concéntricos a columnas o vigas; fuerza axial en un miembro cuando se alcanza el desplazamiento objetivo en un análisis estático no lineal, o en el instante calculado en un análisis dinámico no lineal
$P_0$	fuerza equivalente al paso de una persona al caminar
$P_R$	resistencia de diseño de una columna en compresión axial
$P_a$	resistencia en compresión de un elemento de acero estructural de una columna compuesta
$P_b$	resistencia en compresión de un arriostramiento lateral para vigas de marcos rígidos compuestos
$P_{bx}$	fuerza axial en la diagonal asociada con la distorsión elástica de entrepiso
$P_c$	resistencia en compresión del concreto de una columna compuesta; resistencia axial de diseño
$P_{cs}$	producto de la deformación por contracción del concreto
$P_e$	carga crítica de pandeo de Euler; carga crítica de pandeo elástico de un miembro compuesto
$P_{e1}$	carga crítica de pandeo elástico de una columna
$P_{e2}$	carga crítica de pandeo elástico con desplazamiento lateral del entrepiso del que forma parte la columna
$P_{in}$	perímetro de la superficie efectiva de adherencia del mecanismo de resistencia de carga de adherencia directa de una columna compuesta
$P_{máx}$	resistencia máxima ajustada de diseño en compresión

$P_n$	resistencia disponible en compresión del segmento especial de un marco rígido con armadura; resistencia axial nominal
$P_{nc}$	resistencia nominal en compresión de los extremos de los elementos de las cuerdas de un marco rígido con armadura; resistencia nominal en compresión de una diagonal del segmento especial de un marco rígido con armadura
$P_{nt}$	resistencia nominal en tensión de una diagonal del segmento especial
$P_o$	resistencia nominal en compresión de la sección transversal de una columna compuesta
$P_p$	resistencia en compresión de columnas compuestas formadas por perfiles tipo 1 o 2 de sección hueca o sección cajón rellenos de concreto
$P_r$	resistencia en compresión del acero de refuerzo de una columna compuesta; resistencia requerida en compresión
$P_u$	fuerza axial de diseño que obra en una columna comprimida axialmente o flexocomprimida; fuerza axial de diseño en una barra en tensión o en flexotensión
$P_{uc}$	fuerza axial de diseño en compresión de una columna
$P_y$	fuerza axial que ocasiona la plastificación de un miembro, igual al producto del área de su sección transversal por el esfuerzo de fluencia del material
$P_{ye}$	fuerza axial esperada que ocasiona la plastificación del miembro, igual a $A_t F_{ye}$
$p$	cociente de la fuerza axial de diseño y la fuerza axial nominal ( $p = P_u / F_R P_y$ )
$p_{fo}$	distancia vertical entre tornillos cercanos al patín (mm)
$p_{fy}$	distancia vertical entre tornillos cercanos al patín (mm)
$Q$	factor de comportamiento sísmico
$Q_f$	parámetro de interacción de los elementos del alma de una conexión <i>HSS</i>
$Q_y$	resistencia nominal de un conector de cortante
$q$	es la longitud de superposición medida a lo largo de la cara del elemento principal debajo de la región de los elementos superpuestos
$R$	radio de la superficie de una junta para el tamaño efectivo de la garganta de soldaduras acampanadas; radio de los cortes en un muro de placa
$R_{Ca}$	resistencia máxima ajustada de diseño en compresión de un contraventeo restringido al pandeo
$R_F$	factor de reducción, por soldadura, de la amplitud de esfuerzos permisibles
$R_N$	resistencia nominal en flexión de un patín con carga lineal; resistencia nominal del alma de una sección I o H
$R_{Ta}$	resistencia máxima ajustada de diseño en tensión de un contraventeo restringido al pandeo

$R_V$	resistencia nominal en cortante del alma de una sección sujeta a fuerzas cortantes, o a fuerzas axiales y cortantes
$R_{ap}$	resistencia al aplastamiento del concreto debajo de la placa base
$R_b$	resistencia básica al arrancamiento del concreto en tensión de un ancla en concreto fisurado
$R_c$	resistencia de diseño de un elemento estructural en compresión axial; carga máxima que resiste de compresión de cada columna tomando en cuenta efectos de pandeo, si es el caso
$R_{cc}$	resistencia de diseño en compresión de la sección de concreto de una columna compuesta
$R_{et}$	aporte de la resistencia proporcionada por la capacidad a cortante de los estribos
$R_{ev}$	aporte de la resistencia proporcionada por la capacidad a tensión de los estribos
$R_f$	factor de reducción de la resistencia de un conector de una viga compuesta
$R_n$	resistencia nominal por aplastamiento del material conectado; resistencia nominal de elementos de conexión
$R_{nvt}$	resistencia total de las soldaduras longitudinales (paralelas a la carga)
$R_{nvt}$	resistencia total de las soldaduras transversales (perpendiculares a la carga) sin tomar en cuenta el 50 por ciento del incremento en su resistencia descrito en el último término de la ec. (11.2.8.3)
$R_t$	menor resistencia en tensión del anclaje; resistencia de diseño de un elemento estructural en tensión
$R_u$	cociente del esfuerzo esperado de ruptura en tensión entre el mínimo especificado
$R_v$	menor resistencia en cortante del anclaje; resistencia de diseño en cortante de una placa base
$R_{va}$	resistencia de diseño en cortante de una columna y placa base empotradas
$R_{vc}$	resistencia del sistema de anclaje
$R_y$	cociente del esfuerzo de fluencia esperado entre el mínimo especificado
$r_x, r_x, r_y$	radios de giro
$r_i$	radio de giro mínimo de un elemento individual de miembros armados por varios perfiles
$r_o$	radio polar de giro
$r_{str}$	resistencia nominal de diseño al deslizamiento por tornillo
$r_z$	radio de giro alrededor del eje principal de menor inercia de un ángulo respecto al centro de torsión
$S$	módulo de sección elástico; separación de los atiesadores de un eslabón
$S_u$	módulo de sección del perfil de acero de una sección compuesta, referido a su patín en tensión
$S_c$	módulo de sección elástico con respecto al eje de flexión correspondiente al borde extremo comprimido de un ángulo
$S_{diag}$	distancia mínima entre los centros de los agujeros de un muro de placa perforado

$S_{diag}$	distancia mínima entre centros de agujeros
$S_e$	módulo de sección elástico efectivo de secciones cuyo patín comprimido es tipo 4; módulo de sección elástico efectivo referido al patín en tensión de vigas en construcción compuesta parcial
$S_h$	distancia de la cara de la columna a la articulación plástica en la viga
$S_{ip}$	módulo de sección elástico efectivo de las soldaduras para flexión en el plano
$S_{op}$	módulo de sección elástico efectivo de las soldaduras para flexión fuera del plano
$S_{min}$	módulo de sección elástico mínimo con respecto al eje de flexión
$S_n$	acción especificada en el reglamento, la sumatoria indica que deben considerarse todas las acciones que tengan una probabilidad de ocurrir simultáneamente
$S_{tr}$	módulo de sección de una sección compuesta no agrietada transformada, referido al patín en tensión de la viga de acero
$S_x$	módulo de sección elástico respecto al eje X; módulo de sección elástico respecto al eje de mayor momento de inercia
$S_{xc}, S_{xt}$	módulos de sección elásticos de una sección, referidos a los patines en compresión y tensión, respectivamente, considerados con respecto al eje X
$S_y$	módulo de sección elástico respecto al eje Y; módulo de sección elástico respecto al eje de menor momento de inercia
$s$	separación longitudinal centro a centro entre agujeros consecutivos para tornillos, en la dirección en que se transmiten las fuerzas (paso); distancia entre ejes de vigas compuestas; separación del refuerzo transversal de una columna compuesta embebida
$s_{cc}$	separación entre conectores distribuidos en la longitud $L_{in}$
$s_o$	separación entre anclas en la dirección paralela a la fuerza
$T$	fuerza de tensión, de servicio, en un tornillo de una conexión de deslizamiento crítico
$T_1$	fuerza de tensión resultante del pandeo local de las placas de acero en muros compuestos rellenos
$T_2$	fuerza de tensión resultante del desprendimiento del concreto en muros compuestos rellenos
$T_b$	fuerza de pretensión mínima en un tornillo de alta resistencia
$T_i$	fuerza axial $T_1$ o $T_2$ correspondiente a la fuerza tomada en cada extremo de la placa
$T_{máx}$	resistencia máxima de diseño en tensión
$T_r$	resistencia en tensión del acero de refuerzo de una columna compuesta; resistencia en tensión de la parte del área de acero que trabaja en tensión, aplicada en el centroide de esa parte, de una viga compuesta
$T_{req}$	tensión requerida en las barras de unión de muros compuestos rellenos
$T_u$	fuerza de tensión que actúa en una conexión de deslizamiento crítico; fuerza axial máxima de tensión de diseño, N (kg)

$t$	grueso de un elemento plano; grueso de la pared de una sección circular hueca; grueso del alma de una viga o trabe armada; grueso total del alma en una junta viga–columna; grueso de una losa de concreto que trabaja en construcción compuesta; grueso de una placa de relleno; grueso de la parte conectada crítica en una junta atornillada; ancho de una barra, de sección rectangular maciza, paralelo al eje de flexión
$t$	ancho de una barra, de sección rectangular maciza, paralelo al eje de flexión
$t_a$	grueso del alma de una viga o trabe armada; grueso del alma de una canal utilizada como conector de cortante; grueso del alma de una sección I, H, T o canal; grueso del alma de un muro de placa
$t_b$	grueso de diseño de la pared del miembro <i>HSS</i> del alma
$t_{bi}$	grueso de diseño de la pared del miembro <i>HSS</i> del alma del elemento que se monta sobre otro
$t_{bj}$	grueso de diseño de la pared del miembro <i>HSS</i> del alma del elemento que queda debajo
$t_c$	grueso del alma de una columna
$t_{cp}$	peralte de la sección que aplica las fuerzas (generalmente una viga); espesor del patín de la columna
$t_{ef}$	grueso efectivo de la placa de un muro de placa dúctil
$t_m$	espesor total del muro compuesto relleno, que incluye el espesor de las placas de acero y del relleno de concreto
$t_{mc}$	espesor del muro compuesto
$t_p$	grueso del patín de una canal utilizada como conector de cortante; grueso del patín de una sección I o H; grueso de una placa; espesor de la zona del panel, igual al espesor de la columna de acero más, en su caso, el espesor de la placa adosada
$t_{ps}$	ancho y espesor del patín superior
$t_s$	la menor garganta efectiva de la soldadura alrededor del perímetro de una diagonal o placa
$t_{vp}$	espesor del patín de la viga de acero
$t_w$	espesor del muro
$U$	coeficiente de reducción del área para calcular el área neta efectiva; relación de uso
$U_{bs}$	coeficiente de reducción para determinar la resistencia de ruptura en bloque por cortante
$u$	relación entre la carga axial de diseño producida por cargas muertas y constantes, y la carga axial de diseño total producida por cargas muertas y vivas; no debe ser mayor que 1.0; se define en la NTC-Concreto
$V$	cortante que deben resistir los montantes y sus conexiones de los elementos perpendiculares a los principales en elementos para armar miembros
$V_R$	resistencia de diseño en cortante
$V_{TR}$	resistencia en cortante de la superficie de concreto-acero de una columna compuesta
$V_{Tu}$	fuerza última de cortante que actúa en la superficie de concreto-acero de una columna compuesta
$V_a$	resistencia en cortante del perfil de acero estructural de una columna compuesta

$V_{ap}$	cortante ocasionado por la formación de una articulación plástica en un marco rígido, que considera la sobrerresistencia del material
$V_c$	resistencia en cortante de la sección de concreto de una columna compuesta
$V_{c1}$	la menor de las resistencias en cortante disponibles de los paneles del alma adyacentes a un atiesador
$V_{c2}$	la menor de las resistencias en cortante disponibles de los paneles del alma adyacentes a un atiesador considerando la acción del campo de tensión diagonal
$V_{fv}$	cortante ocasionado al alcanzarse la resistencia en flexión de una viga
$V_n$	resistencia nominal en cortante, resistencia nominal a cortante del alma ( $V_a$ )
$V_{na}$	resistencia nominal a cortante en vigas con agujeros en el alma
$V_p$	cortante de plastificación del eslabón
$V_{pa}$	fuerza cortante que produce la plastificación del alma, reducida por la presencia de agujeros
$V_r$	la mayor de las resistencias en cortante requeridas en los paneles del alma adyacentes a un atiesador; resistencia en cortante del acero de refuerzo de una columna compuesta
$V_t$	resistencia a cortante debida al campo de tensión diagonal
$V_u$	resistencia requerida en cortante
$W_i$	carga gravitacional que actúa en el nivel $i$
$w$	ancho de la placa de una conexión; ancho de una cubreplaca; tamaño nominal de soldadura de filete de contorno o refuerzo, en su caso, en la dirección del espesor de la placa en tensión; suma de cargas gravitacionales por unidad de longitud
$w_1$	espaciamiento vertical de las barras de unión en muros compuestos rellenos
$w_2$	espaciamiento horizontal de las barras de unión en muros compuestos rellenos
$w_{min}$	valor mínimo de los espaciamientos vertical, $w_1$ , y horizontal, $w_2$ , de las barras de unión en muros compuestos rellenos
$w_p$	peso efectivo por unidad de área de los participantes distribuidos sobre el tablero, kN ( $\text{kg}/\text{m}^2$ )
$w_r$	ancho medio de las nervaduras de una lámina acanalada
$w_t$	peso efectivo por unidad de área del tablero, kN ( $\text{kg}/\text{m}^2$ ), considerando peso propio, carga muerta y $w_p$
$w_z$	ancho de la zona del panel, igual a la altura del alma de la columna de acero ( $w_z = d_c - 2t_{cp}$ )
$X_r$	factor para calcular la longitud característica $L_r$
$X_u$	factor para calcular la longitud característica $L_u$
$x_o, y_o$	distancia del centro de torsión al centroide a lo largo de un sistema de ejes centroidales y principales
$\bar{x}$	excentricidad de una conexión

$Y$	longitud de aplastamiento del concreto
$Y_t$	ajuste para la comparación de las cantidades $F_u A_{np}$ y $F_y A_{pt}$ para el cálculo de la resistencia nominal en flexión de vigas laminadas y trabes armadas
$y$	distancia del centroide del área efectiva de la losa de concreto al eje neutro elástico de una sección compuesta
$y_n$	distancia del centroide del lecho de acero al centroide de la sección
$Z$	módulo de sección plástico
$Z_c$	módulo de sección plástico de una columna
$Z_b$	módulo de sección plástico del miembro del alma alrededor del eje de flexión
$Z_o$	distancia a lo largo del eje Z del centro de cortante con respecto al centroide de un ángulo
$Z_x, Z_y$	módulos de sección plástico para flexión alrededor de los ejes X y Y, respectivamente
$\alpha$	ángulo de inclinación de las diagonales con respecto a la horizontal; ángulo de fluencia del alma de un muro de placa medido con respecto a la vertical; ángulo de las líneas más cortas entre centros de agujeros de un muro de placa perforado, con respecto a la vertical, grados
$\alpha_i$	relación de la amplitud de esfuerzo $i$ , respecto a la amplitud máxima; coeficiente dinámico
$\alpha_m$	factor relativo al número de elementos $m$ que serán restringidos por lo contraventeos
$\beta$	factor de reducción para calcular la longitud efectiva de una soldadura de filete; factor de ajuste de la resistencia en compresión de un contraventeo restringido al pandeo; cociente del diámetro de la diagonal o montante entre el de la cuerda, para miembros OC (circulares); cociente del ancho de la diagonal o montante entre el de la cuerda, para OR (rectangulares)
$\beta_1$	factor definido en 3.6.1.e de la NTC-Concreto, que especifica la profundidad del bloque equivalente de esfuerzos a compresión, como una fracción de la profundidad del eje neutro, $c$
$\beta_{ef}$	relación efectiva de anchos, suma de los perímetros de los dos elementos del alma en conexiones tipo K dividida entre ocho veces el ancho de la cuerda
$\beta_{eop}$	representa la relación del ancho efectivo por penetración por cortante en la cara del elemento principal, adyacente a uno (ec. 14.3.15) o dos (ec. 14.3.8) elementos secundarios
$\beta_w$	propiedad de la sección de ángulos de lados desiguales
$\gamma$	relación de esbeltez de la cuerda; factor de ajuste por compensación en el modelo de tijera
$\gamma_p$	ángulo de rotación inelástico del eslabón, radianes
$\Delta, \Delta_{OH}, \Delta_x$	desplazamiento horizontal relativo de primer orden de los niveles que limitan un entrepiso
$\Delta_T$	es la deformación axial esperada de un contraventeo ante la carga de fluencia
$\Delta_c$	deformación axial esperada ante la carga de pandeo
$\Delta_p$	deflexión al centro de la viga principal

$\Delta_s$	deflexión al centro de la viga secundaria
$\Delta_y$	es la deformación axial esperada de fluencia de un contraventeo restringido al pandeo
$\delta$	relación entre la gravedad y la deflexión máxima, $s^{-2}$
$\delta_{bm}$	distorsión de diseño de un contraventeo restringido al pandeo
$\delta_{bx}$	deformación axial elástica de la longitud efectiva de un contraventeo restringido al pandeo
$\delta_{cr}$	deflexión esperada con la ocurrencia del momento de agrietamiento $M_{cr}$
$\delta_n$	máxima deflexión esperada al centro del elemento resistente
$\delta_o$	deflexión máxima entre apoyos, debida a las cargas transversales y a los momentos en los extremos, de un miembro flexocomprimido
$\delta_q$	deflexión en el plano del elemento en el punto de la imperfección obtenida del análisis elástico de primer orden
$\epsilon_{CRP}$	deformación unitaria del núcleo de acero de un contraventeo restringido al pandeo
$\epsilon_{bm}$	deformación axial asociada a la distorsión de diseño de un contraventeo restringido al pandeo
$\epsilon_f$	deformación unitaria del concreto producida por contracción libre, igual que $200 \times 10^{-6}$
$\epsilon_n$	deformación unitaria
$\epsilon_y$	deformación axial de fluencia del núcleo de un contraventeo restringido al pandeo
$\eta$	factor para el cálculo del esfuerzo en el concreto en compresión para columnas compuestas circulares rellenas; parámetro de la longitud de aplicación de la carga para miembros OR (rectangulares); cociente de la longitud de contacto del miembro del alma con la cuerda en el plano de la conexión entre el ancho de la cuerda
$\theta$	ángulo que forman los elementos de una celosía con el eje longitudinal del miembro armado completo; ángulo entre la línea de acción de la carga y el eje longitudinal de una soldadura; ángulo agudo entre un miembro del alma y la cuerda; ángulo de rotación de una conexión semirrígida; ángulo entre la banda de tensión diagonal y la horizontal
$\theta_0$	ángulo entre la banda de tensión diagonal y la horizontal; ángulo entre la diagonal geométrica del agujero y una horizontal
$\theta_i$	ángulo agudo entre el miembro del alma que se monta sobre el otro y la cuerda
$\theta_j$	ángulo agudo entre el miembro del alma que queda debajo del otro y la cuerda
$\theta_s$	rotación correspondiente a la rigidez secante $K_s$ , de una conexión semirrígida
$\theta_y$	rotación de fluencia
$\lambda$	parámetro de esbeltez de una columna; parámetro para determinar el ancho efectivo de elementos planos comprimidos de paredes delgadas
$\lambda_c$	parámetro de esbeltez

$\lambda_{da}$	valor máximo de las relaciones ancho/grueso para elementos de ductilidad alta
$\lambda_{dm}$	valor máximo de las relaciones ancho/grueso para elementos de ductilidad media
$\lambda_{max}$	valor límite de la relación ancho/grueso para columnas compuestas de secciones esbeltas tipo 4
$\lambda_p$	valor máximo de las relaciones ancho/grueso para secciones tipo 2
$\lambda_{pl}$	valor máximo de las relaciones ancho/grueso para secciones tipo 1
$\lambda_{pp}$	valor máximo de las relaciones ancho/grueso para patines de sección tipo 2
$\lambda_r$	valor máximo de las relaciones ancho/grueso para secciones tipo 3
$\lambda_{rp}$	valor máximo de las relaciones ancho/grueso para patines de sección tipo 3
$\lambda_x$	parámetro de esbeltez de una columna respecto al eje de mayor momento de inercia, X
$\mu$	coeficiente de deslizamiento medio; coeficiente de fricción
$\Sigma H$	fuerza cortante de diseño en un entrepiso (suma de todas las fuerzas horizontales de diseño que obran encima de él)
$\Sigma M_{csrc}^*$	suma de los momentos resistentes esperados de las conexiones semirrígidas compuestas que llegan a una junta
$\Sigma M_{pc}$	suma de los momentos plásticos nominales de las columnas situadas arriba y debajo del empalme de una columna
$\Sigma M_{pcc}$	suma de las resistencias plásticas a flexión en los extremos superior e inferior de la columna
$\Sigma M_{pc}^*$	suma de momentos de diseño en las columnas que concurren en un nudo en el plano de flexión
$\Sigma M_{pv}^*$	suma de momentos de diseño en las vigas que concurren en un nudo en el plano de flexión
$\Sigma P_u$	fuerza vertical de diseño en el entrepiso en consideración; incluye cargas muertas y vivas (suma de fuerzas axiales de diseño en todas las columnas del entrepiso)
$\Sigma Q_n$	suma de las resistencias nominales de los conectores de cortante colocados entre las secciones de momento máximo y momento nulo
$\xi$	relación de separación; cociente de la separación de los miembros del alma de una conexión tipo K abierta entre el ancho de la cuerda
$\rho$	masa por unidad de longitud; relación entre el cociente de la carga axial de diseño entre la fuerza axial que ocasiona la plastificación, y el cociente de la fuerza cortante de diseño entre la fuerza cortante de plastificación del eslabón
$\rho_{at}$	el menor de $F_{ya}/F_{yat}$ y 1.0
$\rho_{sr}$	cuantía de acero de refuerzo longitudinal de una columna compuesta
$\tau$	cociente del diámetro de un conector de cortante entre el grueso del material al que se suelda
$\tau_{cr}$	esfuerzo cortante crítico de pandeo, en el intervalo inelástico

$\tau_{cre}$	esfuerzo cortante crítico de pandeo, en el intervalo elástico
$\tau_y$	esfuerzo cortante de fluencia
$X$	factor de reducción por esbeltez en columnas en compresión axial
$\psi_1$	factor para considerar la distancia al borde en la determinación de la resistencia en tensión del concreto en un sistema de anclaje
$\psi_2$	factor para considerar el agrietamiento en la determinación de la resistencia en tensión del concreto en un sistema de anclaje
$\psi_3$	factor para considerar anclaje post-instalado en concreto no agrietado en la determinación de la resistencia en tensión del concreto en un sistema de anclaje
$\psi_4$	factor para considerar grupos de anclas cargados excéntricamente en la determinación de la resistencia en tensión del concreto en un sistema de anclaje
$\psi_5$	factor para considerar el agrietamiento en la determinación de la resistencia a extracción de un sistema de anclaje
$\psi_6$	factor para considerar grupos de anclas cargados excéntricamente en la determinación de la resistencia en cortante del concreto en un sistema de anclaje
$\psi_7$	factor para considerar la distancia al borde en la determinación de la resistencia en cortante del concreto en un sistema de anclaje
$\psi_8$	factor para considerar el agrietamiento en la determinación de la resistencia a cortante del concreto en un sistema de anclaje
$\Omega$	factor de ajuste de endurecimiento por deformación de un contraventeo restringido al pandeo

Espacio en blanco dejado de manera intencional

## TERMINOLOGÍA

### Abertura de raíz

Holgura o separación en la raíz entre dos partes por soldar.

### Alas

Lados de un ángulo LI o LD.

### Ancla

Elemento de conexión entre la cimentación y la superestructura.

### Ángulo

Perfil metálico con forma geométrica de "L"; puede ser de lados iguales (LI) o desiguales (LD).

### Aplastamiento

Tipo de conexión en donde la carga se transmite por contacto entre los tornillos y los bordes de la placa en donde se encuentran los agujeros. Estado límite en el cual un elemento deforma a otro mediante una presión.

### Apriete inicial ajustado o al contacto (*snug-tight*)

Estado que se logra con algunos impactos con una llave de impacto, o todo el esfuerzo de un trabajador utilizando una llave ordinaria para poner en contacto firme los elementos conectados.

### Arandela

Elemento de conexión que sirve para mantener apretado a un tornillo o ancla, y en algunos casos para transmitir las fuerzas entre anclas y placas con agujeros sobredimensionados. También se le conoce como rondana o roldana.

### Área k

Zona del alma de perfiles IR que se extiende 38 mm más allá de la distancia k, desde el punto tangente del alma y el filete del patín.

### Área neta efectiva

Área neta modificada para tomar en cuenta que la carga axial de tensión o compresión no se transite en la totalidad de la sección transversal del elemento.

### Área neta

Área total reducida por remoción de material, generalmente agujeros para colocar tornillos.

### Armadura

Estructura reticular bidimensional en donde sus componentes trabajan en carga axial y generalmente se utilizan para cubrir grandes claros.

### Articulación plástica

Plastificación completa en la sección transversal de un miembro estructural que ocurre cuando la sollicitación alcanza la magnitud del momento plástico. Se supone que el miembro rota como si estuviera articulado, excepto que dicha rotación se limita por el momento plástico.

### Atiesador

Elemento de acero, por lo general una placa o un ángulo conectado a un miembro para resistir carga concentradas, incrementar la resistencia a cortante o evitar el pandeo local. También se le conoce como rigidizador.

### Bisel

Preparación o corte que se realiza a una placa o perfil para depositar el metal de aporte o soldadura.

### Cajón

Sección transversal cuadrada o rectangular hueca armada por placas soldadas entre ellas.

**Calza**

Placa delgada o lámina que se usa para llenar el espacio entre superficies de contacto o de apoyo.

**Campo de tensión diagonal**

Desarrollo de pandeo en vigas con alma rigidizada por tensión diagonal en el alma esbelta del panel o tablero, y por compresión en los atiesadores transversales que rodean al tablero.

**Canales**

Perfil metálico con forma geométrica en "C".

**Capacidad de rotación**

Rotación angular que puede soportar un determinado miembro antes de sufrir una pérdida notable de resistencia.

**Carga ficticia**

Carga hipotética o virtual que se aplica durante el análisis estructural para tomar en cuenta las imperfecciones y otros efectos desestabilizantes que no son considerados en el diseño.

**Celosías**

Estructura reticular tridimensional compuesta por elementos que trabajan bajo cargas axiales.

**Concentración de esfuerzos**

Esfuerzos notablemente incrementados en una zona reducida, producidos por un cambio brusco de geometría o por aplicarse una carga concentrada.

**Conector de acero**

Perno con cabeza o perfil CE que se suelda a un elemento de acero y que es embebido en el concreto para transmitir fuerzas cortantes, de tensión, o la combinación de ambos entre los dos materiales.

**Conexión en K**

Conexión de perfil tubular estructural rectangular OR o circular OC, donde las fuerzas están equilibradas por diagonales conectadas a una cuerda o miembro principal del mismo lado.

**Conexión en T**

Conexión de un montante a una cuerda de perfil tubular estructural rectangular OR o circular OC que resiste por cortante la fuerza que le es transmitida.

**Conexión en X o cruz**

Conexión de perfil tubular estructural rectangular OR o circular OC, donde la fuerza en el montante o diagonal que se conectan de un lado de una cuerda o miembro principal son equilibradas por la fuerza en el montante o diagonal que se conectan en el lado opuesto.

**Conexión en Y**

Conexión de una diagonal a una cuerda de perfil tubular estructural rectangular OR o circular OC que resiste por cortante la fuerza que le es transmitida.

**Conexión por deslizamiento crítico**

Conexión atornillada en la que la fuerza normal entre sus superficies de contacto producida por el apriete de los tornillos desarrolla la fricción suficiente para evitar movimiento relativo entre sus partes.

**Conexión simple**

Unión entre miembros con capacidad de transmisión de momento despreciable.

**Cono de concreto**

Superficie de falla que se genera cuando se somete a tensión un ancla embebida en concreto.

**Construcción compuesta**

Condición estructural en la que elementos de acero estructural y de concreto trabajan conjuntamente para resistir las cargas.

**Contraflecha**

Curvatura o deformación vertical que se impone en dirección opuesta a una viga o armadura durante su fabricación para compensar o contrarrestar la curvatura o deformación vertical que producirán las cargas.

**Contraventeado**

Estructura que se encuentra restringida lateralmente por diagonales con distintos tipos de configuración.

**Contraventeo**

Elemento diagonal que restringe el desplazamiento lateral de una estructura. Ver riostra.

**Cordón**

Metal de la soldadura que se deposita en la unión de miembros de acero.

**Corte térmico**

Corte hecho con gas, plasma o laser.

**Cubreplaca**

Placa que se utiliza para facilitar la conexión entre miembros de acero y/o incrementar la resistencia de un elemento estructural en zonas específicas.

**Cuerda**

Elemento horizontal que forma parte de una viga de alma abierta o armadura y que no se interrumpen en las conexiones con los montantes y diagonales.

**Curvatura**

Ángulo que se forma con la vertical y la línea que describe el perfil de deformaciones unitarias de la sección transversal.

**Desgarramiento laminar**

Fractura frágil en placas soldadas como consecuencia de deformaciones en la dirección del espesor o de las capas de laminación, provocadas por la contracción del material de aporte.

**Deslizamiento**

Movimiento relativo entre sus partes antes de alcanzar la resistencia nominal en una conexión atornillada.

**Despatinado**

Recorte del patín o patines en una viga laminada para que se pueda conectar a una viga transversal.

**Diafragma**

Elemento estructural tridimensional con dos de sus dimensiones mayores a la tercera, su función es acoplar la rigidez lateral de los elementos verticales. También se utiliza para referirse a las placas de continuidad interiores en columnas cajón.

**Efectos P- $\delta$** 

Incremento de los momentos flexionantes ocasionados por la carga axial al deformarse el elemento por flexión exclusivamente.

**Efectos P- $\Delta$** 

Incremento de los elementos mecánicos generados al aplicar las cargas a la estructura desplazada lateralmente.

**Eje de mayor inercia**

Eje centroidal de una sección, sobre el que se obtienen las propiedades de sección de mayor magnitud.

**Eje de menor inercia**

Eje centroidal de una sección transversal sobre el que se obtienen las propiedades de sección de menor magnitud.

**Elastoplástico**

Comportamiento de un material que tiene una relación lineal entre los esfuerzos y deformaciones hasta alcanzar su resistencia de fluencia, posteriormente se deforma sin perder resistencia.

**Electrodo**

Varilla metálica empleada como material de aportación en el proceso de soldadura.

**Elemento atiesado**

Elemento plano apoyando continuamente en dos sus bordes (ej. Patines o almas de una sección cajón o el alma de un perfil I).

**Elemento no atiesado**

Elemento plano apoyado continuamente en uno de sus bordes (e.j. ala de un ángulo, patín de un perfil canal, o la mitad del patín de un perfil I).

**Empalme**

Unión de dos miembros estructurales para formar una sola pieza más larga.

**Enmantequillado (*buttering*)**

Cordón de soldadura que se deposita sobre un elemento llevándose a efecto que las primeras contracciones, derivadas por el calor del procedimiento de soldadura, ocurran libremente sin ninguna restricción exterior, para que a continuación, se suelde el segundo elemento de la unión sobre el cordón enmantequillado ya enfriado. El enmantequillado reduce o elimina el efecto del desgarramiento laminar.

**Esfuerzo residual**

Esfuerzo inducido en el acero que se generan por el proceso de enfriamiento del acero posterior a su laminación, por el proceso de enderezado, o bien, durante el proceso de soldado.

**Eslabón**

Porción de la viga que se genera por la excentricidad que existe entre dos contraventeos o entre un contraventeo y el eje de la columna.

**Esmerilado**

Proceso mecánico para pulir una superficie, retirar material o bien para quitar imperfecciones.

**Espalda**

Parte trasera de un perfil tipo ángulo.

**Estabilidad**

Condición que se logra cuando al aplicar cargas a un miembro o estructura, un cambio pequeño en las cargas o en la geometría no produce deformaciones importantes.

**Excentricidad**

Distancia entre el centro geométrico de la pieza y la posición de la carga.

**Excentricidad Sísmica**

Distancia entre el centro de masas y el centro de rigideces en un nivel dado de una estructura.

**Factor de longitud efectiva,  $K$** 

Relación entre la longitud efectiva y la longitud sin arriostrar de un miembro.

**Factor de resistencia,  $F_R$** 

Factor que reduce la resistencia nominal para tomar en cuenta las incertidumbres en su determinación y las consecuencias de la falla.

**Fatiga**

Estado límite de servicio producido cuando los miembros estructurales se someten a un alto número de ciclos de carga y descarga.

**Filete**

Tipo de soldadura de forma triangular que se crea al depositarse el metal de aporte entre dos placas perpendiculares o que se traslapan.

**Fundentes**

Elemento que forma parte del electrodo de soldaduras; su función es eliminar óxidos que puedan formarse en el proceso de soldadura, aislar el contacto con el aire y generar que el metal de aportación pueda fluir.

**Garganta**

Distancia más corta entre la raíz de la soldadura y la cara de una soldadura de filete.

**Gramil**

Distancia que existe entre centros de agujeros en los patines de perfiles I, H o W. Para el caso de ángulos es la distancia del centro del agujero al borde del perfil.

**Granalla**

Material abrasivo que se utiliza para preparar la superficie de piezas metálicas previo al pintado.

**Inmersión**

Proceso de aplicación de un recubrimiento en el que se sumergen las piezas para darles protección anticorrosiva o acabado.

**Izaje**

Maniobra que se realiza para colocar un elemento estructural en su posición final de proyecto.

**Lainas**

Ver placas de relleno.

**Larguero**

Elemento secundario que se utiliza para soportar sistemas de piso y cubiertas.

**Losacero**

Sistema estructural que se conforma por una lámina acanalada y un relleno de concreto para formar un sistema de piso.

**Mecedoras**

Tipo de apoyo que genera una conexión de tipo articulación perfecta.

**Metal de aporte**

Metal o aleación que se deposita para producir una junta soldada.

**Metal de soldadura**

Porción de la soldadura totalmente fundida durante su aplicación, consistente en una aleación del metal base y del metal de aporte.

**Montante**

Elemento vertical que forma parte de una viga de alma abierta o armadura.

**Nudos**

Se refiere a las zonas rígidas que se forma en las uniones de vigas y columnas; o vigas, columnas y contraventeos; o uniones en elementos de armaduras.

**Normas**

Normas Técnicas Complementarias y otras Normas del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal vigentes.

**NTC-Acero**

Norma Técnica Complementaria para Diseño y Construcción de Estructuras de Acero.

**NTC-Cimentaciones**

Norma Técnica Complementaria para Diseño y Construcción de Cimentaciones.

**NTC-Concreto**

Norma Técnica Complementaria para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto.

**NTC-Criterios**

Norma Técnica Complementaria sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones.

**NTC-Evaluación y Rehabilitación**

Norma Técnica Complementaria para la Evaluación y Rehabilitación Estructural de Edificios Existentes.

**NTC-Madera**

Norma Técnica Complementaria para Diseño y Construcción de Estructuras de Madera y Bambú.

**NTC-Mampostería**

Norma Técnica Complementaria para Diseño y Construcción de Estructuras de Mampostería.

**NTC-Proyecto Arquitectónico**

Norma Técnica Complementaria para Diseño de Proyecto Arquitectónico.

**NTC-Revisión**

Norma Técnica Complementaria para la Revisión de la Seguridad Estructural de las Edificaciones.

**NTC-Sismo**

Norma Técnica Complementaria para Diseño por Sismo.

**NTC-Viento**

Norma Técnica Complementaria para Diseño por Viento.

**Oblongo**

Es un agujero de tamaño estándar en su dirección principal menor, y con un sobredimensionamiento en su dirección principal mayor. También se le conoce como agujero de ranura.

**Ovalización**

Deformación de un agujero producto de las cargas impuestas a un tornillo.

**Pandeo lateral-torsional**

Modo de falla de un miembro en flexión al deformarse lateralmente a su plano al tiempo que gira alrededor del centro de cortante de su sección transversal.

**Pandeo local**

Estado límite de deformación de la sección transversal de una parte de un miembro en compresión. Este término aplica a diferentes componentes (por ejemplo, patín o alma).

**Pandeo por cortante**

Modo de pandeo de un elemento de placa, como el alma de una viga, que se deforma por efecto de la sola aplicación de fuerza cortante.

**Pandeo por flexión**

Deformación que se produce al flexionarse lateralmente un miembro en compresión, sin torcerse ni cambiar la forma de su sección transversal.

**Pandeo por flexotorsión**

Deformación que se produce al flexionarse y torcerse simultáneamente un miembro en compresión, sin cambiar la forma de su sección transversal.

**Pandeo torsional**

Modo de pandeo de un elemento en compresión al girar su sección transversal alrededor de su eje central de cortante.

**Pandeo**

Estado límite de un cambio brusco en la geometría de una estructura o de cualquiera de sus elementos, bajo una carga de compresión denominada carga crítica.

**Panel**

Zona del alma de una columna ubicada entre los planos horizontales en donde intersecan las vigas con la columna. Zona del alma de la viga localizada entre atiesadores verticales. Es la placa que se coloca en los marcos con tableros de placas dúctiles.

**Pared**

Se refiere al espesor de un perfil de sección hueca.

**Pasador**

Elemento de unión que se utiliza para conexiones articuladas.

**Paso**

Espaciamiento longitudinal centro a centro de los sujetadores. Espaciado de centro a centro de las roscas del tornillo a lo largo del eje de éste.

**Perfil**

Se refiere a un miembro estructural de acero que puede tener distinta forma en su sección transversal (ej., IR, HR, CE, OR, OC, etc.).

**Pie de filete**

Punto de unión de la cara del filete de soldadura y el metal base. Punto tangente del filete en un perfil laminado.

**Pierna**

Longitud horizontal de una soldadura de filete.

**Placa adosada**

Placa de refuerzo soldada en el alma o patines de una viga o columna para aumentar su resistencia a fuerzas concentradas.

**Placa de conexión (*gusset plate*)**

Placa en la que se conectan los miembros de una armadura, un puntal o una riostra a una columna o viga.

**Placa de relleno**

Placa o lanas que se usan para llenar las holguras o tolerancias por fabricación y montaje.

**Placa diafragma**

Placa con rigidez y resistencia suficientes en su propio plano para transmitir fuerzas a sus elementos de conexión.

**Porcentaje de elongación**

Medida de ductilidad que se obtiene con un ensaye a tensión, que expresa la deformación máxima del espécimen como porcentaje de su longitud original.

**Pre calentamiento**

Se refiere al tratamiento térmico que se debe aplicar al acero previo a la colocación de una soldadura.

**Prueba de impacto Charpy con muesca en V**

Prueba de impacto que mide la tenacidad de una probeta.

**Raíz**

Primer paso de una soldadura de penetración parcial o completa.

**Resonancia**

Vibración excesiva que se produce por una amplificación dinámica asociada a la cercanía entre la frecuencia del sistema y la frecuencia de la excitación.

**Riostra**

Elemento de acero que restringe el desplazamiento o pandeo de un miembro estructural que está sujeto a cargas. También se le llama contraviento.

**Sobrerresistencia**

Resistencia adicional debido a que la resistencia real es mayor que la resistencia teórica nominal.

**Soldadura de filete**

Soldadura con sección transversal aproximadamente triangular que se deposita en la intersección de las superficies de dos elementos.

**Soldadura de penetración**

Soldadura en la ranura formada en la unión entre dos elementos de una conexión.

**Soldadura de ranura**

Soldadura que se hace en un agujero alargado u oblongo uniendo un elemento a otro por fusión en ambas partes.

**Soldadura de tapón**

Soldadura que se deposita en el agujero circular de uno de los elementos de una unión para conectarlo con otro.

**Soplete**

Herramienta que permite realizar cortes en placas y perfiles metálicos mediante procesos térmicos y una mezcla de gases como el oxígeno y el acetileno.

**Tés**

Perfil metálico con forma geométrica de "T".

**Tornillo pretensionado**

Tornillo con un apriete mínimo del 70 por ciento de la capacidad a tensión del tornillo.

**Vástago**

Zona fuera de la cabeza de un perno de cortante o tornillo.

**Zona del panel**

En las conexiones de vigas a columnas, la zona de alma limitada por los patines de la columna y la prolongación de los patines de la viga a través de la unión, donde el momento de flexión en los elementos se transmite al panel o tablero como fuerzas cortantes.

Espacio en blanco dejado de manera intencional

## 1. CONSIDERACIONES GENERALES

En este capítulo se presentan consideraciones generales para el diseño de elementos y sistemas de acero estructural.

Está integrado por las secciones siguientes:

- 1.1 Alcance
- 1.2 Unidades
- 1.3 Disposiciones complementarias
- 1.4 Materiales
- 1.5 Especificaciones y dibujos de diseño
- 1.6 Criterios de diseño
- 1.7 Tipos de estructuras y métodos de análisis
- 1.8 Estructuras regulares o irregulares.

### 1.1 Alcance

**1.1.1** En esta Norma se proporcionan disposiciones y procedimientos para el diseño y construcción de estructuras de acero con el fin de que resistan las combinaciones de acciones que obrarán sobre ellas.

**1.1.2** Estas especificaciones son aplicables al diseño de estructuras comunes en zonas urbanas y naves industriales como; edificios para habitación u oficinas, naves para bodegas, salones de espectáculos, centros comerciales, hospitales, etc. Parte de las especificaciones se pueden aplicar a edificaciones como tanques, estructuras colgantes, etc., siempre que se demuestre que el diseño conduce a los mismos niveles de confiabilidad que para una estructura convencional.

**1.1.3** En todas las estructuras diseñadas de acuerdo con esta Norma en las que deban considerarse combinaciones de cargas que incluyan acciones de sismo, deberán satisfacerse todos los requisitos aplicables de los Capítulos 1 al 20. En todos los casos se utilizará la condición más desfavorable.

*Comentario:*

*No es admisible aplicar cargas, factores de carga, factores de reducción de resistencia, factores de comportamiento sísmico o de sobrerresistencia, espectros de diseño por sismo, por viento, etc., que no estén definidas en las distintas Normas.*

*Todas las edificaciones deben contar con un sistema estructural que proporcione una o más trayectorias de resistencia y rigidez adecuadas, esto con el fin de que todas las acciones que actúan, permanentes o eventuales, se transmitan desde sus puntos de aplicación a la cimentación. Las barras y conexiones que forman parte de las trayectorias mencionadas, se dimensionarán para que resistan dicha transmisión de acciones.*

### 1.2 Unidades

**1.2.1** En las ecuaciones y expresiones que aparecen en esta Norma se utilizan las unidades siguientes, que corresponden al sistema internacional (SI):

Fuerza	N (newton)
Longitud	mm (milímetro)
Momento	N·mm
Esfuerzo	MPa (megapascal)
Temperatura	K (kelvin)
Energía	J (joule)
Frecuencia	Hz (hertz)

**1.2.2** Siempre que es posible, las ecuaciones están escritas en forma adimensional; cuando no lo es, junto a las expresiones en sistema internacional se escriben, entre paréntesis, las expresiones equivalentes en sistema métrico decimal; en ese caso, las unidades son:

Fuerza	kg (kilogramo)
Longitud	cm (centímetro)
Momento	kg·cm
Esfuerzo	kg/cm <sup>2</sup>
Temperatura	C (celsius)
Energía	kg·cm
Frecuencia	Hz (hertz)

**1.2.3** Los valores correspondientes a los dos sistemas no son exactamente equivalentes, por lo que cada sistema debe utilizarse con independencia del otro, sin hacer combinaciones entre los dos.

*Comentario:*

*Las unidades que se mencionan aquí son las básicas y derivadas de los dos sistemas; sin embargo, no se pretende prohibir el uso de otros múltiplos y submúltiplos empleados correctamente, que en ocasiones pueden ser más convenientes; por ejemplo, en el sistema internacional puede ser preferible expresar las fuerzas en kilo newton (kN) y los momentos en kN·m; así mismo en el sistema métrico decimal puede ser preferible expresar las fuerzas en toneladas (t) y los momentos en toneladas metro (t·m).*

### 1.3 Disposiciones complementarias

**1.3.1** Cuando en esta Norma no se cubra algún tópico, o esté tratado de manera poco detallada, se recurrirá a la literatura especializada, siempre y cuando se satisfagan los requisitos mínimos establecidos en esta Norma. Por ejemplo, para procesos de soldadura se pueden aplicar las especificaciones del *American Welding Society (AWS)*.

### 1.4 Materiales

En 1.4.1 a 1.4.7 se presentan los materiales empleados en la fabricación de los perfiles de acero estructural y placas que pueden utilizarse en estructuras diseñadas de acuerdo con esta Norma, así como los elementos de conexión tales como tornillos, conectores de cortante, metales de aportación y fundentes para soldadura. Otros materiales y productos diferentes a los indicados pueden ser utilizados si son aprobados por el diseñador y la administración. La aprobación puede basarse en especificaciones publicadas que establezcan las propiedades y características del material o producto, que lo hacen adecuado para el uso que se le pretende dar, o en ensayos realizados en un laboratorio acreditado por la entidad reconocida en los términos de la Ley de la Infraestructura de la Calidad y su Reglamento.

En los Capítulos 11 y 16 relativos a conexiones y diseño de estructuras dúctiles se incluyen recomendaciones adicionales.

Los valores del esfuerzo de fluencia,  $F_y$ , y de ruptura en tensión,  $F_u$ , que se utilizarán en el diseño, serán los mínimos especificados en la norma correspondiente. No se emplearán en el diseño los valores reportados en certificados de ensayos de los productos laminados.

#### 1.4.1 Acero estructural

**1.4.1.1** Para la correcta aplicación de esta Norma se enlistan los tipos de acero con su normativa correspondiente vigente o las que sustituyan enlistadas en la tabla 1.4.1.1 El uso de normativas de acero que no se incluyan en esta lista deberán ser aprobadas por la Administración.

*Comentario:*

*La normativa que se enlista en la tabla 1.4.1.1 corresponde a la Norma Mexicana NMX, y entre paréntesis se incluye la norma ASTM equivalente, cuando existe.*

**Tabla 1.4.1.1 - Aceros estructurales**

<b>NMX (ASTM)</b>	<b>Título</b>
NMX-B-060-1990	Lámina de acero al carbono galvanizado por el proceso de inmersión en caliente, acanalada.
NMX-B-066-1986	Lámina de acero al carbono, galvanizada por el proceso de inmersión en caliente para uso estructural.
NMX-B-069-1986	Tubos sin costura o soldados de acero de baja aleación y alta resistencia.
NMX-B-072-CANACERO 2017	Varilla corrugada de acero, grado 60, laminada en frío para refuerzo de concreto.
NMX-B-099-1986 (ASTM A529/A529M)	Acero estructural con límite de fluencia mínimo de 290 MPa (29 kg/mm <sup>2</sup> ) y con espesor máximo de 127 mm.
NMX-B-177-1990 (ASTM A53/A53M)	Tubos de acero con o sin costura negros y galvanizados por inmersión en caliente.
NMX-B-199-1986 (ASTM A500/A500M)	Tubos sin costura o soldados de acero al carbono, formados en frío, para usos estructurales.
NMX-B-200-CANACERO 2021 (ASTM A501/A501M)	Tubos de acero al carbono, sin costura o soldados, conformados en caliente para usos estructurales.
NMX-B-248-CANACERO 2006 (ASTM A1011/A1011M)	Acero al carbono, alta resistencia baja aleación y alta resistencia baja aleación con formabilidad mejorada laminado en caliente, en calidad comercial, troquelado y estructural, en rollo.
NMX-B-252-1988 (ASTM A6/A6M)	Requisitos generales para planchas, perfiles, tablaestacas y barras, de acero laminado, para uso estructural.
NMX-B-254-CANACERO 2008 (ASTM A36/A36M)	Acero estructural especificaciones y métodos de prueba.
NMX-B-277-1986 (ASTM A606/A606M)	Lámina de acero de baja aleación y alta resistencia, laminada en caliente y laminada en frío, con resistencia a la corrosión.
NMX-B-281-1987 (ASTM A283/A283M)	Planchas, perfiles y barras de acero al carbón para uso estructural con baja e intermedia resistencia a la tensión.
NMX-B-284-CANACERO 2017 (ASTM A572/A572M y ASTM A992/A992M)	Acero estructural de alta resistencia baja aleación al manganeso-niobio- vanadio- especificaciones y métodos de prueba
NMX-B-286-1991	Perfiles I y H de tres planchas soldadas de acero.
NMX-B-348-1989	Lámina de acero al carbono laminada en frío para uso estructural.
NMX-B-353-1988 (ASTM A148/A148M)	Piezas coladas de acero de alta resistencia, para uso estructural.
NMX-B-456-CANACERO-2017	Armaduras electrosoldadas de alambre de acero para castillos y dalas.
NMX-B-457-CANCAERO-2018 (ASTM A706/A706M)	Varilla corrugada de acero baja aleación para refuerzo de concreto.
NMX-B-461-1996 (ASTM A595/A595M)	Tubos de acero de bajo carbono, troncocónicos, para uso estructural.
NMX-B-471-1990	Lámina acanalada de acero al carbono con recubrimiento de aleación, aluminio - cinc, para muros y techos.
NMX-B-480-CANACERO-2011	Perfiles y planchas de acero de baja aleación y alta resistencia al manganeso-niobio-vanadio para uso estructural.
NMX-B-506-CANACERO-2019 (ASTM A615/A615M)	Varilla corrugada de acero para refuerzo de concreto.
(ASTM A618/A618M)	Especificación estándar para tubos estructurales con y sin costura formados en caliente de alta resistencia y baja aleación.
(ASTM A847/A847M)	Especificación estándar para tubos estructurales con y sin costura formados en frío de alta resistencia baja aleación con resistencia a la corrosión atmosférica mejorada

**Tabla 1.4.1.1 - Aceros estructurales (continuación)**

NMX (ASTM)	Título
(ASTM A1065/A1065M)	Especificación estándar para tubos estructurales formados en frío con soldadura de fusión por arco eléctrico, de alta resistencia y baja aleación con 345 Mpa mínimo de límite de fluencia
(ASTM A1085/A1085M)	Especificación estándar para secciones estructurales huecas formadas en frío por medio de soldadura, fabricadas a partir de acero al carbono
(ASTM A588/A588M)	Especificación estándar para acero estructural de alta resistencia y baja aleación con límite de fluencia de hasta 345 MPa y resistencia a la corrosión atmosférica mejorada
(ASTM A913/A913M)	Especificación estándar para perfiles estructurales de alta resistencia y baja aleación, fabricados por medio del proceso de temple y auto revenido
(ASTM A514/A514M)	Especificación estándar para placa de alta resistencia a la fluencia, aleada, templada y revenida, adecuada para la aplicación de soldadura

**1.4.1.2** En la tabla 1.4.2.1 se indican los valores de los esfuerzos  $F_y$  y  $F_u$  de los aceros listados anteriormente.

**1.4.1.3** La dirección en que se laminan los perfiles y placas es la de mayor interés en el diseño de las estructuras, por lo que el esfuerzo de fluencia es considerado en esa dirección, determinado por medio de ensayos estándar de tensión, es la propiedad mecánica que decide, en la mayoría de los casos, el tipo de acero que ha de emplearse. Sin embargo, otras propiedades mecánicas, tales como anisotropía, ductilidad, tenacidad, facilidad de formado en frío, resistencia a la corrosión, pueden ser también importantes para el comportamiento correcto de algunas estructuras. Cuando éste sea el caso, habrá que remitirse a la literatura especializada para obtener la información que permita seleccionar el material más adecuado.

*Comentario:*

Las propiedades mecánicas más importantes del acero estructural se pueden determinar con la curva esfuerzo-deformación, obtenida sometiendo una probeta de sección usualmente circular (en placas y perfiles estructurales se emplean probetas de sección rectangular) a una fuerza de tensión de magnitud creciente, hasta llegar a la falla; la curva se traza en un sistema de ejes esfuerzo-deformación, como se ve, ligeramente simplificada, en la fig. C1.4.1.3; está formada por un primer tramo de comportamiento elástico con pendiente constante, definida por el módulo de elasticidad o de Hooke,  $E$ , comportamiento que termina cuando el esfuerzo alcanza el valor de fluencia,  $\sigma_y$ , el cual se presenta significativamente antes la fractura prevista por el comportamiento elástico, seguido (Bruneau et al., 2011) por una zona importante de deformación bajo esfuerzo  $\sigma_y$  constante (zona de respuesta plástica), de longitud comprendida entre 5 y  $15\epsilon_y$ , con promedio de  $10\epsilon_y$ , según el tipo de acero, hasta llegar a la deformación  $\epsilon_{ed}$ , donde se inicia el endurecimiento por deformación y el estrangulamiento de la probeta (reducción de la sección transversal en una zona aislada del material derivado de micro imperfecciones, también conocido comúnmente como el cuello de botella). El cociente de la contracción transversal unitaria entre el alargamiento longitudinal unitario en tensión es el módulo de Poisson,  $\mu$ . Los aceros empleados en el diseño deben cumplir las propiedades descritas en la tabla 1.4.1.1 así como las Normas Mexicanas NMX.

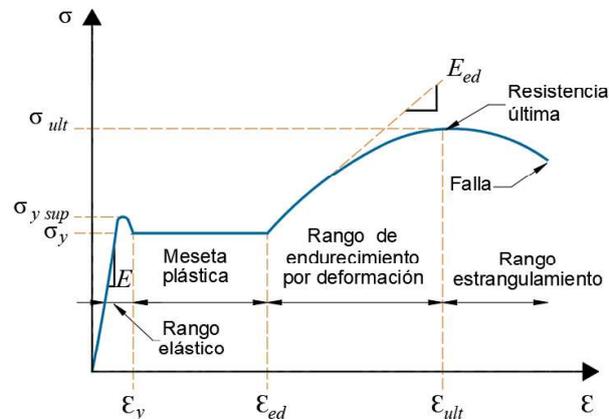


Figura C1.4.1.3 - Representación de la curva esfuerzo-deformación del acero estructural (Bruneau et al., 2011).

### 1.4.1.1 Perfiles pesados, laminados o formados por placas soldadas

**1.4.1.1.1** Los perfiles laminados con patines de un grosor mayor que 50 mm y las secciones formadas por placas de un grosor mayor que 50 mm se consideran, respectivamente, *perfiles laminados pesados* y *secciones armadas pesadas*. Cuando se emplean como miembros sometidos a esfuerzos primarios (calculados) de tensión, producidos por fuerzas de tensión o por flexión, y se empalman o conectan a otros miembros con soldaduras de penetración completa, que funden el espesor completo de las placas, ambos tipos de perfiles y secciones deberán tener una tenacidad mínima promedio de 27 J a una temperatura de 294 K (21 °C), obtenida con una prueba de impacto Charpy con muesca en V bajo la normativa mexicana NMX-B-120 (ASTM E23).

**1.4.1.1.2** Cuando un perfil laminado pesado o una sección armada pesada se suelda a la superficie de otro perfil con soldadura de penetración completa, el requisito anterior se aplica solo al perfil que tiene metal de aportación fundido en todo su grosor.

**1.4.1.1.3** Los requisitos mencionados arriba no se aplican si los empalmes y conexiones se hacen con tornillos.

*Comentario:*

*El acero laminado es anisotrópico, especialmente en lo que respecta a la ductilidad; por lo tanto, las tensiones de contracción de soldadura en la región de conexiones soldadas altamente restringidas (conexiones rígidas o de momento) pueden exceder la resistencia del acero laminado cuando no se presta especial atención a la selección de este material, detalles, mano de obra e inspección.*

*El requerimiento de tenacidad mínima se establece, ya que los perfiles laminados pesados o secciones armadas pesadas se unen por medio de empalmes o conexiones con soldadura de penetración completa, por lo que el esfuerzo de tensión inducido por la contracción de la soldadura puede producir un agrietamiento en dicha unión, lo que conlleva al aumento del potencial de fractura (falla frágil). Para evitar concentraciones de esfuerzos, es necesario cuidar la mano de obra y detalles de diseño incorporando una geometría de junta.*

*Cuando se construyan estructuras en zonas sísmicas, deben atenderse disposiciones adicionales que se incluyen en el Capítulo 16, para diseño de estructuras dúctiles.*

### 1.4.2 Remaches

**1.4.2.1** Los remaches usualmente no son empleados en estructuras modernas para edificios y similares; han sido sustituidos por la soldadura y los tornillos de alta resistencia. Sin embargo, hasta hace unos sesenta años todas las conexiones, tanto de taller como de campo, eran remachadas, y aparecen cuando se rehabilitan o modernizan edificios antiguos. Por eso es conveniente tener conocimientos, aunque sean limitados, sobre el uso de los remaches, y completarlos con manuales y libros de texto de la época en que se usaban. La normativa mexicana que abarca los requisitos generales para remaches sólidos de acero es la NMX-H-117 (SAE J430).

*Comentario:*

*Se recomienda que para la revisión o en su caso rehabilitación de edificaciones antiguas se realice una inspección visual de los remaches en conexiones y zonas representativas de la estructura, para determinar fallas, cuando no se puedan identificar visualmente deberán tomarse muestras para determinar su resistencia a tensión y corte en laboratorio. Los remaches deberán asumirse con las propiedades de la norma ASTM A502 grado 1, a menos que se indique un grado mayor mediante una prueba de resistencia a tensión y corte. Se puede consultar esta norma ASTM para determinar las propiedades y diseño de conexiones remachadas.*

Espacio en blanco dejado de manera intencional

**Tabla 1.4.2.1 - Esfuerzos  $F_y$  y  $F_u$  de aceros estructurales**

Norma				Propiedades mecánicas			
NMX <sup>[1]</sup>	ASTM <sup>[2]</sup>	Clase	Grado	$F_y$ <sup>[3]</sup>		$F_u$ <sup>[4]</sup>	
				MPa	kg/cm <sup>2</sup>	MPa	kg/cm <sup>2</sup>
NMX-B-060	N/A <sup>[5]</sup>	A	N/A <sup>[5]</sup>	230	2 345	310	3 161
		B		255	2 600	360	3 671
		C		275	2 804	380	3 875
		D		345	3 518	450	4 589
		E		550	5 608	570	5 812
		F		345	3 518	480	4 895
NMX-B-066	N/A <sup>[5]</sup>	A	N/A <sup>[5]</sup>	230	2 345	310	3 161
		B		255	2 600	360	3 671
		C		275	2 804	380	3 875
		D		345	3 518	450	4 589
		E		550	5 608	570	5 812
		F		345	3 518	480	4 895
NMX-B-069	N/A <sup>[5]</sup>	N/A <sup>[5]</sup>	I	345	3 518	485	4 946
			II	345	3 518	485	4 946
			III	345	3 518	450	4 589
			IV	250	2 549	400	4 079
			V - tipo F	275	2 804	380	3 875
			V - tipo E y S	315	3 212	450	4 589
			VI - tipo E y S	315	3 212	450	4 589
			VII - tipo E y S	310	3 161	450	4 589
VIII - tipo E y S	345	3 518	485	4 946			
NMX-B-072	N/A <sup>[5]</sup>	Designación 1/4" y 5/16" <sup>[6]</sup>	60	687	7 005	588	5 996
		Designación 3/16" y 5/32" <sup>[6]</sup>	60	687	7 005	588	5 996
NMX-B-099	ASTM A529/A529M	N/A <sup>[5]</sup>	42	290	2 957	414 - 586	4 222 – 5 976
NMX-B-177	ASTM A53/A53M	Tipo F <sup>[7]</sup>	N/A <sup>[5]</sup>	172	1 754	310	3 161
		Tipo E <sup>[7]</sup>	A	207	2 111	331	3 375
		Tipo S <sup>[7]</sup>	B	241	2 458	414	4 222
NMX-B-199	ASTM A500/A500M	N/A <sup>[5]</sup>	A (OC)	228	2 325	310	3 161
			B (OC)	290	2 957	400	4 079
			C (OC)	317	3 233	427	4 354
			A (OR)	269	2 743	310	3 161
			B (OR)	317	3 233	400	4 079
			C (OR)	345	3 518	427	4 354
NMX-B-200	ASTM A501/A501M	N/A <sup>[5]</sup>	A	250	2 549	400	4 079
			B	345	3 518	483	4 925

**Tabla 1.4.2.1 - Esfuerzos  $F_y$  y  $F_u$  de aceros estructurales (continuación)**

Norma				Propiedades mecánicas			
NMX <sup>[1]</sup>	ASTM <sup>[2]</sup>	Clase	Grado	$F_y$ <sup>[3]</sup>		$F_u$ <sup>[4]</sup>	
				MPa	kg/cm <sup>2</sup>	MPa	kg/cm <sup>2</sup>
NMX-B-248	ASTM A1011/A1011M	Aceros estructurales <sup>[7]</sup>	30	205	2 090	340	3 467
			33	230	2 345	360	3 671
			36	250	2 549	400 - 550	4 079 – 5 608
			40	275	2 804	380	3 875
			45	310	3 161	410	4 181
			50	340	3 467	450	4 589
			55	380	3 875	480	4 895
		Aceros alta resistencia baja aleación (ARBA) <sup>[7]</sup>	45 CL 1	310	3 161	410	4 181
			45 CL 2	310	3 161	380	3 875
			50 CL 1	340	3 467	450	4 589
			50 CL 2	340	3 467	410	4 181
			55 CL 1	380	3 875	480	4 895
			55 CL 2	380	3 875	450	4 589
			60 CL 1	410	4 181	520	5 303
	ASTM A1018/A1018M	Aceros alta resistencia baja aleación (ARBA) <sup>[7]</sup>	60 CL 2	410	4 181	480	4 895
			65 CL 1	450	4 589	550	5 608
			65 CL 2	450	4 589	520	5 303
			70 CL 1	480	4 895	590	6 016
			70 CL 2	480	4 895	550	5 608
			50	340	3 467	410	4 181
Aceros alta resistencia baja aleación formabilidad mejorada (ARBA-F) <sup>[7]</sup>	60	410	4 181	480	4 895		
	70	480	4 895	550	5 608		
	80	550	5 608	620	6 322		
NMX-B-252	ASTM A6/A6M	N/A <sup>[5]</sup>	N/A <sup>[5]</sup>	N/A <sup>[5]</sup>	N/A <sup>[5]</sup>	N/A <sup>[5]</sup>	N/A <sup>[5]</sup>
NMX-B-254	ASTM A36/A36M	Planchas y barras <sup>[7]</sup>	36	250	2 530	400 - 550	4 079 – 5 608
		Perfiles <sup>[7]</sup>	36	250	2 530	400 - 550	4 079 – 5 608
NMX-B-277	ASTM A606/A606M	Laminada en caliente (condición laminado) hoja <sup>[7]</sup>	N/A <sup>[5]</sup>	343	3 498	481	4 905
		Laminada en caliente (condición laminado) rollo <sup>[7]</sup>	N/A <sup>[5]</sup>	304	3 100	441	4 497
		Laminada en caliente (condición recocido o normalizado) hoja y rollo <sup>[7]</sup>	N/A <sup>[5]</sup>	304	3 100	441	4 497
		Laminada en frío, hoja y rollo <sup>[7]</sup>	N/A <sup>[5]</sup>	304	3 100	441	4 497

**Tabla 1.4.2.1 - Esfuerzos  $F_y$  y  $F_u$  de aceros estructurales (continuación)**

Norma				Propiedades mecánicas			
NMX <sup>[1]</sup>	ASTM <sup>[2]</sup>	Clase	Grado	$F_y$ <sup>[3]</sup>		$F_u$ <sup>[4]</sup>	
				MPa	kg/cm <sup>2</sup>	MPa	kg/cm <sup>2</sup>
NMX-B-281	ASTM A283/A283M	N/A <sup>[5]</sup>	A	167	1 703	314 - 382	3 498 – 3 895
			B	186	1 897	343 - 412	3 498 – 4 201
			C	206	2 101	382 - 451	3 895 – 4 599
			D	227	2 315	412 - 490	4 201 – 4 997
NMX-B-284	ASTM A572/A572M ASTM	A	290	290	2 957	415	4 232
			345	345	3 518	450	4 589
			380	380	3 875	485	4 946
			415	415	4 232	520	5 303
			450	450	4 589	550	5 608
	ASTM A992/A992M	B	345	345	3 518	450 - 550	4 589 – 5 608
		C	345	345 - 450	3 518 – 4 589	450	4 589
NMX-B-286	N/A <sup>[5]</sup>	N/A <sup>[5]</sup>	N/A <sup>[5]</sup>	N/A <sup>[5]</sup>	N/A <sup>[5]</sup>	N/A <sup>[5]</sup>	N/A <sup>[5]</sup>
NMX-B-348	N/A <sup>[5]</sup>	A	N/A <sup>[5]</sup>	176	1 795	284	2 896
		B	N/A <sup>[5]</sup>	206	2 101	304	3 100
		C	N/A <sup>[5]</sup>	226	2 305	333	3 396
		D	N/A <sup>[5]</sup>	275	2 804	363	3 702
		E	N/A <sup>[5]</sup>	549	5 598	559	5 700
NMX-B-456	N/A <sup>[5]</sup>	N/A <sup>[5]</sup>	N/A <sup>[5]</sup>	N/A <sup>[5]</sup>	N/A <sup>[5]</sup>	N/A <sup>[5]</sup>	N/A <sup>[5]</sup>
NMX-B-457	ASTM A706/A706M	Designación 3, 4, 5, 6 <sup>[6]</sup>	42	412 - 540	4 201 – 5 506	550	5 608
		Designación 7, 8, 9, 10, 11, 12 <sup>[6]</sup>		412 - 540	4 201 – 5 506	550	5 608
		Designación 14, 16, 18 <sup>[6]</sup>		412 - 540	4 201 – 5 506	550	5 608
		Designación 3, 4, 5, 6 <sup>[6]</sup>	56	550 - 675	5 608 – 6 883	690	7 036
		Designación 7, 8, 9, 10, 11, 12 <sup>[6]</sup>		550 - 675	5 608 – 6 883	690	7 036
		Designación 14, 16, 18 <sup>[6]</sup>		550 - 675	5 608 – 6 883	690	7 036
NMX-B-461	ASTM A595/A595M	N/A <sup>[5]</sup>	A	379	3 865	448	4 568
		N/A <sup>[5]</sup>	B	414	4 222	483	4 925
		N/A <sup>[5]</sup>	C	414	4 222	483	4 925
NMX-B-471	N/A <sup>[5]</sup>	N/A <sup>[5]</sup>	33	226	2 305	314	3 202
		N/A <sup>[5]</sup>	37	255	2 600	363	3 702
		N/A <sup>[5]</sup>	40	275	2 804	382	3 895
		N/A <sup>[5]</sup>	50	343	3 498	451	4 599
		N/A <sup>[5]</sup>	80	549	5 598	569	5 802

**Tabla 1.4.2.1 - Esfuerzos  $F_y$  y  $F_u$  de aceros estructurales (continuación)**

Norma				Propiedades mecánicas			
NMX <sup>[1]</sup>	ASTM <sup>[2]</sup>	Clase	Grado	$F_y$ <sup>[3]</sup>		$F_u$ <sup>[4]</sup>	
				MPa	kg/cm <sup>2</sup>	MPa	kg/cm <sup>2</sup>
NMX-B-480	N/A <sup>[5]</sup>	N/A <sup>[5]</sup>	50	343	3 498	451	4 599
NMX-B-506	ASTM A615/A615M	Designación 2.5 <sup>[6]</sup>	42	412	4 201	618	6 302
		Designación 3 <sup>[6]</sup>		412	4 201	618	6 302
		Designación 4, 5, 6 <sup>[6]</sup>		412	4 201	618	6 302
		Designación 7, 8 <sup>[6]</sup>		412	4 201	618	6 302
		Designación 9 a 18 <sup>[6]</sup>		412	4 201	618	6 302
		Designación 2.5 <sup>[6]</sup>	52	510	5 201	706	7 199
		Designación 3 <sup>[6]</sup>		510	5 201	706	7 199
		Designación 4, 5, 6 <sup>[6]</sup>		510	5 201	706	7 199
		Designación 7, 8 <sup>[6]</sup>		510	5 201	706	7 199
		Designación 9 a 18 <sup>[6]</sup>		510	5 201	706	7 199
N/A <sup>[5]</sup>	ASTM A618/A618M	Espesor de pared hasta 19.05 mm <sup>[6]</sup>	Ia Ib y II	345	3 518	485	4 946
		Espesor de pared de 19.05 mm a 38.1 mm <sup>[6]</sup>	N/A <sup>[5]</sup>	315	3 212	460	4 691
		N/A <sup>[5]</sup>	III	345	3 518	450	4 589
N/A <sup>[5]</sup>	ASTM A847/A847M	N/A <sup>[5]</sup>	50	345	3 518	483	4 925
N/A <sup>[5]</sup>	ASTM A1065/A1065M	N/A <sup>[5]</sup>	50	345	3 518	414	4 222
			50W	345	3 518	483	4 925
N/A <sup>[5]</sup>	ASTM A1085/A1085M	N/A <sup>[5]</sup>	50	345 - 483	3 518	448	4 568
N/A <sup>[5]</sup>	ASTM A588/A588M	Placas y barras espesores menores a 100 mm <sup>[6]</sup>	A, B y K	345	3 518	485	4 946
		Placas y barras espesores entre 100 mm y 125 mm <sup>[6]</sup>	A, B y K	315	3 212	460	4 691
		Placas y barras espesores entre 125 mm y 200 mm <sup>[6]</sup>	A, B y K	290	2 957	435	4 436
		Perfiles estructurales <sup>[6]</sup>	A, B y K	345	3 518	485	4 946
N/A <sup>[5]</sup>	ASTM A913/A913M	N/A <sup>[5]</sup>	50	345	3 518	450	4 589
			60	415	4 232	520	5 303
			65	450	4 589	550	5 608
			70	485	4 946	620	6 322
N/A <sup>[5]</sup>	ASTM A514/A514M	Espesor hasta 20 mm <sup>[6]</sup>	A, B, C, E, F, H, J, K, M, P, Q, R, S, T	690	7 036	760 - 895	7 750 - 9 126

Tabla 1.4.2.1 - Esfuerzos  $F_y$  y  $F_u$  de aceros estructurales (continuación)

Norma				Propiedades mecánicas			
NMX <sup>[1]</sup>	ASTM <sup>[2]</sup>	Clase	Grado	$F_y$ <sup>[3]</sup>		$F_u$ <sup>[4]</sup>	
				MPa	kg/cm <sup>2</sup>	MPa	kg/cm <sup>2</sup>
		Espesor entre 20 mm y 65 mm <sup>[6]</sup>	A, B, C, E, F, H, J, K, M, P, Q, R, S, T	690	7 036	760 - 895	7 750 - 9 126
		Espesor entre 65 mm y 150 mm <sup>[6]</sup>	A, B, C, E, F, H, J, K, M, P, Q, R, S, T	620	6 322	690 - 895	7 036 - 9 126

<sup>[1]</sup> Estándar mexicano

<sup>[2]</sup> American Society for Testing and Materials

<sup>[3]</sup> Valor mínimo garantizado del esfuerzo de fluencia

<sup>[4]</sup> Valor mínimo garantizado del esfuerzo último

<sup>[5]</sup> No aplicable

<sup>[6]</sup> No corresponde a una clase, sin embargo, la designación separa los requisitos mecánicos

<sup>[7]</sup> No corresponde a una clase, sin embargo, en la normativa se define tipo de acero y posteriormente el grado correspondiente al tipo de acero

### 1.4.3 Tornillos, tuercas y roldanas

#### a) Tornillos

NMX-H-118-1996    Sujetadores roscados exteriormente de acero al carbono.  
(ASTM A307)         $F_u=414$  MPa; 4 220 kg/cm<sup>2</sup>.

*Comentario:*

*Debe tenerse en cuenta que los tornillos A307 se encuentran bajo la clasificación de grado B y grado A. Los tornillos de grado B son empleados para atornillar bridas en tuberías y los de grado A son de uso prolongado para aplicaciones estructurales.*

#### b) Tornillos de alta resistencia

**1.4.3.1** Se dividen en tres grupos, de acuerdo con su resistencia.

Grupo A:    ASTM F3125/F3125M grados A325 (NMX-H-124), A325M (NMX-H-124), F1852, y ASTM A354 (NMX-H-122) Grado BC

Grupo B:    ASTM F3125/F3125M grados A490 (NMX-H-123), A490M (NMX-H-123), F2280, y ASTM A354 (NMX-H-122) Grado BD

Grupo C:    ASTM F3043 y F3111

**1.4.3.2** La pretensión de diseño en los tornillos F1852 y F2280 se alcanza cuando se rompe, por torsión, una parte diseñada para ello, denominada vástago.

**1.4.3.3** Las normas NMX de conectores que tienen propiedades semejantes a las de algunos tornillos de los grupos A y B son las siguientes:

NMX-H-124-1990    Tornillos de alta resistencia para uniones de acero estructural.  
(ASTM F3125 Gr. A325)     $F_u=830$  MPa (8 440 kg/cm<sup>2</sup>) para diámetros de 13 a 25 mm ( $1/2$  a 1 pulg.),  $F_u=725$  MPa (7 380 kg/cm<sup>2</sup>) para diámetros de 29 y 38 mm ( $1 1/8$  y  $1 1/2$  pulg.).

NMX-H-123-1990    Tornillos de acero aleado templados y revenidos para juntas de acero estructural.  
(ASTM F3125 Gr. A490)     $F_u=1 035$  MPa (10 550 kg/cm<sup>2</sup>).

NMX-H-122-1990  
(ASTM A354) Tornillos, birlos y sujetadores roscados externamente, de acero aleado, templados y revenidos.

c) Tuercas y roldanas

**1.4.3.4** Los tornillos de alta resistencia de los grupos A y B deben estar provistos de tuercas hexagonales pesadas ASTM A563.

**1.4.3.5** Salvo otra indicación, las roldanas planas, circulares o cuadradas, y las rectangulares biseladas, deben satisfacer los requisitos indicados en ASTM F436.

*Comentario:*

*La especificación ASTM (1976) permite el galvanizado de los tornillos de grado A325, pero no de los tornillos grado A490, ya que se corre el riesgo de que este acero de alta resistencia se vuelva frágil, por la posibilidad de que penetre hidrógeno en su constitución interna durante la operación de limpieza con baño químico que realiza en el proceso de galvanizado.*

#### 1.4.4 Metales de aportación y fundentes para soldadura

**1.4.4.1** Los metales de aportación y fundentes para soldadura que se permiten en esta Norma se enlistan en la tabla 1.4.4.1. El uso de metales de aportación y fundentes que no se incluyan en esta lista deberán ser aprobadas por la Administración.

*Comentario:*

*Las normas que se enlistan en la tabla 1.4.4.1 corresponde a la Norma Mexicana NMX, y entre paréntesis se incluye la norma AWS equivalente.*

**Tabla 1.4.4.1 - Materiales de aportación y fundentes**

Norma NMX (ASTM)	Título
NMX-H-077-CANACERO-2017 (AWS A5.1/A5.1M)	Electrodos de acero al carbono, recubiertos, para soldadura por arco eléctrico
NMX-H-08CANACERO-2011 (AWS A5.5/A5.5M)	Electrodos de acero de baja aleación, recubiertos, para soldadura por arco eléctrico
NMX-H-108-CANACERO-2019 (AWS A5.17/A5.17M)	Electrodos desnudos de acero al carbono y fundentes para soldadura por arco eléctrico sumergido
NMX-H-097-CANACERO-2021 (AWS A5.18/A5.18M)	Metales de aporte de acero al carbono para soldadura por arco eléctrico protegido con gas
NMX-H-099-CANACERO-2016 (AWS A5.20/A5.20M)	Electrodos de acero al carbono para soldadura por arco eléctrico con electrodo tubular continuo

**1.4.4.2** La certificación del fabricante constituye evidencia suficiente de que se cumplen los requisitos especificados.

**1.4.4.3** Las nomenclaturas B-XXX y H-XXX designan normas elaboradas por el Comité Técnico de Normalización de la Industria Siderúrgica, oficializadas por la Dirección General de Normas de la Secretaría de Economía; entre paréntesis se han indicado las normas correspondientes de la Sociedad Americana de Ensayes y Materiales (ASTM) y de la Sociedad Americana de la Soldadura (AWS).

*Comentario:*

*Cuando no hay una norma mexicana para materiales que se emplean con frecuencia en nuestro medio, se ha indicado solo la especificación ASTM o AWS.*

*Los electrodos deben estar secos y en condiciones adecuadas para su aplicación. La resistencia del material de aporte debe ser la misma que la del metal base, en lo referente a esfuerzo máximo y en el punto de fluencia con una ductilidad similar, es decir, el material de aportación y el metal base deben ser compatibles.*

*Los códigos restringen el uso de ciertos materiales de aportación o imponen pruebas de clasificación para demostrar la idoneidad del electrodo específico a fin de asegurarse de que se usen los materiales de aportación adecuados. Puede haber situaciones particulares en las que se deben utilizar materiales de aportación con propiedades específicas de tenacidad, como en el caso de estructuras sujetas a carga cíclica o sísmica.*

#### 1.4.5 Conectores de cortante

**1.4.5.1** Los conectores de cortante de barra con cabeza que se utilizan en la construcción compuesta (Capítulo 10) deben fabricarse con barras que cumplan los requisitos de la especificación ASTM A108, “Especificación estándar para barras de acero, carbón y aleación, acabadas en frío”.

**1.4.5.2** Las propiedades mecánicas principales de los conectores son:

$F_y =$	345 MPa (3 515 kg/cm <sup>2</sup> )	(correspondiente a una deformación permanente de 0.2 por ciento)
$F_u =$	414 MPa (4 220 kg/cm <sup>2</sup> )	
Elongación en 50 mm	20 por ciento,	mínimo
Reducción de área	50 por ciento,	mínimo

**1.4.5.3** La certificación del productor constituye evidencia suficiente de que se cumplen los requisitos especificados.

#### 1.4.6 Identificación

**1.4.6.1** La especificación, incluyendo tipo, clase o grado, en su caso, a que pertenecen los materiales o productos, se identificará de alguna de las maneras siguientes:

- Por medio de certificados proporcionados por el laminador o fabricante, debidamente correlacionados con el material o producto al que pertenecen
- Por medio de marcas legibles en el material o producto, hechas por el laminador o fabricante, de acuerdo con la especificación correspondiente.

#### 1.4.7 Acero estructural no identificado

**1.4.7.1** Con la aprobación del diseñador, puede utilizarse acero estructural no identificado sin defectos perjudiciales (Ver ISO 20723:2004 y sección 9 de ASTM A6/A6M 2019) en miembros o detalles poco importantes, en los que las propiedades físicas precisas y la soldabilidad del acero no afecten la resistencia de la estructura.

#### 1.4.8 Nomenclatura de perfiles

**1.4.8.1** La designación utilizada en esta Norma para los perfiles corresponde a la definida en el Manual de Construcción en Acero, del IMCA (Instituto Mexicano de la Construcción en Acero, A.C).

**Tabla. 1.4.8.1 - Designación IMCA para perfiles de acero estructural**

Descripción	Designación	Descripción	Designación
Ángulo de lados iguales	LI	Sección armada I soldada	IS
Ángulo LI milimétrico	LM	Sección armada cruciforme	IC
Ángulo de lados desiguales	LD	Redondo sólido liso	OS
Perfil C estándar	CE	PTE circular	OC
Perfil I estándar	IE	PTE rectangular	OR
Perfil I rectangular	IR	Perfil C conformado en frío	CF
Perfil T rectangular	TR	Perfil Z conformado en frío	ZF
Perfil H rectangular	HR	Perfil H pilotes	HP

## 1.5 Especificaciones y dibujos de diseño

**1.5.1** Los dibujos de diseño estructural deben describir de forma detallada las características geométricas, ubicación y dimensiones de los diferentes miembros y elementos de conexión que forman parte del proyecto a realizar. Deben generarse los planos, elevaciones, cortes, detalles que sean necesarios para lograr una adecuada interpretación de la configuración e interacción de los miembros del sistema estructural propuesto. Adicionalmente, se deben incluir las especificaciones correspondientes, que contengan toda la información necesaria para que el fabricante pueda llevar a cabo el proceso de preparación, producción y ensamblado de cada uno de los componentes estructurales, cumpliendo todos los aspectos considerados en el diseño.

*Comentario:*

*Algunas de las disposiciones indicadas en esta sección que deben incluirse en los dibujos de diseño y especificaciones son:*

- a) Identificación detallada de los perfiles de los miembros, así como, la orientación, alineamiento relativo de los mismos, mediante la elaboración de vistas en planta, alzado y cortes según resulte necesario*
- b) Implementación de la simbología de soldadura estandarizados por el AWS D1.1 y AWS D1.8*
- c) Determinación de los perfiles pesados, laminados o secciones armadas mediante placas, en los que se requiere determinar la tenacidad del material mediante ensayos de impacto Charpy con muesca en V con base en la NMX B-120 (ASTM E23) (Sección 1.4.1.1)*
- d) Descripción en conexiones atornilladas, de las características de los conectores, de los procedimientos de atornillado, para la verificación de la preinstalación, instalación e inspección de su montaje en condiciones de apretado inicial, así como relativos a la determinación del pretensionado requerido. Deben indicarse las conexiones atornilladas diseñadas como críticas al deslizamiento (véase en 11.3.2)*
- e) Descripción de los procedimientos y tipos de soldaduras, identificando aquellas que deben realizarse en taller, así como las de campo (véase en 11.2)*
- f) Identificación de zonas protegidas, así como de conexiones en las que se requiere soldadura de demanda crítica (AWS D1.8) (véase en 16.1.6)*
- g) Descripción de las características y requisitos referentes a la aplicación de recubrimientos, miembros por recubrir, preparaciones correspondientes, así como, el espesor de la película seca en micras de este*
- h) Otras disposiciones e información adicional que sea necesaria para fabricar y realizar el montaje de un elemento que forma parte del sistema estructural.*

## 1.6 Criterios de diseño

**1.6.1** Todos los edificios deben contar con una estructura que proporcione una o más trayectorias, de resistencia y rigidez adecuadas, a través de las que todas las acciones que actúan sobre la construcción, permanentes y accidentales, se transmitan desde sus puntos de aplicación a la cimentación.

**1.6.2** Las barras y conexiones entre ellas que forman parte de las trayectorias mencionadas se dimensionarán para que resistan las acciones correspondientes.

**1.6.3** El dimensionamiento de las estructuras y de los elementos que las componen se efectuará de acuerdo con los criterios relativos a los estados límite de falla y de servicio establecidos en la NTC-Criterios.

**1.6.4** Según el criterio de estados límite de falla, las estructuras deben dimensionarse de manera que la resistencia de diseño de todos los elementos que las componen con respecto a cada fuerza o momento interno que actúe en ellos (fuerza axial, fuerza cortante, momento flexionante, momento de torsión) o a la combinación de dos o más de ellos, sea igual o mayor que el o los valores de diseño de dicha fuerza o momento internos. Las resistencias de diseño incluyen el factor de resistencia  $F_R$  correspondiente.

**1.6.5** Las acciones de diseño son las producidas por las combinaciones de carga que deban considerarse en el estudio, multiplicadas por el o los factores de carga,  $F_C$ , correspondientes, como se indica en la NTC-Criterios

**1.6.6** Los efectos geométricos de segundo orden se obtienen con las acciones externas de diseño, que se determinan multiplicando las acciones nominales por los factores de carga, antes de efectuar el análisis; éste se lleva a cabo con las acciones externas factorizadas (acciones de diseño).

**1.6.7** Además de los estados límite de falla, deben revisarse también los estados límite de servicio; es decir, se comprobará que las respuestas de la estructura (deformaciones, vibraciones, etc.), producidas por las acciones nominales (o de servicio), queden limitadas a valores tales que el funcionamiento en condiciones de servicio sea satisfactorio.

*Comentario*

*Toda la estructura y cada uno de sus elementos, deben diseñarse para cumplir con los siguientes requisitos básicos:*

*1) Tener seguridad adecuada para todo estado límite de falla posible generados por las combinaciones de acciones más desfavorables que puedan presentarse durante su vida útil esperada.*

*2) No rebasar ningún estado límite de servicio ante combinaciones de acciones que correspondan a condiciones normales de operación. Dentro de los estados límite de servicio se encuentra el de vibraciones, deformaciones, fatiga, etc.*

*Para satisfacer los requisitos indicados en 1, debería revisarse que para las distintas combinaciones de acciones especificadas en el Reglamento y para cualquier estado límite de falla posible, la resistencia de diseño sea mayor o igual que el efecto de las acciones que intervengan en la combinación de cargas en estudio, multiplicado por el factor de carga correspondiente.*

*La condición anterior se expresa como sigue:*

$$F_R R > F_c \sum S_n \quad (C1.6.7)$$

*Esto es que la resistencia de diseño debe ser mayor que la suma de las acciones multiplicadas por el factor de carga.*

**R** = Resistencia nominal.

**F<sub>R</sub>** = Factor de reducción de resistencia correspondiente a la resistencia que se está considerando.

**S<sub>n</sub>** = Acción especificada en el reglamento, la sumatoria indica que deben considerarse todas las acciones que tengan una probabilidad de ocurrir simultáneamente.

**F<sub>c</sub>** = Factor de carga correspondiente a la acción o combinaciones de acciones que se esté considerando.

*Los factores de reducción de resistencia y las expresiones y procedimientos para evaluar las resistencias se definen en esta Norma, mientras que los factores de carga y combinaciones de diseño se definen en la NTC-Criterios.*

*En la revisión de los estados límite de servicio se toma siempre un factor de carga unitario, es decir, la revisión se efectúa con las cargas nominales.*

## 1.7 Tipos de estructuras y métodos de análisis

**1.7.1** Toda construcción debe contar con una estructura que tenga características adecuadas para asegurar su estabilidad bajo cargas verticales y que le proporcione resistencia y rigidez suficientes para resistir los efectos combinados de las cargas verticales y de las horizontales que actúen en cualquier dirección. Cuando sean significativos, deberán tomarse en cuenta también los efectos producidos por otras acciones, como se indica en el Artículo 150 del Título Sexto del Reglamento y en la NTC-Criterios.

*Comentario:*

*Toda estructura debe tener resistencia y rigidez suficientes para soportar los efectos de las cargas verticales permanentes actuando por sí solas, y los producidos por la combinación de cargas permanentes y accidentales, satisfaciendo cada uno de los estados límite de resistencia y de servicio. El arreglo general del sistema estructural y de las conexiones entre sus elementos deben proporcionar la resistencia suficiente para evitar el colapso total de la estructura, o de una parte de ella, como consecuencia de la falla local. Los requisitos de esta norma proporcionan, en general, un nivel satisfactorio de integridad estructural. Las características de una estructura de acero dependen, en buena parte, de las conexiones entre los elementos que la componen, ya que determinan la manera en que éstos interactúan.*

*Existen diversos métodos para el análisis de estructuras de acero, los cuales pueden ser elásticos o plásticos. Todos los efectos que no se tomen en cuenta en el análisis, por ejemplo, efectos **Pδ** y **PA**, se deberían considerar en el diseño; esto se realiza generalmente mediante factores que permiten una aproximación adecuada a los elementos mecánicos generados por dichos efectos.*

*A lo largo del proceso de carga se forma una sucesión de articulaciones plásticas en la estructura, en las que el momento se mantiene constante; esto produce una redistribución de acciones internas. El proceso termina cuando se forma un mecanismo inestable o se presenta otro tipo de inestabilidad, que debe evitarse en general, utilizando principios del diseño por capacidad los cuales están definidos en el Capítulo 16 de esta Norma.*

*Entre 1950 y 1980, aproximadamente, se estudió a fondo el diseño plástico de estructuras reticulares con lo que se obtuvieron métodos manuales de aplicación práctica, pero el desarrollo de las computadoras y la facilidad de utilizarlas en análisis elásticos llevaron al abandono de los métodos plásticos, a pesar de ser más exactos que los primeros. Sin embargo, el análisis actual de estructuras de acero (y de otros materiales), sobre todo en*

*combinaciones de cargas que incluyen sismo está basado, en muy buena parte, en su comportamiento fuera del intervalo elástico, por lo que en el diseño deben incluirse factores que no se han tomado en cuenta en el análisis. El análisis paso a paso no lineal especificado en la NTC-Sismo no está considerado como un método de diseño, sino como un método de revisión, por lo que no es posible utilizarlo directamente para diseño.*

### 1.7.1 Integridad estructural

**1.7.1.1** El arreglo general del sistema estructural y de las conexiones entre sus miembros debe proporcionar la resistencia suficiente para evitar el colapso total de la estructura, o de una parte de ella, como consecuencia de una falla local. Los requisitos de esta Norma proporcionan, en general, un nivel satisfactorio de integridad estructural.

### 1.7.2 Sistemas estructurales

**1.7.2.1** Pueden utilizarse estructuras de alguno de los tres tipos que se describen a continuación. En cada caso particular el análisis, diseño, fabricación y montaje deben hacerse de manera que se obtenga una estructura cuyo comportamiento corresponda al del tipo elegido. Debe prestarse particular atención al diseño y construcción de las conexiones.

**1.7.2.2** Las estructuras tipo 1, comúnmente designadas marcos rígidos o estructuras continuas, se caracterizan porque los miembros que las componen están unidos entre sí por medio de conexiones rígidas, capaces de reducir a un mínimo las rotaciones relativas entre los extremos de las barras que concurren en cada nudo, de manera que el análisis puede basarse en la suposición de que los ángulos originales entre esos extremos se conservan sin cambio al deformarse la estructura. Las conexiones deben satisfacer todos los requisitos aplicables del Capítulo 11, Capítulo 14, y en su caso, del Capítulo 16.

**1.7.2.3** Las estructuras tipo 2 son las que están formadas por miembros unidos entre sí por medio de conexiones simples, que permiten rotaciones relativas, y que son capaces de transmitir la totalidad de las fuerzas normales y cortantes, así como momentos no mayores del 20 por ciento de los momentos resistentes de diseño de los miembros considerados. En el análisis se ignoran las restricciones a las rotaciones y se considera que pueden girar libremente. La estabilidad de la estructura y su resistencia ante cargas laterales se obtienen por medio de contraventeos laterales, muros de rigidez o algún otro sistema apropiado, o utilizando conexiones rígidas o semirrígidas en partes de ella.

**1.7.2.4** Las estructuras tipo 3 están formadas por miembros unidos entre sí por medio de conexiones semirrígidas o parcialmente restringidas, capaces de transmitir momentos, pero con rotaciones no despreciables entre sus extremos.

*Comentario:*

*En acero, tradicionalmente se han admitido tres tipos de estructuras que dependen de las características de las conexiones y que están definidas en esta Norma.*

*El diseño de las conexiones debe hacerse de manera que su comportamiento sea lo más cercano posible al correspondiente a las suposiciones hechas durante el análisis, satisfaciendo los requisitos definidos en el Capítulo 16 y de preferencia las condiciones del diseño por capacidad.*

*Las conexiones completamente restringidas o rígidas son aquellas que conservarían los ángulos originales durante la aplicación de las acciones de diseño, aplicables a estructuras tipo 1, y su eficiencia debería establecerse por medio de estudios analíticos o bien experimentales. En el diseño de este tipo de conexiones se admite que se presenten deformaciones inelásticas restringidas en algunas de sus partes.*

*Las conexiones tipo rígidas son aquellas que pueden resistir cuando menos el 90 por ciento del momento de empotramiento de la viga conectada a un apoyo completamente rígido; son conexiones simples las que no desarrollan más del 25 por ciento del momento de empotramiento del miembro soportado. Las conexiones semirrígidas son todas aquellas que se hallan entre los dos extremos anteriores.*

#### 1.7.2.1 Estructuras tipo 1

**1.7.2.1.1** Las estructuras tipo 1 pueden analizarse y diseñarse utilizando métodos elásticos o inelásticos; estos últimos son aplicables cuando se satisfacen los requisitos siguientes:

- a) En miembros en los que se formarán articulaciones plásticas, el valor mínimo especificado del esfuerzo correspondiente al límite inferior de fluencia del acero,  $F_y$ , no es mayor que el 85 por ciento de su esfuerzo mínimo especificado de ruptura en tensión,  $F_u$ , ni que 450 MPa (4 600 kg/cm<sup>2</sup>).

- b) La curva carga-deformación del acero tiene las características necesarias para que pueda presentarse la redistribución de momentos requerida para la formación del mecanismo de colapso. Para ello, debe tener una zona de cedencia, de deformación creciente bajo esfuerzo prácticamente constante, correspondiente a un alargamiento máximo no menor que uno por ciento, seguida de una zona de endurecimiento por deformación, y el alargamiento correspondiente a la ruptura regularmente no es menor que 20 por ciento.
- c) Las relaciones ancho/grueso de los elementos planos que componen los perfiles cumplen los requisitos de las secciones tipo 1 o 2 (ver 2.2), cuando los efectos sísmicos no son críticos, y de las secciones tipo 1 cuando sí lo son.
- d) Los miembros están contraventeados lateralmente con longitudes menores que  $L_u$  (ver 7.3.1).
- e) Se colocan pares de atesadores, en los dos lados del alma, en las secciones de los miembros que reciben cargas concentradas en las que aparezcan articulaciones plásticas en el eventual mecanismo de colapso.
- f) Ninguno de los miembros de la estructura que interviene en el mecanismo de colapso está sometido a cargas que puedan producir fallas por fatiga, ni son posibles fallas de tipo frágil ocasionado por cargas de impacto, bajas temperaturas, una combinación de varias de ellas, u otros factores.
- g) Los empalmes en vigas o columnas se diseñan para transmitir 1.1 veces el mayor del momento de diseño (bajo cargas factorizadas) máximo calculado en la sección de la unión, o  $0.25M_p$ .

**1.7.2.1.2** Requisitos adicionales de tenacidad deben de ser considerados cuando elementos en los que interviene el mecanismo de colapso estén sometidos a bajas temperaturas y puedan presentar una posible falla frágil.

**1.7.2.1.3** En las estructuras tipo 1 analizadas elásticamente se admite redistribuir los momentos por carga vertical obtenidos del análisis, satisfaciendo las condiciones de equilibrio de fuerzas y momentos en vigas, nudos y entrepisos, y de manera que ningún momento negativo en un punto de apoyo o nudo se reduzca en valor absoluto en más de 30 por ciento en vigas que cumplan con los requisitos para secciones tipo 1 o 2 de 2.2 y cuyo patín comprimido esté soportado lateralmente en forma continua, o esté provisto de soportes laterales con separaciones no mayores que  $L_{pd}$  (ecs. 4.4.2.3.3.a y 4.4.2.3.4.c) en zonas de formación de articulaciones plásticas, ni en más de 15 por ciento en vigas con secciones tipo 3 provistas del soporte lateral mencionado arriba y en columnas tipo 1, 2 o 3.

**1.7.2.1.4** No se permite ninguna redistribución de momentos en vigas o columnas con secciones tipo 4.

*Comentario:*

*Las estructuras tipo 1 pueden analizarse y diseñarse utilizando métodos elásticos o inelásticos. Para que estos sean aplicables deberían de satisfacerse varias condiciones que se enumeran en las Normas, relativas a las propiedades físicas del material, las características geométricas de los perfiles y la manera en que deben estar soportados lateralmente (estos dos últimos requisitos tienen por objetivo evitar fallas prematuras por pandeo local o lateral).*

*Para estructuras tipo 1 analizadas elásticamente puede hacerse una redistribución de momentos con la que, sin violar las condiciones de equilibrio, se disminuyen los momentos más grandes, lo que permite reducir las dimensiones de los perfiles, y obtener estructuras más económicas que las correspondientes al análisis elástico sin modificar. En estructuras tipo 2 no hay redistribución, pues las vigas que las componen son isostáticas.*

*Como la redistribución de momentos está basada en el comportamiento de las estructuras dúctiles en la cercanía del colapso, para poder efectuarla deben evitarse fallas prematuras por pandeo local o lateral, y la reducción de momentos máxima depende de la capacidad de rotación de los elementos en los que aparecerían las articulaciones plásticas.*

*No pueden hacerse redistribuciones en vigas o columnas con secciones tipo 4, que están compuestas por elementos planos en los que la falla por pandeo local puede presentarse antes de que se alcance el momento de fluencia  $M_y$ ; además, su capacidad de rotación bajo momento constante es nula o muy pequeña. Tampoco se permite ninguna redistribución en vigas de alma abierta salvo los sistemas a base de armaduras definidos en 16.2.*

## **1.7.2.2 Estructuras tipo 2**

**1.7.2.2.1** Las estructuras tipo 2 pueden usarse en elementos secundarios y se aceptan en la estructura principal si se utilizan muros, contraventeos, marcos rígidos o una combinación de ellos que junto con las losas u otros diafragmas horizontales proporcionen a la construcción en conjunto rigidez lateral adecuada y capacidad para resistir las fuerzas horizontales que puedan obrar sobre ella.

### 1.7.2.3 Estructuras tipo 3

**1.7.2.3.1** Si se conocen las características de resistencia, rigidez y ductilidad de conexiones comprendidas entre las correspondientes a los dos tipos de estructuras mencionados arriba, esas características pueden incorporarse en el análisis y diseño, con lo que se obtienen estructuras tipo 3. Estas conexiones, “parcialmente restringidas”, pueden usarse en la estructura principal de edificios cuya altura no exceda de cuatro pisos o 12 m, o de altura mayor, si se complementan con muros, contraventeos, marcos rígidos o una combinación de ellos.

**1.7.2.3.2** Las características de las conexiones parcialmente restringidas deben estar documentadas en la literatura; en caso contrario, se establecerán con métodos analíticos o experimentales que deberán ser aprobados por la Administración.

*Comentario:*

En la fig. C1.7.2.3.2 se muestran esquemáticamente las características de rigidez, resistencia y ductilidad de una conexión parcialmente restringida. La rigidez secante bajo cargas de servicio,  $K_s = M_s/\theta_s$ , donde  $M_s$  y  $\theta_s$  son el momento y la rotación producidos por esas cargas, se toma como un índice de la rigidez de la conexión. Si  $K_s L/EI \geq 20$ , la conexión se considera completamente restringida, y si  $K_s L/EI < 2$ , libre, de manera que gira bajo momento nulo, donde  $L$  y  $EI$  son la longitud y la rigidez en flexión de la viga. Si la rigidez está entre esos límites, la conexión es parcialmente restringida, y sus propiedades se deben tener en cuenta en el análisis y diseño. Un caso particular se ilustra en 16.5.4.

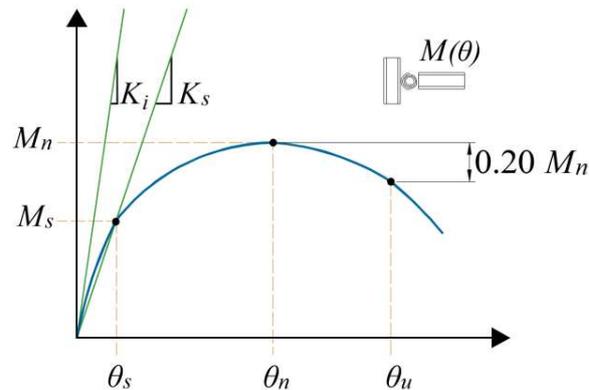


Figura C1.7.2.3.2 - Definición de las características de rigidez, resistencia y ductilidad en la relación momento-rotación de una conexión semirrígida

## 1.8 Estructuras regulares o irregulares

**1.8.1** Para los fines de capítulos posteriores de esta Norma, una estructura se considera regular o irregular de acuerdo con el Capítulo 5 de la NTC-Sismo.

Espacio en blanco dejado de manera intencional

## 2. PROPIEDADES GEOMÉTRICAS

Este capítulo contiene disposiciones generales relativas a la determinación de las propiedades geométricas de los miembros de acero estructural.

El capítulo está integrado por las secciones siguientes:

- 2.1. Determinación del área de la sección transversal
- 2.2. Relaciones ancho/grueso y pandeo local.

*Comentario:*

*Las disposiciones que se indican en este capítulo aplican a elementos estructurales que formen parte de edificaciones, aunque existen otros sistemas estructurales donde también pueden ser aplicados.*

### 2.1 Determinación del área de la sección transversal

#### 2.1.1 Área total

**2.1.1.1** El área total de la sección transversal,  $A_t$ , de un miembro constituido de un perfil laminado, es igual que el área completa de su sección transversal. Por su parte, el área neta,  $A_n$ , así como, el área neta efectiva,  $A_e$ , corresponden a la superficie de la sección del miembro que se obtiene al considerar reducciones en la misma debido a la presencia de perforaciones, así como de excentricidades en la transmisión de las cargas que en él se aplican o bien de las partes conectadas.

**2.1.1.2** Cuando el miembro de acero es una sección armada, el área total  $A_t$  se considera igual que la suma de los productos del espesor por el ancho de todos los elementos tipo placa que componen la sección en consideración, medidos en un plano perpendicular al eje longitudinal del miembro. En el caso de secciones armadas que son el resultado de un arreglo geométrico de dos o más perfiles laminados conectados entre sí, el área total  $A_t$ , es igual que la suma de las áreas de la sección transversal de cada perfil.

#### 2.1.2 Área neta

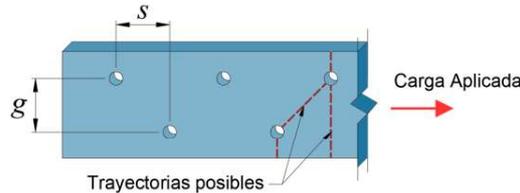
**2.1.2.1** El área neta de la sección crítica,  $A_n$ , de un miembro corresponde al área con potencial fractura que considera las reducciones en la misma debido a la presencia de ranuras, muescas y agujeros. La sección crítica donde se espera la potencial fractura corresponde a la primera sección neta que atraviesa el flujo de esfuerzos por la carga aplicada. En miembros donde la conexión con otros no requiere se realicen perforaciones, el área neta,  $A_n$ , es igual que el área total de la sección,  $A_t$ . Al determinar el área neta a través de soldaduras de tapón o de ranura no debe tenerse en cuenta el metal de aportación.

#### **Miembros planos:**

- a) En miembros tales como placas o barras en tensión o en cortante, en los cuales la sección transversal y normal al eje longitudinal disponen de uno o más agujeros, el ancho neto de la sección crítica se obtiene restando del ancho total de la sección la suma de los anchos de todos los agujeros. Cada agujero debe considerar una tolerancia del diámetro de 1.5 mm ( $1/16$  pulg.) mayor que el diámetro nominal del conector para permitir su instalación; además, para algunos procedimientos de perforación, se debe considerar un daño alrededor del diámetro del agujero equivalente a 1.5 mm ( $1/16$  pulg.) adicional.
- b) En aquellos miembros con dos o más agujeros dispuestos en una línea diagonal o en zigzag respecto al eje longitudinal del mismo, se deben evaluar todas las trayectorias posibles, trazadas de un extremo a otro del ancho total de la sección, cruzando por uno o varios de los agujeros disponibles. Lo anterior, permitirá determinar el ancho neto menor de la sección crítica, y que se empleará para calcular el área neta de la sección. El ancho neto correspondiente a cada una de las trayectorias propuestas, se obtiene restando del ancho total la suma de los diámetros de todos los agujeros y/o de las dimensiones de las ranuras que se encuentran sobre la trayectoria escogida, y sumando posteriormente para cada espacio entre agujeros o ranuras la cantidad  $s^2/4g$ , donde  $s$  es la separación longitudinal al eje longitudinal medida centro a centro entre cada dos agujeros consecutivos (paso), y  $g$  es la separación transversal medida centro a centro entre ellos (gramil).

*Comentario:*

*Las trayectorias posibles de la sección crítica son las primeras secciones netas que atraviesa el flujo de esfuerzos por la carga aplicada.*



*Donde:*

*$s$  = paso, separación longitudinal medida centro a centro entre agujeros.*

*$g$  = gramil, separación transversal medida centro a centro entre agujeros.*

*Figura C2.1.2.1 - Distribución en zigzag respecto al eje de la pieza*

### **Perfiles laminados LI, LD o armados en ángulo:**

**2.1.2.2** En la determinación del área neta,  $A_n$ , de miembros de secciones armadas en ángulo, es necesario transformarla en una sección plana equivalente. Para ello, el ancho total de esta sección plana equivalente se considera igual que la suma de la dimensión de las dos alas del ángulo, menos una vez el espesor de las paredes de la sección. Respecto al espesor de esta sección equivalente, su valor se considerará igual que el espesor promedio de las dos alas.

**2.1.2.3** Cuando en perfiles laminados LI, LD o armados en ángulo se alojen agujeros para colocar algún conector, la distancia transversal entre agujeros situados en alas opuestas será igual que la suma de los dos gramiles, medidos desde los bordes exteriores del ángulo, menos una vez el espesor del ángulo.

**2.1.2.4** Cuando en perfiles laminados LI, LD o armados en ángulo se tengan dos o más agujeros dispuestos en una línea diagonal o en zigzag respecto al eje longitudinal, se aplicará lo dispuesto en el inciso b), para miembros planos. La distancia transversal entre agujeros situados en alas opuestas será igual que la suma de los dos gramiles, menos una vez el espesor del perfil.

### **Perfiles de sección hueca laminados o armados en cajón:**

**2.1.2.5** En miembros de perfiles de sección hueca OR y OC, o armada en cajón, que son ranurados o soldados para acoplarle una placa de conexión, el área neta,  $A_n$ , se determinará como el área total de la sección menos el área del material que se retira de la misma para hacer la ranura, y que será obtenida como el producto del espesor de las paredes de la sección por el ancho total de la ranura.

### **Perfiles armados:**

**2.1.2.6** En miembros de secciones armadas elaborados al acoplar dos o más placas, el área neta,  $A_n$ , se obtiene sumando el producto del espesor y el ancho neto de cada una de las partes planas que forman la sección armada.

**2.1.2.7** En miembros de secciones armadas fabricados de la combinación de placas y perfiles laminados IR, LI, LD, CE, TR u otros, el área neta,  $A_n$ , se obtiene como la suma de las áreas netas de cada una de las partes que constituyen la sección armada.

## **2.1.3 Área neta efectiva**

**2.1.3.1** El área neta efectiva,  $A_e$ , se determina multiplicando el área neta  $A_n$ , por un factor  $U$  de reducción del área. El factor  $U$  toma en cuenta la distribución no uniforme del esfuerzo. Así entonces, el área neta efectiva de la sección transversal de un miembro se calcula tomando en cuenta las siguientes consideraciones:

- Cuando la carga se transmite directamente por medio de tornillos o soldaduras a cada una de las partes que componen la sección transversal del miembro y en proporción a sus áreas transversales, el área neta efectiva  $A_e$  es igual que el área neta  $A_n$ .

- b) Cuando la carga se transmite por medio de tornillos colocados en algunas de las partes que componen la sección, pero no en todas, el área neta efectiva es igual que:

$$A_e = UA_n \tag{2.1.3.1}$$

**2.1.3.2** Si la carga se transmite con soldaduras colocadas en algunas de las partes que componen la sección, pero no en todas, el área neta efectiva es igual que:

$$A_e = UA_t \tag{2.1.3.2}$$

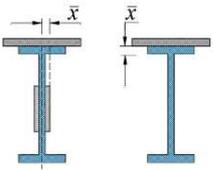
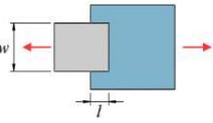
*U* es un coeficiente de reducción del área, cuyos valores se presentan en la tabla 2.1.3.2.

*Comentario:*

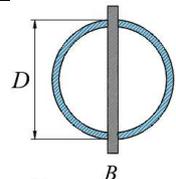
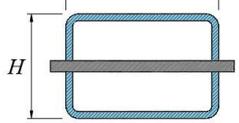
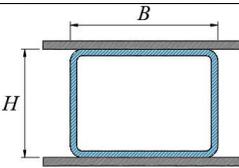
*Si un miembro de acero de un perfil laminado o de una sección armada, que no sea una barra o una placa plana, que forma parte del sistema estructural de una edificación se somete a fuerzas axiales, cuando no se encuentran conectadas las diversas partes que conforman la sección del miembro; entonces la fuerza aplicada y por ende los esfuerzos desarrollados en el mismo, no se transfieren uniformemente a través de su sección transversal, generándose una región de transición en la que se combinan esfuerzos normales debidos por la fuerza axial y esfuerzos cortantes ocasionados por la distribución no uniforme de los esfuerzos, condición que se denomina retraso del cortante.*

*En la medida que la longitud de conexión “l” se incremente, el efecto del cortante diferido disminuye. Este concepto está expresado empíricamente por la ecuación para determinar U. La resistencia estimada utilizando las expresiones para calcular el área efectiva ha sido correlacionada con los resultados de ensayos de aproximadamente 1 000 especímenes de conexiones con pernos y remaches con una banda de dispersión del ±10 por ciento (Munse y Chesson, 1963).*

**Tabla 2.1.3.2 - Factores de reducción del área neta en conexiones de miembros en tensión**

Caso	Descripción del elemento	Factor <i>U</i>	Ejemplo
1	Todos los miembros en los que la fuerza se transmite directamente, con tornillos o soldadura, a cada uno de los elementos que forman su sección transversal (excepto en los casos 3, 4, 5 y 6)	$U = 1.0$	-----
2	Todos los miembros en tensión, excepto placas y secciones huecas OC y OR, en los que la fuerza se transmite, con tornillos o soldaduras longitudinales, a algunos, pero no todos los elementos planos que forman su sección transversal. En secciones IR, HR, IS o TR pueden usarse como alternativa el caso 7, y en ángulos LI o LD el caso 8	$U = 1 - \bar{x}/l$	
3	Todos los miembros en tensión en los que la fuerza se transmite, con soldaduras transversales, a algunos, pero no todos, los elementos planos que forman su sección transversal	$U = 1.0$ y $A_n$ = área de los elementos conectados directamente	-----
4	Placas en las que toda la fuerza de tensión se transmite con solo soldaduras longitudinales	$l \geq 2w$ $U = 1.0$ $2w > l \geq 1.5 w$ $U = 0.87$ $1.5w > l \geq w$ $U = 0.75$	

**Tabla 2.1.3.2 - Factores de reducción del área neta en conexiones de miembros en tensión (continuación)**

Caso	Descripción del elemento		Factor $U$	Ejemplo
5	Secciones OC con una placa de conexión concéntrica		$l \geq 1.3D \quad U = 1.0$ $D \leq l < 1.3D \quad U = 1 - \bar{x}/l$ $\bar{x} = D/\pi$	
6	Secciones OR	Con una sola placa de conexión concéntrica	$l \geq H \quad U = 1 - \bar{x}/l$ $\bar{x} = \frac{B^2 + 2BH}{4(B+H)}$	
		Con dos placas de conexión laterales	$l \geq H \quad U = 1 - \bar{x}/l$ $\bar{x} = \frac{B^2}{4(B+H)}$	
7	Perfiles IR, HR, IS o TR. Se puede calcular $U$ como en el caso 2 y utilizar el valor mayor	Con patines conectados con tres o más tornillos por línea, en la dirección de la fuerza	$b_p \geq 2/3d \quad U = 0.90$ $b_p < 2/3d \quad U = 0.85$	-----
		Con alma conectada con cuatro o más tornillos en la dirección de la fuerza	$U = 0.70$	-----
8	Ángulos LI o LD sencillos o dobles. Se puede calcular $U$ como en el caso 2 y utilizar el valor mayor	Con cuatro o más tornillos por línea, en la dirección de la fuerza	$U = 0.80$	-----
		Con dos o tres tornillos por línea en la dirección de la fuerza	$U = 0.60$	-----

$b_p$  = ancho total del patín,  $d$  = peralte de la sección,  $l$  = longitud de la conexión,  $w$  = ancho de placa,  $\bar{x}$  = excentricidad de la conexión,  $B$  = ancho total de un miembro OR, medido perpendicularmente al plano de la conexión,  $D$  = diámetro exterior de un miembro OC,  $H$  = peralte total de un miembro OR medido en el plano de la conexión.

**Comentario:**

Para un perfil y configuración de miembros conectados cualquiera,  $\bar{x}$  es la distancia perpendicular desde el plano de conexión o cara del miembro hasta el centroide de la sección del miembro que resiste la fuerza de conexión. La longitud  $l$  es una función del número de filas de sujetadores o la longitud de la soldadura y se define como la distancia paralela a la línea de fuerza, entre la primera y la última fila de sujetadores en una línea para conexiones atornilladas. Para determinar el valor de  $l$ , se usa la línea con el máximo número de pernos en la conexión.

Para conexiones soldadas, "l" es la longitud de la soldadura paralela a la línea de fuerza. En los casos con soldaduras con longitudes distintas debe usarse la longitud promedio.

En conexiones en los extremos de perfiles tubulares sometidas a tensión, conectadas con soldadura alrededor del perímetro del perfil tubular, no existe cortante diferido o reducción en el área bruta dado que todas las partes están conectadas.

**2.1.4 Placas unión**

**2.1.4.1** El diseño de placas que forman parte de juntas soldadas o atornilladas, sometidas a tensión, tales como placas laterales en juntas a tope y placas de nudo en armaduras, se hará de conformidad con 11.4.1.

## 2.2 Relaciones ancho/grueso y pandeo local

### 2.2.1 Clasificación de la sección

*Comentario:*

*Los elementos que componen las secciones se clasifican a partir de los límites establecidos en la tabla 2.2.1.2.6.a y 2.2.1.2.6.b, que definen el límite de compresión para evitar el pandeo local en elementos en compresión pura y en elementos comprimidos producto de la flexión. Los elementos en compresión se clasifican en secciones esbeltas o no esbeltas (tipo 4) únicamente dado que no se requiere capacidad de rotación; mientras que los elementos sujetos a flexión se clasifican en secciones esbeltas (tipo 4), no compactas (tipo 3), compactas de ductilidad media (tipo 2), y compactas de ductilidad alta (tipo 1).*

#### 2.2.1.1 Miembros en compresión axial

**2.2.1.1.1** Las secciones transversales de los miembros estructurales comprimidos se clasifican en no-esbeltas y esbeltas, en función de las relaciones ancho/espesor máximas de los elementos planos que las componen. Si esas relaciones no exceden los valores indicados en la tabla 2.2.1.2.6.a la sección es no-esbelta; en caso contrario es esbelta.

**2.2.1.1.2** En la tabla 2.2.1.2.6.a se indican las características geométricas de los diversos tipos de secciones.

#### 2.2.1.2 Miembros en flexión

**2.2.1.2.1** Se clasifican en cuatro tipos en función de las relaciones ancho/espesor máximas de sus elementos planos que trabajan en compresión debida a flexión o en flexocompresión, de acuerdo con las condiciones que se especifican en la tabla 2.2.1.2.6.b.

**2.2.1.2.2** Las secciones tipo 1 o de ductilidad alta ( $\lambda = b/t < \lambda_{pl}$ ) son secciones para diseño plástico y para diseño sísmico con factores  $Q$  de 4.

**2.2.1.2.3** Las secciones tipo 2 o de ductilidad media ( $\lambda_{pl} < \lambda = b/t < \lambda_p$ ) son secciones *compactas*, para diseño plástico y para diseño sísmico con factores  $Q$  de 2 o 3.

**2.2.1.2.4** Las secciones tipo 3 son secciones *no-compactas* ( $\lambda_p < \lambda = b/t < \lambda_r$ ).

**2.2.1.2.5** Las secciones tipo 4 son secciones *esbeltas* ( $\lambda_r < \lambda = b/t$ ).

*Comentario:*

*Las secciones tipo 1 pueden alcanzar el momento plástico en vigas y el momento plástico reducido por compresión en barras flexocomprimidas, y conservarlo durante las rotaciones inelásticas necesarias para la redistribución de momentos en la estructura y para desarrollar las ductilidades requeridas en el diseño de estructuras construidas en zonas sísmicas con factor de comportamiento sísmico alto.*

*Las secciones tipo 2 pueden alcanzar el momento plástico como las secciones tipo 1, pero tienen una capacidad de rotación inelástica limitada, aunque suficiente para ser utilizadas en estructuras diseñadas plásticamente, bajo cargas predominantemente estáticas, y en zonas sísmicas, con factores de comportamiento sísmico bajo y medio.*

*Las secciones tipo 3 pueden alcanzar el momento correspondiente a la iniciación de la fluencia en vigas, o ese momento reducido por compresión en barras flexocomprimidas, pero no tienen capacidad de rotación inelástica.*

*Las secciones tipo 4 tienen como estado límite de resistencia el pandeo local de alguno de los elementos planos que las componen.*

*Las secciones que cumplen  $\lambda_{pl}$  para diseño plástico son capaces de desarrollar una distribución de esfuerzos completamente plástica y poseen una capacidad de rotación de aproximadamente de tres antes del inicio del pandeo local, por lo que alcanzan el momento plástico  $M_p$  y lo mantienen para que se formen las articulaciones plásticas en otras secciones. Las secciones compactas desarrollan fluencia de los elementos comprimidos antes que ocurra el pandeo local, esto es alcanzan  $M_p$  pero no son capaces de mantenerlo. Las secciones con elementos no compactos alcanzan el momento  $M_y$  y las esbeltas tienen pandeo local antes de alcanzar el momento  $M_y$ .*

**2.2.1.2.6** En la tabla 2.2.1.2.6.b se indican las características geométricas y los ejes de flexión para los diversos tipos de sección.

Comentario:

En la fig. C2.2.1.2.6 se muestran, de manera esquemática, las relaciones momento-curvatura (o momento-rotación) para vigas con secciones de los cuatro tipos. La curva designada "comportamiento ideal" representa la respuesta más favorable posible. En ella, el momento resistente alcanzaría el valor  $M_p$  (la sección transversal crítica se plastifica por completo) y crecería después, ligeramente, al aumentar las deformaciones, por el endurecimiento por deformación del material. Si el momento resistente plástico,  $M_p$ , se mantiene durante deformaciones inelásticas relativamente grandes, la sección es tipo 1, que permite la redistribución de momentos en la estructura necesaria para que alcance la resistencia prevista por la teoría plástica y pueda utilizarse en diseño sísmico con factores  $Q$  de 4. Las secciones tipo 2 alcanzan el momento plástico y lo superan ligeramente, pero su capacidad de deformación inelástica es limitada; sin embargo, son útiles para diseño plástico en la mayoría de las estructuras y para diseño sísmico con  $Q$  de 2 y 3. Las tipo 3 desarrollan una resistencia igual que al momento de fluencia,  $M_y$  (el esfuerzo en las fibras extremas es  $F_y$ ; el resto de la sección se mantiene en el intervalo elástico), y las tipo 4 se pandean localmente bajo esfuerzos que pueden ser mucho menores que el de fluencia.

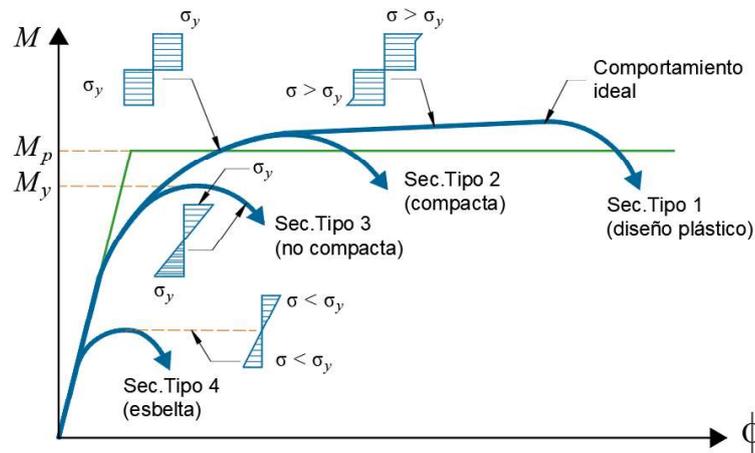
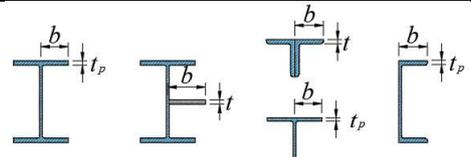
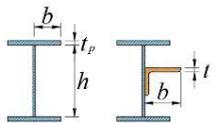
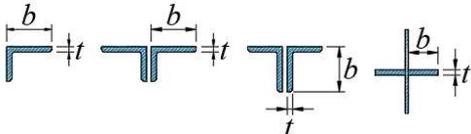
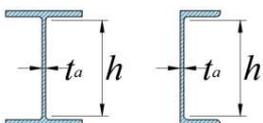
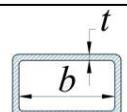
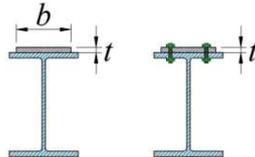
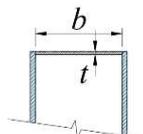
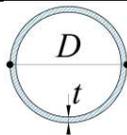


Figura C2.2.1.2.6 - Relaciones momento-curvatura (o momento-rotación) en vigas

El factor  $k_c$ , de la tabla 2.2.1.2.6.a, considera la interacción del patín y del alma durante el pandeo local (Johnson, 1985). Cuando los elementos no cumplan con los límites de la tabla 2.2.1.2.6.a, deben diseñarse como elementos esbeltos en compresión y serán sujetos a reducciones en el cálculo de su capacidad por pandeo local. El factor  $k_c$  es el mismo en elementos sujetos a compresión y a flexión, debido a que la interacción patín – alma en compresión axial y en flexión es similar. El límite máximo de 0.76 corresponde a una relación  $h/t = 27.5$  que se usa como resistencia al pandeo local en secciones IS.

Espacio en blanco dejado de manera intencional

**Tabla 2.2.1.2.6.a - Valores máximos de las relaciones ancho/espesor. Elementos que forman parte de miembros en compresión pura.**

	Descripción del elemento	$\lambda$	$\lambda_r$ <sup>[1]</sup> Sección tipo 1, 2 o 3	Ejemplos
Elementos no atiesados <sup>[3]</sup>	Patines de secciones IR o HR laminadas, placas que sobresalen de esas secciones, alas exteriores de pares de ángulos conectados continuamente, patines de CE y TR	$b/t$ o $b/t_p$	$0.56 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	Patines de secciones armadas IS formadas por placas soldadas, placas o alas de ángulos que sobresalen de ellas, atiesadores	$b/t$ o $b/t_p$	$0.64 \sqrt{\frac{k_c E}{F_y}}$ <sup>[2]</sup>	
	Alas de ángulos sencillos o de ángulos dobles con separadores, elementos soportados a lo largo de uno solo de sus bordes longitudinales	$b/t$	$0.45 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	Almas de TR	$d/t$	$0.75 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
Elementos atiesados <sup>[3]</sup>	Almas de secciones IR o HR con dos ejes de simetría y de canales CE	$h/t_a$	$1.49 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	Paredes de espesor uniforme de secciones OR y en cajón	$b/t$	$1.40 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	Cubreplacas en los patines, placas diafragma entre líneas de sujetadores o soldaduras	$b/t$	$1.40 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	Todos los elementos atiesados restantes	$b/t$	$1.49 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	Secciones OC	$D/t$	$0.11 \frac{E}{F_y}$	

<sup>[1]</sup>  $\lambda_r$  es la relación que separa los elementos *no-esbeltos* de los *esbeltos*.

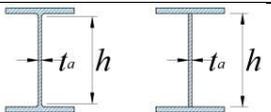
<sup>[2]</sup>  $k_c = 4/\sqrt{h/t_a}$ , pero no menor que 0.39 ni mayor que 0.76.

<sup>[3]</sup> Para la definición de elementos no atiesados y atiesados ver en 2.2.3.1 y 2.2.3.2.

**Tabla 2.2.1.2.6.b - Valores máximos de las relaciones ancho/espesor. Elementos comprimidos que forman parte de miembros en flexión o flexocompresión.**

	Descripción del elemento	$\lambda$	$\lambda_{pl}$ Seccion tipo 1	$\lambda_p$ Seccion tipo 2	$\lambda_r$ Seccion tipo 3	Ejemplos
Elementos no atiesados [c]	Patines de perfiles laminados IR, HR, CE y TR	$b/t_p$	$0.30 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$0.38 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$1.0 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	Patines de secciones armadas IS con dos o un eje de simetría	$b/t_p$		$0.38 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$0.95 \sqrt{\frac{k_c E}{F_L}}$ [a] [b]	
	Alas de ángulos sencillos LI o LD	$b/t$		$0.54 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$0.91 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	Patines de perfiles IR, HR y CE con flexión en eje de menor inercia	$b/t_p$		$0.38 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$1.0 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	Almas de secciones TR	$d/t_a$	$0.30 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$0.84 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$1.52 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
Elementos atiesados [c]	Almas de perfiles laminados IR, HR y CE	$h/t_a$	$2.45 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$3.76 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$5.70 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	Almas de secciones armadas IS con un eje de simetría	$h_c/t_a$		$\frac{h_c}{h_p} \sqrt{\frac{E}{F_y}}$ $(0.54 \frac{M_p}{M_y} - 0.09) \leq \lambda_r$	$5.70 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	Patines de secciones huecas OR y cajón	$b/t$	$1.12 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$1.12 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$1.40 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	Cubreplacas en los patines y diafragmas entre líneas de tornillos o soldaduras	$b/t$	$1.12 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$1.12 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$1.40 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	Almas de secciones huecas OR y cajón	$h/t$		$2.42 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$5.70 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	Secciones huecas circulares OC	$D/t$	$0.038 \frac{E}{F_y}$	$0.07 \frac{E}{F_y}$	$0.31 \frac{E}{F_y}$	

**Tabla 2.2.1.2.6.b - Valores máximos de las relaciones ancho/espesor. Elementos comprimidos que forman parte de miembros en flexión o flexocompresión. (continuación)**

Descripción del elemento	$\lambda$	$\lambda_{pl}$ Sección tipo 1	$\lambda_p$ Sección tipo 2	$\lambda_r$ Sección tipo 3	Ejemplos
Almas en flexocompresión	$h / t_a$	$2.45 \sqrt{\frac{E}{F_y} \left( 1 - 0.4 \frac{P_u}{F_R P_y} \right)}$	$3.75 \sqrt{\frac{E}{F_y} \left( 1 - 0.6 \frac{P_u}{F_R P_y} \right)}$	$5.6 \sqrt{\frac{E}{F_y} \left( 1 - 0.74 \frac{P_u}{F_R P_y} \right)}$	

[a] Ver nota (2) de la tabla 2.2.1.2.6.a.

[b]  $F_L = 0.7 F_y$  para flexión alrededor del eje de mayor inercia de secciones armadas IS formadas por placas soldadas, con alma compacta o no-compacta, y  $S_{xt}/S_{xc} \geq 0.7$ .  $F_L = F_y S_{xt} / S_{xc} > 0.5 F_y$  para secciones iguales a las anteriores, con  $S_{xt} / S_{xc} < 0.7$ .  $F_L$  = esfuerzo de flexión del patín en compresión;  $S_{xt}$  y  $S_{xc}$  = módulos elásticos de la sección, referidos a los patines en compresión y tensión, respectivamente, considerados con respecto al eje X.

[c] Ver nota (3) de la tabla 2.2.1.2.6.a.

CG = centro de gravedad; ENP = eje neutro plástico;  $h_c$  = dos veces la distancia desde el CG a la cara interior del patín comprimido, menos el radio de la curva de unión con los patines;  $h_p$  = dos veces la distancia desde el ENP a la cara interior del patín comprimido, menos el radio de la curva de unión con los patines.

*Comentario:*

Con el propósito de facilitar la aplicación de estos criterios, se incluyeron ilustraciones en las tablas 2.2.1.2.6.a y 2.2.1.2.6.b para identificar los elementos planos atiesados y no atiesados que se discuten en las siguientes secciones. Se denominan elemento no atiesado a aquel que está restringido en un solo borde extremo (e.g. patín de una sección CE) y elemento atiesado a aquel que está restringidos en sus dos bordes extremos (e.g. alma de una sección IR o patín de una sección OR).

## 2.2.2 Relaciones ancho/espesor máximas

**2.2.2.1** Si la placa forma parte de un miembro en compresión pura, y su relación ancho-espesor no excede el límite indicado en la tabla 2.2.1.2.6.a, es un elemento no-esbelto; si la excede, es esbelto.

**2.2.2.2** Si el miembro trabaja en flexión o flexocompresión, las relaciones ancho/espesor de los elementos planos de los tipos definidos arriba no deben exceder los valores de la tabla 2.2.1.2.6.b, lo que asegura que las secciones de los tipos 1 a 3 podrán alcanzar sus estados límite de resistencia sin que se presenten fenómenos prematuros de pandeo local. Las secciones en las cuales se exceden estos límites correspondientes son tipo 4, y deberán diseñarse considerando el pandeo local como se indica en 2.2.5.

**2.2.2.3** Para que una sección clasifique en uno de los tipos, todos los elementos planos que la componen deben satisfacer las relaciones ancho/espesor propias de ese tipo.

**2.2.2.4** En las secciones tipo 1 o 2 formadas por placas soldadas los patines deben estar conectados al alma o almas en forma continua.

*Comentario:*

En el caso de elementos que formen parte de estructuras en zonas de alta sismicidad se deben cumplir los límites establecidos en la tabla 16.1.8.1 en el Capítulo 16 de esta Norma, que son más estrictos que los indicados en la tabla anterior.

## 2.2.3 Ancho

### 2.2.3.1 Elementos planos no atiesados

**2.2.3.1.1** Son elementos planos no atiesados los que están soportados a lo largo de uno solo de los bordes paralelos a la dirección de la fuerza de compresión. Su ancho  $b$  o  $d$  se toma igual que:

- En placas, la distancia del borde libre a la primera línea de soldaduras o tornillos
- En alas de ángulos LI o LD, patines de canales CE y zetas, la dimensión nominal total
- En almas de tés TR, el peralte nominal total

- d) En patines de secciones IR, HR, IS y TR la mitad de la dimensión nominal total
- e) En perfiles hechos con lámina doblada, la distancia del borde libre a la iniciación de la curva que une el elemento considerado con el resto del perfil.

### 1.1.1.1 Elementos planos atiesados

**2.2.3.2.1** Son elementos planos atiesados los que están soportados a lo largo de los dos bordes paralelos a la dirección de la fuerza de compresión. Su ancho  $h$ ,  $h_c$  o  $b$  se toma igual que:

- a) En almas de secciones laminadas,  $h$  es la distancia libre entre patines menos los radios de las curvas de unión con ellos; en secciones asimétricas  $h_c$  es el doble de la distancia del centro de gravedad a la cara interior del patín comprimido, menos el radio de la curva de unión con los patines
- b) En patines de secciones en cajón hechas con cuatro placas, el ancho  $b$  es la distancia entre líneas adyacentes de soldaduras o tornillos
- c) En patines de secciones OR,  $b$  es la distancia libre entre almas, y  $h$  la distancia libre entre patines, en ambos casos menos los radios de las dos curvas de unión. Si no se conocen los radios, las distancias libres menos tres veces el espesor de las paredes
- d) En almas de secciones armadas formadas por placas, IS o en cajón,  $h$  es la distancia entre líneas adyacentes de tornillos o, en secciones soldadas, la distancia libre entre patines
- e) En almas de secciones de lámina delgada laminadas en caliente o dobladas en frío,  $h$  es la distancia entre las iniciaciones de las curvas de unión con los elementos de soporte.

*Comentario:*

*Existen límites más estrictos para secciones OR sometidas a flexión en el capítulo 16 (tabla 16.1.8.1) que están especificadas para el diseño en zonas de alta sismicidad. Estos límites están basados en resultados de investigaciones que demostraron que las secciones OR sujetas a carga axial reversible reportaron una fractura importante a los pocos ciclos de ocurrir el pandeo local. Estos resultados se confirmaron por Sherman (1976), donde las secciones OR eran capaces de soportar 500 ciclos cuando no ocurría pandeo local, pero la falla ocurría a menos de 40 ciclos si ocurría.*

### 2.2.4 Espesor

**2.2.4.1** En elementos de espesor uniforme, es igual que el valor nominal. En patines de espesor variable se toma el espesor nominal medido a la mitad de la distancia entre el borde y la cara del alma.

### 2.2.5 Secciones tipo 4

En la determinación de las propiedades geométricas necesarias para calcular la resistencia de diseño de miembros estructurales que contienen elementos planos comprimidos de relación ancho/espesor mayor que el límite  $\lambda_r$  de las tablas 2.2.1.2.6.a y 2.2.1.2.6.b, deben utilizarse anchos efectivos reducidos  $b_e$ , que se calculan como se indica a continuación.

#### 2.2.5.1 Elementos planos atiesados

**2.2.5.1.1** Los anchos efectivos,  $b_e$ , de elementos planos atiesados comprimidos uniformemente, se determinan con las expresiones:

$$b_e = b \text{ si } \lambda_a \leq 0.673 \quad (2.2.5.1.1.a)$$

$$b_e = \rho b \text{ si } \lambda_a > 0.673 \quad (2.2.5.1.1.b)$$

$$\rho = (1 - 0.22 / \lambda_a) / \lambda_a \quad (2.2.5.1.1.c)$$

$$\lambda_a = \frac{1.052}{\sqrt{k}} \left( \frac{b}{t} \right) \sqrt{\frac{f}{E}} \quad (2.2.5.1.1.d)$$

- b** ancho total del elemento plano  
**t** espesor del elemento plano  
**k** coeficiente de pandeo de placas igual a 4.0 para elementos atiesados soportados por un alma en cada borde longitudinal

**2.2.5.1.2** Para placas que formen parte de miembros en compresión,  $f$  se toma igual que el esfuerzo nominal en compresión,  $F_n$  (ver sección 6.3)

### 2.2.5.2 Anchos efectivos de elementos planos no atiesados comprimidos uniformemente

**2.2.5.2.1** Los anchos efectivos,  $b_e$ , de elementos planos no atiesados comprimidos uniformemente se determinan con las ecs. 2.2.5.1.1.a, a 2.2.5.1.1.d, haciendo  $k = 0.43$  en la ec. 2.2.5.1.1.d.

*Comentario:*

*La deducción de las ecs. 2.2.5.1.1.a, a 2.2.5.1.1.d se pueden consultar en Winter (1947), Peköz (1986) y De Buen (2000).*

### 2.2.6 Secciones circulares huecas

**2.2.6.1** En secciones circulares huecas la relación ancho/espesor se sustituye por el cociente del diámetro exterior entre el espesor de la pared.

**2.2.6.2** En la determinación de las propiedades geométricas necesarias para calcular la resistencia de diseño de secciones circulares huecas de pared delgada comprimida, y con relación diámetro/espesor,  $D/t$ , mayor que el límite  $\lambda_r$  de las tablas 2.2.1.2.6, pero que no excede de  $0.45E/F_y$ , debe utilizarse un área efectiva,  $A_e$ , que se calcula con la ec.:

$$A_e = \left( \frac{0.038E}{F_y(D/t)} + \frac{2}{3} \right) A \leq A \quad (2.2.6.2)$$

- D** diámetro exterior de la sección  
**t** espesor de la pared  
**A** área total, no reducida, de la sección transversal

*Comentario:*

*Los límites diámetro/espesor de la tabla para las secciones circulares en flexión está basada en Sherman (1976); Sherman y Tenavde (1984). Igualmente, la relación  $D/t$  debe estar limitada a  $0.45E/F_y$  para cualquier sección circular. Cuando no se cumple este límite, la resistencia al pandeo local disminuye rápidamente y hace impráctico el uso de estas secciones.*

Espacio en blanco dejado de manera intencional

### 3. ANÁLISIS Y DISEÑO DE MIEMBROS Y SISTEMAS ESTRUCTURALES

Este capítulo presenta las disposiciones mínimas que deben considerarse en el análisis y diseño por estabilidad de miembros y sistemas de acero estructural.

Está integrado por las siguientes secciones:

- 3.1 Disposiciones generales
- 3.2 Rigidez lateral
- 3.3 Efectos de esbeltez de conjunto
- 3.4 Métodos para el análisis por estabilidad
- 3.5 Método de análisis directo
- 3.6 Método de la longitud efectiva
- 3.7 Determinación aproximada de los efectos de segundo orden.

#### 3.1 Disposiciones generales

**3.1.1** Tanto la estructura completa, como cada uno de los miembros que la componen, deben ser capaces de resistir las acciones de diseño que actúan en ellos de manera estable.

**3.1.2** Se deben incluir los efectos siguientes para determinar la influencia de la estabilidad:

- a) Deformaciones axiales, en flexión, torsión y cortante, de todos los miembros, así como cualquier otra deformación que contribuya a los desplazamientos de la estructura
- b) Efectos de segundo orden,  $P\Delta$  y  $P\delta$
- c) Imperfecciones geométricas
- d) Reducciones de rigidez debidas a inelasticidad
- e) Incertidumbres en los valores de rigideces y resistencias.

**3.1.3** Los efectos que dependen de las cargas se calculan para todas las combinaciones de acciones de diseño.

*Comentario:*

*Los efectos  $P\Delta$  son los que producen las cargas verticales al actuar sobre la estructura desplazada lateralmente (son efectos de conjunto en toda la estructura o en cada uno de sus entrepisos), y los  $P\delta$  los ocasionados por las cargas, originalmente axiales, cuando actúan sobre el miembro deformado entre sus extremos (son individuales en cada columna).*

*Se permite el empleo de cualquier método racional de análisis y diseño que considere todos los efectos listados arriba. Los métodos mencionados en 3.4 satisfacen esa condición.*

*En estructuras diseñadas utilizando un análisis inelástico se cumplirán los requisitos del Capítulo 4 además de los requisitos definidos en 1.7.2.1.*

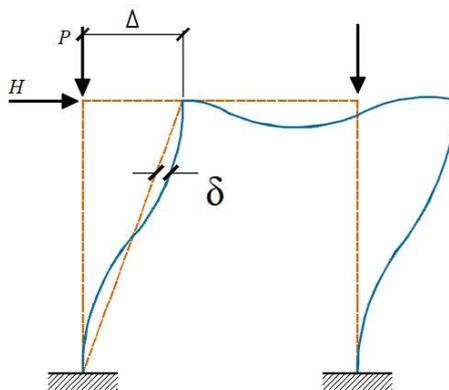


Figura C3.1.3 - Definición de los efectos  $P\Delta$  y  $P\delta$

## 3.2 Rigidez lateral

### 3.2.1 Estructuras con rigidez lateral adicional

3.2.1.1 El sistema vertical de contraventeo de una construcción, debe ser adecuado para:

- a) Evitar el pandeo de la estructura bajo cargas verticales de diseño
- b) Conservar la estabilidad lateral de la estructura, incluyendo los efectos ocasionados por los desplazamientos laterales del sistema y las deformaciones entre los extremos de las columnas (efectos  $P\Delta$  y  $P\delta$ ), bajo cargas verticales y horizontales de diseño.

3.2.1.2 Si el edificio está provisto de muros de cortante ligados a los marcos rígidos por medio de losas de concreto u otros sistemas de piso de rigidez y resistencia adecuadas, como los compuestos por un sistema de diagonales y montantes horizontales de acero, esos muros de cortante o marcos contraventeados forman parte del sistema vertical de contraventeo.

3.2.1.3 Si hay columnas que no contribuyen a la rigidez lateral del conjunto, por la forma en que están ligadas a los demás miembros estructurales, el efecto desestabilizador de las cargas verticales que actúan sobre ellas se toma en cuenta al diseñar las columnas de los marcos, rígidos o contraventeados, y de los muros de cortante, que proporcionan la rigidez lateral.

3.2.1.4 Las vigas que forman parte de marcos contraventeados se diseñan como miembros flexocomprimidos, incluyendo las fuerzas de compresión axial originadas por las cargas horizontales.

*Comentario:*

*Para diseñar las estructuras, se han dividido tradicionalmente en dos grupos que se han designado "rigidizadas" y "no rigidizadas"; sin embargo, en el diseño no importa que haya, o no, miembros que aporten rigidez lateral, como diagonales de acero o muros de cortante, sino la rigidez lateral de la estructura, que puede ser propia o auxiliada, al menos en parte, por miembros como los mencionados. En lo que sigue, las estructuras se definen de acuerdo con la forma en que obtienen su rigidez lateral, aunque en ocasiones se conservan los términos tradicionales: "contraventeadas" y "no contraventeadas".*

### 3.2.2 Estructuras con rigidez lateral propia

3.2.2.1 La resistencia de los marcos que forman parte de edificios sin contraventeo ni muros de cortante se determina con un análisis racional que debe incluir los efectos producidos por los desplazamientos laterales de los niveles del sistema y las deformaciones entre los extremos de las columnas (efectos  $P\Delta$  y  $P\delta$ ), y por la deformación axial de las mismas.

*Comentario:*

*Los marcos deben ser estables bajo cargas verticales de diseño y bajo la combinación de éstas y las fuerzas horizontales de diseño.*

3.2.2.2 Cuando hay columnas que no contribuyen a la rigidez lateral del conjunto, por la forma en que están ligadas a los demás miembros estructurales, el efecto desestabilizador de las cargas verticales que actúan sobre ellas se toma en cuenta al diseñar las columnas de los marcos rígidos que proporcionan la rigidez lateral.

3.2.2.3 Una estructura sin muros de rigidez ni contraventeos puede tener rigidez propia suficiente para que los efectos de esbeltez debidos a los desplazamientos laterales de sus niveles sean despreciables.

## 3.3 Efectos de esbeltez de conjunto

### 3.3.1 Relación de esbeltez

3.3.1.1 La relación de esbeltez  $L_c/r$  de los miembros comprimidos axialmente se determina con la longitud efectiva,  $L_c$ , y el radio de giro,  $r$ , correspondiente del miembro estructural. La longitud efectiva,  $L_c$ , del miembro comprimido se debe determinar con un análisis de pandeo o carga crítica, o alternativamente, multiplicando la longitud libre,  $L$ , del miembro comprimido entre secciones soportadas lateralmente por el factor de longitud efectiva,  $K$ , que se calcula como se indica en 3.6.3. Debe tenerse cuidado, en todos los casos, de utilizar la relación de esbeltez máxima del miembro, ya que  $K$ ,  $L_c$ , y  $r$ , o cualquiera de esas cantidades, pueden tener varios valores diferentes en un mismo miembro, dependiendo del eje de las

secciones transversales alrededor del que se presente el pandeo, de las condiciones de apoyo en sus extremos y de la manera en que esté soportado lateralmente.

*Comentario:*

*Los efectos de esbeltez producidos por los desplazamientos laterales de los niveles de un edificio pueden ser significativos en unos entresijos y en otros no. El comportamiento puede cambiar también de una a otra dirección de análisis.*

**3.3.1.2** La relación de esbeltez  $L_e/r$  de miembros en tensión se determina con su longitud libre  $L$ .

### 3.3.2 Relación de esbeltez máxima

**3.3.2.1** La relación de esbeltez  $L_e/r$  de miembros en compresión no debe ser mayor que 200.

*Comentario:*

*Los miembros estructurales con relaciones de esbeltez mayores que 100, para miembros en compresión, son muy poco eficientes, esto es, se requiere de mucha área para obtener resistencias bajas, por lo que no es recomendable.*

**3.3.2.2** La relación de esbeltez  $L/r$  de miembros en tensión puede tener cualquier valor, pero conviene que no pase de 240 en miembros principales, ni de 300 en contraventeos y miembros secundarios, especialmente cuando estén sometidos a cargas que puedan ocasionar vibraciones.

**3.3.2.3** Si el miembro en tensión es una varilla, no se pone límite a su relación de esbeltez, pero se recomienda pretensarlo para evitar vibraciones o deformaciones y desplazamientos excesivos.

*Comentario:*

*Es importante garantizar que los miembros en tensión con esbelteces grandes (mayores que 200) queden permanentemente pretensados, dado que de lo contrario no cumplirían con la función para la cual fueron diseñados.*

### 3.3.3 Índice de estabilidad

**3.3.3.1** El índice de estabilidad de un entresijo,  $I$ , se calcula con la expresión:

$$I = \frac{\sum P_u Q R \Delta_{OH}}{L \sum H} \quad (3.3.3.1)$$

$\sum P_u$	fuerza vertical de diseño en el entresijo en consideración (peso de la construcción por encima de él, multiplicado por el o los factores de carga correspondientes); incluye cargas muertas y vivas
$Q$	factor de comportamiento sísmico, definido en la NTC-Sismo. Cuando las fuerzas laterales accidentales sean producidas por viento, se tomará $Q = 1.0$
$\Delta_{OH}$	desplazamiento horizontal relativo de primer orden de los niveles que limitan el entresijo en consideración, en la dirección que se está analizando, producido por las fuerzas horizontales $\sum H$ , calculadas con las rigideces utilizadas en el análisis (reducidas como se indica en 3.5.2.2 cuando se usa el método de análisis directo). Si $\Delta_{OH}$ no es el mismo en todos los puntos del entresijo (por ejemplo, por efectos de torsión), se toma el desplazamiento de entresijo promedio o, como una alternativa, el máximo
$\sum H$	suma de todas las fuerzas horizontales de diseño que obran encima del entresijo en consideración (fuerza cortante de diseño en el entresijo, en la dirección que se está analizando). El cociente $\sum H / \Delta_H$ es la rigidez lateral del entresijo.
$L$	altura del entresijo
$R$	factor de reducción por sobrerresistencia

**3.3.3.2** En el cálculo de los desplazamientos se toma en cuenta la rigidez de todos los miembros que forman parte integrante de la estructura incluyendo, cuando los haya, muros de rigidez y contravientos.

**Comentario:**

Al tener que cumplir con las distorsiones de entrepiso máximas, definidas en la NTC-Sismo, el índice de inestabilidad tiende a valores bajos, comprendidos en el intervalo de 0.1 a 0.2, o bien, valores de **K** de 1.1 a 1.4, aproximadamente. La deducción de la ec. 3.3.3.1 contempla estructuras regulares sin efectos de torsión, y con un sistema de piso que uniformiza el desplazamiento lateral (De Buen, 1993), por lo que tiene limitaciones para estructuras irregulares.

**3.4 Métodos para el análisis por estabilidad**

**3.4.1** Se deberán diseñar las estructuras considerando los efectos de estabilidad utilizando el método de análisis directo o el método de longitud efectiva. La tabla 3.4.1 resume los requisitos del método de análisis directo que se describe en 3.5, y del método de longitud efectiva descrito en 3.6.

**Tabla 3.4.1 - Requisitos de los métodos para el análisis por estabilidad**

Requisitos	Métodos	
	Longitud efectiva	Análisis directo
Tipo de análisis	Elástico de segundo orden <sup>[1]</sup>	Elástico de segundo orden <sup>[1]</sup>
Carga ficticia <sup>[2]</sup>	$N_i = 0.003 W_i$ (o $\Delta_o = 0.003L$ )	$N_i = 0.003 W_i$ (o $\Delta_o = 0.003L$ )
Rigidez efectiva	Nominal $EI^* = EI$ $EA^* = EA$	0.8 Nominal: $EI^* = 0.8 EI$ $EA^* = 0.8 EA$
Resistencia axial	$R_c$ con $L_c$ ( $L_c = KL$ ) <sup>[3]</sup>	$R_c$ con $L$ ( $K=1$ )
Limitaciones	$I \leq 0.3$	Ninguna

<sup>[1]</sup> Puede realizarse con un método aproximado, iterativo o matricial.

<sup>[2]</sup> Carga ficticia solo se requiere en combinaciones con cargas de gravedad; no se requieren en combinaciones que incluya una carga accidental.

<sup>[3]</sup> Se permite  $K = 1$  cuando el factor  $I \leq 0.08$

**Comentario:**

En versiones anteriores de esta Norma se utilizaban ecuaciones de diseño basadas en los resultados de análisis elásticos de primer orden ante la complejidad (por la falta de herramientas adecuadas) de realizar análisis de segundo orden; en esta versión de la Norma se requiere que los análisis sean de segundo orden utilizando algún método aproximado, iterativo o matricial. En el método de la longitud efectiva, que se propuso inicialmente y se conserva con algunos cambios, se considera en el diseño el factor **K**, que se obtiene con un análisis de pandeo o por medio de nomogramas o fórmulas aproximadas. El método de análisis directo, en contraste, se ha calibrado reduciendo las rigideces para que los efectos de segundo orden e inelasticidad en los momentos flexionantes y en la carga axial se tomen en cuenta directamente en la etapa del análisis, de tal forma que ya no es necesario incluirlos en el diseño (i.e.  $K = 1$ ). En ambos métodos se consideran factores para incluir las imperfecciones iniciales y la no linealidad geométrica y del material, los cuales tienen como objetivo que los resultados se aproximen a los obtenidos con rigurosos análisis inelásticos de segundo orden. Existen diversos estudios que comparan la precisión de estos dos métodos de diseño por estabilidad (i.e., longitud efectiva y análisis directo) respecto a un diseño de segundo orden no lineal riguroso en diferentes estructuras de acero (e.g. AISC-SSRC, 2003; Maleck y White, 2003; Surovek et al. 2005; Perea et al., 2013) y estructuras compuestas (e.g. Denavit et al., 2016).

**3.5 Método de análisis directo**

Las acciones y las resistencias de diseño se calculan, respectivamente, de acuerdo con 3.5.1 y 3.5.3. El método puede utilizarse para todas las estructuras.

**3.5.1 Acciones de diseño**

**3.5.1.1** Las acciones de diseño de los componentes de la estructura se determinan con un análisis acorde con 3.5.2, que incluye imperfecciones iniciales (véase 3.5.2.1) y ajustes de las rigideces (véase 3.5.2.2).

### 3.5.2 Requisitos generales para el análisis

El análisis de la estructura tiene que satisfacer los requisitos siguientes:

- a) Debe considerar las deformaciones por flexión, cortante y fuerza axial de todos los miembros, de las conexiones y de cualquier otro componente, que contribuyan a los desplazamientos de la estructura. El análisis incluirá reducciones en todas las rigideces que se considere que proporcionan estabilidad a la estructura como se especifica en 3.5.2.2.1
- b) El análisis debe ser de segundo orden, con efectos  $P\Delta$  y  $P\delta$ , pero se permite desprestigiar el efecto  $P\delta$  en la respuesta de estructuras regulares cuando se satisfacen las condiciones siguientes:
  - 1) La estructura soporta la mayor parte de las cargas gravitacionales con columnas, muros o marcos verticales nominalmente
  - 2) El índice de estabilidad  $I$  (ec. 3.3.3.1), en todos los niveles, es igual o menor que 0.08

**3.5.2.2** El efecto  $P\delta$  puede incluirse en el análisis o considerarse al diseñar, por separado, los miembros flexocomprimidos.

*Comentario:*

*Si se cumplen las condiciones indicadas, se puede hacer un análisis  $P\Delta$  de segundo orden (desprestigando los efectos  $P\delta$  en la respuesta de la estructura). El efecto  $P\delta$  se toma en cuenta en el diseño con el factor  $B_1$  definido en 3.7.2, ec. 3.7.2.8.a. El análisis de segundo orden puede hacerse con un programa de computadora que incluya, al menos, el efecto  $P\Delta$  (el  $P\delta$  se incluye en el diseño de cada columna), o multiplicando los momentos de primer orden por los factores  $B_1$  y  $B_2$  de 3.7.2, ecs. 3.7.2.8.a, a 3.7.2.8.c.*

- c) Deben considerarse todas las cargas gravitacionales y de cualquier otro tipo que puedan influir en la estabilidad de la estructura.

*Comentario:*

*El análisis se hace con todas las cargas gravitacionales, incluyendo las que actúan sobre columnas que no contribuyen a la rigidez lateral del conjunto. Estas columnas pueden estar articuladas en los dos extremos, de manera que resisten cargas verticales, pero carecen de rigidez lateral.*

#### 3.5.2.1 Imperfecciones iniciales

**3.5.2.1.1** El efecto de las imperfecciones iniciales sobre la estabilidad de la estructura se toma en cuenta de alguna de las maneras siguientes:

- a) Modelándolas directamente en el análisis, ver 3.5.2.1(a)
- b) Aplicando fuerzas laterales ficticias, ver 3.5.2.1(b).

*Comentario:*

*Las imperfecciones consideradas en esta sección son defectos en la posición de los puntos de intersección de los miembros. En estructuras típicas para edificios, la imperfección más importante de este tipo es la falta de alineación vertical de las columnas. En esta sección no se incluye que los miembros no sean rectos inicialmente, porque se toma en cuenta en la Norma para diseño de miembros comprimidos del Capítulo 6, y no se consideran explícitamente en el análisis mientras están dentro de los límites especificados en el código de prácticas aplicable.*

**3.5.2.1.(a)** El efecto de las imperfecciones iniciales sobre la estabilidad de la estructura se toma en cuenta de alguna de las maneras siguientes:

**3.5.2.1.2** En todos los casos se permite incluir las imperfecciones iniciales directamente en el análisis. La estructura se analiza con los puntos de intersección de los miembros desplazados de sus posiciones teóricas, con las cantidades indicadas en el código de prácticas aplicable y el patrón que produzca el mayor efecto desestabilizador.

*Comentario:*

*La magnitud de los desplazamientos laterales iniciales se basa en las tolerancias de construcción permisibles, especificadas en el código de prácticas generales del IMCA. Se pueden considerar desplazamientos laterales diferentes si se conocen las imperfecciones reales en la estructura.*

**3.5.2.1.3** En el análisis de estructuras regulares que soportan las cargas gravitacionales principalmente por medio de columnas, muros o marcos, nominalmente verticales, en las que el índice de estabilidad  $I$  no excede de 0.08 en ningún entrepiso, con rigideces ajustadas de conformidad con 3.5.2.2, se permite incluir las imperfecciones iniciales sólo en las combinaciones con cargas gravitacionales, pero no se requieren incluirlas en combinaciones que incluyan una carga accidental.

**3.5.2.1.(b)** Empleo de fuerzas laterales ficticias para representar las imperfecciones iniciales.

**3.5.2.1.4** En estructuras que soportan las cargas gravitacionales principalmente por medio de columnas, muros o marcos, nominalmente verticales, se permite representar los efectos de las imperfecciones iniciales por medio de fuerzas laterales ficticias de acuerdo con los requisitos que se mencionan. Las fuerzas laterales ficticias se aplican a un modelo de la estructura basado en su geometría teórica (sin imperfecciones).

*Comentario:*

*Los valores de las fuerzas ficticias se han calibrado de manera que produzcan en las estructuras los mismos efectos que se obtienen en un análisis inelástico de segundo orden con modelado directo de las imperfecciones iniciales.*

- 1) Las fuerzas laterales ficticias,  $N_i$ , se aplican en todos los niveles y su magnitud es:

$$N_i = 0.003 W_i \quad (3.5.2.1.3)$$

$N_i$  fuerza lateral ficticia aplicada en el nivel  $i$   
 $W_i$  carga gravitacional que actúa en el nivel  $i$

*Comentario:*

*El coeficiente 0.003 de la ec. 3.5.2.1.3, con el que se calculan las fuerzas laterales ficticias, se basa en una falta de verticalidad nominal inicial del entrepiso de 1/500, incrementada en 0.001, para incluir el efecto de la posible plastificación parcial de las columnas. Cuando se justifica el uso de una falta de verticalidad máxima mayor al límite de 1/500, se permite ajustar el coeficiente proporcionalmente. La falta de verticalidad de 1/500 representa la tolerancia máxima especificada en el código de prácticas generales del IMCA. En algunos casos se especifican otras tolerancias que pueden requerir una verticalidad más estricta. En la mayoría de las estructuras para edificios, el requisito referente a la dirección de la fuerza lateral ficticia en combinaciones de cargas que no incluyen fuerzas laterales reales, se resuelve considerando dos direcciones ortogonales alternativas de aplicación de la fuerza lateral ficticia, en sentidos positivo y negativo en cada una de ellas, en la misma dirección en todos los niveles. No es necesario incluir estas fuerzas ficticias en combinaciones que incluyan una carga accidental.*

### 3.5.2.2 Ajustes de las rigideces

**3.5.2.2.1** En el análisis de la estructura para determinar las resistencias de diseño de sus componentes deben utilizarse rigideces reducidas, como sigue:

- a) Se aplica un factor de 0.80 a las rigideces de todos los componentes que contribuyen a la estabilidad de la estructura. Se permite aplicar este factor de reducción a las rigideces de todos los miembros que la componen

*Comentario:*

*La aplicación de la reducción de rigideces a algunos miembros y no a otros puede, en algunos casos, producir una distorsión artificial de la estructura bajo carga y una posible redistribución de fuerzas no intencional, lo que se evita aplicando la reducción a todos los miembros, incluyendo los que no contribuyen a la estabilidad de la estructura.*

- b) Cuando hay componentes de materiales que no son acero estructural que contribuyen a la estabilidad de conjunto, y la norma que gobierna el diseño de esos materiales requieren reducciones de rigideces mayores, éstas se aplicarán a los componentes mencionados.

*Comentario:*

*La rigidez reducida ( $EI^* = 0.8 EI$  y  $EA^* = 0.8 EA$ ) se usa en el método de análisis directo. Resulta ser una coincidencia que, tanto el coeficiente para columnas esbeltas como para robustas, sean de magnitudes similares, ya que el factor de reducción 0.8 es adecuado para todos los rangos de esbeltez. Es importante señalar que la*

reducción de rigidez de 0.8 veces también se requiere para las otras propiedades de los miembros incluyendo la constante de torsión ( $\mathbf{J}$ ) y de alabeo ( $\mathbf{C}_a$ ) para considerar de manera adecuada los efectos de torsión en el análisis. Para facilitar su aplicación, el factor de 0.8 de la inercia  $\mathbf{I}$ , área  $\mathbf{A}$ , torsión  $\mathbf{J}$  y alabeo  $\mathbf{C}_a$  se podría aplicar afectando directamente en el análisis a los módulos de elasticidad ( $\mathbf{E}$  y  $\mathbf{G}$ ) por 0.8. El módulo de elasticidad no debe ser reducido en ecuaciones de resistencia nominal que emplean  $\mathbf{E}$  para evaluar los efectos de pandeo o de esbeltez (e.g. en la carga crítica de Euler, o en el parámetro de esbeltez límite de secciones transversales). El uso de rigideces reducidas en el análisis de segundo orden solo se emplea para considerar los efectos de estabilidad en los estados límite de resistencia, pero no aplica en la revisión de los estados límites de servicio (e.g. en el cálculo de los desplazamientos laterales, distorsiones de entrepiso, deflexiones, vibraciones, o en la determinación del periodo fundamental).

### 3.5.3 Acciones de diseño

**3.5.3.1** En el método de análisis directo, las resistencias de diseño de los miembros y conexiones se calculan siguiendo las recomendaciones de los Capítulos 5 a 11, sin consideraciones adicionales de estabilidad de la estructura completa. El factor de longitud efectiva,  $\mathbf{K}$ , de todos los miembros, se toma igual que la unidad, excepto cuando, por medio de un análisis racional, pueden justificarse valores menores.

**3.5.3.2** El contraventeo utilizado para definir las longitudes libres de pandeo de los miembros tendrá rigidez y resistencia suficientes para controlar el movimiento de los puntos soportados.

## 3.6 Método de la longitud efectiva

### 3.6.1 Limitaciones

**3.6.1.1** Este método es aplicable a estructuras que satisfacen las condiciones siguientes:

- La estructura soporta las cargas gravitacionales principalmente por medio de columnas, muros o marcos verticales nominalmente
- El cociente del desplazamiento máximo de segundo orden entre el máximo de primer orden, para todos los entrepisos y combinaciones de carga, es menor o igual que 1.5.

*Comentario:*

*El cociente de la distorsión de entrepiso de segundo orden entre la de primer orden puede tomarse igual que el factor  $\mathbf{B}_2$  del entrepiso, que se calcula como se indica en 3.7.2.*

### 3.6.2 Acciones de diseño

**3.6.2.1** Las acciones de diseño de los componentes se determinan con un análisis que cumpla los requisitos de 3.5.1, pero no se reducen las rigideces; se emplean las rigideces nominales de todos los componentes de acero estructural. En el análisis se incluyen fuerzas laterales ficticias de conformidad con 3.5.2.1(b).

### 3.6.3 Factor de longitud efectiva

Para determinar el factor de longitud efectiva,  $\mathbf{K}$ , se tienen en cuenta las características generales de la estructura de la que forma parte el miembro que se está diseñando, las condiciones de sujeción en sus extremos y los demás factores que se mencionan en 3.2.

Desde el punto de vista de las características generales de la estructura se consideran tres casos:

#### 3.6.3.1 Miembros con extremos restringidos

**3.6.3.1.1** Los efectos de esbeltez son ocasionados por las deformaciones del miembro entre sus extremos. El factor de longitud efectiva  $\mathbf{K}$  puede considerarse conservadoramente igual que 1.0, pero pueden emplearse valores menores si se justifican con un estudio adecuado que tenga en cuenta las restricciones angulares en los extremos.

*Comentario:*

*Los puntales de contraventeo y las barras comprimidas o flexocomprimidas de las armaduras se encuentran en este caso.*

*Para este caso el valor de  $K$  varía entre 0.5 y 1.0 para extremos empotrados y biarticulados respectivamente.*

### 3.6.3.2 Miembros con desplazamientos laterales relativos en los que pueden despreciarse los efectos de esbeltez

**3.6.3.2.1** Pueden despreciarse en las columnas de entrepisos de marcos rígidos de cualquier altura que forman parte de estructuras regulares, cuando el índice de estabilidad del entrepiso,  $I$ , no excede de 0.08.

*Comentario:*

*El valor de 0.08 del índice de inestabilidad implica que los efectos de segundo orden no sobrepasan a los de primer orden en más de 10 por ciento por lo que estos podrían despreciarse (De Buen, 1993).*

**3.6.3.2.2** El factor de longitud efectiva  $K$  de pandeo en el plano de los marcos con contravientos con  $I < 0.08$  puede considerarse conservadoramente igual que 1.0, pero pueden emplearse valores menores si se justifican mediante un análisis adecuado.

*Comentario:*

*Siempre que los marcos tengan contravientos con suficiente resistencia y rigidez, capaces de controlar el movimiento de los puntos soportados, no es relevante determinar con precisión el valor de  $K$  que variaría entre 0.5 y 1.0, pudiéndose tomar conservadoramente como  $K=1.0$ .*

### 3.6.3.3 Miembros con desplazamientos laterales relativos en los que no pueden despreciarse los efectos de esbeltez

**3.6.3.3.1** Estos efectos no pueden despreciarse en columnas de marcos rígidos que forman parte de estructuras regulares, cuando el índice de estabilidad del entrepiso,  $I$ , excede de 0.08.

*Comentario:*

*Están en este caso, con frecuencia, las columnas de edificios de varios pisos cuya estabilidad lateral depende exclusivamente de la rigidez a la flexión de columnas y vigas unidas entre sí por medio de conexiones rígidas.*

**3.6.3.3.2** Los efectos de segundo orden producidos por la interacción de las cargas verticales y los desplazamientos laterales de los entrepisos se evalúan como se indica en el presente capítulo, y se incluyen en el diseño de columnas y vigas.

**3.6.3.3.3** Si el índice de estabilidad  $I$  es mayor que 0.30 en alguno o algunos de los entrepisos, se deberá aumentar la rigidez de la estructura completa, o de parte de ella, para reducir los desplazamientos  $\Delta_{OH}$  y el índice de estabilidad  $I$  en todos los entrepisos a un valor menor que 0.30.

*Comentario:*

*Cuando una estructura tiene un índice de inestabilidad  $I$  mayor que 0.3 significa que la estructura es muy flexible y que probablemente no cumpliría con las distorsiones máximas de entrepiso para acciones sísmicas.*

## 3.6.4 Resistencias de diseño

**3.6.4.1** Las resistencias de diseño de miembros y conexiones se determinan siguiendo los requisitos de los Capítulos 5 a 11.

**3.6.4.2** El factor de longitud efectiva,  $K$ , de los miembros comprimidos, se determina como se especifica en (a) o (b):

- a) A menos que se demuestre con un análisis racional que se pueden utilizar valores menores, se permite usar  $K=1.0$  en el diseño de todas las columnas si: (1) el valor del índice de estabilidad  $I$  (ec. 3.3.3.1) es menor o igual que 0.08, (2) el cociente de las distorsiones máximas de segundo orden y las de primer orden, para todos los entrepisos y combinaciones, es menor o igual que 1.1, o bien, (3) la estructura está restringida a desplazamientos laterales por muros o contravientos con suficiente resistencia y rigidez. Tal que el índice de estabilidad sea menor a 0.08

*Comentario:*

*Cuando el cociente de los desplazamientos laterales de segundo orden con relación a los de primer orden son menores o iguales a 0.8, significa que los efectos de segundo orden  $P\Delta$  son pequeños y por lo tanto la columna se encuentra en una condición cercana a extremos restringidos. Cuando el índice de estabilidad es menor a 0.08*

implicaría que los efectos de segundo orden  $P\Delta$  no sobrepasan a los de primer orden en más del diez por ciento, por lo que se pueden despreciar y por ende se trata de un sistema con movimientos laterales impedidos, por lo que el factor  $K$  variaría de 0.5, para ambos extremos empotrados a 1.0 para ambos extremos articulados. Conservadoramente se puede considerar  $K=1.0$  para todos los casos.

- b) En sistemas estructurales, marcos rígidos o de otros tipos, en los que el valor del índice de estabilidad  $I$  (ec. 3.3.3.1) excede de 0.08, el factor de longitud efectiva,  $K$ , o el esfuerzo crítico de pandeo elástico,  $F_e$ , de las columnas se determinará por medio de un análisis de pandeo lateral de la estructura. Se tomará  $K = 1.0$  en las columnas que no contribuyan ni a la estabilidad lateral ni a la resistencia ante cargas laterales.

*Comentario:*

No es sencillo determinar el factor de longitud efectiva dado que depende de las restricciones que tenga el miembro en sus extremos, ya sea por sus condiciones de apoyo (placa base, conexiones, cimentación, etc.) o por las que proporcionan los demás miembros que concurren al nodo donde se conectan. Adicionalmente, la rigidez de un miembro es dependiente de la carga axial.

Los nomogramas definidos en De Buen (1980), tanto para movimientos laterales impedidos como no impedidos, no siempre proporcionan valores racionales debido a que regularmente no se cumplen las hipótesis de su deducción, como son:

- Todas las columnas en un mismo entrepiso tienen la misma longitud y carga axial.
- Todas las vigas tienen la misma longitud y no tienen carga axial.
- Todas las columnas en un mismo entrepiso alcanzan sus cargas críticas simultáneamente.
- Las rotaciones en todas las vigas son iguales y de sentido contrario.
- Los momentos restrictivos que proporcionan las vigas se reparten entre las dos columnas que concurren al nodo.
- Todas las conexiones de vigas a columnas son rígidas.

En la Fig. C3.6.4.2 se resumen las hipótesis planteadas en el párrafo anterior. El uso del método de análisis directo, descrito en 3.5, resuelve la incertidumbre y la dificultad para determinar el factor de longitud efectiva  $K$ , dado que para el proceso se utiliza  $K=1$ .

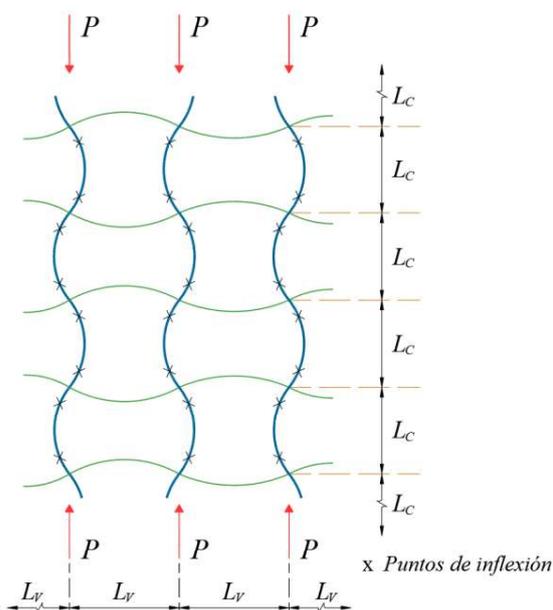


Figura C3.6.4.2 - Forma de pandeo de un marco con desplazamientos laterales impedidos (De Buen, 1980).

### 3.7 Determinación aproximada de los efectos de segundo orden

Como una alternativa a un análisis riguroso, se proporciona aquí un procedimiento aproximado para incluir los efectos de segundo orden amplificando las acciones de diseño obtenidas con uno de primer orden.

### 3.7.1 Limitaciones

3.7.1.1 Este procedimiento es aplicable sólo a estructuras regulares, que soportan las cargas gravitacionales principalmente por medio de columnas, muros o marcos verticales nominalmente, y puede utilizarse también para determinar los efectos  $P\delta$  en cualquier miembro comprimido individual.

### 3.7.2 Acciones de diseño

3.7.2.1 Los momentos producidos con traslación impedida,  $M_{ii}$ , y traslación permitida,  $M_{ip}$ , se evalúan por separado utilizando métodos convencionales de análisis de primer orden, y los momentos de segundo orden finales se obtienen como se indica a continuación.

3.7.2.2 Momentos de diseño en los extremos de las columnas:

$$M_{uo} = M_{ii} + B_2 M_{ip} \quad (3.7.2.2)$$

*Comentario:*

Los momentos en los extremos de las columnas están determinados por los momentos  $M_{ii}$  más los  $M_{ip}$  multiplicados por  $B_2$ , esto es, considerando los efectos  $P\Delta$ . Evidentemente no deberían considerarse los efectos  $P\delta$ , por lo cual no aparece el término  $B_1$ , esto es, se sumarían los momentos de traslación impedida y los momentos de traslación permitida amplificados por los efectos  $P\Delta$ .

3.7.2.3 Momentos de diseño en la zona central de la columna:

$$M_{ou}^* = B_1 (M_{ii} + B_2 M_{ip}) \quad (3.7.2.3)$$

*Comentario:*

Si se observa en la ec. 3.7.2.3, primero se consideran los efectos  $P\Delta$  por medio de la variable  $B_2$ , esto es se transforma en una columna con extremos restringidos; posteriormente se transforma en una columna en flexión uniforme a través de la variable  $C_m$  (incluida en  $B_1$ ), con lo que posteriormente se consideran los efectos  $P\delta$  por medio de  $B_1$ . El término  $(M_{ii} + B_2 M_{ip})$  se evalúa en los dos extremos de la columna y se considera el mayor de ambos para el diseño de la columna, el cual se toma como base para transformar el diagrama de momento en uno uniforme equivalente. Es posible que los momentos máximos en las direcciones X y Y ocurran en extremos diferentes.

3.7.2.4 Con la ec. 3.7.2.2 se obtienen los momentos en los extremos, que incluyen el efecto  $P\Delta$ , y con la ec. 3.7.2.3 se determinan los momentos en la zona central de la columna, amplificados por efecto  $P\delta$  cuando éste es significativo.

*Comentario:*

El efecto  $P\delta$  se debe a que la fuerza normal deja de estar aplicada a lo largo del eje de la columna al deformarse ésta entre sus extremos. En general, las columnas sujetas a acciones sísmicas están en curvatura doble, por lo que el efecto  $P\delta$  no suele ser relevante debido a que el momento máximo seguiría presentándose en alguno de los extremos. Si se observa la ec. 3.7.2.8.a para determinar  $B_1$ , que corresponde a la evaluación de los efectos  $P\delta$ , la carga axial  $P_u$  dividida entre el factor de reducción de resistencia  $F_R$  y la carga crítica de pandeo elástico  $P_{e1}$ , debería ser del orden del 20 por ciento para que el valor  $B_1$  sea de 1.25, para lo cual se requeriría que la carga axial sea muy alta o bien que la columna sea muy esbelta.

Espacio en blanco dejado de manera intencional

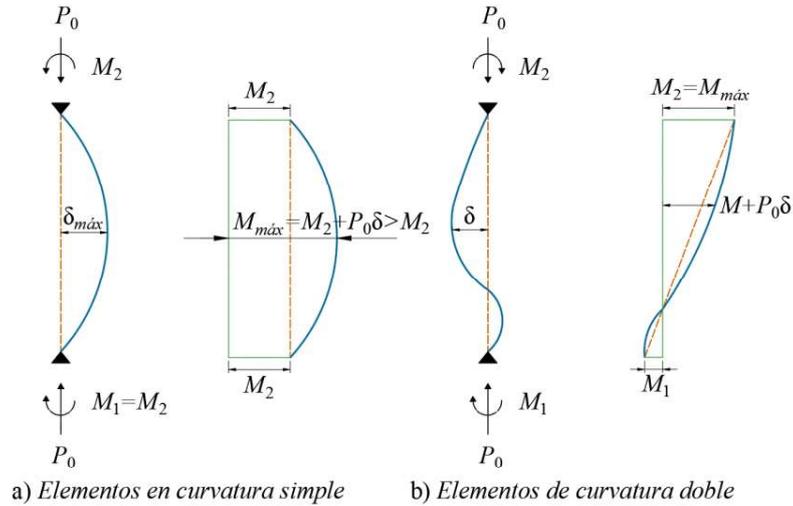


Figura C7.4.2.4 - Diagrama de momentos de columnas en flexocompresión.

En general, los momentos de primer orden  $M_{1i}$  son producidos por las combinaciones de carga con la estructura restringida contra la translación lateral, y los momentos de primer orden  $M_{1p}$  son producidos por las combinaciones de carga debidas únicamente a la translación lateral de la estructura.

Con cierto grado de aproximación, los momentos  $M_{1i}$  se pueden asumir igual que los producidos por cargas verticales y los  $M_{1p}$  por acciones horizontales (e.g. viento y sismo). No obstante, las cargas verticales pueden ocasionar momentos  $M_{1p}$  significativos en estructuras flexibles o asimétricas (e.g. en geometría, en cargas, o en ambas). En estos casos, se recomienda obtener los momentos  $M_{1i}$  para todas las cargas con soportes que restrinjan los desplazamientos laterales en todos los niveles, y obtener los momentos  $M_{1p}$  con las reacciones de los soportes laterales del primer análisis.

**3.7.2.5** En marcos que forman parte de estructuras que tienen rigidez suficiente, propia o proporcionada por su interacción con contraventeos, muros de cortante u otros miembros, para que puedan despreciarse los efectos de esbeltez debidos a desplazamientos laterales de entrepiso ( $I \leq 0.08$ ), no se considera el término  $B_2 M_{1p}$  de las ecs. 3.7.2.2 y 3.7.2.3, y los momentos  $M_{1i}$  son la suma de los producidos por las acciones verticales y horizontales.

**3.7.2.6** Las estructuras pueden tener rigidez adecuada en una sola dirección, en cuyo caso los momentos de diseño se evaluarán de manera diferente en cada una de las direcciones principales.

**3.7.2.7** Los factores de amplificación de los momentos,  $B_1$  y  $B_2$ , se calculan con las ecs.:

$$B_1 = \frac{C_m}{1 - P_u / F_R P_{e1}} \tag{3.7.2.7.a}$$

$$B_2 = \frac{1}{1 - 1.2I} = \frac{1}{1 - \frac{1.2QR\Delta_{OH}\Sigma P_u}{L\Sigma H}} \tag{3.7.2.7.b}$$

O bien

$$B_2 = \frac{1}{1 - \frac{1.2QR\Sigma P_u}{\Sigma P_{e2}}} \tag{3.7.2.7.c}$$

Comentario:

$\Delta_{OH}$ ,  $\Sigma P_u$  y  $\Sigma H$  corresponden al desplazamiento horizontal relativo en la dirección que se está analizando; la fuerza vertical de diseño en el entrepiso; y la fuerza cortante de diseño en el entrepiso. Corresponden a la combinación de carga crítica multiplicadas por el factor de carga, que para acciones sísmicas es de 1.1.

Comentario:

En la ec. 3.7.2.7.a el factor  $C_m$  transforma el diagrama de elementos mecánicos real en un diagrama uniforme equivalente (flexión uniforme), por lo cual el factor  $B_1$  sin  $C_m$  corresponde al factor de amplificación para flexión uniforme.

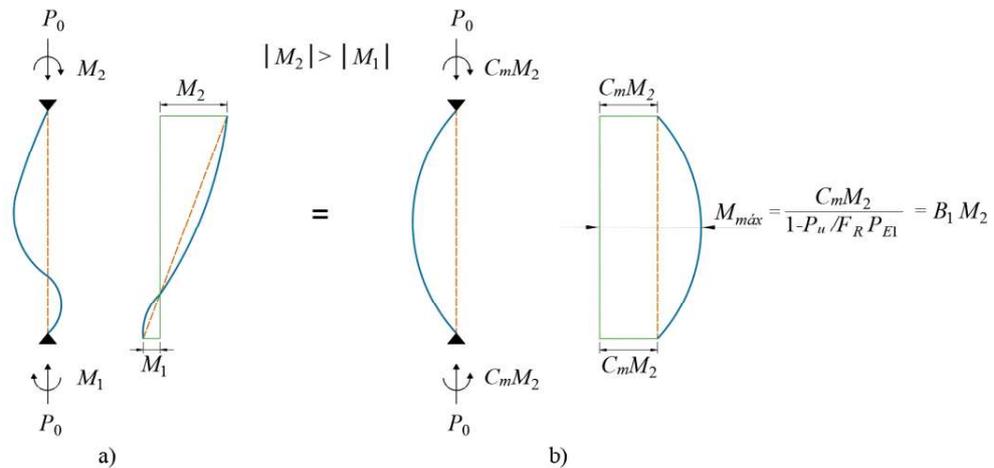


Figura C3.7.2.7 - Momentos equivalentes, a) condición de carga real, b) condición de carga equivalente.

3.7.2.8 Siempre que sea posible, se recomienda que  $B_2$  se calcule con la ec. 3.7.2.7.b.

Comentario:

Las ecs. 3.7.2.7.b y 3.7.2.7.c son análogas (De Buen, 1993), sin embargo, para el empleo de la ec. 3.7.2.7.c se requiere conocer el factor de longitud  $K$  para movimientos laterales permitidos cuyos valores varían de 1 a infinito, los cuales no son fáciles de determinar. En las deducciones de las ecs. 3.7.2.7.b y 3.7.2.7.c no se considera el efecto  $P\delta$  que ocasiona un incremento de los desplazamientos laterales de conjunto; esa omisión se corrige, aproximadamente, con los factores 1.2 de los denominadores. La deducción de la ec. 3.7.2.8.a se puede ver en De Buen (1980), y la deducción de las ecs. 3.7.2.7.b y 3.7.2.7.c en De Buen (1993).

Las ecs. 3.7.2.7.a y 3.7.2.7.b son aplicables a todos los miembros de todas las estructuras. Sin embargo, los valores de  $B_1$  diferentes de la unidad solo son válidos para momentos en miembros flexocomprimidos;  $B_2$  se aplica a momentos y fuerzas axiales en componentes del sistema que resiste las fuerzas laterales (incluyendo columnas, vigas, contraventeos y muros de cortante).

$M_{uox}, M_{uoy}$	momentos de diseño amplificados (de segundo orden) que actúan alrededor de los ejes X y Y en los extremos de una barra flexocomprimida
$M_{uox}^*, M_{uoy}^*$	momentos de diseño amplificados (de segundo orden) que actúan alrededor de los ejes X y Y en la zona central de una barra flexocomprimida
$M_{ti}, M_{tp}$	momentos de diseño de primer orden en los extremos de la columna con traslación impedida y permitida, respectivamente. Deben incluirse los efectos de las fuerzas ficticias horizontales descritas en 3.5.2.1 inciso b.
$B_1$	factor que tiene en cuenta los efectos $P\delta$ ; se determina para cada miembro sujeto a compresión y flexión, en cada plano de flexión. $B_1$ se hace igual a 1.0 en miembros en los que no hay compresión
$B_2$	factor que tiene en cuenta los efectos $P\Delta$ ; se determina para cada entrepiso de la estructura, en cada dirección de traslación lateral
$P_u$	fuerza axial de diseño en la columna en consideración.
$P_{e1} =$	$\pi^2 EA / (KL/r)^2 = \pi^2 EI / (KL)^2$ , carga crítica de pandeo elástico de la columna que se está diseñando. Se calcula con un coeficiente $K$ menor o igual que 1.0, que corresponde a columnas con extremos que no se desplazan lateralmente; se puede asumir conservadoramente que $K = 1.0$ . En el cálculo de $r$ se toma $0.8I$ cuando se emplea el método de análisis directo, o bien, $I$ cuando se emplea el método de longitud efectiva.

$\Sigma P_{e2} =$	$\Sigma[\pi^2 EA / (KL/r)^2] = \Sigma[\pi^2 EI / (KL)^2]$ , carga crítica de pandeo elástico con desplazamiento lateral del entrepiso del que forma parte la columna; $K$ es mayor que 1.0; se consideran todas las columnas que contribuyen a la rigidez lateral del entrepiso en consideración; se puede sustituir por la carga crítica del entrepiso de análisis que se obtiene de un análisis de pandeo o de carga crítica, y $r$ es el radio de giro correspondiente.
$L$	longitud no soportada lateralmente en el plano de la flexión. $L$ es, en general, la altura de entrepiso
$K$	factor de longitud efectiva en el plano de la flexión. Es menor o igual que 1.0 en el cálculo de $P_{e1}$ , ec. 3.7.2.7.a, e igual o mayor para determinar $\Sigma P_{e2}$ , ec. 3.7.2.7.c.
$I$	índice de estabilidad de un entrepiso definido en 3.3.3.
$F_R$	factor de resistencia, que se toma igual a 0.9.
$C_m$	coeficiente de momento uniforme equivalente; se calcula como se define en 3.7.3.

### 3.7.3 Coeficiente de momento uniforme equivalente

#### 3.7.3.1 Miembros flexocomprimidos sin cargas transversales en puntos intermedios

3.7.3.1.1 Para tramos que se flexionan en curvatura simple:

$$C_m = 0.6 + 0.4M_1/M_2 \quad (3.7.3.1.1)$$

3.7.3.1.2 Para tramos que se flexionan en curvatura doble:

$$C_m = 0.6 - 0.4M_1/M_2 > 0.4 \quad (3.7.3.1.2)$$

$M_1$  y  $M_2$  son, respectivamente, el menor y el mayor de los momentos en los extremos del tramo de barra en consideración (puede ser la columna completa o una parte de ella, entre puntos soportados lateralmente), tomados en valor absoluto.

*Comentario:*

Las ecs. 3.7.3.1.1 y 3.7.3.1.2 proporcionan buenos resultados cuando solo existen momentos concentrados en los extremos del miembro, esto es, no hay cargas entre apoyos, lo que ocurre generalmente en columnas.

#### 3.7.3.2 Miembros flexocomprimidos con cargas transversales en puntos intermedios

*Comentario:*

En esta categoría se incluyen las cuerdas comprimidas de armaduras sujetas a cargas transversales aplicadas entre los nudos y las columnas con cargas transversales entre los apoyos.

$$C_m = 1 + \Psi \frac{P_u}{P_e} \quad (3.7.3.2.a)$$

$$\Psi = \frac{\pi^2 \delta_0 EI}{M_{ou} L^2} - 1 \quad (3.7.3.2.b)$$

$I$	momento de inercia alrededor de un eje normal al plano de flexión
$\delta_0$ y $M_{ou}$	deflexión máxima y momento máximo entre apoyos, debidos a las cargas transversales y a los momentos en los extremos, cuando éstos son diferentes de cero

3.7.3.2.1 En lugar de calcular  $C_m$  como se acaba de describir, pueden usarse los valores siguientes: si los extremos del miembro están restringidos angularmente  $C_m = 0.85$ , si no lo están  $C_m = 1.0$ , o bien con algún método más preciso como el método de cuatro momentos definido en 7.2.1.1 tomando en cuenta que  $C_m = 1/C_b$ .

3.7.3.2.2 Las ecs. 3.7.2.2 a 3.7.3.2.b son válidas para flexión alrededor de cualquiera de los ejes centroidales y principales, X y Y, de las secciones transversales de las columnas.

**3.7.3.2.3** Todas las fuerzas internas y, en especial, los momentos en las vigas, deben incrementarse de manera que se satisfaga el equilibrio con los momentos amplificados en las columnas.

Espacio en blanco dejado de manera intencional

## 4. DISEÑO POR MÉTODOS DETALLADOS

### 4.1 Alcance

**4.1.1** Este capítulo permite el uso de métodos avanzados de análisis estructural para modelar directamente imperfecciones del sistema y de sus miembros; permitiendo la redistribución de fuerzas internas en miembros y conexiones, que se dan como resultado de la fluencia localizada.

**4.1.2** Este capítulo está integrado por las secciones siguientes:

- 4.1 Alcance
- 4.2 Requisitos generales
- 4.3 Diseño por análisis elástico
- 4.4 Diseño por análisis inelástico.

### 4.2 Requisitos generales

**4.2.1** Los métodos de análisis que se permiten en este capítulo deben asegurar que tanto las condiciones de equilibrio, como de compatibilidad de desplazamientos, se cumplen para la estructura en su configuración deformada, incluyendo las deformaciones por flexión, cortante, carga axial y por torsión, así como las deformaciones en las conexiones, y en general, todas aquellas deformaciones que contribuyan a los desplazamientos de la estructura.

### 4.3 Diseño por análisis elástico

#### 4.3.1 Requisitos generales de estabilidad

**4.3.1.1** El diseño realizado con un análisis elástico de segundo orden que incluye la modelación directa de las imperfecciones del sistema y sus miembros puede aplicarse para todo tipo de estructuras, atendiendo los límites que se definen en esta sección.

**4.3.1.2** Los requisitos que se detallan a continuación deben ser satisfechos, junto con todos los requisitos del Capítulo 3. Todos los efectos que dependen del nivel de carga aplicada al sistema deben ser calculados con los valores obtenidos con las combinaciones de carga aplicables.

**4.3.1.3** La influencia de la torsión debe ser considerada, incluyendo su impacto en las deformaciones de los miembros de la estructura y en los efectos de segundo orden.

**4.3.1.4** Las disposiciones de este método aplican únicamente a miembros con secciones de dos ejes de simetría, de perfiles IR, OR, OC y cajón. Para otro tipo de sección es necesario demostrar ante la administración que el método sea aplicable.

#### 4.3.2 Cálculo de resistencias requeridas

Para el diseño con análisis elástico de segundo orden que incluye de manera directa la modelación de imperfecciones del sistema y de sus miembros, las resistencias requeridas de los componentes de la estructura deben ser determinadas de un análisis que cumpla con los requisitos del Capítulo 3 incluyendo los requisitos y excepciones que se detallan a continuación.

##### 4.3.2.1 Requisitos generales del análisis

**4.3.2.1.1** El análisis estructural debe también satisfacer los siguientes requisitos:

- a) Deformaciones por torsión deben ser consideradas en el análisis
- b) El análisis debe considerar no-linealidades geométricas, incluyendo los efectos  $P-\Delta$ ,  $P-\delta$  y los efectos de torsión que apliquen. El uso del método aproximado que se presenta en 3.7.2 no está permitido

*Comentario:*

*Un análisis estructural de segundo orden riguroso de la estructura es un importante requisito para este método de diseño. En la práctica, la mayoría de los análisis de segundo orden que se realizan en los despachos de ingeniería*

*están basados en la consideración de los efectos  $P-\Delta$  y  $P-\delta$ , pero sin incluir efectos de segundo orden adicionales generados por efecto de la torsión o por imperfecciones. Los efectos de torsión pueden ser considerables en miembros que tengan longitudes sin soporte lateral cercanas o mayores que  $L_r$ . El tipo de análisis estructural de segundo orden incluido en esta sección también incluye los efectos benéficos asociados con el aumento de resistencia y rigidez torsional por la resistencia al alabeo, mismos que pueden ser conservadoramente despreciados.*

- c) El análisis debe incluir el modelamiento de las imperfecciones iniciales en ambos puntos de intersección de los miembros (imperfecciones del sistema), así como la falta de rectitud de los miembros y el desfase del eje longitudinal de los mismos (imperfecciones de miembros). La magnitud de los desplazamientos iniciales debe ser igual que el máximo valor considerado en el diseño, que generalmente está dado por las tolerancias de construcción correspondientes. Los desplazamientos iniciales en el análisis deben ser aplicados de tal forma que causen el mayor efecto desestabilizante en la estructura, para cada una de las combinaciones de carga. El uso de fuerzas ficticias que representen cualquiera de los dos tipos de imperfecciones no está permitido.

*Comentario:*

*Los desplazamientos iniciales deben ser especificados considerando los desplazamientos por cargas aplicadas al sistema y las formas de los modos de pandeo de los miembros. En el caso de las imperfecciones del sistema, éstas deben ser modeladas aplicando desplazamientos en las intersecciones entre miembros conforme a las tolerancias de construcción, o con base en las imperfecciones reales de la estructura, en el caso de que estas últimas sean conocidas. Cuando estas imperfecciones se basan en las tolerancias de montaje, el límite de 1/500 es comúnmente utilizado. Para las imperfecciones de miembros, se considera una falta de rectitud en la longitud del miembro de 1/1 000.*

#### 4.3.2.2 Ajustes en la rigidez

4.3.2.2.1 El análisis estructural realizado para determinar la resistencia requerida de los componentes estructurales debe considerar el uso de una rigidez reducida, conforme a lo indicado en 3.5.2.2. La reducción de rigidez debe ser aplicada a todas las fuentes de rigidez que contribuyen a la estabilidad del sistema estructural.

*Comentario:*

*La reducción de rigidez debe ser aplicada a todas las propiedades de los miembros, incluyendo las relacionadas con la rigidez en torsión ( $GJ$  y  $EC_s$ ). Un método práctico para incluir la reducción de rigidez es modificar  $E$  y  $G$  a valores de 0.8. Así, todas las propiedades de sección de los miembros se pueden mantener sin modificación; es decir, en sus valores nominales. El aplicar la reducción de rigidez en unos miembros y en otros no, en algunos casos, puede resultar en una distorsión artificial de la estructura bajo cargas de diseño y, por lo tanto, puede resultar en una indeseada redistribución de fuerzas internas. Esta situación puede ser evitada aplicando la reducción a todos los miembros del sistema, incluyendo aquellos que no tienen influencia en la estabilidad del sistema.*

#### 4.3.3 Cálculo de resistencias nominales

4.3.3.1 Para diseñar usando un análisis elástico de segundo orden que incluya la modelación directa de imperfecciones de sistema y de miembros, las resistencias nominales de miembros y conexiones deben ser calculadas conforme a lo dispuesto desde el Capítulo 5 al 12, según apliquen, con las excepciones que se indican en el siguiente párrafo y sin alguna otra consideración respecto a la estabilidad del sistema.

4.3.3.2 La resistencia nominal en compresión,  $P_n$ , debe ser igual que resistencia a fluencia de la sección total,  $F_y A_e$ , o como  $F_y A_e$  para miembros con elementos esbeltos, donde  $A_e$  se define en 2.1.2.

#### 4.4 Diseño por análisis inelástico

*Comentario:*

*El diseño según las disposiciones de esta sección es independiente de los requisitos de 4.3.*

#### 4.4.1 Requisitos generales

4.4.1.1 La resistencia de diseño del sistema estructural, sus miembros y conexiones debe ser igual o mayor que la resistencia requerida, que se determine según los resultados del análisis inelástico. Las disposiciones de 4.4 de este Capítulo no son aplicables en el diseño por sismo.

4.4.1.2 El análisis inelástico debe tener en cuenta:

- Las deformaciones por flexión, cortante, carga axial y torsión en los miembros, así como las deformaciones de otros componentes y conexiones, que contribuyan a los desplazamientos de la estructura
- Los efectos de segundo orden (incluyendo efectos  $P-\Delta$ ,  $P-\delta$  y efectos de torsión)
- Las imperfecciones geométricas
- La reducción de rigidez debido a fuentes de inelasticidad, incluyendo la fluencia parcial de la sección transversal, misma que puede ser acentuada por la presencia de esfuerzos residuales
- Las incertidumbres en la rigidez y resistencia del sistema, sus miembros y conexiones.

4.4.1.3 Los estados límite de resistencia obtenidos con un análisis inelástico y que incorporan los requisitos previos establecidos en esta sección, no están sujetos a las disposiciones de esta Norma cuando el análisis inelástico tenga un grado de confiabilidad igual o más alto.

4.4.1.4 Los estados límite de resistencia que no se detecten con el análisis inelástico deben evaluarse utilizando las disposiciones correspondientes en los Capítulos 5 al 12.

4.4.1.5 Las conexiones deben cumplir con los requisitos del Capítulo 11.

4.4.1.6 Los miembros y conexiones sujetas a deformaciones inelásticas deben demostrar un nivel de ductilidad acorde con el comportamiento esperado del sistema estructural.

4.4.1.7 No se permite la redistribución de fuerzas y momentos debido a la ruptura de un miembro o conexión.

4.4.1.8 Para dimensionar miembros y conexiones se acepta cualquier método basado en un análisis inelástico que satisfaga estos requisitos generales. Los requisitos generales quedan satisfechos mediante un método de diseño basado en un análisis inelástico que cumpla con los requisitos de resistencia antes mencionados, los requisitos de ductilidad de 4.4.2 y los requisitos del análisis de 4.4.3.

#### 4.4.2 Requisitos de ductilidad

4.4.2.1 Los miembros y conexiones con elementos sujetos a plastificación del material deben dimensionarse de manera que las demandas de deformación inelástica sean menores o iguales que sus capacidades de deformación inelástica. En lugar de demostrar explícitamente que se cumple esa condición, los miembros de acero en los que se formarán articulaciones plásticas deben cumplir los requisitos siguientes:

##### 4.4.2.1 Material

4.4.2.1.1 El esfuerzo mínimo especificado de fluencia,  $F_y$ , de miembros en los que se espera la plastificación del material, no excederá de 4 500 kg/cm<sup>2</sup> (450 MPa).

##### 4.4.2.2 Sección transversal

4.4.2.2.1 La sección transversal de los miembros en los que se espera la plastificación del material tendrá dos ejes de simetría, y la relación ancho/grueso de sus elementos en compresión no será mayor que  $\lambda_{pl}$  (tabla 2.2.1.2.6.b), excepto cuando se modifica como se indica a continuación.

- Para la relación ancho/grueso,  $h/t$ , de almas de perfiles IR, OR y cajón sujetas a flexocompresión:

- 1) Cuando  $P_u / F_R P_y \leq 0.125$

$$\lambda_{pl} = 3.76 \sqrt{\frac{E}{F_y} \left( 1 - \frac{2.75 P_u}{F_R P_y} \right)} \quad (4.4.2.2.1.a)$$

- 2) Cuando  $P_u / F_R P_y > 0.125$

$$\lambda_{pl} = 1.12 \sqrt{\frac{E}{F_y} \left( 2.33 - \frac{P_u}{F_R P_y} \right)} \geq 1.49 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad (4.4.2.2.1.b)$$

El factor de resistencia  $F_R$  es igual que 0.90.

$t_a$  espesor del alma  
 $P_u$  resistencia axial requerida en compresión  
 $P_y$  resistencia axial de fluencia, igual que  $F_y A_t$

- b) Para la relación ancho/grueso,  $b/t$ , de patines de secciones OR y cajón, para placas de refuerzo de patines (cubre placas) y placas diafragma entre líneas de sujetadores o soldadura

$$\lambda_{pl} = 0.94 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad (4.4.2.2.1.c)$$

- c) Para la relación diámetro/grueso,  $D/t$ , de perfiles tubulares circulares en flexión:

$$\lambda_{pl} = 0.045 \frac{E}{F_y} \quad (4.4.2.2.1.d)$$

$D$  es el diámetro exterior del perfil tubular circular OC.

#### 4.4.2.3 Longitud sin soporte lateral

**4.4.2.3.1** En segmentos de miembros prismáticos que contienen articulaciones plásticas, la longitud lateral sin arriostrar,  $L$ , no debe exceder  $L_{pl}$ , que se determina como se indica más adelante.

**4.4.2.3.2** En miembros sujetos a flexión o a flexotensión,  $L$  se considera igual que la separación entre puntos soportados contra el desplazamiento lateral del patín comprimido, o arriostrados para evitar el torcimiento de la sección transversal.

**4.4.2.3.3** En miembros flexocomprimidos,  $L$  se toma igual que la separación entre puntos arriostrados contra el desplazamiento lateral de la sección en la dirección del eje de menor inercia y el torcimiento de la sección transversal.

- a) En perfiles IR flexionados alrededor de su eje de mayor inercia:

$$L_{pd} = \left[ 0.12 - 0.076 \frac{M_1'}{M_2} \right] \frac{E}{F_y} r_y \quad (4.4.2.3.3.a)$$

- 1) Cuando la magnitud del momento flexionante en cualquier sección dentro de la longitud no arriostrada excede a  $M_2$

$$\frac{M_1'}{M_2} = +1 \quad (4.4.2.3.3.b)$$

**4.4.2.3.4** Si no se cumple la condición 1:

Cuando  $M_{mid} \leq (M_1 + M_2)/2$ :

$$M_1' = M_1 \quad (4.4.2.3.4.a)$$

Cuando  $M_{mid} > (M_1 + M_2)/2$ :

$$M_1' = (2M_{mid} - M_2) < M_2 \quad (4.4.2.3.4.b)$$

- $M_1$  momento más pequeño en los extremos de la longitud sin arriostrar  
 $M_2$  momento más grande en los extremos de la longitud sin arriostrar. ( $M_2$  se toma como positivo en todos los casos)  
 $M_{mid}$  momento en el centro de la longitud sin arriostrar  
 $M_1'$  momento efectivo al extremo de la longitud sin arriostrar opuesta a  $M_2$

Los momentos  $M_1$  y  $M_{mid}$  son positivos cuando causan compresión en el mismo patín que el momento  $M_2$ , y negativos en caso contrario.

- b) En barras rectangulares macizas, en secciones OR y cajón flexionadas alrededor de su eje principal de mayor inercia:

$$L_{pd} = \left[ 0.17 - 0.10 \frac{M_1'}{M_2} \right] \frac{E}{F_y} r_y \geq 0.10 \frac{E}{F_y} r_y \quad (4.4.2.3.4.c)$$

**4.4.2.3.5** Independientemente del tipo de sección, en los miembros estructurales sujetos a compresión y que experimentan la formación de una articulación plástica, la longitud lateral sin arriostrar del eje fuerte o débil de su sección transversal no excederán de  $4.71r_x\sqrt{E/F_y}$  y  $4.71r_y\sqrt{E/F_y}$  respectivamente.

**4.4.2.3.6** No hay límites para  $L_{pd}$  en miembros en los que se formen articulaciones plásticas en los siguientes casos:

- Miembros con secciones transversales circulares o cuadradas en flexión o en flexotensión
- Miembros sujetos a flexión alrededor de su eje de menor inercia o la combinación de tensión y flexión alrededor de ese eje menor
- Miembros en tensión.

#### 4.4.2.4 Fuerza axial

**4.4.2.4.1** Para asegurar la ductilidad adecuada de miembros en compresión con articulaciones plásticas, la resistencia de diseño en compresión está limitada a  $0.75F_yA$ .

### 4.4.3 Requisitos para el análisis

El análisis estructural debe satisfacer los requisitos generales de 4.4.1. Se permite que se cumplan esos requisitos con un análisis inelástico de segundo orden que satisfaga las condiciones de esta sección.

En vigas continuas sin compresión axial debe hacer un análisis inelástico de primer orden o análisis plástico convencional y omitir los requisitos de 4.4.2 y 4.4.3.

#### 4.4.3.1 Propiedades del material y criterios de fluencia

**4.4.3.1.1** El análisis debe hacerse con el esfuerzo de fluencia mínimo especificado,  $F_y$ , multiplicado por un factor de 0.9, y la rigidez de todos los elementos de acero y sus conexiones se multiplica también, por ese mismo factor de reducción, excepto en los casos indicados en 4.4.3.3.

**4.4.3.1.2** En el cálculo de la respuesta inelástica debe incluirse la influencia de la fuerza axial y de los momentos flexionantes alrededor de los ejes de mayor y menor inercia.

**4.4.3.1.3** La resistencia plástica de la sección transversal de un elemento se debe representar en el análisis con un criterio de fluencia elastoplástico perfecto, expresado en términos de la fuerza axial y de los momentos flexionantes alrededor de los ejes de mayor y menor inercia, o con un modelo explícito de la respuesta esfuerzo deformación del material, considerado elastoplástico perfecto.

#### **4.4.3.2** Imperfecciones geométricas

**4.4.3.2.1** El análisis debe incluir los efectos de todas las imperfecciones geométricas iniciales del sistema. Para ello, se modelan las imperfecciones explícitamente, de conformidad con 3.5.2.1(a), o se aplican fuerzas estáticas ficticias equivalentes descritas en 3.5.2.1(b). Los desplazamientos deben ser aplicados de tal forma que causen el mayor efecto desestabilizante en la estructura.

#### **4.4.3.3** Esfuerzos residuales y efectos de fluencia parcial

**4.4.3.3.1** El análisis debe incluir la influencia de los esfuerzos residuales y de la plastificación parcial del material. Para ello, en el análisis se modelan explícitamente esos efectos, o se reduce la rigidez de todos los componentes estructurales como se indica en 3.5.2.2.

**4.4.3.3.2** Si se usan las disposiciones de 3.5.2.2, entonces:

- a) El factor de reducción de las rigideces de 0.9, de acuerdo con 4.4.3.1, se sustituye tomando **0.8E** en lugar del módulo de elasticidad, **E**, como se indica en 3.5.2.2
- b) El criterio de fluencia elastoplástico, expresado en términos de la fuerza axial, momento de flexión del eje mayor y momento de flexión del eje menor, debe satisfacer el límite de resistencia de la sección transversal definido por las ecuaciones de interacción del Capítulo 9.

Espacio en blanco dejado de manera intencional

## 5. MIEMBROS EN TENSIÓN

### 5.1 Alcance

**5.1.1** Este capítulo aplica a miembros prismáticos sujetos a tensión axial producida por fuerzas que actúan a lo largo de su eje centroidal. Cuando haya excentricidades importantes en las conexiones, sus efectos deben tenerse en cuenta en el diseño del miembro, que trabaja en flexotensión.

**5.1.2** Este capítulo está integrado por las siguientes secciones:

- 5.1 Alcance
- 5.2 Estados límite
- 5.3 Resistencia de diseño
- 5.4 Miembros armados
- 5.5 Conexiones especiales en elementos a tensión.

*Comentario:*

*Este capítulo aplica a elementos sujetos a carga axial en tensión pura. Cualquier excentricidad que pudiera existir entre el eje de aplicación de la carga y el centroide del elemento, generará flexión; en este caso, el elemento se diseñará como un elemento sometido a flexotensión, y se aplicarán las especificaciones de 9.2; en la práctica profesional se presentan pocos casos de tensión pura. Quizás los elementos más comunes podrían ser elementos a tensión de armaduras, cables, tensores en estructuras industriales ligeras, tensores verticales para soportar cargas gravitacionales y quizás algunos elementos estéticos desde el punto de vista arquitectónico.*

### 5.2 Estados límite

**5.2.1** En el diseño de miembros en tensión se consideran los estados límite de fluencia en la sección total y de fractura en la sección neta.

*Comentario:*

*Debido al endurecimiento por deformación, un elemento de acero sometido a una carga axial en tensión puede resistir hasta la ruptura una fuerza más grande que la que se calcula con el área total y un esfuerzo mínimo de fluencia. Sin embargo, una elongación excesiva en un miembro a tensión relacionada con una fluencia no controlada, además de definir el límite de utilidad, puede precipitar la falla del sistema estructural en esa región. Por otra parte, dependiendo de la reducción del área y otras propiedades mecánicas del acero, el miembro puede fallar con relación al área con una carga menor a la requerida para que falle respecto al área total. Por lo tanto, la fluencia del área total y la ruptura de la sección neta constituyen los estados límite.*

### 5.3 Resistencia de diseño

**5.3.1** La resistencia de diseño de un miembro en tensión,  $R_t$ , es la menor de las calculadas con las ecs. 5.3.1.a y 5.3.1.b

- a) Estado límite de fluencia en la sección total:

$$R_t = F_R F_y A \quad (5.3.1.a)$$

- b) Estado límite de fractura en la sección neta:

$$R_t = F_R F_u A_e \quad (5.3.1.b)$$

- $F_R$  factores de resistencia, igual que 0.9 para el estado límite (a), y, 0.75 para el (b)  
 $A$  área total de la sección transversal del miembro  
 $A_e$  área neta efectiva, calculada de acuerdo con 2.1.3  
 $F_y$  valor mínimo garantizado del esfuerzo correspondiente al límite inferior de fluencia del material  
 $F_u$  esfuerzo mínimo especificado de ruptura en tensión

**5.3.2** En miembros sin agujeros, conectados por medio de soldaduras colocadas en todas las partes que componen su sección transversal en proporción a sus áreas, el área neta efectiva,  $A_e$ , de la ec. 5.3.1.b es igual que el área total  $A$ .

#### 5.4 Miembros armados

*Comentario:*

*Esta sección aplica a miembros armados unidos en celosía, con placas de conexión y placas perforadas. La longitud y el espesor de las placas de conexión están restringidas por la distancia entre la línea de conectores  $h$ , que pueden ser tornillos o soldaduras.*

##### 5.4.1 Separación entre elementos de unión

**5.4.1.1** Los elementos intermitentes que unen entre sí dos o más perfiles, placas o barras, que forman un miembro armado en tensión, deben colocarse con separaciones tales que la relación de esbeltez de cada elemento componente, determinada entre puntos de interconexión, preferiblemente no exceda de 300.

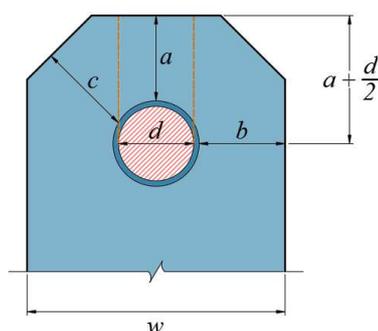
**5.4.1.2** Los elementos que constituyen los miembros en tensión formados por dos placas en contacto, o por un perfil y una placa, deben estar conectados entre sí de manera que la separación entre tornillos o la distancia libre entre soldaduras, no exceda de 36 veces el grueso de la placa más delgada ni de 450 mm.

**5.4.1.3** Si los miembros están formados por dos o más perfiles en contacto, la distancia libre entre tornillos o soldaduras no debe exceder 600 mm, excepto cuando se demuestre que una separación mayor no afecta el comportamiento satisfactorio del miembro.

**5.4.1.4** En cualquiera de los casos anteriores pueden requerirse separaciones menores que las indicadas, ya sea por exigencias de la transmisión de carga o para sellar superficies inaccesibles.

*Comentario:*

*Los requisitos para la resistencia a tensión de miembros conectados con pasadores utilizan la misma magnitud del factor de resistencia del estado límite según corresponda. Sin embargo, las definiciones de área neta efectiva por tensión y cortante son diferentes. En la fig. C5.4.1 se muestran los requisitos para miembros conectados con pasadores (AISC 360-22):*



- 1)  $a \geq 1.33 b_e$
- 2)  $w \geq 2b_e + d$
- 3)  $c \geq a$

donde:

$$b_e = 2t + 16 \text{ mm} \leq b$$

Figura C5.4.1. - Requisitos de dimensión de elementos conectados con pasadores

##### 5.4.2 Elementos de unión entre piezas principales

**5.4.2.1** Cuando los miembros en tensión están formados por dos o más componentes principales separados, deben unirse entre sí por medio de placas u otros elementos colocados en las caras abiertas de la sección completa.

**5.4.2.2** Cuando son placas, incluyendo las colocadas en los extremos del miembro, deben tener una longitud no menor que dos tercios de la distancia transversal entre las líneas de tornillos o soldaduras que los unen a los componentes principales del miembro, y la separación entre ellas será tal que la relación de esbeltez de los componentes principales, calculada entre placas de unión, preferiblemente no exceda de 300.

**5.4.2.3** El grueso de los elementos de liga, cuando sean placas, no será menor que 1/60 de la distancia transversal entre tornillos o soldaduras, y la separación longitudinal entre los elementos de unión no excederá de 150 mm.

*Comentario:*

*No es muy común en la construcción actual el uso de elementos a tensión formados por placas que se ligen mediante cordones de soldadura o cubreplacas perforadas. La longitud y espesor de las placas están limitadas por la distancia entre los conectores,  $h$ , que pueden ser tornillos o soldaduras.*

*Las fig. C5.4.2.3.a y C5.4.2.3.b muestran el criterio para la separación entre los conectores que configuran la sección compuesta.*

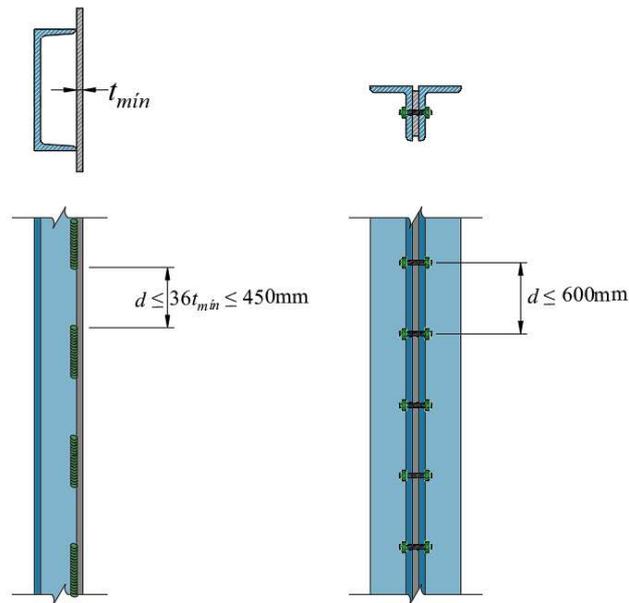


Figura C5.4.2.3.a - Separación máxima entre tornillos o soldaduras en miembros armados en tensión

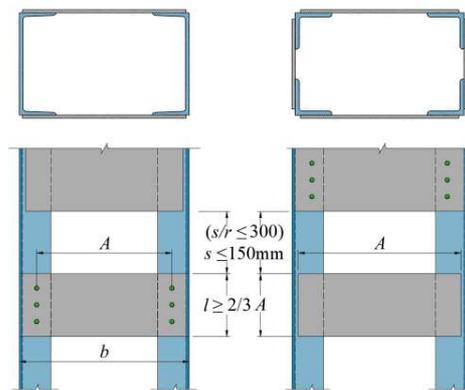


Figura C5.4.2.3.b - Detalles de unión con placas en elementos armados

*Comentario:*

*En ángulos individuales, el radio de giro respecto al eje  $z$  produce la relación de esbeltez máxima, con excepción de condiciones de apoyo muy inusuales.*

## 5.5 Relaciones de esbeltez

*Comentario:*

*El límite propuesto ( $KL/r < 300$ ) se basa en el juicio profesional y las consideraciones prácticas de economía, facilidad de manejo y cuidados necesarios para minimizar el daño accidental durante la fabricación, el transporte y la construcción. Este límite de esbeltez no es esencial para la integridad estructural de los miembros a tensión;*

*simplemente asegura un grado de rigidez tal que sea improbable un movimiento lateral indeseable como vibración. La falta de rectitud dentro de tolerancias razonables no afecta la capacidad de un elemento para resistir fuerzas en tensión. En los casos donde hay imperfecciones; éstas tienden a disminuir ante cargas en tensión y tienden a incrementarse ante cargas en compresión.*

**5.5.1** Las relaciones de esbeltez de miembros en tensión pueden tener cualquier valor, sin límite superior.

*Comentario:*

*Se recomienda que la relación de esbeltez no exceda de 300 (ver 5.4). Este límite no es aplicable a varillas, cables y tirantes en tensión.*

## 5.6 Conexiones especiales en elementos a tensión

### 5.6.1 Elementos conectados con pernos

**5.6.1.1** La resistencia de diseño  $R_t$  de elementos conectados con pernos será la menor de la calculada para los estados límite siguientes:

- a) Estado límite de fractura por tensión en el área neta efectiva:

$$R_t = F_R F_u (2tb_e) \quad (5.6.1.1.a)$$

- b) Estado límite de fractura por cortante en el área efectiva:

$$R_t = F_R 0.6 F_u A_{sf} \quad (5.6.1.1.b)$$

- c) Estado límite de aplastamiento del área en la proyección del perno; véase en 11.3

- d) Estado límite de fluencia de la sección total, véase en 5.3.1.a

$A_{sf} = 2t(a + d/2)$  es el área en la trayectoria de la falla a cortante;  $a$  es la menor distancia del extremo del agujero del perno al extremo del elemento medida de forma paralela a la dirección de la fuerza

$b_e = 2t + 16$  (mm) pero no mayor que la distancia real del extremo del agujero al extremo de la pieza, medida en dirección perpendicular a la dirección de la fuerza

$d$  diámetro del perno

$t$  espesor de la placa

$F_R$  0.75 para los estados límite 5.6.1.1 (a) y (b)

**5.6.1.2** Los elementos para realizar conexiones con pernos, deben cumplir los requisitos dimensionales siguientes (figura 5.6.1.2):

- El agujero para el perno deberá estar a la mitad entre los bordes del elemento en la dirección normal a la fuerza aplicada
- Cuando el perno deba proporcionar cierto movimiento entre las partes conectadas bajo la carga total, el diámetro del agujero del perno no será mayor que el diámetro del perno más 1 mm
- El ancho de la placa en el agujero del perno no deberá ser menor que  $2b_e + d$  y la dimensión "a", o extensión mínima de la placa desde el borde del agujero, paralela al eje del elemento, no será menor que  $1.33b_e$
- Las esquinas fuera de la zona del agujero para el perno podrán ser cortadas a 45 grados con respecto al eje del elemento, siempre que el área neta en el plano perpendicular al corte, no sea menor que la requerida en la zona fuera del agujero en la dirección paralela al eje del elemento.

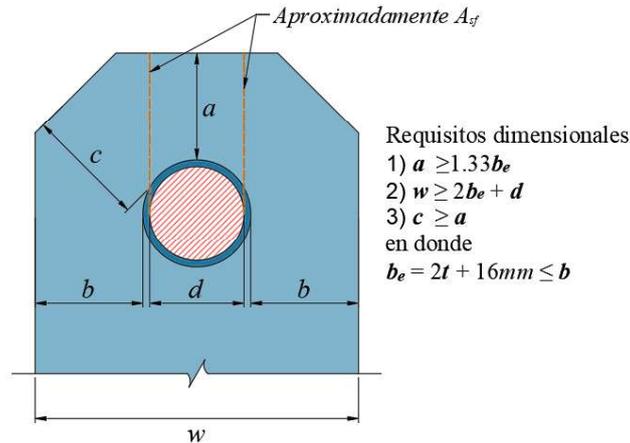


Figura 5.6.1.2 - Requisitos dimensionales para miembros conectados con pernos

### 5.6.2 Elementos conectados con argollas-barras

5.6.2.1 La resistencia de diseño  $R_t$  de elementos conectados con argollas-barras será calculada con lo indicado en 5.3, considerando  $A$  como el área de la sección transversal de la barra. Para efectos de cálculo, el ancho de la barra en el sistema de argollas no se considerará mayor que  $8t$ .

5.6.2.2 El sistema argolla-barra, debe cumplir los requisitos dimensionales siguientes (figura 5.6.2.2):

- a) El espesor de la placa o de la argolla debe ser constante, sin refuerzos en la zona de agujeros para el perno, y tendrán extremos circulares (cabezas) concéntricos con el eje de la barra
- b) El radio de transición entre el extremo circular (cabeza) y la barra no será menor que el diámetro del círculo extremo (cabeza)
- c) El diámetro del perno no será menor que  $7/8$  el ancho de la barra, y el diámetro del agujero para el perno no será mayor que el diámetro del perno más 1 mm
- d) Para aceros con  $F_y > 485 \text{ MPa}$ , el diámetro del agujero no excederá 5 veces el espesor de la placa y el ancho de la barra se reducirá en consecuencia
- e) Se permite placa con un espesor menor que 13 mm solo si colocan tuercas externas que aprieten las placas del sistema y las placas de ajuste y que se genere un apriete ajustado
- f) El ancho entre el extremo del agujero y el extremo de la placa, medido perpendicular a la dirección de la fuerza, será mayor que  $2/3$  el ancho de la barra y para efectos de cálculo, menor que  $3/4$  el ancho de la barra.

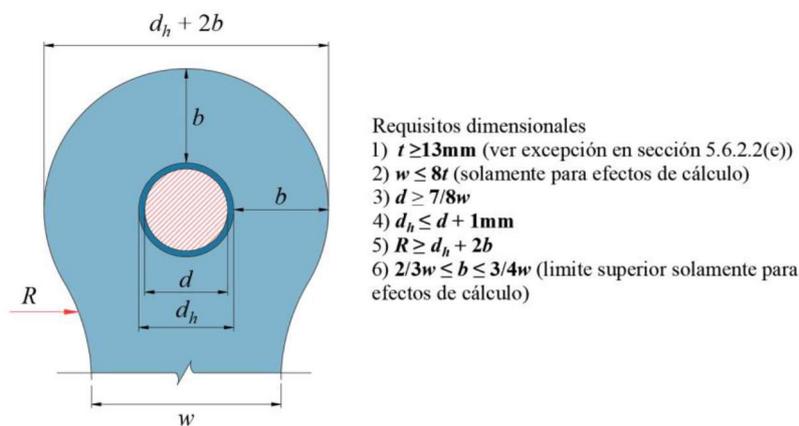


Figura 5.6.2.2 - Limitaciones dimensionales para argollas

## 6. MIEMBROS EN COMPRESIÓN

### 6.1 Alcance

**6.1.1** Este capítulo contiene recomendaciones para el diseño de miembros prismáticos de sección transversal constante sometidos a compresión axial producida por fuerzas que actúan en el centroide de su sección transversal.

**6.1.2** Este capítulo está integrado por las secciones siguientes:

- 6.1 Alcance
- 6.2 Estados límite
- 6.3 Resistencia de diseño
- 6.4 Miembros armados por varios perfiles.

### 6.2 Estados límite

**6.2.1** En el diseño de miembros comprimidos hechos con secciones tipo 1, 2 o 3 con dos ejes de simetría, en cajón, o de cualquier otra forma, para los que pueda demostrarse que no es crítico el pandeo por torsión o flexotorsión, se considera el estado límite de inestabilidad por flexión.

**6.2.2** En columnas de sección transversal con uno o ningún eje de simetría, como ángulos o tés, o con dos ejes de simetría, pero baja rigidez torsional, como las secciones en forma de cruz o formadas por placas de pequeño espesor, se tendrán en cuenta, además, los estados límite de pandeo por torsión y por flexotorsión.

**6.2.3** En secciones tipo 4 se consideran los estados límite combinados de flexión, torsión, o flexotorsión, y pandeo local.

**6.2.4** En columnas armadas, del tipo de las formadas por cuatro ángulos ligados entre sí por celosías, se consideran los estados límite del miembro completo y de cada uno de los elementos comprimidos que lo forman.

### 6.3 Resistencia de diseño

La resistencia de diseño de un elemento estructural de eje recto y de sección transversal constante sometido a compresión axial,  $R_c$ , se determina como se indica a continuación. En cada caso particular deben revisarse todos los estados límites pertinentes para identificar el crítico, al que corresponde la resistencia de diseño.

*Comentario:*

*La resistencia de miembros a compresión depende de la clasificación de sus elementos, en función de la relación ancho/espesor. Referirse a 2.2 y a la tabla 2.2.1.2.6.a, para definir si los elementos son esbeltos o no.*

#### 6.3.1 Estado límite de pandeo por flexión de miembros sin elementos esbeltos

- a) Miembros de sección transversal H, I, circular o rectangular hueca:

$$R_c = F_R \chi F_y A = F_R F_n A \quad (6.3.1.a.1)$$

$F_R$  factor de resistencia, igual que 0.9

$A$  área de la sección transversal de la columna

$F_n = \chi F_y$ , esfuerzo nominal en compresión

$\chi$  factor de reducción por esbeltez

$$\chi = [1 + \lambda_c^{2n}]^{-1/n} = \left[ 1 + \left( \frac{F_y}{F_c} \right)^n \right]^{-1/n} \quad (6.3.1.a.2)$$

$\lambda_c$  parámetro de esbeltez

$$\lambda_c = \sqrt{\frac{F_y}{F_e}} \quad (6.3.1.a.3)$$

$F_e$  esfuerzo crítico de Euler

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{(KL/r)^2} \quad (6.3.1.a.4)$$

$KL/r$  relación de esbeltez máxima de la columna

$n$  coeficiente adimensional, que tiene alguno de los valores siguientes, para las secciones más comunes empleadas como columnas:

$n=2.0$  en columnas de sección transversal H o I, laminadas y flexionadas alrededor de cualquiera de sus ejes de simetría o hechas con tres placas soldadas obtenidas cortando placas más anchas con oxígeno, flexionadas alrededor del eje de mayor momento de inercia, de acero con límite de fluencia no menor que 414 MPa (4 220 kg/cm<sup>2</sup>) y con patines de no más de 50 mm de grueso, columnas de sección transversal rectangular hueca, laminadas en caliente o formadas en frío y tratadas térmicamente, o hechas con cuatro placas soldadas, de acero con límite de fluencia no menor que 414 MPa (4 220 kg/cm<sup>2</sup>), y todos los perfiles con dos ejes de simetría relevados de esfuerzos residuales, que cumplen con los requisitos de las secciones tipo 1, 2 o 3 de la tabla 2.2.1.2.6.a.

$n=1.4$  en columnas de sección transversal H o I laminadas con patines de más de 50 mm de grueso o hechas con tres placas soldadas obtenidas cortando placas más anchas con oxígeno, y columnas de sección transversal rectangular hueca, laminadas o hechas con cuatro placas soldadas, obtenidas cortando placas más anchas con oxígeno, que cumplen con los requisitos de las secciones tipo 1, 2 o 3 de la tabla 2.2.1.2.6.a.

$n=1.0$  en columnas de sección transversal H o I, hechas con tres placas laminadas soldadas entre sí, que cumplen con los requisitos de las secciones tipo 1, 2 o 3 de la tabla 2.2.1.2.6.a, flexionadas alrededor de cualquiera de sus ejes centroidales y principales.

**Nota:** Los valores  $n=1.4$  y  $n=1.0$  se refieren a aceros de grado menor que 60 o con límite de fluencia menor que 414 MPa (4 220 kg/cm<sup>2</sup>).

*Comentario:*

La ec. 6.3.1.a.1 se obtuvo con un estudio analítico-experimental en el que se incluyeron, entre otros, esfuerzos residuales, defectos geométricos iniciales y plastificación creciente del material. Se obtuvieron tres curvas de diseño, que proporcionan la resistencia en compresión de columnas de diversos tipos, en función de su esbeltez. Esas tres curvas se obtienen introduciendo en la ec. 6.3.1.a.1, cada uno de los valores del coeficiente  $n$  que se proporcionaron arriba. La tabla 6.3.1 incluye información adicional para otros perfiles, menos comunes.

En la tabla C 6.3.1 se muestran las magnitudes de la relación de esbeltez máxima y el esfuerzo elástico crítico  $F_e$  para esfuerzos de fluencia  $F_y$  de los tipos de acero más comunes de la práctica mexicana.

Tabla C 6.3.1 - Magnitud de la relación de esbeltez máxima y el esfuerzo elástico crítico  $F_e$

$F_y$ MPa (kg/cm <sup>2</sup> )	Límite $KL/r$	$F_e$ MPa (kg/cm <sup>2</sup> )
250 (2 530)	134	111 (1 131)
345 (3 515)	113	153 (1 560)
415 (4 200)	104	184 (1 876)
485 (4 945)	96	215 (2 192)

Tabla - 6.3.1 Valores del coeficiente  $n$ 

Características del perfil de acero		Eje	Esfuerzo de fluencia nominal del acero, $F_y$ , MPa(kg/cm <sup>2</sup> )				
			≤ 248 MPa	249-344 MPa	Gr.50 345 MPa	346-620 MPa	Gr. 90 > 621 MPa
			(≤ 2 530 kg/cm <sup>2</sup> )	(2 535-3 510 kg/cm <sup>2</sup> )	(3 515 kg/cm <sup>2</sup> )	(3 520-6 325 kg/cm <sup>2</sup> )	(>6 330 kg/cm <sup>2</sup> )
I o H laminadas	perfiles estándar	Mayor	1.4	1.4	2.0	2.0	2.0
		Menor	1.4	1.4	1.4	2.0	2.0
	Pesados ( $t_p \geq 51$ mm)	Mayor	1.0	1.4	1.4	1.4	1.4
		Menor	1.0	1.0	1.4	1.4	1.4
I o H armadas	placa estándar	Mayor	1.4	1.4	1.4	2.0	2.0
		Menor	1.4	1.4	1.4	1.4	2.0
	placa gruesa ( $t_p \geq 51$ mm)	Mayor	1.0	1.0	1.4	1.4	1.4
		Menor	1.0	1.0	1.0	1.4	1.4
Sección armada cajón con cuatro placas		Mayor	1.4	1.4	1.4	2.0	2.0
		Menor	1.4	1.4	1.4	2.0	2.0
Tubos cuadrados o rectangulares	laminados en frío	Mayor	NA	1.4	1.4	1.4	1.4
		Menor	NA	1.4	1.4	1.4	1.4
	tratados térmicamente	Mayor	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0
		Menor	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0
Tubos circulares	laminados en frío	NA	1.4	1.4	1.4	1.4	1.4
	Laminados en caliente	NA	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0
Todos los perfiles relevados de esfuerzos residuales		Mayor	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0
		Menor					

NA: No aplica

*Comentario:*

Esta sección aplica a miembros sin elementos esbeltos, con sección doblemente simétrica o hueca en los que no es crítico el pandeo por torsión. La ec. 6.3.1.a.1, proporciona el resultado de la resistencia de diferentes tipos de elementos cuya sección y geometría define un valor específico para el parámetro "n". El parámetro  $\chi F_y$  representa el esfuerzo efectivo a compresión en la sección transversal y es función de la esbeltez del miembro. Las curvas de diseño que se obtienen al sustituir "n" en la ec. 6.3.1.a.1, han incluido resultados de estudios experimentales y analíticos.

b) Miembros cuya sección transversal tiene una forma cualquiera, no incluida en 6.3.1.a:

$R_c$  se calcula con la ec. 6.3.1.a.1, con  $n=1.4$  (independientemente del valor de  $F_y$ )

$F_R$  factor de resistencia, igual que 0.9

### 6.3.2 Estados límite de pandeo por torsión o por flexotorsión de miembros sin elementos esbeltos

6.3.2.1 Los estados límite de pandeo por torsión o por flexotorsión deben revisarse en miembros comprimidos de sección transversal con uno o ningún eje de simetría, como ángulos y tés, o con dos ejes de simetría, pero muy baja rigidez torsional, como las secciones en forma de cruz y las hechas con placas muy delgadas.

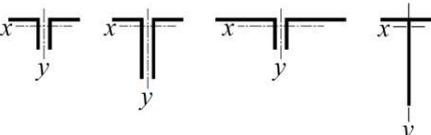
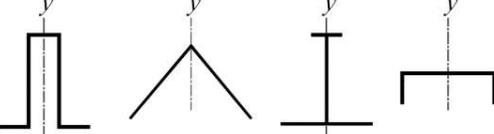
6.3.2.2 Cuando la sección transversal de la columna es tipo 1, 2 o 3, la resistencia de diseño,  $R_c$ , se determina con las ecs. 6.3.1.a.1 a 6.3.1.a.3, con  $n=1.4$  y  $F_R=0.90$ , sustituyendo  $F_e$  por el menor de los esfuerzos críticos de pandeo elástico por torsión o flexotorsión que se determina de acuerdo con 6.3.2.3 a 6.3.2.5.

*Comentario:*

Las ecuaciones de esta sección para determinar las cargas de pandeo elástico por torsión y flexotorsión se derivan a partir de estudios analíticos e investigaciones sobre estabilidad estructural (Bleich, 1952; Timoshenko y Gere, 1961; Galambos, 1968a; Chen y Atsuta, 1977; Galambos y Surovek, 2008 y Ziemian, 2010). Dado que estas ecuaciones se aplican solamente para pandeo elástico, se deben modificar para considerar pandeo inelástico, lo que se hace por medio de la ec. 6.3.1.a.3.

Los modos de pandeo por torsión y por flexotorsión pueden controlar la resistencia de miembros simétricos fabricados a partir de elementos de placas relativamente delgadas y miembros asimétricos y miembros simétricos con longitudes no arriostradas por torsión significativamente mayor que las longitudes no arriostradas del eje débil en flexión. Las ecuaciones para determinar el esfuerzo crítico elástico para tales miembros se discuten en esta sección. La tabla C6.3.2.2 sirve como guía para seleccionar las ecuaciones apropiadas.

*Tabla C6.3.2.2 - Identificación de ecuación para la revisión por pandeo torsional y flexotorsión*

Sección transversal	Ecuación
<p><i>Todos los perfiles con dos ejes de simetría y secciones en Z</i></p> 	<p><i>Ec. 6.3.2.3</i></p>
<p><i>Ángulo doble y sección en forma de T</i></p> 	<p><i>Ec. 6.3.2.4</i></p>
<p><i>Miembros con un eje de simetría</i></p> 	<p><i>Ec. 6.3.2.4</i></p>
<p><i>Miembros asimétricos</i></p> 	<p><i>Ec. 6.3.2.5</i></p>

**6.3.2.3 Columnas de sección transversal con dos ejes de simetría**

$$F_e = \left[ \frac{\pi^2 E C_a}{(K_z L_z)^2} + GJ \right] \frac{1}{I_x + I_y} \tag{6.3.2.3}$$

Deben revisarse, también, las ecs. 6.3.2.5.c y 6.3.2.5.d

**6.3.2.4 Columnas de sección transversal con un eje de simetría**

$$F_e = \frac{F_{ex} + F_{ez}}{2H} \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{4F_{ex}F_{ez}H}{(F_{ex} + F_{ez})^2}} \right] \tag{6.3.2.4}$$

Debe revisarse, también, la ec. 6.3.2.5.d.

*Comentario:*

En la ec. 6.3.2.4 se ha supuesto que el eje de simetría es el X; cuando sea el Y, se harán los cambios de subíndices apropiados.

**6.3.2.5 Columnas con secciones transversales sin ningún eje de simetría:**

$F_e$  es la menor de las raíces de la ecuación cúbica:

$$(F_c - F_{ex})(F_c - F_{ey})(F_c - F_{ez}) - F_c^2(F_c - F_{ey})\left(\frac{x_o}{r_o}\right)^2 - F_c^2(F_c - F_{ex})\left(\frac{y_o}{r_o}\right)^2 = 0 \tag{6.3.2.5}$$

$$r_o^2 = x_o^2 + y_o^2 + \frac{I_x + I_y}{A} \tag{6.3.2.5.a}$$

$$H = 1 - \left(\frac{x_o^2 + y_o^2}{r_o^2}\right) \tag{6.3.2.5.b}$$

$$F_{ex} = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{K_x L_x}{r_x}\right)^2} \tag{6.3.2.5.c}$$

$$F_{ey} = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{K_y L_y}{r_y}\right)^2} \tag{6.3.2.5.d}$$

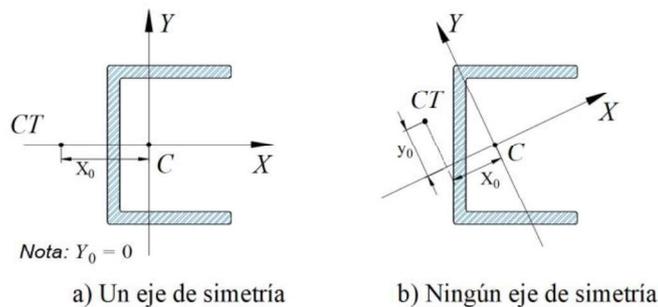
$$F_{ez} = \left[ GJ + \frac{\pi^2 E C_a}{(K_z L_z)^2} \right] \frac{1}{A r_o^2} \tag{6.3.2.5.e}$$

$F_{ex}$  y  $F_{ey}$  se calculan respecto a los ejes centroidales y principales.

*Comentario:*

Las ecs. 6.3.2.5 a 6.3.2.5.e contienen un factor de longitud efectiva de pandeo torsional,  $K_z$ . Este factor puede tomarse conservadoramente como  $K_z=1.0$ . Para mayor precisión, si ambos extremos del elemento en la conexión están restringidos contra pandeo en al menos un peralte, el factor se puede considerar igual que  $K_z=0.5$ . Si un extremo del miembro está restringido al alabeo y el otro extremo está libre, entonces el factor se puede considerar igual que  $K_z=0.7$ .

- $L_x, L_y, L_z$  longitudes libres para pandeo por flexión alrededor de los ejes X y Y, y para pandeo por torsión
- $K_x, K_y, K_z$  factores de longitud efectiva para pandeo por flexión alrededor de los ejes X y Y, y para pandeo por torsión
- $x_o, y_o$  distancia del centro de torsión al centroide a lo largo de un sistema de ejes centroidales y principales
- $r_x, r_y$  radios de giro de la sección transversal de la columna respecto a los ejes centroidales y principales X y Y
- $r_o$  radio polar de giro de la sección transversal respecto al centro de torsión



**Figura 6.3.2 - Centroide (C) y centro de torsión (CT)**

*Comentario:*

En secciones I con dos ejes de simetría,  $C_a$  puede tomarse igual que  $(I_y h_o^2)/4$ , donde  $h_o$  es la distancia entre los centroides de los patines.

*El parámetro clave para el diseño de la capacidad a carga axial en compresión en estos elementos, es el esfuerzo elástico crítico  $F_e$ , el cual se calculará con las ecs. 6.3.2.3 o 6.3.2.4 para secciones doblemente simétricas o con un solo eje de simetría, respectivamente, y con las ecs. 6.3.1.a.4 y 6.3.2.5 a 6.3.2.5.e, para secciones sin ejes de simetría.*

*Para el caso de columnas con dos ejes de simetría, es importante tener presente que la restricción al desplazamiento lateral en la dirección del menor radio de giro de la columna, podría no evitar el giro torsional de la columna, el cual ocurre con respecto al centroide, de manera que la longitud sin restricción al pandeo torsional podría ser mayor que la longitud sin restricción a la flexión en esta dirección “débil”. Por ello, al aplicar la ec. 6.3.2.3, también es necesario revisar las ecs. 6.3.2.5.c y 6.3.2.5.d.*

*La longitud efectiva para pandeo torsional ( $K_2L_2$ ) puede considerarse conservadoramente como la longitud de la columna, pero puede reducirse a 0.5 veces la longitud de la columna, si en ambos extremos de la columna se presentan conexiones que restringen la deformación torsional de la sección. Si solo existen este tipo de conexión en uno de los extremos de la columna, se podría considerar una longitud efectiva para pandeo torsional igual que 0.7 veces la longitud de la columna.*

### 6.3.3 Estados límite de pandeo local de miembros con elementos esbeltos

**6.3.3.1** Cuando la sección transversal de la columna es tipo 4, cualquiera que sea la forma de la sección, pero siempre que esté formada por elementos planos, la resistencia de diseño en compresión,  $R_c$ , se determina de acuerdo con 6.3.1 y 6.3.2, sustituyendo el área total,  $A$ , por el área efectiva,  $A_e$ , que se determina de acuerdo con 2.2.5.

*Comentario:*

*En la determinación de los parámetros relacionados con la esbeltez se utilizan las propiedades geométricas de la sección transversal completa.*

*En la NTC-Acero se hace una distinción entre miembros que tienen elementos no atiesados y atiesados. Se utilizan dos filosofías por separado: a) se considera que los elementos no atiesados llegan a su estado límite cuando alcanzan su esfuerzo teórico por pandeo local y, b) los elementos atiesados, por otro lado, hacen uso de la resistencia post-pandeo inherente a una placa que se soporta en sus dos bordes longitudinales, como en miembros tubulares. El concepto de ancho efectivo se usa para obtener la resistencia post-pandeo adicional.*

### 6.3.4 Estados límite de pandeo local en columnas tubulares de sección transversal circular

**6.3.4.1** La resistencia de diseño de columnas de sección transversal circular hueca de pared delgada, sometidas a compresión axial, cuyas relaciones diámetro exterior/grueso de pared ( $D/t$ ) son mayores que  $0.11E/F_y$ , pero no exceden de  $0.45E/F_y$ , se calcula de conformidad con 6.3.1, con  $n=1.4$  y sustituyendo el área total,  $A$ , por el área efectiva,  $A_e$ , que se determina de acuerdo con 2.2.6.

**6.3.4.2** En secciones circulares huecas no es crítico el pandeo por torsión. No se recomienda el diseño de columnas de sección transversal circular hueca con una relación diámetro exterior/grueso,  $D/t$ , mayor que  $0.45E/F_y$  (ver 2.2.1).

*Comentario:*

*Es poco común que el diseñador recurra a columnas que estén regidas por posibles combinaciones de los modos anteriores y por el pandeo local de sus elementos. Si alguno de los elementos de la sección transversal es esbelto, debe revisarse la reducción en la capacidad de carga por posibles efectos combinados de pandeo local y/o pandeo global.*

*Las recomendaciones para columnas tubulares de sección transversal circular y la limitación propuesta relaciones  $D/t$  mayor que  $0.45E/F_y$  está basada en pruebas experimentales.*

## 6.4 Miembros armados por varios perfiles

*Comentario:*

*En esta sección se emiten especificaciones para la resistencia y requerimientos dimensionales de miembros armados por dos o más perfiles interconectados por tornillos o soldadura. La resistencia a compresión de los miembros armados se ve afectada por la interacción entre el modo de pandeo de conjunto y el modo de pandeo de cada elemento individual.*

**6.4.1** Los miembros comprimidos completos, y todas las partes que los constituyen, deben satisfacer los requisitos de las secciones 3.3 y 2.2. Los elementos componentes de miembros deben estar unidos entre sí, en sus extremos, de una manera que asegure el trabajo de conjunto.

### 6.4.1 Separación entre tornillos o soldaduras

**6.4.1.1** Los componentes individuales de miembros en compresión compuestos por dos o más secciones deben estar conectados entre sí en puntos separados a una distancia  $a$ , de manera que la esbeltez efectiva  $K a/r_i$  de cada sección componente, entre los sujetadores, no exceda del 75 por ciento de la relación de esbeltez que controla el diseño del miembro armado. En el cálculo de la relación de esbeltez de cada tramo se utiliza su radio de giro menor,  $r_i$ .

*Comentario:*

*Limitar la relación de esbeltez de los elementos que conforman el miembro armado entre los tornillos o soldaduras, al 75 por ciento de la relación de esbeltez global mitiga efectivamente el efecto de pandeo compuesto. Es posible consultar una discusión más amplia en Duan et al. (2002).*

**6.4.1.2** La conexión de los elementos con la placa de apoyo se hará con soldadura o con tornillos pretensados.

**6.4.1.3** En los extremos de miembros armados en compresión, incluyendo los apoyados en placas base o superficies terminadas, todos los componentes en contacto uno con otro deben estar unidos por una soldadura de longitud no menor que el ancho máximo del miembro, o por tornillos espaciados longitudinalmente no más de cuatro diámetros en una distancia igual que 1.5 veces el máximo espesor del miembro.

**6.4.1.4** Entre las conexiones en los extremos indicadas arriba, y exceptuando los casos en que se requiera una separación menor para transmitir las cargas o para sellar superficies inaccesibles, la separación longitudinal entre tornillos intermedios, medida a lo largo de la línea en que están colocados, o la separación longitudinal libre entre soldaduras intermitentes, no será mayor que el que sea aplicable de los valores siguientes:

- a)  $0.75t\sqrt{E/F_y}$ , sin exceder de 300 mm, para placas que constituyen el elemento componente exterior de la sección en los casos en que están conectadas por medio de tornillos colocados en todas las líneas de gramil, o de soldaduras intermitentes depositadas a lo largo de los bordes
- b)  $1.12t\sqrt{E/F_y}$ , sin exceder de 450 mm, para placas que constituyen el elemento componente exterior de la sección, en los casos en que los tornillos o soldaduras intermitentes que los conectan están colocados alternados en líneas paralelas.

$t$  grueso de la placa exterior

$F_y$  esfuerzo de fluencia mínimo garantizado del acero de la placa exterior

**6.4.1.5** Los requisitos anteriores no siempre proporcionan un ajuste continuo entre los elementos en contacto. Cuando la corrosión pueda constituir un problema serio, puede ser necesario disminuir la separación entre tornillos o soldaduras, o colocar soldaduras a todo lo largo de los bordes.

**6.4.1.6** Para los límites de separación longitudinal entre tornillos de elementos en contacto continuo, como una placa y un perfil o dos placas, ver en 11.3.8.

*Comentario:*

*Para que un miembro compuesto actúe como elemento estructural, la conexión en el extremo debe ser soldada o con tornillos pretensados. Por otra parte, la resistencia a la compresión se verá afectada por la deformación de corte de los conectores intermedios. Estos criterios utilizan una relación de esbeltez efectiva límite para considerar este efecto. Cuando se utilizan conectores intermedios pretensados o soldados, Aslani y Goel (1991) desarrollaron una fórmula semianalítica para el uso de las especificaciones del AISC 360. A medida que se dispuso de más datos experimentales, un estudio estadístico desarrollado por Sato y Uang (2007) mostró que las expresiones simplificadas que se retoman en la NTC-Acero-20 (ecs. 6.4.2.2.b.1 a 6.4.2.2.b.2.b) tienen una precisión adecuada. La capacidad de carga de columnas fabricadas con varios perfiles, es resultado de la interacción entre el pandeo global de la columna completa y el pandeo local de los diferentes elementos que la componen. El efecto combinado de pandeo puede controlarse si la relación de esbeltez de los elementos individuales igual o menor que el 75 por ciento de la relación de esbeltez del elemento completo; la separación entre tornillos o soldaduras, será entonces un aspecto importante para definir la resistencia de este tipo de columnas.*

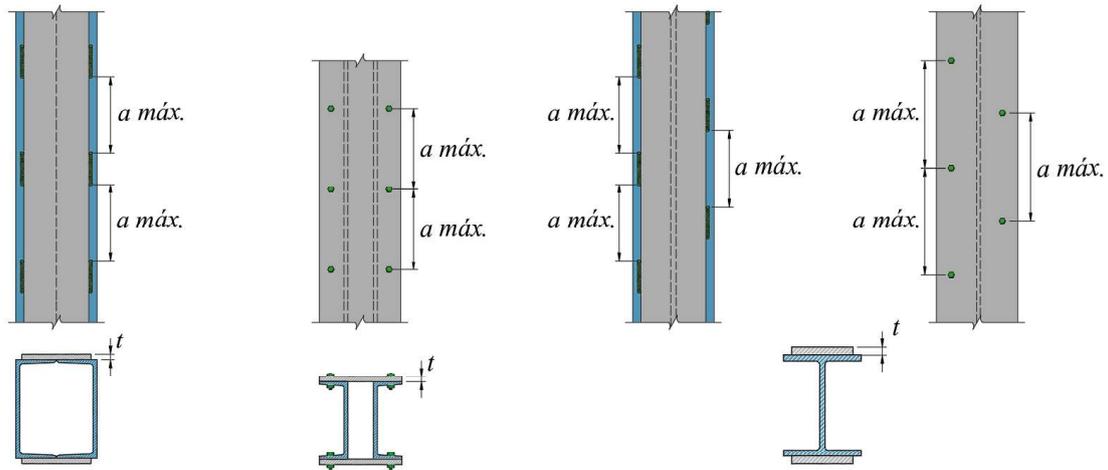


Figura 6.4.1 - Miembros armados. Separación máxima "a" de elementos de unión

### 6.4.2 Relaciones de esbeltez

6.4.2.1 En miembros comprimidos formados por dos o más perfiles laminados, en contacto o separados unos de otros, unidos por medio de elementos intermitentes (miembros armados), la relación de esbeltez de cada perfil, basada en su radio de giro mínimo y la distancia entre puntos de unión, no será mayor que el 75 por ciento de la del miembro armado completo.

6.4.2.2 La resistencia en compresión del miembro armado se define según las siguientes condiciones:

- a) La relación de esbeltez del miembro armado completo, con respecto al eje apropiado, cuando la forma de pandeo no produce deformaciones relativas que ocasionen fuerzas cortantes en los elementos de conexión entre perfiles individuales (ejemplo: dos canales unidas entre sí por los patines, con placas interrumpidas, que se pandean por flexión alrededor del eje paralelo a las placas)
- b) Una relación de esbeltez modificada, respecto al eje normal al considerado en 6.4.2.2 (a), cuando la forma de pandeo produce deformaciones relativas que ocasionan fuerzas cortantes en los elementos de unión; su valor es:
  - 1) Cuando los sujetadores intermedios son tornillos no pretensados (al apriete):

$$\left(\frac{KL}{r}\right)_m = \sqrt{\left(\frac{KL}{r}\right)_o^2 + \left(\frac{a}{r_i}\right)^2} \quad (6.4.2.2.b.1)$$

Cuando los sujetadores intermedios son soldaduras o tornillos pretensados:

Para  $a/r_i \leq 40$

$$\left(\frac{KL}{r}\right)_m = \left(\frac{KL}{r}\right)_o \quad (6.4.2.2.b.2.a)$$

Para  $a/r_i > 40$

$$\left(\frac{KL}{r}\right)_m = \sqrt{\left(\frac{KL}{r}\right)_o^2 + \left(\frac{K_i a}{r_i}\right)^2} \quad (6.4.2.2.b.2.b)$$

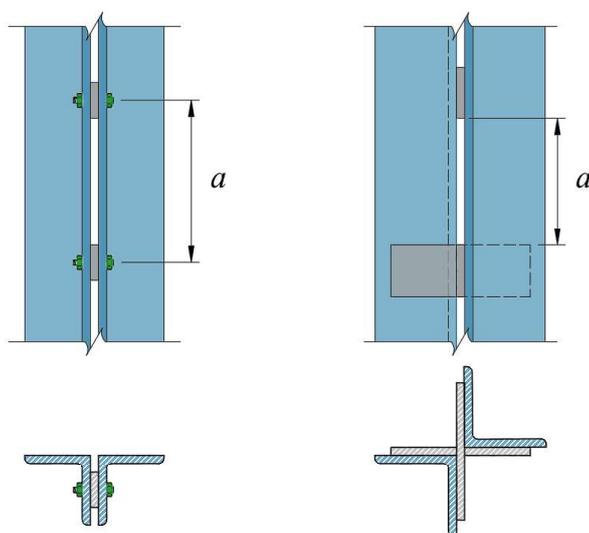
$(KL/r)_m$  relación de esbeltez modificada del miembro armado

$(KL/r)_o$  relación de esbeltez del miembro armado, suponiendo que trabaja como una unidad en la dirección de pandeo considerado

$a$  distancia entre tornillos o distancia libre entre soldaduras

$r_i$  radio de giro mínimo del elemento individual  
 $K_i$  = 0.50 para ángulos espalda con espalda  
 = 0.75 para canales espalda con espalda  
 = 0.85 para todos los otros casos

- c) Cuando el miembro armado está formado por dos perfiles laminados unidos entre sí, en contacto o separados solamente por una placa, tales como ángulos espalda con espalda, o con celosía o placas interrumpidas, la relación de esbeltez máxima de las partes componentes, entre conectores o soldaduras, se basará en un factor de longitud efectiva de 1.0 cuando los conectores son tornillos no pretensados y de 0.65 cuando se usa soldadura o tornillos pretensados.



**Figura 6.4.2.2 - Miembros armados. Separación “a” entre elementos de unión**

**6.4.2.3** Si el miembro en compresión consiste en dos ángulos en estrella, unidos entre sí cuando menos en los tercios de su longitud, no es necesario revisar si se satisfacen los requisitos de esta sección.

**6.4.2.4** Los sujetadores y las placas de unión, si las hay, de conformidad con 6.4.2.2 (c), se diseñan para que resistan una fuerza no menor que el uno por ciento de la compresión total en el miembro armado.

### 6.4.3 Elementos para armar los miembros

Los lados abiertos de miembros comprimidos formados por placas o perfiles se conectarán entre sí por medio de celosías o placas de unión perforadas.

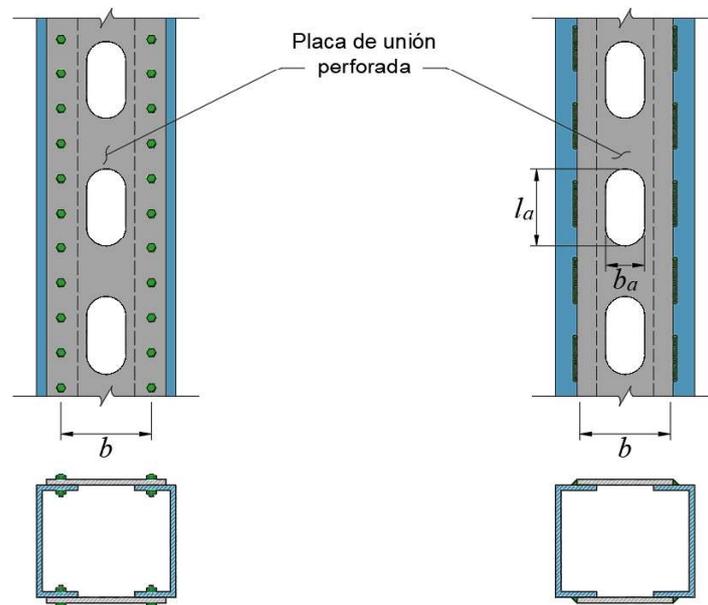
#### 6.4.3.1 Placas de unión perforadas

**6.4.3.1.1** Las placas de unión perforadas con una sucesión de agujeros de acceso, deben ser continuas a lo largo del miembro armado. El ancho,  $b$ , es la menor distancia transversal entre las líneas de tornillos o soldaduras que unen la placa a los componentes principales, y el área neta,  $A_n$ , de la placa se considera en el agujero de mayor ancho.

**6.4.3.1.2** Se considera que el área neta de la placa,  $A_n$ , contribuye a la resistencia sólo si se cumple con los requisitos siguientes:

- La relación ancho/espesor debe satisfacer los límites de la tabla 2.2.1.2.6.a
- La relación entre la longitud,  $l_n$ , (en la dirección de la fuerza) y el ancho,  $b_n$ , del agujero de acceso no excede de 2

- c) La distancia libre entre perforaciones en la dirección de la fuerza no es menor que la distancia transversal entre líneas próximas de tornillos o soldaduras
- d) La periferia de las perforaciones en todos los puntos debe tener un radio mínimo de 38 mm.



**Figura 6.4.3.1.2 - Placas de unión perforadas para armar miembros**

*Comentario:*

*Algunos requisitos de dimensionamiento se basan en el juicio y la experiencia del diseñador establecidos en el AISC 360 complementados para la práctica mexicana. Las disposiciones que rigen el dimensionamiento de las placas de cubierta perforadas se basan en una amplia investigación experimental como en Stang y Jaffe (1948).*

### 6.4.3.2 Celosías

**6.4.3.2.1** Las celosías constituirán un sistema triangulado completo formado por soleras, varillas o perfiles.

**6.4.3.2.2** La separación de las uniones de los elementos de las celosías con los componentes principales será tal que la relación de esbeltez de cada elemento principal, determinada entre los puntos de conexión, no sea mayor que el 75 por ciento de la relación de esbeltez que gobierna el diseño del miembro completo.

**6.4.3.2.3** La celosía debe diseñarse para resistir una fuerza cortante, normal al eje longitudinal del miembro completo, no menor que el 2 por ciento de la fuerza de compresión total en el miembro, más la fuerza cortante producida por fuerzas transversales, cuando las haya.

**6.4.3.2.4** La relación de esbeltez de los elementos que forman la celosía no excederá de 140 si la celosía es sencilla, ni de 200 cuando sea doble.

**6.4.3.2.5** Cuando se emplee celosía sencilla, la longitud efectiva es la distancia entre conexiones con los elementos principales. Si la celosía es doble la longitud efectiva es el 70 por ciento de la distancia anterior y los elementos que la forman deben estar unidos entre sí en sus intersecciones.

**6.4.3.2.6** El ángulo  $\theta$  que forman los elementos de la celosía con el eje longitudinal del miembro completo será, de preferencia, no menor de 45 grados para celosía doble, ni de 60 grados para la sencilla.

*Comentario:*

*Si la distancia entre las líneas de soldaduras o tornillos que la conectan con los patines es mayor que 380 mm, es preferible que la celosía sea doble o esté hecha con ángulos.*

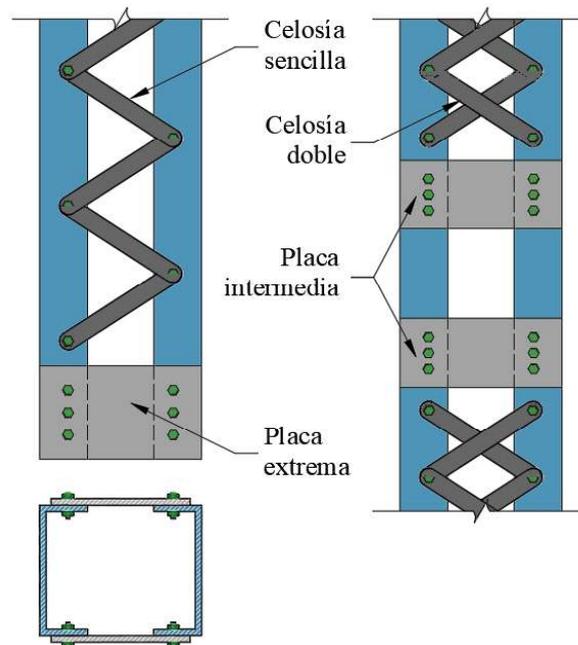


Figura 6.4.3.2.6 - Celosías para armar miembros en compresión

6.4.3.2.7 En los extremos de las celosías y en puntos intermedios en que éstas se interrumpan, se colocarán diafragmas en el plano de la celosía, formados por placas o perfiles. Los diafragmas se colocarán tan cerca de los extremos como sea posible.

6.4.3.2.8 Las placas extremas tendrán una longitud no menor que la distancia entre las líneas de tornillos o soldaduras que las conectan a los elementos principales del miembro. La longitud de las placas intermedias será, como mínimo, la mitad de la anterior. El grueso de las placas no será menor que 1/50 de la distancia entre las líneas de tornillos o soldaduras que las unen a los elementos principales, y la separación longitudinal entre tornillos o la distancia libre entre soldaduras, no excederá de 150 mm. Se colocarán, cuando menos, tres tornillos en cada extremo de la placa, o soldadura con una longitud total no menor que un tercio de la longitud de la placa.

6.4.3.2.9 La longitud y el grueso de las placas extremas o intermedias pueden ser menores que los especificados en el párrafo anterior, o pueden utilizarse perfiles en vez de placas, si se efectúa un estudio que justifique estas modificaciones.

6.4.3.2.10 Los perfiles utilizados como diafragmas deben dimensionarse y conectarse para transmitir, de un componente principal al otro, una fuerza cortante igual que el 5 por ciento de la compresión axial total en el miembro.

#### 6.4.4 Elementos perpendiculares a los principales

6.4.4.1 En las caras abiertas de miembros armados comprimidos que no soportan flexión primaria, además de la carga axial, pueden utilizarse elementos perpendiculares al eje longitudinal de la columna, constituidos por placas o perfiles, en vez de la celosía. Deben colocarse placas en los extremos del miembro, en puntos intermedios donde la columna esté soportada lateralmente, y en todas las posiciones adicionales que sean necesarias para que se satisfagan los requisitos de 6.4.3.

6.4.4.2 Cuando los elementos mencionados arriba son planos (placas interrumpidas), su dimensión, medida a lo largo del eje de la columna, no debe ser menor que la distancia entre las líneas de tornillos o soldaduras que las conectan a los componentes principales del miembro, ni su grueso menor que 1/60 de esa distancia. Las placas de unión y sus conexiones deben dimensionarse de manera que resistan, simultáneamente, una fuerza cortante  $V$  y un momento  $M$  dados por:

$$V = \frac{0.025P_u d}{an} \quad (6.4.4.2.a)$$

$$M = \frac{0.025P_u d}{2n} \quad (6.4.4.2.b)$$

- d*** distancia entre centros de placas de unión, medida a lo largo del eje de la columna
- a*** separación entre líneas de tornillos o soldaduras que conectan las placas de unión con los componentes principales del miembro
- n*** número de planos paralelos en los que están colocados las placas de unión
- P<sub>u</sub>*** fuerza axial de diseño que actúa en el miembro

Espacio en blanco dejado de manera intencional

## 7. MIEMBROS EN FLEXIÓN (VIGAS Y TRABES ARMADAS)

Este capítulo es aplicable a vigas laminadas y a trabes hechas con placas soldadas en aquellas secciones e incisos a las que haga referencia el Capítulo 7. Está compuesto por las secciones siguientes:

- 7.1 Estados límite
- 7.2 Consideraciones generales y resistencias nominales
- 7.3 Miembros compactos (tipo 1 o 2) de sección I con dos ejes de simetría y canales, flexionados alrededor del eje de mayor inercia
- 7.4 Miembros de sección IE o IR de doble simetría con patines no compactos (tipo 3) o esbeltos (tipo 4) y alma compacta (tipo 1 o 2) o no compacta (tipo 3), flexionados alrededor de su eje de mayor inercia
- 7.5 Miembros de sección IE o IR de simple o doble simetría con patines tipo 1, 2 o 3 y alma esbelta (tipo 4) flexionados alrededor del eje de mayor inercia
- 7.6 Miembros de sección IE, IR y canales CE, flexionados alrededor del eje de menor inercia
- 7.7 Miembros de sección tubular cuadrada o rectangular, laminados OR (*HSS*) o formados por cuatro placas soldadas
- 7.8 Miembros de sección tubular circular OC
- 7.9 Miembros de sección TR o formados por dos ángulos espalda con espalda cargados en el plano de simetría
- 7.10 Ángulos sencillos LI y LD
- 7.11 Miembros de sección rectangular o circular maciza OS
- 7.12 Miembros de sección sin ningún eje de simetría.

Todos los elementos mencionados trabajan principalmente en flexión, producida por cargas transversales o por momentos aplicados en sus extremos; la flexión se presenta, casi siempre, acompañada por fuerzas cortantes.

Las resistencias de diseño en flexión,  $M_R$ , se determinan con la expresión  $F_R M_n$ , y las resistencias nominales,  $M_n$ , de una viga o trabe de eje recto y sección transversal constante, se evalúan como se indica en lo que sigue.

### 7.1 Estados límite

7.1.1 En el diseño de miembros en flexión deben considerarse los estados límite de falla siguientes:

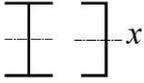
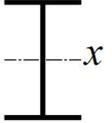
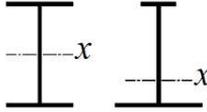
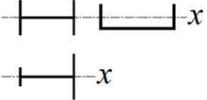
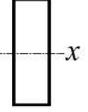
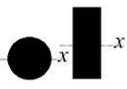
- a) Formación de un mecanismo con articulaciones plásticas
- b) Agotamiento de la resistencia a la flexión en la sección crítica, en miembros que no admiten redistribución de momentos
- c) Iniciación del flujo plástico en la sección crítica, fluencia ( $F$ )
- d) Pandeo lateral por flexotorsión (*PLT*)
- e) Pandeo local del patín comprimido (*PLP*)
- f) Pandeo local del alma, producido por flexión (*PLA*)
- g) Plastificación del alma por cortante
- h) Pandeo local del alma por cortante
- i) Tensión diagonal en el alma
- j) Flexión y fuerza cortante combinadas
- k) Otras formas de pandeo del alma, producidas por fuerzas transversales
- l) Fatiga.

*Comentario:*

*El estado límite de fatiga se estudia en el Capítulo 18 de esta Norma.*

7.1.2 Además, deben considerarse también estados límite de servicio, principalmente por deformaciones y vibraciones.

Tabla 7.1.2 - Estados límite aplicables a las diversas secciones

Sección del capítulo	Sección transversal	Patín	Alma	Estados Límite
7.3		<i>C</i>	<i>C</i>	<i>F</i> <i>PLT</i>
7.4		<i>NC</i> <i>E</i>	<i>C</i> <i>NC</i>	<i>F</i> <i>PLT</i> <i>PLP</i>
7.5		<i>C</i> <i>NC</i> <i>E</i>	<i>E</i>	<i>F</i> <i>PLT</i> <i>PLP</i>
7.6		<i>C</i> <i>NC</i> <i>E</i>	<i>NA</i>	<i>F</i> <i>PLP</i>
7.7		<i>C</i> <i>NC</i> <i>E</i>	<i>C</i> <i>NC</i>	<i>F</i> <i>PLP</i> <i>PLA</i>
7.8		<i>NA</i>	<i>NA</i>	<i>F</i> <i>PL</i>
7.9		<i>C</i> <i>NC</i> <i>E</i>	<i>NA</i>	<i>F</i> <i>PLT</i> <i>PLP</i> <i>PLA</i>
7.10		<i>NA</i>	<i>NA</i>	<i>F</i> <i>PLT</i> <i>PLAA</i>
7.11		<i>NA</i>	<i>NA</i>	<i>F</i> <i>PLT</i>
7.12	<i>Asimétrica</i>	<i>NA</i>	<i>NA</i>	<i>Todos</i>

Simbología:

- C* Compacta
- NC* No Compacta
- E* Esbelta
- F* Iniciación del flujo plástico en la sección crítica, fluencia
- PLT* Pandeo lateral por flexotorsión
- PLP* Pandeo local del patín comprimido

PLA	Pandeo local del alma por flexión
FPT	Fluencia del patín en tensión
PLAA	Pandeo local en alas de ángulos
PL	Pandeo local
NA	No aplica

## 7.2 Consideraciones generales

- 1) En todos los casos de este Capítulo, el factor de reducción de resistencia  $F_R$  es igual que **0.9**, excepto cuando se indique otra cosa
- 2) Para las ecuaciones en esta sección se considera que no hay rotación inicial alrededor del eje longitudinal entre secciones soportadas
- 3) Para miembros con secciones con un eje de simetría en curvatura simple, y para aquellos con secciones doblemente simétricas, el factor de pandeo lateral por flexotorsión,  $C_b$ , se determina de conformidad con 7.2.1
- 4) Para miembros con sección transversal con un eje de simetría en curvatura doble, por ejemplo, secciones IS con patines de ancho o espesores diferentes, el pandeo lateral por flexotorsión se deberá verificar para cada uno de los patines.

### 7.2.1 Factor de pandeo lateral por flexotorsión $C_b$

**7.2.1.1** Con este factor se incluyen en el diseño los efectos de la variación del momento entre puntos con soporte lateral. De manera conservadora se puede considerar  $C_b = 1.0$ .

**7.2.1.2** En la deducción del valor de  $C_b$  se hacen las suposiciones siguientes:

- a) El elemento es doblemente simétrico, o con un eje de simetría en curvatura simple
- b) Las cargas están aplicadas en el centro de cortante del elemento
- c) La sección transversal del elemento, en los puntos soportados lateralmente, está restringida al desplazamiento lateral y por torsión.

**7.2.1.3** Para vigas en voladizo en las que el extremo libre no tiene restricción lateral se considera  $C_b = 1.0$ .

*Comentario:*

*En ningún caso se permite que el máximo momento nominal exceda el momento plástico, es decir,  $C_b M_n \leq M_p$ .*

*Para miembros con secciones doblemente simétricas y sin carga transversal entre los soportes transversales,  $C_b = 1.0$  para momentos extremos iguales y de sentido opuesto (curvatura simple);  $C_b = 2.5$  para momentos iguales y del mismo sentido (curvatura doble) y,  $C_b = 1.67$  cuando el momento en un extremo es cero.*

*En caso de requerirse procedimientos más precisos, por ejemplo, cuando las cargas están aplicadas en el patín inferior o bien cuando no están aplicadas en el centro de cortante de la sección transversal, es necesario recurrir a la literatura especializada (De Buen, 1980).*

### 7.2.1.4 Método de los cuatro momentos

**7.2.1.4.1** Este método permite el cálculo del factor  $C_b$  para la mayoría de los casos comunes de variación del momento. El valor del factor se determina con la ec. 7.2.1.4.1, para lo que se requieren los valores absolutos de los momentos en cuatro secciones transversales del tramo no soportado lateralmente de la viga (fig. 7.2.1.4.1).

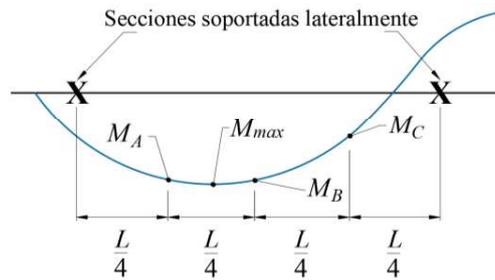
$$C_b = \frac{12.5M_{max}}{2.5M_{max} + 3M_A + 4M_B + 3M_C} \quad (7.2.1.4.1)$$

$M_{max}$  momento máximo, en valor absoluto, en el segmento comprendido entre secciones soportadas lateralmente, incluyéndolas a ellas.

$M_A$  momento, en valor absoluto, a un cuarto del inicio del segmento no soportado lateralmente

$M_B$  momento, en valor absoluto, en el centro del segmento no soportado lateralmente

$M_C$  momento, en valor absoluto, a tres cuartos del inicio del segmento no soportado lateralmente



**Figura 7.2.1.4.1 - Localización de los momentos para el método de cuatro momentos**

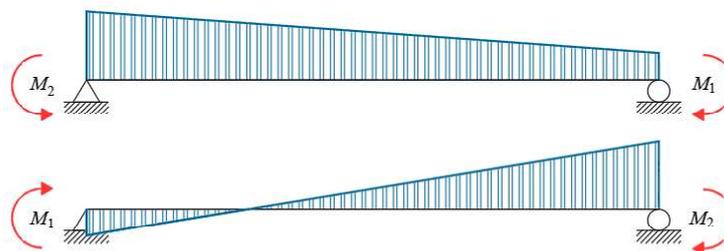
*Comentario:*

La ecuación de los cuatro momentos (ec. 7.2.1.4.1) proporciona resultados bastante precisos cuando hay cargas entre las secciones soportadas lateralmente (Zoruba y Dekker, 2005). Este método da resultados no conservadores en los casos en que hay cambios abruptos en el diagrama de momentos, por ejemplo, cuando hay un momento concentrado entre los puntos de soporte lateral. En estos casos es aconsejable utilizar el valor conservador  $C_b = 1.0$ . Sin embargo, es frecuente que donde hay un momento concentrado se tenga un soporte lateral.

**7.2.1.5 Método alterno**

**7.2.1.5.1** Este método se aplica a elementos con momentos en los puntos de soporte lateral y sin cargas transversales entre ellos (diagrama de momentos lineal, fig. 7.2.1.5.1).

$$C_b = \left[ 0.6 - 0.4 \left( \frac{M_1}{M_2} \right) \right]^{-1} \leq 2.5 \tag{7.2.1.5.1}$$



**Figura 7.2.1.5.1 - Diagrama de momentos lineal para el método alterno**

*Comentario:*

La ec. 7.2.1.5.1, proporciona valores adecuados cuando no hay cargas entre las secciones soportadas lateralmente (puntos de soporte lateral y apoyos), por ejemplo, para la mayoría de las columnas las cuales suelen no tener carga entre apoyos. Cuando hay cargas entre secciones soportadas lateralmente y hay puntos de inflexión, como el caso de una viga doblemente empotrada con carga repartida, el valor de  $C_b$  es muy conservador y poco preciso, por lo tanto, se debe de utilizar la ec. 7.2.1.4.1.

**7.3 Miembros compactos (tipo 1 y 2) de secciones IE, IR o IS con dos ejes de simetría y canales CE, flexionados alrededor del eje de mayor inercia**

La resistencia nominal es el menor de los siguientes valores:

**7.3.1 Fluencia. El pandeo lateral está impedido en forma continua,  $L \leq L_u$**

**7.3.1.1** La resistencia nominal,  $M_n$ , de miembros en flexión cuyo patín comprimido está soportado lateralmente en forma continua, o está provisto de soportes laterales con separación  $L$  no mayor que  $L_u$ , es igual que:

$$M_n = Z_x F_y = M_p \tag{7.3.1.1}$$

*Comentario:*

Para secciones tipo 1 y 2 la resistencia máxima es la correspondiente a  $M_p$ .

Cuando el sistema de piso proporciona soporte lateral al patín superior de las vigas, debe tenerse en cuenta que en algunos tramos el patín comprimido es el inferior. Este punto puede ser de especial importancia en presencia de acciones sísmicas.

### 7.3.2 Pandeo lateral por flexotorsión, $L > L_u$

7.3.2.1 Este estado límite no puede presentarse cuando  $L \leq L_u$ .

7.3.2.2 Cuando  $M_e > \frac{2}{3} M_p$  ( $L_u < L \leq L_r$ )

$$M_n = 1.15 M_p \left( 1 - \frac{0.28 M_p}{M_e} \right) \leq M_p \quad (7.3.2.2)$$

*Comentario:*

La ec. 7.3.2.2, corresponde a pandeo inelástico. La norma adopta la transición parabólica de Bleich (De Buen, 1980) que considera esfuerzos residuales de  $0.5 F_y$  que, elevado al cuadrado, correspondería a un factor de 0.25, el cual se ha incrementado a 0.28 dado que se ha definido la transición entre el intervalo elástico y el inelástico a  $2/3 M_p$  o  $2/3 M_y$ , según sea el caso, en lugar de 1/2. El factor de 1.15 toma en cuenta el efecto del endurecimiento por deformación.

7.3.2.3 Cuando  $M_e \leq \frac{2}{3} M_p$  ( $L > L_r$ )

$$M_n = M_e \quad (7.3.2.3.a)$$

$$M_n = \frac{C_b \pi}{L} \sqrt{EI_y GJ + \left( \frac{\pi E}{L} \right)^2 I_y C_a} \quad (7.3.2.3.b)$$

$$= \frac{C_b \pi E}{L} \sqrt{I_y \left[ \frac{J}{2.6} + \left( \frac{\pi}{L} \right)^2 C_a \right]}$$

- $L$  distancia entre secciones de la viga soportadas lateralmente de manera adecuada
- $I_y$  momento de inercia respecto al eje de simetría situado en el plano del alma
- $J$  constante de torsión de Saint Venant o de torsión pura
- $C_a$  constante de torsión por alabeo

*Comentario:*

La ec. 7.3.2.3.b, corresponde a la solución elástica para una viga en flexión uniforme. Las acciones diferentes a la flexión uniforme se toman en cuenta por medio del factor  $C_b$ .

El factor  $C_b$  transforma el diagrama de momentos en uno uniforme equivalente.

El valor de  $2/3$  corresponde a un valor de  $0.5 F_y$  de esfuerzos residuales incrementándolo  $2/3 M_p$  resultando en un aumento de la resistencia máxima de 15 por ciento para tomar en cuenta el endurecimiento por deformación.

7.3.2.4 En miembros de sección transversal en cajón (rectangular hueca) se toma  $C_a = 0$ .

7.3.2.5 Las longitudes características  $L_u$  y  $L_r$  se calculan con las siguientes expresiones:

- 1) Miembros de sección transversal IE, IR o IS

$$L_u = \frac{\sqrt{2} \pi}{X_u} \sqrt{\frac{EC_a}{GJ} \sqrt{1 + \sqrt{1 + X_u^2}}} \quad (7.3.2.5.a)$$

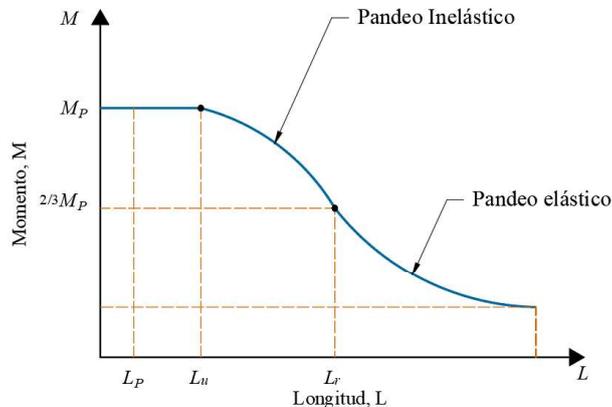
$$L_r = \frac{\sqrt{2\pi}}{X_r} \sqrt{\frac{EC_a}{GJ}} \sqrt{1 + \sqrt{1 + X_r^2}} \tag{7.3.2.5.b}$$

$$X_u = 4.293 \frac{Z_x F_y}{C_b GJ} \sqrt{\frac{C_a}{I_y}} = 3.22 X_r \tag{7.3.2.5.c}$$

$$X_r = \frac{4 Z_x F_y}{3 C_b GJ} \sqrt{\frac{C_a}{I_y}} \tag{7.3.2.5.d}$$

Comentario:

Las resistencias nominales  $M_n$  (ecs. 7.3.2.2 y 7.3.2.3.a) pueden utilizarse sin calcular las longitudes características  $L_u$  y  $L_r$ . Es decir, si  $2/3M_p \leq M_n \leq M_p$  es pandeo inelástico y si  $M_n < 2/3M_p$  es pandeo elástico.



**Figura 7.3.2.5 - Momento nominal como función de la longitud de la viga soportada lateralmente. Secciones compactas y no compactas**

Comentario:

Se han definido las longitudes  $L_u$  y  $L_r$  que dividen los distintos intervalos. Para longitudes entre  $L_u$  y  $L_r$  se presenta el pandeo inelástico y mayor a  $L_r$  el pandeo elástico. Para determinar la resistencia de una viga no es necesario calcular las longitudes características, basta con determinar el momento elástico y si es mayor a  $2/3M_p$  o a  $2/3M_y$  según el caso, se corrige por inelasticidad.

**7.4 Miembros de sección IE, IR o IS de doble simetría con patines no compactos (tipo 3) o esbeltos (tipo 4) y alma compacta (tipo 1 y tipo 2) o no compacta (tipo 3), flexionados alrededor de su eje de mayor inercia**

7.4.1 La resistencia nominal es la menor de los correspondientes a los estados límite de pandeo lateral por flexotorsión y de pandeo local del patín comprimido.

**7.4.2 Fluencia. El pandeo lateral está impedido en forma continua  $L \leq L_u$**

$$M_n = S_x F_y = M_y \tag{7.4.2.1}$$

Comentario:

Para secciones tipo 3 la resistencia máxima es la correspondiente a  $M_y$ .

**7.4.3 Pandeo lateral por flexotorsión  $L > L_u$**

7.4.3.1 Este estado límite no puede presentarse cuando  $L \leq L_u$

7.4.3.2 Cuando  $M_e > \frac{2}{3}M_y$  ( $L \leq L_r$ )

$$M_n = 1.15M_y \left( 1 - \frac{0.28M_y}{M_e} \right) \leq M_y \quad (7.4.3.2)$$

7.4.3.3 Cuando  $M_e \leq \frac{2}{3}M_y$  ( $L > L_r$ )

$$M_n = M_e \quad (7.4.3.3)$$

7.4.3.4  $M_e$  se calcula con la ec. 7.3.2.3.b.

7.4.3.5 Los límites de aplicación de las ecs. 7.4.3.2 y 7.4.3.3 se determinan con las ecs. 7.3.2.5.a y 7.3.2.5.b, pero al calcular  $X_u$  y  $X_r$  debe sustituirse  $Z_x$  por  $S_x$ .

*Comentario:*

*Son aplicables los comentarios de 7.3 sustituyendo  $M_p$  por  $M_y$ .*

#### 7.4.4 Pandeo local del patín comprimido

a) Secciones con patines no compactos (tipo 3)

7.4.4.1 En secciones IE, IR o IS cuyos patines tienen relaciones ancho/grueso comprendidas entre las correspondientes a secciones compactas (tipo 2) y no compactas (tipo 3), puede tomarse un valor de  $M_n$  comprendido entre  $M_p$  y  $M_y$  calculado por interpolación lineal, teniendo en cuenta que esos valores corresponden, respectivamente, a relaciones ancho/grueso de los patines de  $0.38\sqrt{E/F_y}$  y  $1.0\sqrt{E/F_y}$ . En secciones hechas con placas soldadas, el segundo límite cambia a  $0.95\sqrt{k_c E/F_L}$ ,  $k_c$  y  $F_L$  se definen en la tabla 2.2.1.2.6.b.

*Comentario:*

*Se permite que se considere una capacidad a flexión comprendida entre  $M_p$  y  $M_y$  en función de la relación ancho/grueso de los patines.*

b) Secciones con patines esbeltos (tipo 4)

7.4.4.2 La resistencia nominal,  $M_n$ , se determina como:

$$M_n = S_e F_y \quad (7.4.4.2)$$

7.4.4.3  $S_e$ , es el módulo de sección elástico efectivo del elemento, se calcula con el ancho efectivo del patín comprimido determinado de acuerdo con 2.2.5, en vez del ancho total. El módulo de sección de perfiles simétricos respecto al eje de flexión puede calcularse, conservadoramente, utilizando el mismo ancho efectivo en el patín en tensión.

*Comentario:*

*Al ser los patines tipo 4 se calcula el ancho efectivo  $b_e$  del patín en compresión de acuerdo con 2.2.5.*

7.4.4.4 De forma aproximada,  $M_n$  puede calcularse con la ec. 7.4.4.4.

$$M_n = \frac{0.9Ek_c S_x}{\left(\frac{b}{2t_f}\right)^2} \quad (7.4.4.4)$$

#### 7.5 Miembros de sección IE, IR, IS de simple o doble simetría con patines tipo 1, 2 o 3 y alma esbelta (tipo 4) flexionados alrededor del eje de mayor inercia

7.5.1 Esta sección se aplica a secciones IE, IR, IS, de simple o doble simetría, con almas esbeltas conectadas a la mitad del ancho del patín y flexionadas alrededor del eje de mayor inercia.

7.5.2 La resistencia nominal,  $M_n$ , se calcula multiplicando la resistencia determinada en 7.3 o 7.4, según sea el caso, por  $R_{pg}$ :

$$R_{pg} = 1 - \frac{a_r}{1200 + 300a_r} \left( \frac{h}{t_a} - 5.60 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \right) \leq 1.0 \quad (7.5.2)$$

*Comentario:*

Si el alma es esbelta, esto es, si su relación ancho/grueso es mayor que  $5.60\sqrt{E/F_y}$ , la resistencia de la sección se reduce de acuerdo con la ec. 7.5.2 debido a que no se puede generar la capacidad total del patín en compresión por la esbeltez del alma. Para su deducción se puede consultar De Buen (1980).

## 7.6 Miembros de sección IE, IR o IS y canales CE, flexionados alrededor del eje de menor inercia

7.6.1 La resistencia nominal,  $M_n$ , es el valor menor de los correspondientes a los estados límite de fluencia (momento plástico) y pandeo local de los patines.

### 7.6.2 Fluencia

$$M_n = M_{py} = F_y Z_y \leq 1.60 F_y S_y \quad (7.6.2)$$

*Comentario:*

Los miembros de sección IE, IR o IS y canales CE flexionados alrededor del eje de menor momento de inercia no pueden pandearse lateralmente por flexotorsión. Los límites de la relación ancho/grueso para secciones I definidas en la tabla 2.2.1.2.6.b, son las mismas para ambos ejes en flexión, lo que es una simplificación conservadora. El límite de  $1.60F_y S_y$  en la ec. 7.6.2 se define para evitar que llegue a la plastificación en secciones canal trabajando a flexión en su eje menor ya que podría conducir a su respuesta inelástica bajo condiciones de servicio. El momento plástico, con respecto al eje de menor inercia, de secciones I rara vez supera este límite.

### 7.6.3 Pandeo local del patín comprimido

a) Para secciones con patines compactos (tipo 1 o 2)

7.6.3.1 Este estado límite no aplica.

b) Para secciones con patines no compactos (tipo 3)

7.6.3.2 En secciones IE, IR, IS o canal CE cuyos patines tienen relaciones ancho/grueso comprendidas entre las correspondientes a secciones compactas (tipo 2) y no compactas (tipo 3), puede tomarse un valor de  $M_n$  comprendido entre  $M_p$  y  $M_y$  calculado por interpolación lineal, teniendo en cuenta que esos valores corresponden, respectivamente, a relaciones ancho/grueso de los patines de  $0.38\sqrt{E/F_y}$  y  $1.0\sqrt{E/F_y}$ .

*Comentario:*

Se permite hacer una interpolación entre la capacidad a flexión para secciones tipo 2 y tipo 3, esto es, entre  $M_p$  y  $M_y$  en función de la relación ancho/grueso de los patines.

c) Para secciones con patines esbeltos (tipo 4)

$$M_n = F_{cr} S_y \quad (7.6.3.2.a)$$

$$F_{cr} = \frac{0.69E}{\left(\frac{b}{t_p}\right)^2} \quad (7.6.3.2.b)$$

*Comentario:*

La ec. 7.6.3.2.a toma en cuenta la disminución de la resistencia en función de la relación ancho/grueso de los patines. La ec. 7.6.3.2.b proviene de la ecuación de pandeo de placa con un factor de placa de  $K=0.76$  que, para elementos no atiesados, corresponde a un valor intermedio entre elementos simplemente apoyados y empotrados.

## 7.7 Miembros de sección tubular cuadrada o rectangular OR, laminados o formados por cuatro placas soldadas

*Comentario:*

Estos perfiles, cuando son laminados, también se conocen como HSS, por sus siglas en inglés, las cuales hacen referencia a secciones estructurales huecas (hollow structural section).

7.7.1 Esta sección se aplica a miembros de sección tubular, cuadrada o rectangular OR, flexionados alrededor de cualquiera de sus ejes centroidales y principales, con almas compactas o no compactas y patines compactos, no compactos o esbeltos

7.7.2 La resistencia nominal,  $M_n$ , de estos miembros es el menor de los valores correspondientes a los estados límite de fluencia, pandeo local del patín comprimido y pandeo local del alma en flexión pura. Debiéndose determinar la resistencia en función de la clasificación del patín y posteriormente del alma, y tomar la menor.

*Comentario:*

Los perfiles tubulares OR no pueden tener pandeo lateral por flexotorsión dadas sus características geométricas.

### 7.7.3 Fluencia

7.7.3.1 Para secciones tipo 1 y 2

$$M_n = M_p = F_y Z \quad (7.7.3.1)$$

*Comentario:*

Este estado límite aplica para secciones tipo 1 y 2 que puedan desarrollar el momento plástico  $M_p$ .

7.7.3.2 Para secciones tipo 3

$$M_n = M_y = F_y S \quad (7.7.3.2)$$

### 7.7.4 Pandeo local del patín comprimido

a) Para secciones con patines compactos (tipo 1 o 2)

7.7.4.1 Este estado límite no aplica.

b) Para secciones con patines no compactos (tipo 3)

$$M_n = M_p - (M_p - F_y S_x) \left( 3.57 \frac{b}{t_p} \sqrt{\frac{F_y}{E}} - 4 \right) \leq M_p \quad (7.7.4.1.a)$$

*Comentario:*

La ec. 7.7.4.1.a, corresponde a una interpolación lineal entre el momento  $M_p$  (sección tipo 2) y  $M_y$  (sección tipo 3) y de la relación ancho/grueso del patín.

c) Para secciones con patines esbeltos (tipo 4)

$$M_n = F_y S_e \quad (7.7.4.1.b)$$

$S_e$  módulo de sección elástico efectivo determinado con el ancho efectivo,  $b_e$ , del patín en compresión

$$b_e = 1.92t \sqrt{\frac{E}{F_y}} \left[ 1 - \frac{0.38}{b/t_p} \sqrt{\frac{E}{F_y}} \right] \leq b \quad (7.7.4.1.c)$$

*Comentario:*

*Dado que el patín de una sección OR es un elemento atiesado (dos bordes restringidos) la resistencia posterior al pandeo es importante, por lo cual la ec. 7.7.4.1.c determina el ancho efectivo del patín en compresión considerando la resistencia posterior al pandeo. La deducción de esta ecuación se puede consultar en De Buen (1980).*

*Cuando los patines de las secciones OR rectangulares son esbeltos, tipo 4, se considera el ancho efectivo del patín en compresión. Con el objetivo de tener una sección simétrica se puede considerar de manera conservadora la reducción en ambos patines (compresión y tensión).*

### 7.7.5 Pandeo local del alma

- a) Para secciones con almas compactas (tipo 1 o 2)

7.7.5.1 Este estado límite no aplica.

- b) Para secciones con almas no compactas (tipo 3)

$$M_n = M_p - (M_p - F_y S_x) \left( 0.305 \frac{h}{t_w} \sqrt{\frac{F_y}{E}} - 0.74 \right) \leq M_p \quad (7.7.5.1.a)$$

*Comentario:*

*La ec. 7.7.5.1.a, corresponde a una interpolación lineal entre el momento  $M_p$  (sección tipo 2) y  $M_y$  (sección tipo 3) y de la relación ancho/grueso del alma.*

- c) Para secciones con almas esbeltas (tipo 4)

- 1) Fluencia del patín en compresión

$$M_n = R_{pg} F_y S_x \quad (7.7.5.1.b)$$

- 2) Fluencia del patín en compresión

$$M_n = R_{pg} F_{cr} S_x \quad (7.7.5.1.c)$$

$$F_{cr} = \frac{0.9Ek_c}{\left(\frac{b}{t_p}\right)^2} \quad (7.7.5.1.d)$$

7.7.5.2  $R_{pg}$  está definido por la ec. 7.5.2 con  $a_r = 2ht_w/(bt_p)$ .

*Comentario:*

*Cuando en la ec. 7.7.5.1.d resulta un esfuerzo  $F_{cr}$  mayor que  $F_y$ , se debe limitar al esfuerzo correspondiente a otros estados límite de esta sección.*

*No hay perfil OR (HSS) con almas esbeltas.*

## 7.8 Miembros de sección tubular circular OC

Esta sección se aplica a miembros de sección tubular circular OC con una relación  $D/t$  no mayor que  $0.45E/F_y$ . La resistencia nominal,  $M_n$ , es el menor de los valores correspondientes a los estados límite de fluencia (momento plástico) y pandeo local.

### 7.8.1 Fluencia

$$M_n = M_p = ZF_y \quad (7.8.1)$$

*Comentario:*

*Este estado límite aplica para secciones tipo 1 y 2 que puedan desarrollar el momento plástico  $M_p$ .*

### 7.8.2 Pandeo local

- a) Secciones compactas (tipo 1 o 2)

7.8.2.1 Este estado límite no aplica.

- b) Secciones no compactas (tipo 3)

$$M_n = \left[ \frac{0.021E}{D/t} + F_y \right] S \quad (7.8.2.1.a)$$

- c) Secciones de paredes esbeltas (tipo 4)

$$M_n = \left[ \frac{0.33E}{D/t} \right] S \quad (7.8.2.1.b)$$

*Comentario:*

Las especificaciones para perfiles tubulares, rectangulares OR y circulares OC, incluyen los siguientes estados límite: fluencia y pandeo local. El pandeo local por flexotorsión no es un estado límite de diseño en secciones OR u OC dado que primero se presenta el estado límite de fluencia o bien el diseño queda regido por deformaciones. Los modos de falla para perfiles redondos OC se agrupan en tres categorías:

- Para relaciones  $D/t$  bajas (secciones tipo 1), se presenta una zona de plastificación importante. La sección transversal se ovaliza gradualmente, se presenta eventualmente el pandeo y en consecuencia el momento resistente empieza a disminuir paulatinamente. La resistencia excede al momento plástico debido al endurecimiento por deformación.
- Para relaciones  $D/t$  intermedias (secciones tipo 2 o 3), se tiende a alcanzar el momento plástico presentándose el pandeo local y por ende la disminución de la resistencia.
- Para relaciones  $D/t$  altas (secciones tipo 4), se presenta el pandeo local con ovalización del perfil y la capacidad a flexión se agota rápidamente.

Estos tres comportamientos corresponden a resultados de trabajos experimentales realizados por Galambos (1998).

### 7.9 Miembros de secciones TR o formadas por dos ángulos LI o LD espalda con espalda cargados en el plano de simetría

7.9.1 La resistencia nominal,  $M_n$ , es el menor de los valores correspondientes a los estados límite de fluencia (momento plástico), pandeo lateral por flexotorsión, pandeo local de los patines y pandeo local del alma.

#### 7.9.2 Fluencia

$$M_n = M_p \quad (7.9.2.a)$$

- a) Cuando el alma de la sección TR o de los dos ángulos LI o LD está en tensión

$$M_p = F_y Z_x \leq 1.6 M_y \quad (7.9.2.b)$$

- b) Cuando el alma de la sección TR o de los dos ángulos LI o LD está en compresión

$$M_p = F_y Z_x \leq M_y \quad (7.9.2.c)$$

*Comentario:*

El límite de  $1.6 M_y$  en la ec. 7.9.2.b se define para evitar que llegue a la plastificación ya que podría conducir a su respuesta inelástica bajo condiciones de servicio, mientras que cuando el alma está en compresión se limita a  $M_y$ .

### 7.9.3 Pandeo lateral por flexotorsión

$$M_n = \pi \frac{\sqrt{EI_y GJ}}{L} \left[ B + \sqrt{1 + B^2} \right] \quad (7.9.3.a)$$

$$B = \pm 2.3 \left( \frac{d}{L} \right) \sqrt{\frac{I_y}{J}} \quad (7.9.3.b)$$

$L$  longitud no arriostrada del miembro

$B$  es positivo cuando el alma está en tensión y negativo cuando está en compresión. Si el borde libre extremo del alma está en compresión en cualquier punto de la longitud no arriostrada, se empleará el signo menos.

*Comentario:*

*Cuando hay pandeo lateral por flexocompresión en secciones TR o en secciones formadas por dos ángulos LI o LD espalda con espalda cargados en el plano de simetría, se considera que  $C_a=0$ . La deducción de la ec. 7.9.3.a se puede ver en Ziemian (2010).*

### 7.9.4 Pandeo local del patín de secciones TR

a) Para secciones con patines compactos (tipo 1 o 2)

7.9.4.1 Este estado límite no aplica.

b) Para secciones con patín no compacto (tipo 3) en compresión por flexión

$$M_n = M_p - (M_p - 0.7F_y S_x) \left( \frac{\lambda - \lambda_p}{\lambda_r - \lambda_p} \right) \leq 1.6M_y \quad (7.9.4.1.a)$$

c) Para secciones con patines esbeltos (tipo 4) en compresión por flexión

$$M_n = \frac{0.7 ES_{xp}}{\left( \frac{b}{2t_p} \right)^2} \quad (7.9.4.1.b)$$

$\lambda = b / 2t_p$

$\lambda_p$  valor máximo de la relación ancho/grueso para patines de sección tipo 2

$\lambda_r$  valor máximo de la relación ancho/grueso para patines de sección tipo 3

7.9.4.2 El módulo de sección elástico  $S_{xp}$  está referido al patín en compresión.

*Comentario:*

*La ec. 7.9.4.1.a, corresponde a una transición del momento resistente entre  $M_p$  y  $1.6M_y$  en función de la relación ancho/grueso del patín de la sección.*

*La ec. 7.9.4.1.b, toma en cuenta la disminución de la resistencia en función de la relación ancho/grueso de los patines y proviene de la ecuación de pandeo de placa con un factor de placa de  $K=0.76$  que, para elementos no atesados, corresponde a un valor intermedio entre elementos simplemente apoyados y empotrados.*

### 7.9.5 Pandeo local del alma de secciones TR en compresión por flexión

$$M_n = F_{cr} S_x \quad (7.9.5.1)$$

7.9.5.1 El esfuerzo crítico  $F_{cr}$  se determinará como sigue:

$$7.9.5.2 \text{ Si } \frac{d}{t_a} \leq 0.84 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$F_{cr} = F_y \quad (7.9.5.2)$$

$$7.9.5.3 \text{ Si } 0.84 \sqrt{\frac{E}{F_y}} < \frac{d}{t_a} \leq 1.52 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$F_{cr} = \left[ 1.43 - 0.515 \frac{d}{t_a} \sqrt{\frac{F_y}{E}} \right] F_y \quad (7.9.5.3)$$

$$7.9.5.4 \text{ Si } \frac{d}{t_a} > 1.52 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$F_{cr} = \frac{1.52E}{\left(\frac{d}{t_a}\right)^2} \quad (7.9.5.4)$$

*Comentario:*

La ec. 7.9.5.4 toma en cuenta la disminución de la resistencia en función de la relación ancho/grueso del patín y proviene de la ecuación de pandeo de placa con un factor de placa de  $K=0.76$  que, para elementos no atiesados, corresponde a un valor intermedio entre elementos simplemente apoyados y empotrados.

Se ha fijado una relación ancho/grueso de  $0.84\sqrt{E/F_y}$ , para que la sección pueda desarrollar el momento  $M_y$  y la ec. 7.9.5.3 representa una transición lineal entre el valor de 0.84 y 1.52 de la relación ancho/grueso del alma. En la tabla 2.2.1.2.6.b, se define una relación ancho/grueso del alma para secciones tipo 3 de 1.52.

## 7.10 Ángulos sencillos LI o LD

**7.10.1** En esta sección se tratan los ángulos sencillos LI o LD con o sin restricción lateral continua a lo largo de su longitud.

**7.10.2** Cuando los ángulos sencillos LI o LD están restringidos de manera continua contra el pandeo lateral por flexotorsión a lo largo de su longitud, se pueden diseñar determinando la flexión alrededor de los ejes geométricos paralelos a las alas del ángulo, X y Y. Los ángulos sencillos LI o LD sin restricción continua al pandeo lateral por flexotorsión se diseñan considerando la flexión referida a los ejes principales, excepto cuando se permita referirla a los ejes geométricos.

**7.10.3** Cuando la flexión se presenta alrededor de los dos ejes principales, con o sin carga axial, o cuando actúa alrededor de un solo eje principal y hay carga axial, la relación de fuerzas combinadas se calcula de acuerdo con las recomendaciones contenidas en el Capítulo 9.

**7.10.4** La resistencia nominal,  $M_n$ , es el menor de los momentos correspondientes a los estados límite de fluencia, pandeo lateral por flexotorsión y pandeo local de las alas.

*Comentario:*

Si la flexión es alrededor del eje de menor inercia, sólo se revisan los estados límite de fluencia y pandeo local de las alas.

Los límites de resistencia a la flexión se establecen para los estados límite de fluencia, pandeo lateral por flexotorsión y pandeo local de un ala, además de abordar el caso general de ángulos sencillos con alas desiguales LD. Los ángulos de alas iguales LI se trata como un caso especial. Por otra parte, la flexión de ángulos de alas iguales LI sobre un eje geométrico o un eje paralelo a una de las alas, se especifica por separado, ya que es un caso común de flexión.

Las puntas de un ángulo se refieren a los bordes libres de las dos alas. En la mayoría de los casos de flexión sin restricción al pandeo, los esfuerzos en las dos puntas tendrán el mismo signo (tensión o compresión). Para la flexión restringida respecto a un eje, los esfuerzos de la punta diferirán en el signo. Deben verificarse las disposiciones para tensión y compresión en la punta según corresponda, pero en la mayoría de los casos será evidente cual rige el diseño.

También se deben considerar los límites de servicio adecuados para vigas con ángulos sencillos LI o LD, en particular, para elementos muy largos sometidos a flexión que no están restringidos lateralmente, en los cuales es probable que las deformaciones controlen el diseño en lugar del pandeo lateral por flexotorsión.

Las disposiciones de esta sección siguen el formato general para la resistencia a la flexión nominal. Esto significa que hay una región de plastificación completa, una transición lineal para el momento de fluencia y una región de pandeo local.

### 7.10.5 Fluencia

$$M_n = 1.5M_y \quad (7.10.5)$$

Comentario:

La resistencia nominal se limita a 1.5 veces el momento de fluencia. Este actúa como un límite en la relación del momento plástico al momento de fluencia ( $M_p / M_y$ ), y también se representa como la relación entre el módulo de sección plástico respecto al elástico  $Z / S$ . A esta relación también se le conoce como factor de forma.

El límite en la ec. 7.10.5 asegura el momento plástico como un límite superior para un ángulo que podría flexionarse alrededor de cualquier eje, siempre que estas disposiciones sean aplicables a todas las condiciones de flexión. Dado que el factor de forma en ángulos es superior a 1.5, la fuerza de diseño nominal  $M_n = 1.5M_y$  para miembros compactos se justifica siempre que su diseño no sea por inestabilidad.

### 7.10.6 Pandeo lateral por flexotorsión

7.10.6.1 Para ángulos sencillos LI o LD sin restricción continua al pandeo lateral por flexotorsión a lo largo de su longitud

7.10.6.2 Si  $M_e \leq M_y$

$$M_n = \left( 0.92 - 0.17 \frac{M_e}{M_y} \right) M_e \quad (7.10.6.2)$$

7.10.6.3 Si  $M_e > M_y$

$$M_n = \left[ 1.92 - 1.17 \sqrt{\frac{M_y}{M_e}} \right] M_y \leq 1.5M_y \quad (7.10.6.3)$$

Comentario:

El pandeo puede limitar la resistencia a la flexión de un ángulo sencillo LI o LD no reforzado. Como se ilustra en la fig. C7.10.6.3, la ec. 7.10.6.2 representa la porción de pandeo elástico con la resistencia a la flexión nominal máxima  $M_n$ , equivalente al 75 por ciento del momento de pandeo lateral elástico  $M_e$ . La ec. 7.10.6.3 representa la transición hacia el pandeo inelástico que resulta entre  $0.75M_y$  y  $1.5M_y$ . La máxima resistencia a la flexión,  $M_n = 1.5M_y$ , ocurrirá cuando el momento de pandeo lateral elástico  $M_e$  alcance o supere 7.7. Por su parte  $M_y$  es el momento de fluencia para las ecs. 7.10.6.2 y 7.10.6.3. Estas ecuaciones son modificaciones de las desarrolladas a partir de los resultados de la investigación australiana sobre ángulos sencillos en flexión y en un modelo analítico que consta de dos elementos rectangulares de longitud igual que el ancho real del ángulo menos la mitad del grosor.

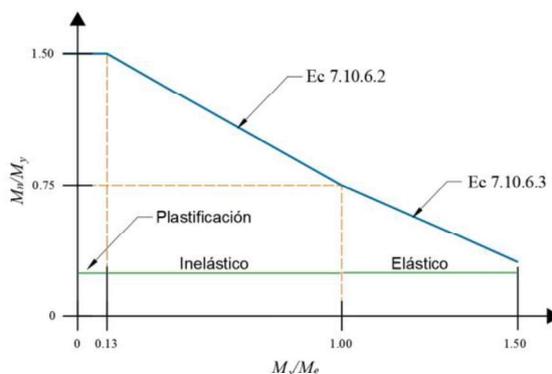


Figura C7.10.6.3 Resistencia de ángulos sencillos.

7.10.6.4 El valor de  $M_e$ , momento de pandeo lateral elástico por flexotorsión, se determina en la siguiente forma:

a) Para flexión alrededor del eje principal de mayor inercia de ángulos sencillos:

$$M_e = \frac{9EA r_z t C_b}{8L_b} \left[ \sqrt{1 + \left( 4.4 \frac{\beta_w r_z}{L_b t} \right)^2} + 4.4 \frac{\beta_w r_z}{L_b t} \right] \tag{7.10.6.4.a}$$

- $A$     área transversal del ángulo
- $L$     longitud entre soportes laterales
- $r_z$     radio de giro alrededor del eje principal de menor inercia
- $t$     espesor del ángulo
- $\beta_w$     propiedad de la sección en ángulos de lados desiguales, se considera positiva cuando las alas cortas están en compresión y negativa cuando las alas largas están en compresión. Si el ala más larga está en compresión en cualquier punto de la longitud no arriostrada se empleará el valor negativo. Los valores que puede tomar  $\beta_w$  se muestran en la tabla 7.10.6.4.

**Tabla 7.10.6.4 - Valores de  $\beta_w$  para ángulos**

Tamaño del ángulo		$\beta_w$	
mm	pulg.	mm	pulg.
203 x 152	8 x 6	84.1	3.31
203 x 102	8 x 4	139.0	5.48
178 x 102	7 x 4	111.0	4.37
152 x 102	6 x 4	79.8	3.14
152 x 89	6 x 3½	93.7	3.69
127 x 89	5 x 3½	61.0	2.40
127 x 76	5 x 3	75.9	2.99
102 x 89	4 x 3½	22.1	0.87
102 x 76	4 x 3	41.9	1.65
89 x 76	3½ x 3	22.1	0.87
89 x 64	3½ x 2½	41.1	1.62
76 x 64	3 x 2½	21.8	0.86
76 x 51	3 x 2	39.6	1.56
64 x 51	2½ x 2	21.6	0.85
64 x 38	2½ x 1½	37.8	1.49
Alas iguales		0.00	

$$\beta_w = \frac{1}{I_w} \int z(w^2 + z^2) dA - 2Z_0$$

- $Z_0$     distancia a lo largo del eje  $Z$  del centro de cortante al centroide.
- $I_w$     momento de inercia con respecto al eje principal de mayor inercia.
- $\beta_w$     tiene signo positivo o negativo dependiendo de la dirección de la flexión.

*Comentario:*

El pandeo lateral por flexotorsión alrededor del eje  $w$  de un ángulo está controlado por  $M_e$  en la ec. 7.10.6.4.a. Por su parte la propiedad de sección  $\beta_w$  que es diferente a cero para ángulos de alas desiguales LD, indica la ubicación del centro de corte en relación con el eje principal de la sección y la dirección de la flexión uniforme.  $\beta_w$  positivo y  $M_e$  máximo se producen cuando el centro de corte está en compresión (debido a la flexión), mientras que  $\beta_w$  negativo y  $M_e$  mínimo ocurren cuando el centro de corte está en tensión (ver fig. 7.10.6.4). Este efecto de  $\beta_w$  es consistente con el comportamiento de una sección IE o IR, en las cuales es más estable cuando el patín de compresión es más grande que el patín en tensión.

El factor  $\beta_w$  es independiente al grosor del ángulo (con una variación menor que el 1 por ciento del valor medio) y depende principalmente de los anchos de las alas. Los valores promedio que se muestran en la tabla 7.10.6.4 pueden usarse para el diseño.

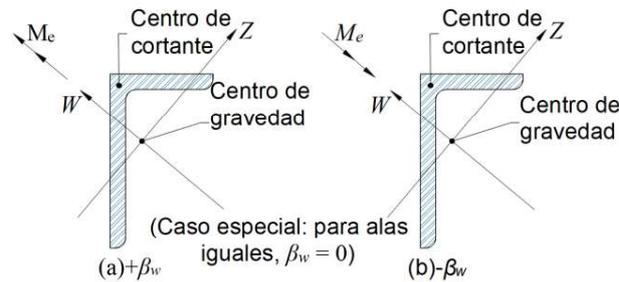


Figura 7.10.6.4 Ángulo de alas desiguales en flexión, ejes centroidales y principales

b) Para flexión alrededor de uno de los ejes geométricos paralelos a las caras exteriores de ángulos de lados iguales sin compresión axial

b.1) Sin restricción al pandeo lateral por flexotorsión:

b.1.1) Con esfuerzo máximo de compresión en el extremo del patín

$$M_e = \frac{0.58Eb^4tC_b}{L^2} \left( \sqrt{1 + 0.88 \left(\frac{Lt}{b^2}\right)^2} - 1 \right) \quad (7.10.6.4.b)$$

b.1.2) Con esfuerzo máximo de tensión en el extremo del patín

$$M_e = \frac{0.58Eb^4tC_b}{L^2} \left( \sqrt{1 + 0.88 \left(\frac{Lt}{b^2}\right)^2} + 1 \right) \quad (7.10.6.4.c)$$

**7.10.6.5**  $M_y$  se tomará como 0.8 del momento de fluencia  $M_y$  usando el módulo de sección que corresponda al eje paralelo a las caras extremas y  $b$  es la dimensión del ala del ángulo.

b.2) Con restricción al pandeo lateral por flexotorsión solo en el punto de momento máximo:

**7.10.6.6**  $M_e$  se toma igual que 1.25 veces el valor calculado con las ecs. 7.10.6.4.b o 7.10.6.4.c.

**7.10.6.7**  $M_y$  se considera como el momento de fluencia calculado con el módulo de sección elástico que corresponda al eje paralelo a las caras exteriores.

*Comentario:*

*Cuando existe flexión sobre un ala de un ángulo sencillo LI o LD sin restricción lateral, dicho ángulo se deformará tanto lateralmente como en la dirección de flexión. Su comportamiento puede evaluarse resolviendo las cargas y los momentos para los componentes del eje principal y determinando la suma de estos efectos. Para ángulos de alas iguales LI, la tensión normal máxima resultante en la punta del ángulo (en la dirección de la flexión) será aproximadamente un 25 por ciento mayor que la tensión calculada utilizando el módulo de sección. El valor de  $M_e$  dado por las ecs. 7.10.6.4.b y 7.10.6.4.c, y la evaluación de  $M_y$  usando 0.8 del módulo de sección reflejan la flexión alrededor del eje inclinado que se muestra en la fig. 7.10.6.7. Dumonteil (2009) compara los resultados usando el enfoque del eje geométrico con el del enfoque del eje principal para el pandeo torsional.*

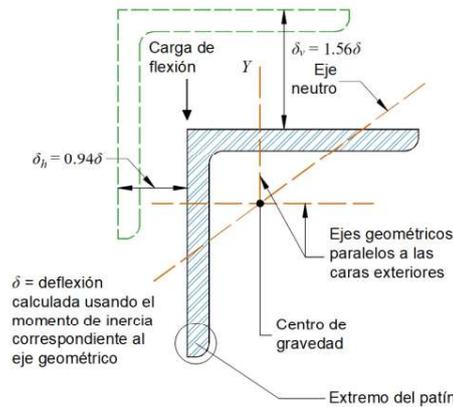


Figura 7.10.6.7 Ejes geométricos para ángulos de alas iguales

Comentario:

Las deformaciones calculadas considerando los momentos de inercia con respecto a los ejes geométricos se incrementan en un 82 por ciento aproximadamente; la deformación tiene dos componentes  $\delta v = 1.56\delta$  y  $\delta h = 0.94\delta$ . La deformación total resultante está en la dirección general de la flexión del eje principal menor del ángulo. Estas deformaciones debidas a flexión deben considerarse al evaluar los estados límite de servicio y a menudo, gobiernan el diseño sobre pandeo lateral por flexotorsión.

7.10.6.8  $M_n$  se deberá tomar como  $M_y$  para ángulos simples con la punta del ala en compresión y con relación de claro a peralte menor o igual que:

$$\frac{1.64E}{F_y} \sqrt{\left(\frac{t}{b}\right)^2 - 1.4 \frac{F_y}{E}} \quad (7.10.6.8)$$

### 7.10.7 Pandeo local de un ala

7.10.7.1 Este estado límite solo es posible cuando el talón del ala está en compresión.

- a) Para secciones con alas compactas (tipo 1 o 2)

7.10.7.2 Este estado límite no aplica.

- b) En secciones con alas no compactas (tipo 3)

$$M_n = F_y S_c \left( 2.43 - 1.72 \left(\frac{b}{t}\right) \sqrt{\frac{F_y}{E}} \right) \quad (7.10.7.2.a)$$

- c) En secciones con alas esbeltas (tipo 4)

$$M = F_\sigma S_c \quad (7.10.7.2.b)$$

$$F_\sigma = \frac{0.71E}{\left(\frac{b}{t}\right)^2} \quad (7.10.7.2.c)$$

7.10.3.3  $S_c$  es el módulo de sección elástico con respecto al eje de flexión correspondiente al borde extremo comprimido. Para flexión alrededor de uno de los ejes paralelos a los lados de un ángulo de alas iguales sin restricción al pandeo lateral por flexotorsión,  $S_c$  se toma igual que 0.8 veces el módulo de sección alrededor del eje mencionado arriba.

*Comentario:*

*Típicamente, las tensiones debidas a la flexión variarán a lo largo de la longitud del ala permitiendo el uso de los límites de tensión dados. Incluso para el caso de flexión del eje geométrico, que produce una compresión uniforme a lo largo del ala, el uso de estos límites proporcionará un valor conservador.*

## 7.11 Miembros de sección rectangular o circular maciza OS

7.11.1 Esta sección se aplica a barras rectangulares macizas flexionadas alrededor de cualquiera de sus ejes centroidales y principales, y a secciones circulares macizas OS.

7.11.2 La resistencia nominal,  $M_n$ , es el menor de los valores correspondientes a los estados límite de fluencia y pandeo lateral por flexotorsión.

### 7.11.3 Fluencia

7.11.3.1 Para barras rectangulares con  $Ld/t^2 \leq 0.08E/F_y$ , flexionadas alrededor del eje de mayor momento de inercia, para barras rectangulares flexionadas alrededor del eje de menor momento de inercia y para barras circulares macizas OS:

$$M_n = M_p = F_y Z \leq 1.6 F_y S \quad (7.11.3.1)$$

### 7.11.4 Pandeo lateral por flexotorsión

a) Para barras rectangulares con  $0.08E/F_y < Ld/t^2 \leq 1.9E/F_y$ , flexionadas alrededor del eje de mayor momento de inercia

$$M_n = C_b \left[ 1.52 - 0.274 \left( \frac{Ld}{t^2} \right) \frac{F_y}{E} \right] M_y \leq M_p \quad (7.11.4.a)$$

b) Para barras rectangulares con  $Ld/t^2 > 1.9E/F_y$ , flexionadas alrededor del eje de mayor momento de inercia

$$M_n = F_{cr} S_x \leq M_p \quad (7.11.4.b)$$

$$F_{cr} = \frac{1.9EC_b}{Ld/t^2} \quad (7.11.4.c)$$

$t$  ancho de la barra rectangular paralelo al eje de flexión

$d$  altura de la barra rectangular

$L$  distancia entre puntos arriostrados contra desplazamiento lateral en la región en compresión, o entre puntos arriostrados para evitar el giro de la sección

c) Para barras de sección circular OS flexionadas alrededor de cualquier eje de inercia o de sección rectangular flexionadas alrededor de su eje de menor momento de inercia no puede presentarse el estado límite de pandeo lateral por flexotorsión.

7.11.4.1  $L_u$  y  $L_r$  se calculan con las expresiones siguientes:

$$L_u = 0.91 \frac{C_b E}{Z F_y} \sqrt{I_y J} \quad (7.11.4.1.a)$$

$$L_r = 2.92 \frac{C_b E}{Z F_y} \sqrt{I_y J} = 3.22 L_u \quad (7.11.4.1.b)$$

## 7.12 Miembros de sección sin ningún eje de simetría

7.12.1 Se incluyen todas las secciones sin ningún eje de simetría, con excepción de los ángulos sencillos LI o LD.

7.12.2 La resistencia nominal,  $M_n$ , es el valor menor de los correspondientes a los estados límite de fluencia, por pandeo lateral por flexotorsión y por pandeo local:

$$M_n = F_n S_{min} \quad (7.12.2)$$

$S_{min}$  módulo de sección elástico mínimo con respecto al eje de flexión

### 7.12.3 Fluencia

$$F_n = F_y \quad (7.12.3)$$

### 7.12.4 Pandeo lateral por flexotorsión

$$F_n = F_{cr} \leq F_y \quad (7.12.4)$$

$F_{cr}$  esfuerzo crítico de pandeo lateral por flexotorsión del miembro, obtenido con un análisis

*Comentario:*

*Para secciones Z se recomienda tomar el  $F_{cr}$  de la mitad del de una sección canal con las mismas dimensiones de alma y patín.*

### 7.12.5 Pandeo local

$$F_n = F_{cr} \leq F_y \quad (7.12.5)$$

$F_{cr}$  esfuerzo crítico de pandeo local de la sección, determinado con un análisis

## 7.13 Aspectos adicionales en el diseño de vigas laminadas y travesaños armados

### 7.13.1 Proporciones de vigas laminadas y travesaños armados

#### 7.13.1.1 Reducción de la resistencia de miembros con agujeros en el patín de tensión.

7.13.1.1.1 Esta sección se aplica a perfiles laminados o formados por tres placas y a vigas con cubre placas con perforaciones, dimensionadas tomando como base la resistencia en flexión de la sección completa, sin perforaciones. Además de los estados límite especificados en otras secciones de este capítulo, la resistencia nominal en flexión,  $M_n$ , debe quedar restringida por el estado límite de ruptura del patín en tensión.

- Cuando  $F_u A_{np} \geq Y_t F_y A_{pt}$ , no aplica el estado límite de rotura en tensión
- Cuando  $F_u A_{np} < Y_t F_y A_{pt}$ , la resistencia nominal en flexión,  $M_n$ , en la ubicación de las perforaciones en el patín en tensión, no debe tomarse mayor que:

$$M_n = \frac{F_u A_{np}}{A_{pt}} \quad (7.13.1.1.1)$$

7.13.1.1.2  $Y_t$  es igual que 1.0 para  $F_y/F_u \leq 0.8$ , en caso contrario  $Y_t$  es igual que 1.1

#### 7.13.1.2 Valores límite de las dimensiones de miembros de sección I o H

7.13.1.2.1 Los miembros de sección I o H con simetría simple deben satisfacer el límite siguiente:

$$0.1 \leq \frac{I_{yc}}{I_y} \leq 0.9 \quad (7.13.1.2.1)$$

**7.13.1.2.2** Los miembros de sección I o H con almas esbeltas deben también satisfacer los límites siguientes:

a) Cuando  $a/h \leq 1.5$

$$\left(\frac{h}{t_a}\right)_{max} \leq 12.0 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad (7.13.1.2.2.a)$$

b) Cuando  $a/h > 1.5$

$$\left(\frac{h}{t_a}\right)_{max} \leq \frac{0.40E}{F_y} \quad (7.13.1.2.2.b)$$

**7.13.1.2.3** La relación entre el peralte y el grosor del alma ( $h/t_a$ ) no debe ser mayor que  $0.48E/\sqrt{F_y(F_y+114)}$  en MPa (si se usan kg/cm<sup>2</sup>,  $0.48E/\sqrt{F_y(F_y+1150)}$ ) pero puede aumentarse hasta  $11.7\sqrt{E/F_y}$  cuando hay atiesadores transversales con separaciones no mayores a 1.5 veces el peralte del alma de la viga o trabe. En vigas o trabes sin atiesadores la relación  $h/t_a$  no debe exceder de 260.

**7.13.1.2.4** En secciones laminadas,  $h$  es la distancia libre entre patines menos las curvas de unión con el alma; en secciones formadas por placas la distancia entre líneas adyacentes de tornillos, o la libre entre patines cuando se utiliza soldadura.

**7.13.1.2.5** El cociente del área del alma entre la del patín en compresión no debe exceder de 10.

### 7.13.1.3 Cubreplacas

**7.13.1.3.1** El grueso y/o el ancho de los patines de vigas soldadas o trabes armadas puede variar empalmado una serie de placas, de grueso y/o ancho variables, o utilizando cubreplacas.

**7.13.1.3.2** En trabes armadas atornilladas reforzadas con cubreplacas, el área total de éstas no debe exceder del 70 por ciento del área total del patín.

**7.13.1.3.3** Las cubreplacas de longitud parcial deben extenderse más allá del punto teórico de corte y la extensión debe quedar conectada a la viga o trabe armada con tornillos de alta resistencia en conexión de deslizamiento crítico, o con soldadura de filete. La unión debe ser adecuada de acuerdo con la resistencia aplicable dada en 11.2.6, 11.3.11 o el Capítulo 18 para desarrollar la porción de la resistencia en flexión de la viga o trabe armada que corresponde a la cubreplaca en el punto teórico de corte.

**7.13.1.3.4** En cubreplacas soldadas, las soldaduras que unen sus extremos con la viga o trabe armada deben ser continuas a lo largo del borde de la cubreplaca en la longitud  $a'$ , definida abajo, y deben ser adecuadas para desarrollar la porción de la resistencia de la viga o trabe armada que corresponde a la cubreplaca a una distancia  $a'$  desde su extremo.

a) Cuando hay una soldadura continua de tamaño igual o mayor que tres cuartos del espesor de la placa, en su extremo

$$a' = w \quad (7.13.1.3.4.a)$$

b) Cuando hay una soldadura continua de tamaño menor que tres cuartos del espesor de la placa en su extremo

$$a' = 1.5 w \quad (7.13.1.3.4.b)$$

c) Cuando no hay soldadura en el extremo de la placa

$$a' = 2 w \quad (7.13.1.3.4.c)$$

#### 7.13.1.4 Vigas formadas por varios perfiles

**7.13.1.4.1** Cuando se emplean dos o más vigas, o canales lado a lado para formar un miembro en flexión, deben unirse entre ellas de acuerdo con 6.4. Cuando haya cargas concentradas que deban llevarse de una viga a la otra o cargas distribuidas entre las vigas, se colocarán diafragmas, de rigidez suficiente para distribuir las cargas entre las vigas, soldados o atornillados a ellas.

#### 7.13.1.5 Longitud no arriostrada para redistribución de momentos

**7.13.1.5.1** Para que puedan redistribuirse momentos en vigas, la longitud no arriostrada lateralmente del patín comprimido,  $L$ , adyacente al extremo del momento redistribuido no debe exceder  $L_{pd}$  que se determinará de la manera siguiente:

- a) En vigas de sección H con uno o dos ejes de simetría con el patín comprimido igual o mayor que el patín en tensión, cargadas en el plano del alma:

$$L_{pd} = \left[ 0.12 + 0.076 \frac{M_1}{M_2} \right] \left( \frac{E}{F_y} \right) r_y \quad (7.13.1.5.1.a)$$

- b) En barras rectangulares macizas y vigas en cajón simétricas flexionadas alrededor del eje de mayor inercia:

$$L_{pd} = \left[ 0.17 + 0.1 \frac{M_1}{M_2} \right] \left( \frac{E}{F_y} \right) r_y \geq 0.10 \left( \frac{E}{F_y} \right) r_y \quad (7.13.1.5.1.b)$$

**7.13.1.5.2** En la ec. 7.13.1.5.1.a y 7.13.1.5.1.b,  $M_1/M_2$  es positivo cuando los momentos producen curvatura doble y negativo para curvatura simple. No hay límite para  $L$  en miembros con secciones transversales cuadradas o circulares, ni para cualquier viga flexionada alrededor de su eje de menor inercia.

#### 7.13.2 Dimensionamiento

**7.13.2.1** Las dimensiones de traveses armados, atornillados o soldados, de vigas con cubreplacas y de vigas laminadas o soldados, se determinan, en general, tomando como base el momento de inercia de su sección transversal total.

**7.13.2.2** Cuando alguno de los patines tiene agujeros para tornillos, no se reduce su área si la reducción calculada de acuerdo con 2.1, no excede de 15 por ciento del área total del patín; en caso contrario, se reduce únicamente el área de agujeros que pase del 15 por ciento mencionado.

#### 7.13.3 Patines

**7.13.3.1** Los patines de las traveses armados soldados estarán constituidos, de preferencia, por una sola placa y no por dos o más placas superpuestas. La placa única puede estar formada por varios tramos de distintos groesos o anchos, unidos entre sí por medio de soldadura a tope de penetración completa.

**7.13.3.2** Todos los empalmes soldados de taller, necesarios en cada una de las partes que componen una trabe armada (alma o patines), se harán antes de que esa parte se una a las otras componentes de la trabe. Las traveses armados muy largas pueden hacerse por tramos, cada uno de ellos fabricado de acuerdo con el párrafo anterior. Cuando se unen los tramos, sea en el taller o en el campo, la secuencia de colocación de la soldadura debe estar razonablemente balanceada entre alma y patines, y respecto a los dos ejes principales de las secciones transversales del miembro.

**7.13.3.3** En estructuras con carga cíclica, los empalmes entre secciones de vigas laminadas o traveses armados se harán, de preferencia, en un mismo plano transversal. Los empalmes de taller de almas y patines de traveses armados, hechos antes de que patines y almas se unan entre sí, pueden localizarse en uno solo o en varios planos transversales. En todos los casos, se tendrá en cuenta la posibilidad de una falla por fatiga.

### 7.13.4 Unión de alma y patines

**7.13.4.1** Los tornillos o soldaduras que conectan los patines al alma, las cubreplacas a los patines o las cubreplacas entre sí, deben proporcionarse para resistir la fuerza cortante horizontal de diseño en el plano en consideración, ocasionada por la flexión de la viga o trabe. La distribución longitudinal de los tornillos o soldaduras intermitentes debe hacerse en proporción a la intensidad de la fuerza cortante, pero su separación longitudinal no excederá de la máxima permitida en 11.2.6 o 11.3.8 para miembros en compresión o tensión. Además, los tornillos o soldaduras que conectan los patines al alma deben ser capaces de transmitir, simultáneamente, todas las cargas aplicadas directamente a los patines, a menos que el diseño se haga de manera que esas cargas puedan transmitirse por apoyo directo en atiesadores.

### 7.13.5 Uniones

**7.13.5.1** Las uniones en los patines y en el alma deben desarrollar la resistencia total de cada uno de ellos o la requerida para transmitir 1.25 veces las fuerzas internas de diseño.

**7.13.5.2** En traveses armados soldados sometidas a cargas repetidas que puedan producir fallas por fatiga, las uniones en los patines y en el alma serán de preferencia soldaduras de penetración completa, y se tendrá en cuenta en el diseño la posible disminución de la resistencia debida a fenómenos de fatiga.

### 7.13.6 Atiesadores bajo cargas concentradas

**7.13.6.1** Se colocarán pares de atiesadores en el alma de las traveses armados que tengan una sola alma en todos los puntos en que haya fuerzas concentradas, ya sean cargas o reacciones. Excepto en los extremos de las traveses armados que estén conectadas a otros elementos de la estructura de manera que se evite la deformación de su sección transversal, y bajo cargas concentradas o reacciones si la fuerza de compresión en el alma excede la resistencia de diseño definida en 11.8. También pueden necesitarse atiesadores en vigas laminadas.

**7.13.6.2** En traveses armados en cajón pueden utilizarse diafragmas diseñados para que trabajen como atiesadores de apoyo.

**7.13.6.3** Los atiesadores deben ser simétricos respecto al alma y dar apoyo a los patines de la viga hasta sus bordes exteriores o lo más cerca de ellos que sea posible. Se diseñan como columnas de sección transversal formada por el par de atiesadores y una franja de alma de ancho no mayor que 25 veces su grosor, colocada simétricamente respecto al atiesador cuando éste es intermedio, y de ancho no mayor que 12 veces su grosor cuando el atiesador está colocado en el extremo del alma.

**7.13.6.4** Al obtener la relación  $L/r$  para diseñar los atiesadores, el radio de giro,  $r$ , se toma alrededor del eje del alma de la viga y la longitud  $L$  se considera igual que tres cuartos de la longitud del atiesador.

**7.13.6.5** Los bordes horizontales de cada par de atiesadores en los que se apoya el patín de la trabe armada se dimensionan de manera que en el área de contacto no sobrepase la resistencia al aplastamiento, calculada multiplicando el área de contacto por  $1.8F_y F_R$ ;  $F_R$  se toma igual que 0.75. Además, debe colocarse el número adecuado de tornillos o la cantidad necesaria de soldadura para transmitir al alma de la trabe la totalidad de la reacción o de la carga concentrada. Si se usan aceros diferentes en patín y atiesadores, la resistencia al aplastamiento se calcula con el esfuerzo de fluencia menor de los dos. Los atiesadores deben estar en contacto directo con el patín o patines de los que reciben la carga y ajustados a ellos, a menos que la transmisión se haga por medio de soldadura.

**7.13.6.6** Los atiesadores pueden soldarse al patín en tensión o en compresión. En vigas o traveses armados sujetas a cargas dinámicas, deben revisarse las condiciones de fatiga en las uniones con el patín en tensión y con las porciones del alma en tensión. Pueden usarse soldaduras de filete transversales para unir los atiesadores con los patines.

**7.13.6.7** En vigas o traveses armados atornilladas se colocarán las placas de relleno que sean necesarias para lograr un ajuste correcto con los ángulos de los patines y por ningún motivo se doblarán los atiesadores.

### 7.13.7 Refuerzo del alma

**7.13.7.1** Si  $h/t$  no es mayor que  $2.45\sqrt{E/F_y}$  y la fuerza cortante que obra en la viga o trabe armada no es mayor que su resistencia dada por las ecuaciones descritas en 8.2 no se necesita reforzar el alma, excepto en las secciones en que reciba fuerzas exteriores concentradas y se requieran atiesadores de conformidad con 7.13.6.

**7.13.7.2** Si  $h/t$  no es mayor que  $2.45\sqrt{E/F_y}$ , pero la fuerza cortante que obra en la viga o trabe armada es mayor que su resistencia dada por las ecs. 8.2.2.a a 8.2.2.e, el exceso debe tomarse mediante placas adosadas al alma o atiesadores verticales y en diagonal que trabajen en forma semejante a los montantes y diagonales de una armadura. Al aplicar las ecs. 8.2.2.c a 8.2.2.e debe tenerse en cuenta que en almas no atiesadas  $k_v$  es igual que 5.0.

### 7.13.8 Atiesadores transversales intermedios

**7.13.8.1** Cuando  $h/t$  es mayor que  $2.45\sqrt{E/F_y}$  se debe revisar si es necesario reforzar el alma por medio de atiesadores transversales, perpendiculares al eje de la viga o trabe armada.

**7.13.8.2** No se necesitan atiesadores transversales en los tramos de las vigas o trabes armadas en los que la fuerza cortante de diseño,  $V_n$ , es menor o igual que la resistencia de diseño al cortante,  $V_R$ , calculada con las ecs. 8.2.2.a a 8.2.2.e, de 8.2, haciendo en ellas  $k_v$  igual que 5.0.

**7.13.8.3** Cuando se necesitan atiesadores intermedios, la separación entre ellos será tal que la fuerza cortante de diseño en el alma no sobrepase su resistencia de diseño calculada con las ecs. 8.2.2.a, a 8.2.2.e de conformidad con 8.2.2. Si la relación  $a/h$  es mayor que 3.0 o que  $[260/(h/t)]^2$ , no se permite que se forme campo de tensión diagonal y la resistencia nominal se calcula de acuerdo con 8.2 y con  $k_v$  igual que 5.0.

**7.13.8.4** En trabes armadas diseñadas considerando el campo de tensión diagonal, la separación entre los atiesadores que limitan los tableros extremos, o tableros contiguos a agujeros de grandes dimensiones, debe ser tal que la resistencia de diseño al cortante de la trabe, en esos tableros, calculada de acuerdo con 8.2, no sea menor que la fuerza cortante de diseño existente en el tablero. Este requisito no es necesario cuando las secciones extremas del alma están ligadas directamente a una columna u otro elemento de rigidez adecuada.

**7.13.8.5** Los atiesadores intermedios pueden colocarse por pares, a uno y otro lado del alma, o puedan alternarse en lados opuestos de la misma. Las dimensiones de la sección transversal de los atiesadores intermedios deben ser tales que se cumplan las condiciones que se indican en el Capítulo 8.

**7.13.8.6** Cuando se emplean atiesadores de un solo lado del alma, deben ligarse al patín de compresión.

**7.13.8.7** Si se conecta un contraventeo lateral en un atiesador o par de atiesadores, las uniones entre ellos y el patín de compresión deben ser capaces de transmitir uno por ciento de la fuerza total en el patín.

**7.13.8.8** Los atiesadores intermedios diseñados de acuerdo con el Capítulo 8 deben conectarse al alma de manera que sean capaces de transmitir una fuerza por unidad de longitud, de cada atiesador o par de atiesadores, no menor que:

$$0.054F_c h \sqrt{F_y^3/E} \quad (7.13.8.8)$$

**7.13.8.9** La ec. 7.13.8.8 da una fuerza en Newton por milímetro lineal si se usan MPa y mm (o en kg por cm lineal si se usan kg/cm<sup>2</sup> y cm). Esta fuerza puede reducirse en la misma proporción que el área de los atiesadores cuando la fuerza cortante de diseño mayor que las existentes en los dos tableros situados a uno y otro lado del atiesador en estudio es menor que la resistencia de diseño calculada de acuerdo con 8.3.

**7.13.8.10** Los elementos de liga de atiesadores intermedios que transmiten al alma una carga concentrada o reacción deben tener como capacidad mínima la correspondiente a esa carga o reacción.

## 8. MIEMBROS EN CORTANTE

Este capítulo se aplica al alma (o almas, en el caso de miembros de alma múltiple, como las secciones en cajón) de vigas, travesaños y columnas de sección transversal con dos ejes de simetría, sometidas a fuerzas cortantes alojadas en uno de los planos de simetría que coincide con el alma cuando ésta es única o es paralelo a ellas en miembros con más de un alma, cuando el diseño queda regido por alguno de los estados límite de resistencia a cortante.

*Comentario:*

*Los miembros en cortante puro casi nunca se presentan en las estructuras; sin embargo, esta solicitación rige el diseño de partes importantes de muchos elementos estructurales.*

Está compuesto por las secciones siguientes:

- 8.1 Generalidades
- 8.2 Miembros con almas atiesadas o no atiesadas
- 8.3 Campo de tensión diagonal
- 8.4 Atiesadores transversales
- 8.5 Ángulos sencillos
- 8.6 Tubos OR (HSS) de sección rectangular y miembros de sección en cajón formados por cuatro placas
- 8.7 Tubos OC (HSS) de sección circular y tubos de placa rolada
- 8.8 Secciones con uno o dos ejes de simetría con flexión alrededor del eje de menor inercia
- 8.9 Vigas y travesaños armados con aberturas en el alma.

### 8.1 Generalidades

**8.1.1** La resistencia de diseño en cortante,  $V_R$ , de una viga, trabe armada o columna de eje recto y sección transversal constante, de sección I, C o en cajón es como se indica en la ec. 8.1.1, el  $F_R = 0.9$ , excepto donde se indique lo contrario.

$$V_R = F_R V_n \quad (8.1.1)$$

$V_n$  resistencia nominal, que se determina como se indica en las secciones siguientes.

**8.1.2** Al evaluar  $V_n$  se tiene en cuenta si la sección transversal tiene una o más almas.

### 8.2 Resistencia en cortante sin considerar el campo de tensión diagonal

**8.2.1** Se incluyen almas de secciones con uno o dos ejes de simetría y canales, sometidas a cortante en el plano del alma.

**8.2.2** La resistencia nominal en cortante,  $V_n$ , de almas atiesadas o no, de acuerdo con los estados límite de fluencia y de pandeo por cortante, es:

$$V_n = 0.6 F_y A_w C_v \quad (8.2.2.a)$$

- a) En almas de vigas I laminadas en caliente con  $h/t_w \leq 2.24 \sqrt{E/F_y}$

$$C_v = 1.0 \quad (8.2.2.b)$$

Para esta sección  $F_R = 1.0$

- b) En almas de todas las demás secciones con uno o dos ejes de simetría y canales, excepto en OR (HSS) circulares, el coeficiente  $C_v$  se determina como sigue:

*Comentario:*

*HSS es la designación que se les da, en inglés, a estas secciones (hollow structural section)*

i. Cuando  $\frac{h}{t_a} \leq 1.10 \sqrt{\frac{k_v E}{F_y}}$

$$C_v = 1.0 \quad (8.2.2.c)$$

ii. Cuando  $1.10 \sqrt{\frac{k_v E}{F_y}} \leq \frac{h}{t_a} \leq 1.37 \sqrt{\frac{k_v E}{F_y}}$

$$C_v = \frac{1.10}{h/t_a} \sqrt{\frac{k_v E}{F_y}} \quad (8.2.2.d)$$

iii. Cuando  $\frac{h}{t_a} > 1.37 \sqrt{\frac{k_v E}{F_y}}$

$$C_v = \frac{1.51 k_v E}{(h/t_a)^2 F_y} \quad (8.2.2.e)$$

$A_a$   $ht_a$ , área del alma.

$t_a$  grueso del alma.

$h$  peralte del alma, igual a la distancia libre entre patines en secciones hechas con placas soldadas, y a la distancia entre los puntos donde comienzan las curvas de unión de alma y patines en secciones laminadas; en traveses formados por placas atornilladas es la distancia entre líneas de tornillos, y en secciones T, el peralte total.

**8.2.3** El coeficiente de pandeo por cortante de la placa de alma,  $k_v$ , se calcula como sigue:

- $k_v = 5.0$ , en almas sin atiesadores transversales y con relación  $h/t_a < 260$ , excepto en almas de secciones T, en las que  $k_v = 1.2$
- En almas con atiesadores transversales.

$$k_v = 5 + \frac{5}{(a/h)^2} \quad (8.2.3.a)$$

$$k_v = 5 \quad \text{si } \frac{a}{h} > 3 \quad \text{ó} \quad \frac{a}{h} > \left(\frac{260}{h/t_a}\right)^2 \quad (8.2.3.b)$$

$a$  distancia libre entre atiesadores transversales

## 8.3 Resistencia en cortante considerando el campo de tensión diagonal

### 8.3.1 Limitaciones en el uso del campo de tensión diagonal

**8.3.1.1** Se permite emplear la acción del campo de tensión diagonal en vigas o traveses armados cuando el alma está soportada en los cuatro lados por patines y atiesadores. No se permite su empleo en los casos siguientes:

- En los tableros extremos de todos los miembros con atiesadores transversales
- Cuando  $a/h$  es mayor que 3 o que  $[260/(h/t_a)]^2$
- Cuando  $2A_a / (A_{pc} + A_{pt})$  es mayor que 2.5
- Cuando  $h/b_{pc}$  o  $h/b_{pt}$  es mayor que 6.

$A_{pc}$  área del patín comprimido.

$A_{pt}$  área del patín en tensión.

$b_{pc}$  ancho del patín comprimido.

$b_{pt}$  ancho del patín en tensión.

8.3.1.2 En estos casos, la resistencia nominal en cortante,  $V_n$ , se determina de acuerdo con 8.2 u 8.3.

### 8.3.2 Resistencia en cortante con acción del campo de tensión

8.3.2.1 Cuando se pueda emplear la acción del campo de tensión de conformidad con 8.3.1, la resistencia nominal en cortante,  $V_n$ , correspondiente al estado límite de fluencia del campo de tensión, es:

a) Cuando  $\frac{h}{t_a} \leq 1.10 \sqrt{\frac{k_v E}{F_y}}$

$$V_n = 0.6 F_y A_a \quad (8.3.2.1.a)$$

b) Cuando  $\frac{h}{t_a} > 1.10 \sqrt{\frac{k_v E}{F_y}}$

$$V_n = 0.6 F_y A_a \left( C_v + \frac{1 - C_v}{1.15 \sqrt{1 + (a/h)^2}} \right) \quad (8.3.2.1.b)$$

Comentario:

La teoría ordinaria de cortante en vigas es válida antes de que se pandee el alma. En la referencia Basler (1961) se puede estudiar la procedencia de las ecuaciones para determinar la resistencia en cortante. A continuación, se da una explicación de las ecuaciones.

Cuando el alma es robusta la falla se presenta por plastificación total, ocasionada por la fuerza cortante directa sin que se forme el campo de tensión diagonal:

$$V_u = \tau_y h t = (F_y / \sqrt{3}) h t = 0.57 F_y h t \quad (C8.3.2.1.a)$$

Tomando en cuenta el efecto benéfico del endurecimiento por deformación y sabiendo que este límite corresponde a deformación excesiva y no a falla catastrófica, se recomienda que se tome  $V_u = 0.6 F_y h t$ , que corresponde a la ec. 8.2.2.a. En algunas especificaciones este coeficiente se incrementa hasta 0.66.

La ec. 8.2.2.e, en conjunto con la 8.2.2.a, representa el comportamiento elástico que proviene de la ecuación de la teoría elástica y se deduce de la siguiente forma: la ec. C8.3.2.1.b representa el comportamiento elástico, al sustituir el valor numérico de las constantes y multiplicar por  $A_a$  se obtiene la ec. C8.3.2.1.c.

$$\tau_{cr} = \frac{\pi^2 E}{12(1-\mu^2)} \left( \frac{t}{h} \right)^2 k, \quad (C8.3.2.1.b)$$

$$V_n = 0.6 F_y A_a \left( \frac{1.5 k E}{(h/t_a)^2 F_y} \right) = 0.6 F_y A_a C_{ve} \quad (C8.3.2.1.c)$$

La ec. 8.2.2.d, en conjunto con la 8.2.2.a, representan el comportamiento inelástico, el origen de estas ecuaciones se explica a continuación.

Como no se cuenta con ningún tratamiento teórico para corregir por inelasticidad el esfuerzo crítico de placas relativamente robustas, se recurre a resultados experimentales. Tomando como base un conjunto bastante amplio de estudios de laboratorio, en el trabajo desarrollado por Basler (1961) se proponen los valores siguientes para el límite de proporcionalidad  $\tau_{pr}$  y el esfuerzo crítico de pandeo  $\tau_{cr}$  en el intervalo inelástico y de endurecimiento por deformación:

$$\tau_{pr} = 0.8 \tau_y \quad (C8.3.2.1.d)$$

$$\tau_{cr} = \sqrt{\tau_{pr} \tau_{cre}} \quad (C8.3.2.1.e)$$

Por lo tanto, sustituyendo la ec. C8.3.2.1.b y C8.3.2.1.d en la C8.3.2.1.e, se obtiene la ec. 8.2.2.d, que representa el comportamiento inelástico.

La ec. 8.2.2.d, se obtiene de la C8.3.2.1.b corregida por inelasticidad por medio de las ecs. C8.3.2.1.d y la C8.3.2.1.e, representándola por medio de la ec. C8.3.2.1.f.

$$V_n = 0.6F_y A_a \left( \frac{1.10}{h/t_a} \sqrt{\frac{k_y E}{F_y}} \right) = 0.6F_y A_a C_{vi} \tag{C8.3.2.1.f}$$

En la ec. 8.2.2.a, la resistencia nominal se obtiene multiplicando  $0.6F_y A_a$  por la variable  $C_v$  según sea el caso de pandeo inelástico ( $C_{vi}$ ) o pandeo elástico ( $C_{ve}$ ).

La capacidad de un alma en contante está dada por la resistencia directa de la placa ya sea por fluencia, por pandeo en el rango inelástico o bien en el elástico. En caso de que las almas están reforzadas con atiesadores con separaciones adecuadas (ver fig. C8.3.2.1) se puede formar el campo de tensión diagonal (trabajo similar al de una armadura) por lo que se suman ambas resistencias: resistencia directa y la del campo de tensión diagonal. En la fig. C8.3.2.1 se representan las ecuaciones para determinar la capacidad a cortante; la gráfica para el campo de tensión diagonal es esquemática dado que depende de la relación  $a/h$ .

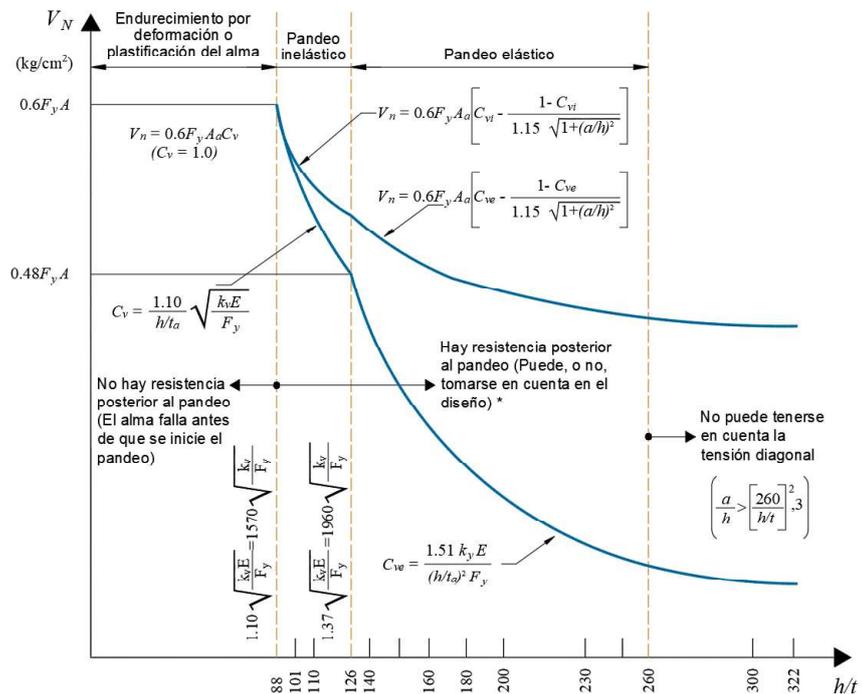


Figura C8.3.2.1 Gráficas esfuerzo cortante nominal-esbeltez del alma (De Buen 1993)

### 8.4 Atiesadores transversales

8.4.1 No se requieren cuando  $h/t_a \leq 2.46 \sqrt{E/F_y}$  o cuando la resistencia a cortante de acuerdo con 8.2 para  $k = 5.0$  sea mayor que la resistencia requerida.

8.4.2 Para los atiesadores se deben cumplir las siguientes especificaciones:

a)  $(b/t)_{at} \leq 0.56 \sqrt{E/F_{at}}$  (8.4.2.a)

b)  $I_{at} \geq I_{at2} + (I_{at1} - I_{at2}) \rho_v$  (8.4.2.b)

c)  $I_{at1} = \frac{h^4 \rho_{at}^{1.3} (F_{ya})^{1.5}}{40 E}$  (8.4.2.c)

d)  $I_{at2} = \left[ \frac{2.5}{(a/h)^2} - 2 \right] b_p t_a^3 \geq 0.5 b_p t_a^3$  (8.4.2.d)

$$e) \quad \rho_v = \left( \frac{V_r - V_{c2}}{V_{c1} - V_{c2}} \right) \quad (8.4.2.e)$$

$(b/t)_{at}$  relación ancho grueso del atiesador.

$F_{yat}$  esfuerzo de fluencia mínimo especificado del acero del atiesador.

$F_{ya}$  esfuerzo de fluencia mínimo especificado del acero del alma.

$I_{at}$  momento de inercia de un atiesador transversal respecto a un eje en el centro del alma, para atiesadores en pares, o en la cara en contacto con la placa del alma, para atiesadores individuales.

$I_{at1}$  momento de inercia mínimo de los atiesadores transversales requerido para desarrollar la resistencia al pandeo por cortante del alma, definido en 8.1.

$I_{at2}$  momento de inercia mínimo de los atiesadores transversales requerido para desarrollar la resistencia completa al pandeo por cortante del alma más la debida al campo de tensión diagonal definido en 8.2.

$V_r$  resistencia en cortante requerida en el panel considerado.

$V_{c1}$  resistencia en cortante  $V_n$  calculada de acuerdo con 8.2 y 8.3.

$V_{c2}$  resistencia en cortante calculada como  $V_n = 0.6 F_y A_a C_u$ .

$b_p$  la menor dimensión de  $a$  y  $h$ .

$\rho_{at}$  el menor de  $F_{ya}/F_{yat}$  y 1.0.

**8.4.3** Se permite que los atiesadores transversales no estén en contacto con el patín en tensión, puesto que no es necesario el desarrollo del aplastamiento para transmitir las cargas concentradas o reacciones. Las soldaduras que unen los atiesadores transversales al alma deben ser terminadas a una distancia no menor de cuatro veces ni mayor que seis veces el espesor del alma medida desde el borde de la soldadura del patín con el alma. Cuando se utilizan atiesadores simples (por un solo lado), estos deben ser unidos al patín en compresión cuando éste consista en una placa rectangular, de manera de resistir cualquier tendencia al levantamiento ocasionado por la torsión del patín.

**8.4.4** Los tornillos que conectan atiesadores al alma de una viga deben estar espaciados a no más de 30 cm entre centros. Cuando se usa soldadura de filete intermitente, la distancia libre entre soldaduras no debe ser mayor que 16 veces el espesor del alma ni mayor que 25 cm.

**8.4.5**  $I_{at}$  puede tomarse conservadoramente como  $I_{at1}$ . La ec. 8.4.2.d, proporciona el momento de inercia mínimo requerido del atiesador para permitir la resistencia posterior al pandeo a cortante del alma de acuerdo con las secciones 8.2 y 8.3, según corresponda. Si se requiere una menor resistencia posterior al pandeo a cortante, la ec. 8.4.2.b, proporciona una interpolación lineal entre el momento de inercia mínimo requerido para desarrollar la resistencia a cortante considerando el pandeo del alma y la requerida para desarrollar la resistencia posterior al pandeo a cortante del alma.

*Comentario:*

*Los atiesadores transversales se utilizan para incrementar de manera significativa la resistencia a cortante. Cuando se emplea la resistencia directa a cortante, sin emplear la que proporciona el campo de tensión diagonal, el incremento por el uso de atiesadores en el rango elástico es directamente proporcional a  $k_v$  (ec. 8.2.3.a). Por ejemplo, si se colocan atiesadores formando tableros cuadrados, el coeficiente de pandeo  $k_v$  sube de 5 a 10, por lo tanto, el cortante resistente se incrementaría en la misma proporción; mientras que para el rango inelástico el incremento es proporcional a  $\sqrt{k_v}$ .*

*Cuando no se requiere transmitir fuerzas de aplastamiento producidas por cargas concentradas o reacciones, se permite que los atiesadores transversales no lleguen al patín en tensión, ya que solo se requiere cambiar la forma de pandeo del tablero. Los atiesadores deberían tener una inercia mínima (ec. 8.4.2.c) para cambiar la forma de pandeo de la placa.*

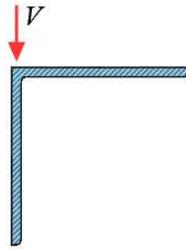
*Cuando se utiliza el campo de tensión diagonal, la componente vertical generada por la tensión en el panel del alma debe ser resistida por el atiesador transversal. Además de la rigidez requerida para permitir que cambie la forma de pandeo del tablero, el atiesador debe tener un área suficientemente grande para resistir la compresión del campo de tensión diagonal. Diversos estudios han demostrado que los atiesadores transversales de vigas  $H$  diseñadas con el campo de tensión diagonal son sometidos predominantemente a flexión debida a la restricción de la deformación lateral del alma. Existe evidencia de que se genera cierta compresión en los atiesadores cuando se utiliza el campo de tensión diagonal, incluso en las almas más esbeltas que son permitidas por esta norma, pero son de menor importancia que los efectos por cargas laterales. Por esta razón ya no se especifica un área mínima requerida del atiesador como se definía en la norma anterior 2004 por medio de la ec. 4.2. Dado el incremento de*

las demandas a flexión de los atiesadores cuando se utiliza el campo de tensión diagonal, la inercia se incrementa en función de la ec. 8.4.2.d.

## 8.5 Ángulos sencillos

**8.5.1** La resistencia nominal en cortante,  $V_n$ , de un ala de un ángulo sencillo se determina con la ec. 8.2.2.a, y con las ecs. del párrafo 8.2.2 con  $A_a = b t$ .

**8.5.2** La fuerza está aplicada paralelamente a uno de los ejes geométricos del ángulo (fig. 8.5.2).



**Figura 8.5.2 - Aplicación de cortante en ángulos**

$b$  ancho del ala que resiste la fuerza cortante.

$t$  grueso del ala del ángulo.

$$h/t_a = b/t$$

$$k_v = 1.2$$

*Comentario:*

La resistencia nominal a cortante para ángulos sencillos y secciones en T es la misma que para almas atiesadas en dos de sus bordes, solo se modifica el factor de placa a  $k_v=1.2$ , de manera similar que para secciones en T. En estas almas no se puede desarrollar el campo de tensión diagonal.

## 8.6 Tubos OR (HSS) de sección rectangular y miembros de sección en cajón formados por cuatro placas

**8.6.1** La resistencia nominal en cortante,  $V_n$ , de tubos OR (HSS) rectangulares laminados y de miembros de sección en cajón, formada por cuatro placas, se determina con la ec. 8.2.2.a, y con las ecuaciones del párrafo 8.2.2 con  $A_a = 2h t$ .

**8.6.2** Para este caso se define lo siguiente:

$h$  Dimensión que resiste la fuerza cortante, igual que la distancia libre entre los bordes de los patines menos el radio interior de la esquina de cada lado, o el tamaño de la soldadura que une alma y patín.

$t$  Grueso de diseño de las paredes, igual que 0.93 veces el grueso nominal en tubos OR soldados por resistencia eléctrica (ERW), e igual que el grueso nominal en tubos del mismo tipo soldados con arco sumergido (SAW).

$$t_a = t$$

$$k_v = 5$$

**8.6.3** Si no se conoce el radio de las esquinas,  $h$  se toma igual que la dimensión exterior correspondiente menos tres veces el grueso de las paredes.

*Comentario:*

Las dos almas de tubos OR (HSS) de sección rectangular y de miembros en cajón resisten la fuerza cortante de manera similar al alma de una sección I, por lo que las ecuaciones de diseño son las mismas.

## 8.7 Tubos OC de sección circular

**8.7.1** La resistencia nominal en cortante,  $V_n$ , de tubos OC de sección circular se obtiene considerando los estados límite de fluencia y de pandeo por cortante.

$$V_n = \frac{F_{cr} A_t}{2} \quad (8.7.1)$$

8.7.2  $F_{cr}$  es el mayor de:

$$F_{cr} = \frac{1.60E}{\left(\frac{D}{t}\right)^{5/4} \sqrt{\frac{L_v}{D}}} \quad (8.7.2.a)$$

$$F_{cr} = \frac{0.78E}{\left(\frac{D}{t}\right)^{3/2}} \quad (8.7.2.b)$$

Sin exceder de  $0.6F_y$ ,

- $A_t$  área total de la sección transversal del miembro
- $D$  diámetro exterior.
- $L_v$  distancia entre los puntos de cortante máximo y nulo.
- $t$  grueso de diseño de la pared, definido en el inciso 8.5.

*Comentario:*

Las ecs. 8.7.2.a, y 8.7.2.b, suelen regir para relaciones  $D/t > 100$  y longitudes grandes.

Se dispone de poca información del desempeño a cortante de secciones circulares. Las recomendaciones están basadas en pandeo local en cilindros debido a torsión. Sin embargo, puesto que la torsión es generalmente constante a lo largo de la longitud del miembro y el cortante generalmente varía, se recomienda tomar la tensión crítica para cortante igual a 1.3 veces el esfuerzo crítico por torsión. Las ecuaciones de torsión se aplican sobre la longitud completa del elemento, pero para cortante es razonable utilizar la longitud entre el cortante máximo y el punto de cortante nulo. Solamente las secciones OC de sección circular delgadas pueden requerir una reducción en la resistencia a corte basada en la primera fluencia a cortante. Incluso en este caso, el cortante solo gobierna el diseño de secciones cerradas circulares de placas delgadas con claros cortos.

En la ecuación de resistencia nominal  $V_n$  a cortante de secciones cerradas circulares, se asume que el esfuerzo cortante en el eje neutro,  $VQ/Ib$ , es  $F_{cr}$ . Para secciones circulares delgadas de radio  $R$  y espesor  $t$ ,  $I = \pi R^3 t$ ,  $Q = 2R^2 t$  y  $b = 2t$  lo que proporciona el esfuerzo cortante en el centroide. El denominador de  $V/\pi R t$  corresponde a la mitad del área de la sección transversal del perfil circular. Una sección delgada es aquella que es tipo 4.

## 8.8 Secciones con uno o dos ejes de simetría con flexión alrededor del eje de menor inercia

8.8.1 En perfiles con uno o dos ejes de simetría con flexión alrededor del eje de menor inercia, la resistencia nominal en cortante,  $V_n$ , se obtiene con la ec. 8.2.2.a y con las especificaciones del párrafo 8.2.2 con  $A_a = b_p t_p$ ,  $h/t_a = b/t_p$ ,  $k_v = 1.2$ . Para patines de secciones H, el ancho  $b$  es igual a la mitad de la dimensión total del patín ( $b = b_p/2$ ), y para patines de canales, el ancho  $b$  es igual que la dimensión total del patín ( $b = b_p$ ).

*Comentario:*

La resistencia nominal a cortante para secciones H flexionadas alrededor del eje de menor momento de inercia es la misma que para almas atiesadas en dos de sus bordes, solamente se modifica el factor de placa  $k_v = 1.2$  de manera similar que para secciones en T. En estas almas no se puede desarrollar el campo de tensión diagonal.

## 8.9 Vigas y traveses armadas con aberturas en el alma

8.9.1 Debe determinarse el efecto de las aberturas del alma en la resistencia en cortante de vigas y de traveses armadas. Cuando la resistencia requerida es mayor que la disponible, la zona del alma se reforzará de manera adecuada.

**8.9.2 Almas no atiesadas**

**8.9.2.1 Requisitos de los agujeros**

8.9.2.1.1 Los agujeros deben satisfacer, en posición y tamaño, las siguientes restricciones (fig. 8.9.2.1.1):

- a) Diámetro de los agujeros circulares:  $D \leq 0.75h$
- b) Altura de los agujeros rectangulares:  $b_o \leq 0.75h$
- c) Distancia entre el borde de una apertura y el patín más cercano:  $m \geq 0.1h$
- d) Relación de aspecto de los agujeros rectangulares:  $a_o/b_o \leq 3$
- e) Distancia entre un atiesador extremo y el borde más cercano de un agujero:  $a_r \geq 0.5h$
- f) Radio de las esquinas redondeadas de los agujeros rectangulares:  $R \geq 2t_a$ , pero no menor que 1.5 cm.

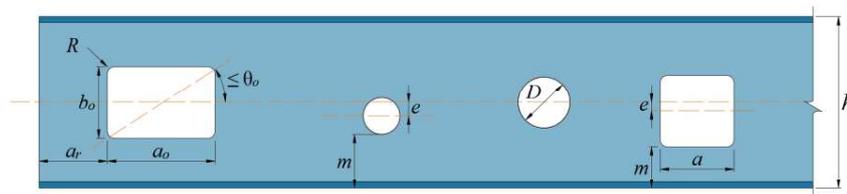


Figura 8.9.2.1.1 - Tamaños y posiciones posibles de agujeros en el alma

**8.9.2.2 Resistencia en cortante**

8.9.2.2.1 La resistencia en cortante es:

- a) Almas con agujeros circulares

$$V_{na} = (1 - D/h)V_n \leq V_{pa} \tag{8.9.2.2.1.a}$$

- b) Almas con agujeros rectangulares

$$V_{na} = [1 - (b_o + 0.3a_o)/h]V_n \leq V_{pa} \tag{8.9.2.2.1.b}$$

8.9.2.2.2  $V_n$  es la resistencia en cortante determinada de conformidad con 8.2 y 8.3 y  $V_{pa}$  la fuerza que produce la plastificación del alma, reducida por la presencia de los agujeros:

$$V_{pa} = \left(1 - \frac{D_o}{h}\right) \sqrt{\frac{\beta}{1 + \beta}} V_p \tag{8.9.2.2.2}$$

8.9.2.2.3 En la ec. anterior:

$$V_p = \frac{ht_a F_{ya}}{\sqrt{3}} \tag{8.9.2.2.3.a}$$

$$\beta = 0.75 \left[ \frac{(h - D_o)^2 + 4e^2}{D_o(h - D_o)} \right]^2 \tag{8.9.2.2.3.b}$$

8.9.2.2.4 Los valores de  $D_o$  se toman como:

- $D_o = b_o$  para agujeros rectangulares.
- $D_o = 0.9D$  para agujeros circulares.

- $D_i = a_o$  para agujeros rectangulares.  
 $D_i = 0.45D$  para agujeros circulares.  
 $e$  es la excentricidad del agujero respecto al eje longitudinal de la trabe.

*Comentario:*

*En trabes armadas de alma delgada, sin atiesadores, la resistencia última no depende de la excentricidad de los agujeros. Las expresiones 8.9.2.2.1.a, y 8.9.2.2.1.b sólo son válidas para almas esbeltas que se pandean por cortante, por lo que los valores que proporcionan no pueden ser mayores que  $V_{pa}$ .*

*La ec. 8.9.2.2.2 rige el diseño de trabes armadas de alma gruesa. Con las ecs. 8.9.2.2.1.a, y 8.9.2.2.1.b se calcula la resistencia en cortante de almas delgadas; cuando el grosor del alma es intermedio, gobierna la que proporciona valores más bajos.*

*Si los agujeros debilitan la zona comprimida del alma el patín se pandea verticalmente; para evitarlo, conviene hacer los agujeros cerca del patín en tensión, o alejarlos lo más posible del comprimido (De Buen 2016).*

### 8.9.3 Almas atiesadas transversalmente

8.9.3.1 Los agujeros rectangulares se tratan como circulares equivalentes de diámetro  $D$ :

$$D = \sqrt{a_o^2 + b_o^2} \text{sen}(\theta + \theta_o) \quad (8.9.3.1.a)$$

$$\theta_o = a \tan(b_o/a_o) \quad (8.9.3.1.b)$$

$$\theta \approx \frac{2}{[3a \tan(h/a)(1-D/h)]} \quad (8.9.3.1.c)$$

- $a_o, b_o$  dimensión horizontal y vertical del agujero rectangular (fig. 8.9.2.1.1).  
 $\theta_o$  ángulo entre la diagonal geométrica del agujero y una horizontal (fig. 8.9.2.1.1).  
 $\theta$  ángulo entre la banda de tensión y la horizontal (fig. 8.9.2.1.1).

*Comentario:*

*La variable  $\theta$  deberá elegirse para que la resistencia última en cortante sea máxima. De acuerdo con observaciones experimentales, este proceso iterativo se evita con la expresión 8.9.3.1.c.*

#### 8.9.3.1 Requisitos de los agujeros

8.9.3.1.1 Los agujeros deben satisfacer las restricciones siguientes (fig. 8.9.3.1.2):

- a) Agujeros circulares

$$D \leq h \cos(\theta) - a \text{sen}(\theta) \quad (8.9.3.1.1.a)$$

- b) Agujeros rectangulares

$$b_o \leq h - (a + a_o) \tan(\theta) \quad (8.9.3.1.1.b)$$

*Comentario:*

*Las expresiones 8.9.3.1.1a, y 8.9.3.1.1b, corresponden aproximadamente a  $D \leq h/3$ .*

8.9.2.1.2 Los agujeros pueden estar fuera del centro del alma, pero dentro de la región permitida definida en la fig. 8.9.3.1.2.

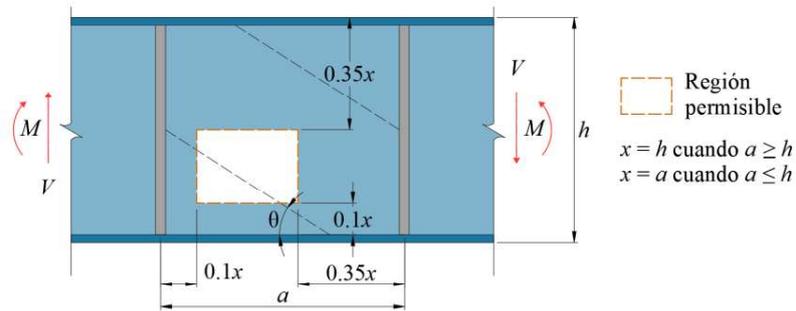


Figura 8.9.3.1.2 - Región del alma en la que pueden hacerse agujeros

8.9.3.2 Requisitos de los agujeros

8.9.3.2.1 La resistencia a cortante está proporcionada por la resistencia directa del alma  $V_a$  más la del campo de tensión diagonal  $V_t$ , cuyas expresiones se definen a continuación:

Relación $h/t_a$ y valor de $C_v$	$V_n = V_a$	$V_n = V_a + V_t$
$\frac{h}{t_a} \leq 1.10 \sqrt{\frac{Ek_{\tau a}}{F_y}} \quad C_v \leq 1.0$	La resistencia se determina de acuerdo con (8.9.2.2)	No se forma el campo de tensión diagonal
$1.12 \sqrt{\frac{Ek_{\tau a}}{F_y}} \leq \frac{h}{t_a} \leq 1.70 \sqrt{\frac{Ek_{\tau a}}{F_y}}$ $C_v \leq \frac{1.10}{h/t_a} \sqrt{\frac{Ek_{\tau a}}{F_y}}$	$V_n = 0.6 F_y A_a C_v$ (8.9.3.2.1.a)	$V_n = F_y b t \left[ C_v + \frac{1 - C_v}{\sqrt{1 + (a/h)^2}} - D(1 - C_v) \text{sen}(\theta) \right]$ (8.9.3.2.1.b)
$1.40 \sqrt{\frac{Ek_{\tau a}}{F_y}} \leq \frac{h}{t_a}$ $C_v \leq \frac{1.51 k_{\tau a} E}{(h/t_a)^2 F_y}$		

8.9.3.2.2 El coeficiente de pandeo  $k_{\tau a}$  se calcula como:

a) Para agujeros circulares cuando:

$D/h \leq 0.5$ :

$$k_{\tau a} = k_v \left( 1 - \frac{1.80D}{\sqrt{h^2 + a^2}} \right) \tag{8.9.3.2.2.a}$$

$D/h > 0.5$

$$k_{\tau a} = k_v \left( 1 - \frac{D}{h} \right) \tag{8.9.3.2.2.b}$$

b) Para agujeros rectangulares cuando:

$$b/d \text{ y } a/a \leq 0.5 \quad k_{ra} = k_v \left( 1 - 1.5 \sqrt{(a_0/a)(b_0/h)} \right) \quad (8.9.3.2.2.c)$$

$$b/d \text{ y } a/a > 0.5 \quad \text{El menor} \quad k_{ra} = k_v \left( 1 - \frac{b_0}{h} \right) \text{ y } k_{ra} = k_v \left( 1 - \frac{a_0}{a} \right) \quad (8.9.3.2.2.d)$$

Espacio en blanco dejado de manera intencional

## 9. MIEMBROS BAJO CARGAS COMBINADAS

Este capítulo está compuesto por las secciones siguientes:

- 9.1 Miembros en flexocompresión
- 9.2 Miembros en flexotensión
- 9.3 Miembros en flexión y cortante combinados.

### 9.1 Miembros en flexocompresión

**9.1.1** En esta sección se trata el diseño de miembros de eje recto y sección transversal constante con uno o dos ejes de simetría, que se encuentran sujetos a compresión y a flexión producida por momentos que actúan alrededor de uno o de los dos ejes de la sección. Se designan, indistintamente, con las palabras “columna” o “elemento flexocomprimido”.

**9.1.2** Para los fines de este Capítulo, las estructuras de las que forman parte los miembros flexocomprimidos se clasifican en “regulares” o “irregulares” (véase 1.8). En las secciones 9.1.6 y 9.1.3.1.3.a se indica cómo se dimensionan las columnas que forman parte de estructuras regulares y de estructuras irregulares respectivamente.

**9.1.3** En este capítulo se incluye el diseño de cuerdas en compresión de armaduras sobre las que actúan cargas transversales aplicadas entre los nudos, aunque tengan un solo eje de simetría.

*Comentario:*

*Se emiten especificaciones para elementos sujetos a carga axial de compresión y flexión en uno o dos de sus ejes y para secciones con uno o dos ejes de simetría. Casi nunca hay elementos en flexión pura o solamente sometidos a carga axial. El caso de vigas (elementos en flexión), la carga axial es muy pequeña por lo que se suele despreciar, en el caso de armaduras formadas por triángulos con cargas en los nudos, la acción predominante es la compresión o tensión, siendo muy pequeña la flexión por lo que se estudian como elementos bajo carga axial. Es importante tener en cuenta que, si en un elemento de una armadura se presenta carga transversal a lo largo de su eje longitudinal, este se debe estudiar como elemento en flexocompresión, o bien en flexotensión.*

*Se pueden desarrollar teorías generales para el estudio de barras flexocomprimidas y obtener, como casos particulares, vigas y elementos con carga axial exclusivamente. Sin embargo, las especificaciones serían complejas, por lo que históricamente se han tratado los elementos bajo carga axial, en flexión y en flexocompresión por separado, tomando para estos últimos, especificaciones de los dos primeros (Wai-Fah Chen, 1977).*

### 9.1.4 Estados límite

**9.1.4.1** En el diseño de miembros flexocomprimidos se consideran los estados límite siguientes:

- a) Falla de conjunto de un entrepiso, bajo carga vertical
- b) Falla individual de una o algunas columnas, bajo carga vertical
- c) Inestabilidad de conjunto de un entrepiso, bajo cargas verticales y horizontales combinadas
- d) Falla individual de una o algunas columnas, bajo cargas verticales y horizontales combinadas, por inestabilidad o porque se agote la resistencia de alguna de sus secciones extremas
- e) Pandeo local.

**9.1.4.2** Debe considerarse también un estado límite de servicio, de deformaciones laterales de entrepiso, que dependen, en buena parte, aunque no exclusivamente, de las características de las columnas.

**9.1.4.3** En lo que sigue se dan recomendaciones para evitar que se alcancen los estados límite de fallas anteriores, excluyendo el pandeo local, que se trata en la sección 2.2.

**9.1.4.4** En todo el Capítulo  $F_R = 0.9$ .

*Comentario:*

*Los estados límite de falla son los correspondientes a los miembros en compresión o flexión (Capítulos 6 y 7), a la combinación de las dos solicitaciones, o a inestabilidad de conjunto. Los estados límite de pandeo local o lateral, no suelen ser críticos, pero pueden serlo si los efectos de la fuerza de tensión axial son pequeños comparados con la compresión máxima ocasionada por la flexión, si los patines son esbeltos, si la fuerza cortante es elevada y el*

alma esbelta, o bien, si la columna tiene una longitud grande con bajas propiedades torsionantes ( $C_a$  y  $J$ ) y/o una inercia  $I_y$  pequeña.

### 9.1.5 Determinación de los momentos de diseño $M_{uox}$ , $M_{uoy}$ , $M^*_{uox}$ , $M^*_{uoy}$

9.1.5.1 Los momentos de diseño se determinan con alguno de los métodos descritos en el Capítulo 3.

*Comentario:*

Los elementos mecánicos con los cuales se revisan los elementos flexocomprimidos ya deben de incluir los efectos de segundo orden, esto es, los concernientes a la aplicación de las cargas sobre la estructura deformada (efectos  $P\Delta$ ), y el incremento de la flexión al aplicar carga axial sobre el elemento deformado (efectos  $P\delta$ ). Estos se pueden considerar ya sea directamente en el análisis o bien mediante expresiones aproximadas definidas en el Capítulo 3. Si no se utiliza el método directo de análisis (véase 3.5) se debe determinar, para cada combinación de carga, el factor de longitud efectiva por medio de un método racional (De Buen, 1980).

### 9.1.6 Dimensionamiento de columnas que forman parte de estructuras regulares

9.1.6.1 Los miembros flexocomprimidos que forman parte de estructuras regulares se dimensionan de manera que se satisfagan los requisitos que se indican a continuación.

9.1.6.2 En todos los casos debe revisarse la resistencia de las dos secciones extremas y de la columna completa, incluyendo efectos de segundo orden. Las secciones transversales extremas se revisan con las especificaciones de 9.1.6.1 y la revisión de la columna completa se efectúa de conformidad con 9.1.6.2. Las dimensiones de las columnas se obtienen de manera que se cumplan las condiciones de resistencia de las secciones extremas y de la columna completa.

#### 9.1.6.1 Revisión de las secciones extremas

a) Secciones tipo 1 y 2:

$$\left[ \frac{M_{uox}}{M_{pcx}} \right]^\alpha + \left[ \frac{M_{uoy}}{M_{pcy}} \right]^\alpha \leq 1.0 \quad (9.1.6.1)$$

9.1.6.1.1  $M_{pcx}$  y  $M_{pcy}$  son los momentos resistentes de diseño de la sección flexionada alrededor de cada uno de los ejes centroidales y principales, calculados teniendo en cuenta la acción de la fuerza de diseño de compresión. Según sea el caso, los momentos resistentes se calculan con las siguientes ecs.:

9.1.6.1.2 Para miembros en sección transversal I o H:

$$M_{pcx} = 1.18 F_R M_{px} [1 - p] \leq F_R M_{px} \quad (9.1.6.1.2.a)$$

$$M_{pcy} = 1.67 F_R M_{py} [1 - p] \leq F_R M_{py} \quad (9.1.6.1.2.b)$$

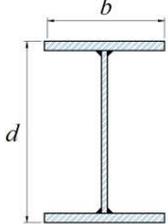
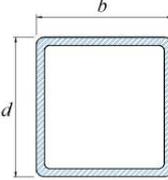
9.1.6.1.3 Para miembros en sección rectangular hueca (en cajón):

$$M_{pcx} = 1.18 F_R M_{px} [1 - p] \leq F_R M_{px} \quad (9.1.6.1.3.a)$$

$$M_{pcy} = 1.18 F_R M_{py} [1 - p] \leq F_R M_{py} \quad (9.1.6.1.3.b)$$

9.1.6.1.4 Los valores de  $\alpha$  se definen en la tabla 9.1.6.1.4:

**Tabla 9.1.6.1.4 – Valores de  $\alpha$**

Sección transversal de la columna	Valor de $\alpha$
	si $\frac{b}{d} < 0.5$ , $\alpha = 1.0$
	si $0.5 \geq \frac{b}{d} > 1.0$ , $\alpha = 1.60 - \frac{p}{2 \text{Ln}(p)}$
	$\alpha = 1.70 - \frac{p}{\text{Ln}(p)}$

**9.1.6.1.5** Para miembros de sección transversal I o H, la ec. 9.1.6.1, haciendo  $\alpha = 1$ , junto con las ecs. 9.1.3.1.2.a, y 9.1.6.1.2.b, puede sustituirse de forma conservadora por la ec. 9.1.6.1.5.

$$\frac{P_u}{F_R P_y} + \frac{0.85 M_{uox}}{F_R M_{px}} + \frac{0.60 M_{uoy}}{F_R M_{py}} \leq 1.0 \tag{9.1.6.1.5}$$

**9.1.6.1.6** Para miembros de sección transversal rectangular hueca (en cajón), haciendo  $\alpha = 1$ , la ec. 9.1.6.1, junto con las ecs. 9.1.6.1.3.a, y 9.1.6.1.3.b, puede sustituirse de forma conservadora por la ec. 9.1.6.1.6.

$$\frac{P_u}{F_R P_y} + \frac{0.80 M_{uox}}{F_R M_{px}} + \frac{0.80 M_{uoy}}{F_R M_{py}} \leq 1.0 \tag{9.1.6.1.6}$$

*Comentario:*

Los coeficientes de las ec. (9.1.6.1.5) y (9.1.6.1.6) provienen de los coeficientes de las ecs. (9.1.6.1.2.a), (9.1.6.1.2.b), (9.1.6.1.3.a) y (9.1.6.1.3.b) al hacer  $\alpha=1$  en la ec. (9.1.6.1).

**9.1.6.1.7** Cuando se emplee alguna de las ecs. 9.1.6.1.5 y 9.1.6.1.6 para revisar columnas de sección transversal H, I o en cajón, cuadrada, ha de comprobarse que se cumpla, además, la condición:

$$\frac{M_{uox}}{F_R M_{px}} + \frac{M_{uoy}}{F_R M_{py}} \leq 1.0 \tag{9.1.6.1.7}$$

*Comentario:*

Las ecs. (9.1.6.1.2.a) y (9.1.6.1.6) equivalen a la ec. (9.1.6.1) con  $\alpha = 1$  y sustituyendo las ecs. (9.1.6.1.2.a), (9.1.6.1.2.b), (9.1.6.1.3.b) y (9.1.6.1.6). Con la ec. (9.1.6.1.7) se toman en cuenta las desigualdades de las ecs. (9.1.6.1.2.a), (9.1.6.1.2.b), (9.1.6.1.3.b) y (9.1.6.1.6).

**9.1.6.1.8** Miembros con sección transversal diferente a las anteriores:

$$\frac{P_u}{F_R P_y} + \frac{M_{uox}}{F_R M_{px}} + \frac{M_{uoy}}{F_R M_{py}} \leq 1.0 \tag{9.1.6.1.8.a}$$

$P_u, M_{uox}$  y  $M_{uoy}$  fuerza axial de diseño que obra en la columna, momentos de diseño en la columna del extremo considerado, calculados con alguno de los métodos del Capítulo 3.

$M_{px} = Z_x F_y$  momentos plásticos nominales de la sección, para flexión alrededor de los ejes X y Y,

$M_{py} = Z_y F_x$  respectivamente

- $P_y = AF_y$  fuerza axial nominal que, actuando por sí sola, ocasionaría la plastificación de una columna corta, cuyas secciones transversales tienen un área  $A$ .
- $\alpha$  factor numérico (tabla 9.1.6.1.4) que depende de las características de la sección transversal de la columna y de la magnitud del cociente  $p$ .
- $p = P_u/F_R P_y$  cociente de la fuerza axial de diseño y la fuerza axial nominal.

*Comentario:*

En De Buen (2017) y Wai-fah Chen (1977) se define la procedencia de las ecuaciones para flexocompresión, las cuales se presentan de manera esquemática en la fig. C9.1.6.1.8.

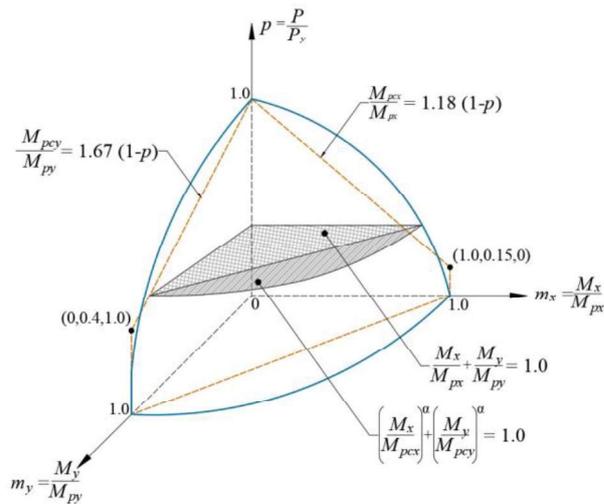


Figura C9.1.6.1.8. Superficie de interacción de una columna I, empleando la ecuación 9.1.6.1

- b) Secciones tipo 3 y 4.

$$\frac{P_u}{F_R P_y} + \frac{M_{uox}}{M_{Rcx}} + \frac{M_{uoy}}{M_{Rcy}} \leq 1.0 \tag{9.1.6.1.8.b}$$

**9.1.6.2 Revisión de la columna completa**

- a) Secciones tipo 1 y 2

$$\left[ \frac{M_{uox}^*}{M_{ucx}} \right]^\beta + \left[ \frac{M_{uoy}^*}{M_{ucy}} \right]^\beta \leq 1.0 \tag{9.1.6.2.a}$$

**9.1.6.2.1** Los valores de  $\beta$  se definen en la tabla 9.1.6.2.1.  $M_{ucx}$  y  $M_{ucy}$  son los momentos resistentes de diseño de la columna flexionada en cada uno de sus planos de simetría, reducidos por la presencia de la fuerza de compresión y por posible pandeo lateral por flexotorsión y se calculan con las siguientes ecs.:

$$M_{ucx} = M_m \left( 1 - \frac{P_u}{R_c} \right) \left( 1 - \frac{P_u}{P_{ex}} \right) \tag{9.1.6.2.1.a}$$

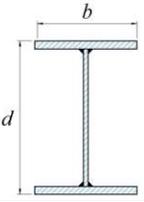
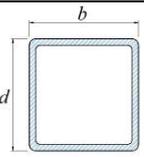
$$M_{ucy} = F_R M_{py} \left( 1 - \frac{P_u}{R_c} \right) \left( 1 - \frac{P_u}{P_{ey}} \right) \tag{9.1.6.2.1.b}$$

**9.1.6.2.2**  $M_m = F_R M_{nx}$  y es el momento resistente obtenido con alguno de los métodos del Capítulo 7.

- $M_{uox}^*$  y  $M_{uoy}^*$  momentos de diseño que actúan sobre la columna, calculados con alguno de los métodos del Capítulo 3. En la ec. 9.1.6.2.a, lo mismo que en la ec. 9.1.6.2.b, se utilizan siempre los momentos de diseño máximos, alrededor del eje X o Y, aunque los dos no se presenten en el mismo extremo.
- $M_{RX}$  y  $M_{RY}$  momentos resistentes de diseño alrededor del eje X y del Y; se calculan de acuerdo con el Capítulo 7.
- $R_c$  resistencia de diseño en compresión, se determina como se indica en el Capítulo 6.
- $P_e$  carga crítica de pandeo de Euler igual a  $(AF_y/\lambda_c^2)$  donde  $\lambda_c$  es el parámetro de esbeltez de la columna respecto al eje X para  $P_{ex}$  y Y para  $P_{ey}$

$$\lambda_c = \frac{KL}{r} \sqrt{\frac{F_y}{\pi^2 E}}$$

Tabla 9.1.6.2.1. Valores de  $\beta$

Sección transversal de la columna	Valor de $\beta$
	sí $\frac{b}{d} < 0.3$ , $\beta = 1.0$
	sí $0.3 \leq \frac{b}{d} < 1.0$ , $\beta = 0.4 + p + \frac{b}{d}$
	$\beta = 1.3 + \frac{1000p}{(L/r)^2} \geq 1.4$

b) Secciones tipo 3 y 4.

$$\frac{P_u}{R_c} + \frac{M_{uox}^*}{M_{RX}} + \frac{M_{uoy}^*}{M_{RY}} \leq 1.0 \tag{9.1.6.2.b}$$

Comentario:

En la revisión de la columna completa se debe considerar el mayor valor de momento flexionante en cada dirección (aunque ocurra en extremos diferentes), dicho momento es la base para transformar el diagrama de momento en uno uniforme equivalente por medio del factor  $C_m$  de las ecs. 3.7.3.1.1 y 3.7.3.1.2, revisando así la columna en flexión uniforme en ambas direcciones.

## 9.2 Miembros en flexotensión

9.2.1 En esta sección se emiten las especificaciones para el diseño de miembros de eje recto y sección transversal constante con uno o dos ejes de simetría, que se encuentran sometidos a la acción simultánea de una fuerza de tensión axial y flexión producida por momentos que actúan alrededor de uno o de los dos ejes de simetría.

### 9.2.2 Dimensionamiento

9.2.2.1 Los miembros que trabajan en flexotensión y que cumplen los requisitos del Capítulo 7, deben dimensionarse de manera que satisfagan las siguientes condiciones:

a) Revisión de las secciones extremas

9.2.2.2 Secciones tipo 1 y 2, deberán cumplir con el inciso 9.1.6.1.a.

9.2.2.3 Secciones tipo 3 y 4, deberán cumplir con el inciso 9.1.6.1.b.

## b) Revisión del miembro completo

## 9.2.2.4 Debe satisfacerse la condición

$$\frac{P_u}{R_t} + \frac{M_{uox}}{M_{RX}} + \frac{M_{uoy}}{F_R M_{RY}} \leq 1.0 \quad (9.2.2.4)$$

9.2.2.5 En lugar de utilizar la ec. 9.2.2.4, el diseño puede basarse en un estudio más preciso de la interacción de tensión y flexión.

## 9.3 Miembros en flexión y cortante combinados

9.3.1 En vigas con almas no reforzadas, debe satisfacerse la condición:

$$\frac{M_u}{M_R} + \left(\frac{V_u}{V_R}\right)^2 \leq 1.0 \quad (9.3.1)$$

9.3.2 Cuando se necesitan atiesadores transversales en vigas de sección I cuya alma se ha diseñado tomando en cuenta la contribución del campo de tensión diagonal, y  $V_u$  y  $M_u$  están comprendidos entre los límites  $0.6V_R \leq V_u \leq V_R$  y  $0.75M_R \leq M_u \leq M_R$  debe cumplirse la condición:

$$0.727 \frac{M_u}{M_R} + 0.455 \frac{V_u}{V_R} \leq 1.0 \quad (9.3.2)$$

*Comentario:*

Aunque las condiciones ordinarias de carga de vigas y traveses armados producen, casi siempre, momento flexionante y fuerza cortante en todas las secciones transversales, es frecuente que una de las acciones sea pequeña comparada con la otra. Por ejemplo, en la zona central de una viga libremente apoyada, con carga uniforme, el momento flexionante es elevado y la fuerza cortante es nula o muy pequeña y en la cercanía de los apoyos se invierte la relación, por lo que, el diseño se hace como si el momento y la fuerza cortante actuarán por separado. Sin embargo, en otros casos, como en los apoyos de vigas continuas, las dos acciones tienen valores elevados y debe tenerse en cuenta su interacción.

Para secciones no reforzadas se sigue adoptando la ecuación de interacción propuesta por Schilling (1965), mientras que para traveses armados en las cuales en su diseño se haya considerado el campo de tensión diagonal se adopta la ec. 9.3.2, que corresponde a la línea A-B de la gráfica de interacción de la fig. C9.3.2, considerando que el área del alma entre el área del patín es igual que 2.0, lo que corresponde a un límite superior.

En la gráfica C9.3.2,  $M_f$  es el momento flexionante al que generan los patines exclusivamente, por lo cual, para momentos menores a este, la capacidad a cortante es la total, dado que se supone que el alma está destinada a resistir el cortante.  $M_y$  es el momento correspondiente a la fluencia en la fibra más esforzada y  $M_p$  es el momento plástico. La deducción de la ec. 9.3.2 se puede ver en De Buen (2016).

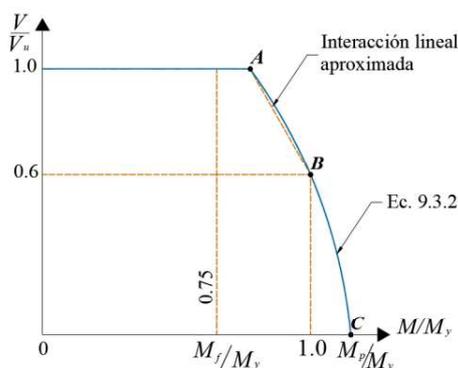


Figura C9.3.2 Diagrama simplificado de interacción fuerza cortante-momento flexionante

## 10. MIEMBROS COMPUESTOS

Este capítulo aplica al diseño de miembros estructurales formados por perfiles de acero que trabajan en conjunto con elementos de concreto. Se presentan los casos de vigas, armaduras o largueros de alma abierta (*joists*) de acero, rellenos o embebidos en concreto, que trabajan principalmente en flexión, o que soportan una losa, interconectados de manera que los dos materiales trabajen en conjunto. También aplica a columnas y muros compuestos, formados por perfiles de acero laminados y armados embebidos en concreto reforzado, o por secciones huecas OR y OC (*HSS*), cajón y muros con dos placas rellenas de concreto. El detallado de sistemas estructurales sismorresistentes con miembros compuestos se presenta en las secciones 16.5 a 16.7.

Se tratan los siguientes casos:

- 10.1 Consideraciones generales
- 10.2 Vigas y armaduras compuestas
- 10.3 Columnas y muros compuestos
- 10.4 Casos especiales.

### 10.1 Consideraciones generales

#### 10.1.1 Limitaciones de los materiales

**10.1.1.1** A menos que por medio de ensayos experimentales o análisis se justifiquen límites diferentes que sean aprobados por la Administración, los componentes de concreto, acero estructural y acero de refuerzo en sistemas compuestos deben cumplir las limitaciones siguientes:

*Comentario:*

*El diseño de miembros compuestos requiere la consideración del comportamiento del acero y del concreto. Estas disposiciones se desarrollaron con la intención de minimizar los conflictos entre la NTC-Acero y la NTC-Concreto, y para dar un adecuado reconocimiento a las ventajas del diseño de miembros compuestos. Con el objetivo de armonizar la NTC-Concreto y la NTC-Acero, en este capítulo se propone el análisis de la sección transversal para el diseño de miembros compuestos consistente con lo que se usa en el diseño de miembros de concreto reforzado y como se establece en la NTC-Concreto. Este enfoque, además, da como resultado un tratamiento consistente de las resistencias de los miembros compuestos.*

- a) Para la determinación de la resistencia de diseño, el concreto de peso normal debe tener una resistencia en compresión,  $f_c'$ , de no menos de 20 MPa (200 kg/cm<sup>2</sup>) ni más de 70 MPa (700 kg/cm<sup>2</sup>), y el de peso ligero no menos de 20 MPa (200 kg/cm<sup>2</sup>) ni más de 42 MPa (420 kg/cm<sup>2</sup>). Los materiales componentes para el concreto deben cumplir con lo que se indica en el Capítulo 2 de la NTC-Concreto
- b) El esfuerzo de fluencia mínimo especificado,  $F_y$ , del acero estructural que se utilice en los cálculos de resistencia de miembros compuestos no debe ser mayor que 525 MPa (5 250 kg/cm<sup>2</sup>). El acero estructural debe cumplir las normas que se indican en la tabla 1.4.1.1 de 1.4.1
- c) El esfuerzo de fluencia mínimo especificado,  $F_y$ , del acero de refuerzo que se utilicen en los cálculos de resistencia de miembros compuestos no debe ser mayor que 550 MPa (5 500 kg/cm<sup>2</sup>). El acero de refuerzo debe cumplir las normas NMX-B-457-CANACERO, NMX-C-407-ONNCCE, y las que se indican en 2.2 de la NTC-Concreto.

*Comentario:*

*Las ecuaciones propuestas en este capítulo han sido adoptadas de expresiones reportadas en la literatura internacional, de las cuales varias se han calibrado con diferentes bases de datos de pruebas experimentales (e.g. Leon et al., 2007; Hajjar et al., 2000; Perea et al., 2016; Varma et al., 2002). Aunque se ha demostrado que estas ecuaciones pueden predecir valores razonables dentro del rango de propiedades de los materiales en la base de datos, no se puede garantizar que también predigan adecuadamente los resultados con una extrapolación a un rango fuera de las propiedades de los materiales con las que dichas ecuaciones fueron calibradas. El límite inferior en las resistencias del concreto ligero y de peso normal intenta garantizar una calidad mínima aceptable.*

#### 10.1.2 Miembros compuestos durante la construcción

**10.1.2.1** Para determinar los efectos de las cargas en miembros y conexiones de una estructura que incluya miembros compuestos, se debe considerar la sección efectiva en cada instante del proceso de carga.

**10.1.2.2** La resistencia de un miembro antes del endurecimiento del concreto se obtiene como la resistencia que tenga el perfil de acero (sin considerar la contribución del concreto) de acuerdo con la sección correspondiente de esta Norma. Una vez endurecido el concreto en miembros compuestos, una distribución plástica del esfuerzo aplica si el componente de acero es una sección compacta tipo 1 o 2; de lo contrario, se considera una distribución elástica. En todos los casos, se incluirán los efectos que pueden ocurrir durante la construcción, como los debidos al peso o a la presión del concreto en estado fresco.

**10.1.2.3** Para columnas compuestas rellenas de sección hueca rectangular OR se deben cumplir los límites de esfuerzo de la ec. 10.1.2.3.a y deformación de la ec. 10.1.2.3.b. Si estos límites no se satisfacen, se deben instalar rigidizadores temporales para minimizar la deformación mientras el concreto se endurece.

$$\sigma_{max} = \max \left[ \left( \frac{2h_c}{b_c + 4h_c} \right) \frac{ph_c^2}{t^2} \right] \leq 0.5F_y \quad (10.1.2.3.a)$$

$$\delta_{max} = \frac{1}{32} \left( \frac{5b_c + 4h_c}{b_c + 4h_c} \right) \frac{ph_c^4}{E_s t^3} \leq \frac{L}{2,000} \quad (10.1.2.3.b)$$

$h_c$ y $b_c$	anchos internos de la sección OR
$t$	espesor de las paredes de la sección OR
$p$	presión hidrostática máxima
$L$	valor mínimo entre la altura del concreto en estado fresco o la altura libre del entropiso

*Comentario:*

*Para columnas compuestas rellenas de sección hueca rectangular, la presión hidrostática puede generar deformación en el acero durante el vaciado del concreto, las cuales pueden afectar el inicio y la ubicación del pandeo local en el acero. Para controlar estas deformaciones, Leon et al. (2011) y Perea (2010) sugieren los límites de las ecs. 10.1.2.3.a y 10.1.2.3.b.*

### 10.1.3 Resistencia nominal de secciones compuestas

**10.1.3.1** La resistencia nominal de secciones compuestas se debe determinar con el método aplicable de los siguientes.

- a) Método de la distribución elástica de los esfuerzos. La resistencia nominal se calcula con una distribución lineal de esfuerzos, cuyos valores máximos son el esfuerzo de fluencia en tensión y el esfuerzo crítico por pandeo local en compresión. La distribución de esfuerzos en el concreto es lineal en compresión con valor máximo de  $0.70 f'_c$ , y nulo en toda la zona tensión del concreto

*Comentario:*

*Este método aplica cuando el acero no fluye debido a una falla prematura por pandeo local en el acero estructural.*

- b) Método de la distribución plástica de los esfuerzos. La resistencia nominal se calcula suponiendo que los componentes de acero han alcanzado un esfuerzo  $F_y$  en tensión o compresión, y que los componentes de concreto en compresión, debida a fuerza axial y/o flexión, han alcanzado un esfuerzo  $f'_c$ , descrito en la NTC-Concreto. La resistencia en tensión del concreto se debe ignorar

*Comentario:*

*Este método aplica cuando en la sección compuesta el acero fluye y el concreto se aplasta.*

- c) Método de la compatibilidad de las deformaciones. La resistencia nominal se calcula suponiendo una distribución lineal de las deformaciones unitarias a través de la sección transversal, con la deformación unitaria cero en el eje neutro plástico y la deformación unitaria máxima en el concreto igual que 0.003 mm/mm. Se pueden utilizar esfuerzos idealizados de los materiales, o bien, curvas esfuerzo-deformación del acero y concreto obtenidas de ensayos de laboratorio o de resultados publicados en la literatura

- d) Método esfuerzo-deformación efectivo. La resistencia nominal se calcula con curvas esfuerzo-deformación que se ajustan para considerar efectos adicionales de secciones compuestas como, por ejemplo, los esfuerzos residuales en el acero, el pandeo local en componentes de acero no-compactos o esbeltas, diferentes grados de confinamiento en el concreto, la resistencia en tensión del concreto, degradación de rigidez y/o resistencia en el acero y concreto, entre otros.

*Comentario:*

*Se recomienda el uso del método de la compatibilidad de las deformaciones y el de esfuerzo-deformación efectivo para determinar la resistencia nominal de secciones irregulares. Algunos modelos constitutivos efectivos disponibles en la literatura para miembros compuestos son los que reportan Sakino et al. (2004), Han et al. (2005), Liang (2009), Lai y Varma (2016).*

**10.1.4 Clasificación por pandeo local de secciones compuestas rellenas de concreto**

**10.1.4.1 Columnas compuestas con secciones huecas de acero rellenas de concreto**

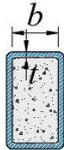
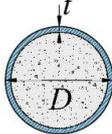
**10.1.4.1.1** Las secciones huecas de acero rellenas de concreto se clasifican por pandeo local en función de su relación ancho-espesor o diámetro-espesor,  $\lambda$ , con los valores límite indicados en la tabla 10.1.4.1.2.a, para secciones compuestas rellenas en compresión, y en la tabla 10.1.4.1.2.b, para secciones compuestas rellenas en flexión. La relación ancho-espesor o diámetro-espesor debe cumplir con:  $\lambda < \lambda_{pl}$  para secciones tipo 1 o compactas de ductilidad alta,  $\lambda_{pl} < \lambda < \lambda_p$  para secciones tipo 2 o compactas de ductilidad media,  $\lambda_p < \lambda < \lambda_r$  para secciones tipo 3 o no compactas, y  $\lambda_t < \lambda < \lambda_{max}$  para secciones tipo 4 o esbeltas. No se permite que la relación ancho-espesor o diámetro espesor,  $\lambda$ , exceda el límite  $\lambda_{max}$ .

**10.1.4.1.2** El estado límite de pandeo local se revisa en secciones compuestas rellenas, pero no en las embebidas.

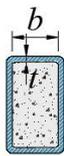
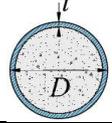
*Comentario:*

*Las placas o perfiles de acero embebidos en concreto en acción compuesta están rigidizadas por el concreto en toda su longitud, por lo que no pueden fallar por pandeo local. En secciones rellenas, el pandeo local solo puede ocurrir hacia el exterior de la sección hueca, la cual no está rigidizada por el concreto.*

**Tabla 10.1.4.1.2.a - Relaciones límite ancho-espesor en elementos de acero en compresión de miembros compuestos rellenos en compresión axial**

Sección transversal	Ancho/ espesor	$\lambda_{pl}$ Sección tipo 1	$\lambda_p$ Sección tipo 2	$\lambda_r$ Sección tipo 3	$\lambda_{max}$	Ejemplo
Sección rellena OR o cajón	$\lambda = b/t$	$1.40 \sqrt{E/F_y}$	$2.26 \sqrt{E/F_y}$	$3.0 \sqrt{E/F_y}$	$5.0 \sqrt{E/F_y}$	
Sección rellena OC	$\lambda = D/t$	$0.076E/F_y$	$0.15E/F_y$	$0.19E/F_y$	$0.31E/F_y$	

**Tabla 10.1.4.1.2.b - Relaciones límite ancho/espesor de elementos de acero en compresión de miembros compuestos rellenos en flexión**

Sección transversal	Ancho/espesor	$\lambda_{pl}$ Sección tipo 1	$\lambda_p$ Sección tipo 2	$\lambda_r$ Sección tipo 3	$\lambda_{m\acute{a}x}$	Ejemplo
Sección rellena OR o cajón en compresión uniforme (patines)	$\lambda = b/t$	$1.40 \sqrt{E/F_y}$	$2.26 \sqrt{E/F_y}$	$3.0 \sqrt{E/F_y}$	$5.0 \sqrt{E/F_y}$	
Sección rellena OR o cajón en compresión no uniforme (almas)	$\lambda = b/t$	$2.26 \sqrt{E/F_y}$	$3.0 \sqrt{E/F_y}$	$5.0 \sqrt{E/F_y}$	$5.70 \sqrt{E/F_y}$	
Sección rellena OC	$\lambda = D/t$	$0.076E/F_y$	$0.15E/F_y$	$0.19E/F_y$	$0.31E/F_y$	

*Comentario*

Para las secciones rectangulares rellenas, el esfuerzo de pandeo local elástico,  $F_{cr}$ , se obtiene a partir de la ecuación de pandeo de placas, y se simplifica en la ec. 10.3.2.2.3.2. Esta ecuación indica que se producirá fluencia para las placas con  $b/t$  menor o igual que  $3(E/F_y)^{0.5}$ , que designa el límite entre las secciones no compactas y esbeltas,  $\lambda_r$ . El valor  $b/t$  máximo permitido,  $\lambda_{m\acute{a}x}$ , se justifica por la falta de datos experimentales por encima del límite de  $5(E/F_y)^{0.5}$ . Para flexión, los límites de  $b/t$  en patines son los mismos que en las paredes en compresión axial debido a las similitudes en carga y comportamiento. El límite entre compacto y no compacto,  $\lambda_p$ , para almas en flexión se estableció de manera conservadora como  $3(E/F_y)^{0.5}$ . El límite entre no compacto y esbelto,  $\lambda_r$ , para almas en flexión se estableció de forma conservadora como  $5(E/F_y)^{0.5}$ , que también es el máximo permitido para secciones rellenas en compresión axial y de patines en flexión. El valor máximo que se permite en almas en flexión se estableció debido a la falta de datos experimentales y las inquietudes en cuanto a la colocación del concreto para secciones muy esbeltas de secciones rectangulares rellenas (Perea, 2010).

Para secciones circulares rellenas en compresión axial, el límite entre no compacto y esbelto,  $\lambda_r$ , se estableció como  $0.19E/F_y$ , que es 1.73 veces el límite para secciones circulares huecas ( $0.11E/F_y$ ). Esto se basó en el estudio de Bradford et al. (2002), y se compara bien con los datos experimentales (Perea, 2010). El máximo permitido  $D/t$  igual que  $0.31E/F_y$  se basa en la falta de datos experimentales y en los posibles efectos de la colocación del concreto en secciones transversales huecas rellenas extremadamente esbeltas. Para secciones circulares rellenas en flexión, en la tabla 10.1.4.1.2.b, el límite entre secciones compactas y no compacto,  $\lambda_p$ , fue desarrollado de forma conservadora como 1.36 veces el límite para secciones circulares huecas en compresión ( $0.11E/F_y$ ) y el doble de secciones huecas en flexión. El límite entre no compacto y esbelto,  $\lambda_r$ , se asumió de forma conservadora para que fuera 1.63 veces el de las secciones circulares huecas ( $0.31E/F_y$ ). Este último se estableció como el valor máximo permitido debido a la falta de datos experimentales y a las preocupaciones en cuanto a la colocación del concreto para las secciones transversales huecas rellenas más esbeltas (Perea 2010).

**10.1.4.2 Muros compuestos con placas de acero rellenos de concreto**

**10.1.4.2.1** Los muros compuestos rellenos se deben conectar entre sí utilizando barras de unión, perfiles estructurales o miembros armados. Ambas placas de acero se deben anclar al concreto mediante barras de unión o una combinación de barras de unión y pernos de acero con cabeza.

a) Requisito de esbeltez

**10.1.4.2.2** La relación de esbeltez de las placas,  $b/t$ , se limitará a:

$$\frac{b}{t} = 1.2 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \tag{10.1.4.2.2}$$

$b$  distancia libre mayor entre filas de barras de unión o pernos  
 $t$  espesor de la placa de acero

## b) Requisito de la barra de unión

**10.1.4.2.3** Las barras de unión deben tener un espaciado no superior al espesor del muro compuesto,  $t_{mc}$ . La relación de la separación de las barras de unión entre el espesor de las placas de acero,  $s/t$ , se limitará a:

$$\frac{s}{t} = 170 \sqrt{\frac{1}{2\alpha+1}} \quad (10.1.4.2.3.a)$$

$$\alpha = 1.7 \left( \frac{t_{mc}}{t} - 2 \right) \left( \frac{t}{d_b} \right)^4 \quad (10.1.4.2.3.b)$$

$s$	separación de las barras de unión
$t$	espesor de la placa de acero
$t_{mc}$	espesor del muro compuesto
$d_b$	diámetro efectivo de la barra de unión

**10.1.5 Rigideces para la determinación de las resistencias requeridas**

**10.1.5.1** Para el método de análisis directo del diseño, las resistencias requeridas de los miembros compuestos embebidos y de los miembros compuestos rellenos se determinarán utilizando las disposiciones del Capítulo 3 y los siguientes requisitos:

- La rigidez a flexión nominal de los miembros compuestos se tomará como la rigidez efectiva de la sección compuesta,  $EI_e$ , tal como se define en 10.3
- La rigidez axial nominal de los miembros sujetos a compresión se tomará como la suma de las rigideces axiales elásticas de cada componente
- La rigidez de los miembros sujetos a tensión se tomará como solo la rigidez de los miembros de acero de conformidad con el Capítulo 3
- Las rigideces de flexión, axial y cortante de los muros compuestos se deben calcular con las siguientes ecs.:

$$EI_e = EI_a + 0.35E_cI_c \quad (10.1.5.1.a)$$

$$EA_e = EA_a + 0.45E_cA_c \quad (10.1.5.1.b)$$

$$GA_e = GA_{pl} + G_cA_c \quad (10.1.5.1.c)$$

$A_a$	área de la sección de acero
$A_c$	área de la sección de concreto
$A_{pl}$	área de las placas de acero longitudinales
$E$	módulo de elasticidad del acero; $E = 200\,000\text{ MPa}$ ( $2\,039\,000\text{ kg/cm}^2$ )
$E_c$	módulo de elasticidad del concreto, el cual se debe determinar de acuerdo con la NTC-Concreto
$G$	módulo de cortante del acero; $G = 76\,900\text{ MPa}$ ( $784\,000\text{ kg/cm}^2$ )
$G_c$	módulo de cortante del concreto; $G_c = 0.4 E_c$
$I_a$	momento de inercia de la sección de acero alrededor del eje neutro elástico de la sección compuesta
$I_c$	momento de inercia de la sección de concreto alrededor del eje neutro elástico de la sección compuesta

**10.2 Vigas y armaduras compuestas**

Esta sección se aplica a miembros compuestos formadas por vigas laminadas o armadas, armaduras o largueros de alma abierta (*joist*) de acero estructural, que están interconectados con una losa de concreto reforzado que se apoya directamente en el elemento de acero, o con una lámina acanalada sobre la que se cuela una losa de concreto, así como miembros de acero embebidos completa o parcialmente en secciones de concreto reforzado.

Las armaduras o largueros de alma abierta (*joist*) en acción compuesta sólo pueden utilizarse en elementos libremente apoyados y que no formen parte del sistema que resiste las acciones laterales.

**10.2.1 Hipótesis de diseño y métodos de análisis**

- a) Distribuciones de esfuerzos en zonas donde se alcanza la resistencia última de la sección por plastificación completa de la misma
- 1) Cuando la losa, que está ligada a la viga, armadura o larguero de alma abierta de acero, por medio de conectores de cortante, forma parte del patín comprimido de la sección compuesta (zonas de momento positivo), se supone que el esfuerzo de compresión en el concreto tiene un valor  $f_c''$  (igual que  $0.85f_c'$ ) uniforme en toda la zona comprimida, y se desprecia su resistencia a la tensión. Se considera, además, que la sección de acero completa está sometida a un esfuerzo uniforme igual que  $F_y$ , tanto en la zona que trabaja en tensión como en la zona comprimida, cuando ésta existe. La fuerza de tensión en la sección de acero debe ser igual que la fuerza de compresión en la losa de concreto más la de la parte comprimida de la sección de acero, si ésta existe.
  - 2) Cuando la losa, que está ligada a la viga de acero por medio de conectores de cortante, se encuentra junto al patín en tensión (zonas de momento negativo), se supone que las barras de refuerzo paralelas a la viga contenidas en el ancho efectivo de la losa trabajan a un esfuerzo de tensión igual que  $F_y$ , siempre que se satisfagan los requisitos de anclaje contenidos en la NTC-Concreto, y se desprecia la resistencia a la tensión del concreto. Se considera que todo el perfil de acero está sometido a un esfuerzo uniforme, igual que  $F_y$ , ya sea en tensión o en compresión. La fuerza de compresión en la sección de acero debe ser igual que la fuerza total de tensión en las barras de refuerzo más la de la parte de la sección de acero que trabaja en tensión.

- b) Distribución de esfuerzos en el intervalo elástico

**10.2.1.1** Para determinar la distribución de esfuerzos en el intervalo elástico se supone que las deformaciones unitarias en el acero y el concreto varían linealmente con la distancia al eje neutro. Los esfuerzos se obtienen multiplicando las deformaciones unitarias por el módulo de elasticidad del material que se esté considerando.

**10.2.1.2** Los esfuerzos máximos en el acero, de tensión o compresión, y las compresiones en el concreto, correspondientes a solicitaciones de diseño, no deben exceder de  $F_y$  y  $f_c''$ , respectivamente. Se desprecia la resistencia a la tensión del concreto.

- c) Construcción compuesta completa

**10.2.1.3** La viga trabaja en construcción compuesta completa cuando el número y la resistencia de los conectores de cortante son suficientes para desarrollar la resistencia máxima a la flexión de la sección compuesta. En este caso, al calcular distribuciones de esfuerzos en el intervalo elástico se supone que no hay deslizamiento entre la losa y el perfil de acero.

- d) Construcción compuesta parcial

**10.2.1.4** Si la resistencia al cortante de los conectores es menor que la necesaria para la construcción compuesta completa, son los conectores los que gobiernan la resistencia a la flexión de la viga, que en estas condiciones trabaja en construcción compuesta parcial. En el cálculo de deflexiones y vibraciones bajo cargas de trabajo, en el estudio de fenómenos de fatiga, y en otros cálculos que se hagan en régimen elástico, debe incluirse el efecto del deslizamiento entre la losa y el perfil de acero.

- e) Vigas, armaduras y largueros de alma abierta, embebidos en concreto

**10.2.1.5** Puede suponerse que las vigas, armaduras y largueros de alma abierta, embebidos por completo en concreto colado al mismo tiempo que la losa, están interconectados con él por adherencia natural, de manera que trabajen en construcción compuesta sin necesidad de conectores de cortante; para que esta suposición sea correcta han de cumplirse las condiciones siguientes:

- 1) Las vigas, armaduras o largueros de alma abierta no están pintados
- 2) El recubrimiento de concreto en los lados y en la parte inferior del elemento de acero debe ser, como mínimo de 50 mm
- 3) El borde superior del elemento de acero está, cuando menos, 40 mm debajo del borde superior y 50 mm encima del borde inferior de la losa
- 4) El concreto que rodea al elemento de acero está provisto de una malla u otro acero de refuerzo adecuado para evitar que se desconche.

## f) Métodos de análisis

**10.2.1.6** Al efectuar el análisis de estructuras que contengan vigas compuestas deben considerarse las propiedades efectivas de las secciones en el instante en que se aplica cada incremento de carga, las que dependerán de que el concreto haya o no fraguado en ese instante. Este aspecto se tendrá en cuenta, entre otros casos, al determinar las rigideces relativas de miembros en estructuras continuas.

## g) Análisis elástico

**10.2.1.7** Para realizar análisis elásticos de vigas compuestas continuas no acarteladas es aceptable suponer que la rigidez de cada tramo es constante en toda su longitud; esta rigidez puede calcularse con el promedio ponderado de los momentos de inercia en las zonas de momento positivo y negativo.

**10.2.1.8** Si el elemento de acero estructural es de alma abierta, deben tenerse en cuenta las recomendaciones descritas en 10.2.2.

## h) Análisis plástico

**10.2.1.9** Cuando se utiliza análisis plástico, la resistencia de miembros compuestos en flexión se determina tomando como base las distribuciones de esfuerzos que se indica en 10.1.3.1 incisos b), c) o d).

**10.2.1.10** Si el elemento de acero estructural es de alma abierta, deben tenerse en cuenta las recomendaciones descritos en 10.2.2.

**10.2.2 Ancho efectivo**

**10.2.2.1** El ancho efectivo,  $b_e$ , de la losa de concreto es la suma de las dos distancias medidas a cada lado del eje del elemento de acero,  $b'$ , donde para cada una se toma igual que la menor de las siguientes (figura 10.2.2.1):

- Un octavo del claro de la viga medido entre centros de los apoyos,  $L/8$
- La mitad de la distancia al eje de la viga adyacente,  $s/2$
- La distancia al borde de la losa,  $L_g$ .

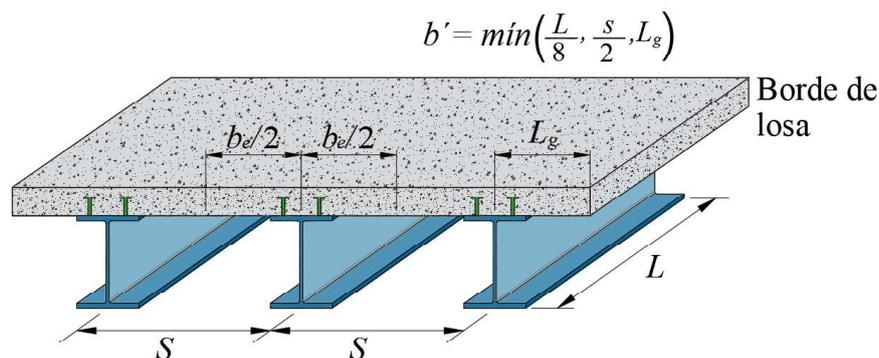


Figura 10.2.2.1 - Ancho efectivo de vigas compuestas

**10.2.3 Diseño de vigas compuestas con conectores de cortante**

## a) Vigas de acero en flexión positiva

**10.2.3.1** La viga compuesta está formada por el perfil, armadura o larguero de acero, los conectores de cortante y la losa de concreto o la lámina acanalada con el concreto colado sobre ella.

**10.2.3.2** Las propiedades de la sección compuesta se determinan despreciando el concreto que trabaja en tensión.

**10.2.3.3** Las armaduras y los largueros de alma abierta sólo pueden utilizarse en construcción compuesta completa, el eje neutro de la sección transformada debe estar dentro de la losa, de manera que todo el elemento de acero trabaje en tensión (caso 1); el área de la cuerda superior no se toma en cuenta al determinar las propiedades de la sección compuesta.

**10.2.3.4** El momento resistente de diseño,  $M_R$ , de una sección compuesta con la losa en compresión, es igual que  $F_R M_n$ , donde  $F_R$  se toma igual que 0.90 y  $M_n$  es el momento resistente nominal, que se calcula como se indica a continuación.

- 1) Caso 1. Construcción compuesta completa y eje neutro plástico en la losa de concreto.

**10.2.3.5** Este caso se presenta cuando  $F_y A < f_c'' b_e t < \Sigma Q_n$ , donde  $\Sigma Q_n$  es la suma de las resistencias nominales de todos los conectores de cortante colocados entre los puntos de momento máximo y de momento nulo,  $b_e$  el ancho efectivo y  $t$  el espesor de la losa de concreto.

$$M_n = F_y A \cdot d_1 \quad (10.2.3.5)$$

**10.2.3.6**  $d_1$  es el brazo del par resistente, o distancia entre la resultante del concreto en compresión y la resultante del acero estructural en tensión. Esta distancia  $d_1$  se calcula como la suma de las distancias entre el centroide de la viga de acero y su patín superior (igual que la mitad del peralte en una viga simétrica), más la altura de la lámina acanalada,  $h_r$ , cuando exista, más la altura de la capa de compresión o espesor del concreto,  $t$ , menos la mitad de la profundidad del eje neutro,  $a$ , que se determina como:

$$a = \frac{F_y A}{f_c'' b_e} \quad (10.2.3.6)$$

- 2) Caso 2. Construcción compuesta completa y eje neutro en la sección de acero.

**10.2.3.7** Este caso se presenta cuando  $f_c'' b_e t < F_y A < \Sigma Q_n$

$$M_n = C_c d_c + C_a d_a \quad (10.2.3.7.a)$$

$$C_c = f_c'' b_e t \quad (10.2.3.7.b)$$

$$C_a = \frac{F_y A - C_c}{2} \quad (10.2.3.7.c)$$

**10.2.3.8** La distancia entre la resultante del concreto en compresión y la resultante del acero estructural en tensión,  $d_c$ , se determina como la suma de las distancias entre el centroide del acero en tensión y su patín superior, más la altura de la lámina acanalada,  $h_r$ , cuando exista, más la mitad de la altura de la capa de compresión o espesor del concreto,  $t$ . La distancia entre la resultante del acero estructural en compresión y la resultante del acero estructural en tensión,  $d_t$ , se determina como la distancia entre el centroide del acero en tensión y su patín superior, menos la distancia  $d_2$  que se determina con la ec. 10.2.3.8.a, si el eje neutro está en el patín superior de la viga de acero, o con la ec. 10.2.3.8.b, si el eje neutro está en el alma de la viga de acero.

$$d_2 = \frac{C_a}{2F_y b_{ps}} \quad (10.2.3.8.a)$$

$$d_2 = \frac{0.5b_{ps}t^2 + h_c t_a (t_{ps} + 0.5h_c)}{b_{ps}t_{ps} + h_c t_a} \quad (10.2.3.8.b)$$

**10.2.3.9**  $b_{ps}$  y  $t_{ps}$  son el ancho y espesor del patín superior,  $t_a$  es el espesor del alma, y  $h_c$  se determina como:

$$h_c = \frac{C_a - F_y b_{ps} t_{ps}}{F_y t_a} \quad (10.2.3.9)$$

## 3) Caso 3. Construcción compuesta parcial.

**10.2.3.10** Este caso se presenta cuando  $\Sigma Q_n$  es menor que la resistencia a compresión de la losa de concreto,  $f_c'' b_e t$ , y la resistencia a tensión del acero estructural,  $F_y A$ .

**10.2.3.11** La resistencia nominal,  $M_n$ , para este caso se determina utilizando las mismas ecuaciones del caso 2, pero asumiendo que la compresión en el concreto  $C_c = \Sigma Q_n$ . Además, la distancia  $d_c$  se determina como la suma de las distancias entre el centroide del acero en tensión y su patín superior, más la altura de la lámina acanalada,  $h_r$ , cuando exista, más la altura de la capa de compresión o espesor del concreto,  $t$ , menos la mitad de la profundidad del eje neutro en el concreto,  $a$ , que se determina como:

$$a = \frac{\Sigma Q_n}{f_c'' b_e} \quad (10.2.3.11)$$

*Comentario:*

*Las vigas en construcción compuesta parcial tienen dos ejes neutros, uno en el concreto respecto al nivel superior de la losa que se determina con la ec. 10.2.3.11, y otro en el acero estructural respecto al patín superior de la viga que se define con las ecs. 10.2.3.8.a y 10.2.3.8.b.*

**10.2.3.12** En las expresiones anteriores:

- $A$  área de la sección transversal de la sección de acero.
- $C_a$  resistencia en compresión de la parte del área de acero que trabaja en compresión, aplicada en su centroide.
- $C_c$  resistencia en compresión de la parte del área de concreto que trabaja en compresión, aplicada en su centroide.
- $a$  profundidad de la zona de concreto que trabaja en compresión.
- $d_a$  distancia entre las resultantes de las compresiones y las tensiones en el acero.
- $d_c$  distancia entre las resultantes de las compresiones en el concreto y las tensiones en el acero.

*Comentario:*

*Las derivaciones de las ecs. 10.2.3.5 a 10.2.3.11 para vigas en acción compuesta completa y parcial, con losa maciza o con lámina acanalada, y para vigas de acero con dos y un eje de simetría se pueden consultar en la publicación De Buen (2004).*

**10.2.3.13** No se debe considerar la acción compuesta en el cálculo de las deflexiones y resistencias en flexión cuando  $\Sigma Q_n$  es menor que 0.40 veces el menor de los valores  $F_y A$  y  $f_c'' b_e t$ .

*Comentario:*

*Se ha demostrado que para cálculos de resistencia y deflexiones es aceptable un límite inferior de 40 por ciento de la conexión en cortante completo; debajo de este valor no puede asegurarse la acción compuesta completa por el deslizamiento que se presenta entre viga y losa. Se deben considerar dos fenómenos que se presentan cuando los grados de acción compuesta parcial son bajos: primero, si son menores de 40 por ciento, se requieren rotaciones grandes para alcanzar la resistencia de diseño en flexión del miembro, segundo, una acción compuesta reducida ocasiona la rápida terminación del comportamiento elástico de la viga y de los conectores de cortante. Como la norma están basadas en conceptos de resistencia última, se han eliminado medios para comprobar que el comportamiento en condiciones de servicio es elástico, lo que puede tener importancia cuando la acción compuesta parcial es baja.*

## b) Pandeo local del alma

**10.2.3.14** El pandeo local del alma, cuando el alma de la viga es esbelta, puede limitar la resistencia en flexión de una sección compuesta que trabaja en flexión positiva si una parte importante de ella está en compresión.

**10.2.3.15** Si  $h/t_a \leq 3.76 \sqrt{E/F_y}$ , el momento nominal resistente,  $M_n$ , se debe determinar utilizando la distribución de esfuerzos plásticos en la sección compuesta.

**10.2.3.16** Si  $h/t_a > 3.76 \sqrt{E/F_y}$ , el momento nominal resistente,  $M_n$ , se debe determinar utilizando la distribución de esfuerzos elásticos en la sección compuesta, teniendo en cuenta, en su caso, el efecto de apuntalamiento durante la construcción.

**10.2.3.17**  $h$  y  $t_a$  son, respectivamente, la altura y el espesor del alma de la viga de acero.

c) Vigas de acero en flexión negativa

**10.2.3.18** El momento resistente de diseño  $M_R$  de las vigas que trabajan en flexión negativa puede tomarse igual al de la sección de acero sola (Capítulo 7) o, si la viga es tipo 1 o 2 (véase 2.2), y está restringida lateralmente, puede calcularse con  $F_R=0.90$  y con el momento  $M_n$  correspondiente a las hipótesis de 10.2.1.a.2.

#### 10.2.4 Losa de concreto colada sobre una lámina acanalada colaborante (LAC o "steel-deck")

a) Generalidades

**10.2.4.1** La resistencia de diseño en flexión,  $M_{RC} = F_R M_n$ , de elementos compuestos formados por una losa de concreto colado sobre una lámina acanalada colaborante (LAC o "steel-deck") conectada a vigas, armaduras o largueros de alma abierta (en el resto de esta sección se les da el nombre general de vigas), se determina como se indica en 10.2.1 a 10.2.3, con las modificaciones que siguen.

**10.2.4.2** Esta sección se aplica a láminas acanaladas con nervaduras de altura nominal no mayor de 76 mm y un ancho medio de 50 mm o más. En los cálculos no se tomará el ancho de las costillas de concreto mayor que la distancia libre mínima en la parte superior de la nervadura. En 10.2.4.c se indican restricciones adicionales.

**10.2.4.3** La losa de concreto se unirá a la viga de acero por medio de conectores de cortante tipo pernos de acero con cabeza ("headed steel studs"), de diámetro no mayor que 19 mm, que se soldarán a la viga directamente o a través de la lámina y, una vez instalados, sobresaldrán no menos de 38 mm del borde superior de la lámina.

**10.2.4.4** Los conectores se pueden soldar a través de un máximo de dos láminas en contacto, cada una de ellas de no más de 1.71 mm de espesor total, incluyendo recubrimientos (1.52 mm de espesor nominal de la lámina de acero más un recubrimiento de zinc no mayor que el proporcionado por 275 g/m<sup>2</sup>). En caso contrario se utilizarán los procedimientos y se tomarán las precauciones indicadas por el fabricante de los conectores, o las láminas se perforarán previamente.

**10.2.4.5** El espesor de la losa de concreto, por encima de la lámina, será, como mínimo, de 50 mm.

*Comentario:*

La fig. C10.2.4.5 ilustra las variables y límites geométricos para una losa de concreto colocada sobre una lámina acanalada colaborante.

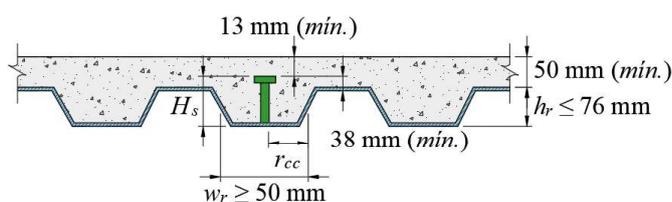


Figura C10.2.4.5 Variables y límites en losa con lámina acanalada colaborante

b) Nervaduras perpendiculares a la viga de acero

**10.2.4.6** Cuando las nervaduras o costillas de la lámina acanalada son perpendiculares a la viga de acero, en la determinación de las propiedades de la sección y en el cálculo de  $A_c$  se desprecia el concreto colocado debajo de la parte superior de la lámina.  $A_c$  es el área de la capa de compresión o efectiva en la losa de concreto.

**10.2.4.7** La separación de los conectores de cortante colocados a lo largo de la viga no debe ser mayor que 900 mm.

**10.2.4.8** Para evitar que se levante y se separe de los elementos que la soportan, la lámina debe estar anclada a ellos en puntos separados no más de 450 mm; el anclaje puede ser proporcionado por los conectores de cortante, una combinación de conectores y puntos de soldadura al arco eléctrico, u otros medios especificados por el diseñador.

## c) Nervaduras paralelas a la viga de acero

**10.2.4.9** Cuando las nervaduras o costillas de la lámina acanalada son paralelas a la viga de acero, en la determinación de las propiedades de la sección puede incluirse el concreto colado debajo de la parte superior de la lámina, y en el cálculo de  $A_c$  (ver 10.2.7), debe incluirse ese concreto.

**10.2.4.10** Las nervaduras de la lámina que quedan sobre la viga de soporte pueden cortarse longitudinalmente y separarse, para formar una costilla de concreto más ancha.

**10.2.4.11** Cuando la altura nominal de la lámina acanalada es de 38 mm o más, el ancho promedio  $w_r$  de la costilla apoyada en la viga no será menor que 50 mm para el primer conector en una hilera transversal, más cuatro diámetros por cada línea adicional de conectores.

**10.2.5 Resistencia a flexión de vigas de acero embebidas en concreto**

**10.2.5.1** La resistencia de diseño en flexión,  $F_R M_n$ , se evalúa tomando  $F_R$  igual que 0.9 y determinando  $M_n$  por superposición de esfuerzos elásticos, teniendo en cuenta, en su caso, el efecto del apuntalamiento durante la construcción.

**10.2.5.2** Como una alternativa, cuando el elemento de acero es una viga de alma llena, la resistencia en flexión,  $F_R M_n$ , puede determinarse con  $F_R$  igual que 0.9 y calculando  $M_n$  con la suposición de que la sección de acero está completamente plastificada, sin considerar ninguna resistencia adicional por el recubrimiento de concreto.

**10.2.5.3** Si se colocan los conectores de cortante necesarios, y el concreto satisface los requisitos aplicables de 10.2.1.a, la resistencia de diseño en flexión,  $F_R M_n$ , puede considerarse igual a la que corresponde a la plastificación completa de la sección compuesta, con  $F_R$  igual que 0.9.

**10.2.6 Resistencia a flexión de vigas de acero con sección hueca rellenas de concreto**

**10.2.6.1** La resistencia de diseño en flexión,  $F_R M_n$ , de vigas de acero con sección hueca rellenas de concreto se evalúa tomando  $F_R$  igual a 0.9 y determinando la resistencia nominal en flexión,  $M_n$ , como sigue:

## a) Para secciones compactas

$$M_n = M_p \quad (10.2.6.1.a)$$

$M_p$  resistencia a flexión de la sección compuesta determinada con el método de la distribución de esfuerzos plásticos

## b) Para secciones no compactas

$$M_n = M_p - (M_p - M_y) \frac{(\lambda - \lambda_p)}{(\lambda_r - \lambda_p)} \quad (10.2.6.1.b)$$

$M_y$  resistencia a flexión de la sección compuesta determinada con el método de la distribución de esfuerzos elásticos

$\lambda$  relación ancho/espesor o diámetro/espesor de la sección hueca.

$\lambda_p$  y  $\lambda_r$  parámetros de esbeltez límite establecidos en la tabla 10.1.4.1.2.b.

c) Para secciones esbeltas, la resistencia nominal en flexión,  $M_n$ , se debe determinar con el método de la distribución de esfuerzos elásticos, limitando el esfuerzo máximo del concreto en compresión a  $0.7f'_c$ , y limitando el patín en compresión por el esfuerzo crítico por pandeo local,  $F_{cr}$ , que se determina con las ecs. 10.3.2.2.3.2 para secciones OR y cajón, o 10.3.2.2.3.3 para secciones OC.

### 10.2.7 Resistencia durante la construcción

**10.2.7.1** Cuando no se emplea apuntalamiento provisional durante la construcción, la sección de acero debe tener la resistencia necesaria para soportar, por sí sola, todas las cargas aplicadas antes de que el concreto adquiera el 75 por ciento de su resistencia especificada,  $f_c'$ .

**10.2.7.2** La resistencia de diseño en flexión de la sección de acero se determina con los requisitos del Capítulo 7.

**10.2.7.3** Se considerará una carga viva mínima durante la etapa de construcción de al menos  $100 \text{ kg/m}^2$  o la que se determine.

**10.2.7.4** En etapa de construcción si no hay apuntalamiento, se debe evaluar la capacidad a flexión considerando el pandeo lateral por flexotorsión. Para el diseño en etapa de construcción se deberá considerar que los conectores de cortante no proporcionan soporte lateral a la viga.

**10.2.7.5** Para la etapa de construcción si no hay apuntalamiento las deformaciones serán la que se obtenga en la etapa de construcción en sección simple más la correspondiente al incremento de carga en sección compuesta.

$$\Delta_{total} = \Delta_{EC} + \Delta_{EF} \quad (10.2.7.5)$$

**10.2.7.6**  $\Delta_{EC}$  es la deformación en etapa de construcción considerando la viga en sección simple y  $\Delta_{EF}$  es la deformación debido al incremento de carga en sección compuesta

*Comentario:*

*En el diseño de vigas compuestas sin apuntalamiento temporal, se recomienda revisar si la viga de acero, previo o durante el colado de concreto en estado fresco y hasta que el concreto alcance cuando menos el 75 por ciento de su resistencia a compresión, es capaz de resistir sin acción compuesta las cargas de construcción, incluyendo el peso propio de la viga y la lámina de acero, del concreto en estado fresco, una carga viva de construcción de al menos  $100 \text{ kg/m}^2$  o las que se determine para el correcto proceso de la obra, y cualquier otra carga concentrada adicional que se generen durante la etapa de construcción. Además, se sugiere definir arriostramientos laterales (temporales o fijos) en los planos estructurales y revisar la viga de acero a pandeo lateral. Los conectores de cortante no proporcionan puntos de arriostramiento lateral en la etapa de construcción. La resistencia de la viga de acero se debe determinar como lo indica el capítulo 7 de esta norma sobre miembros en flexión, y con las condiciones de apoyo que se tengan durante las diferentes etapas de construcción.*

*Para el diseño estructural es necesario especificar, en caso de no haber apuntalamiento, que esta carga no puede sobrepasarse hasta que el concreto haya alcanzado la resistencia de proyecto y desarrollado el módulo de elasticidad  $E_c$ .*

*Se recomienda apuntalar las vigas en etapa de construcción y arriostarlas lateralmente. Con el apuntalamiento se reducen las deformaciones de manera importante dado que la deformación es proporcional a la longitud a la cuarta potencia. Hay ocasiones que el apuntalamiento no es posible dado que, por ejemplo, la altura es significativa.*

### 10.2.8 Conectores de cortante

**10.2.8.1** Esta sección se refiere al diseño de conectores de cortante consistentes en segmentos de canal estándar CE o pernos de acero con cabeza, soldados al patín del perfil, armadura o laguero de alma abierta (*joist*).

*Comentario:*

*Esta norma solo permite el uso de conectores de cortante del tipo canal estándar CE o pernos de acero con cabeza debido a que solo existe evidencia experimental confiable de estos tipos de conectores. Se permiten el uso de otros tipos de conectores solo que exista un programa experimental de pruebas de cortante directo (push-out) de conectores, el cual debe aprobar la administración.*

#### 10.2.8.1 Materiales

**10.2.8.1.1** Los conectores de cortante serán canales estándar CE de alguno de los aceros estructurales indicados en 1.4.1, laminadas en caliente, o barras de acero con cabeza que deben satisfacer los requisitos de 1.4.5 y cuya longitud, después de su colocación, no será menor que cuatro diámetros del vástago. Los conectores de cortante deberán estar embebidos en losas hechas con un concreto de peso volumétrico no menor que  $15 \text{ kN/m}^3$  ( $1\,500 \text{ kg/m}^3$ ).

*Comentario:*  
*Los conectores formados por ángulos no son permitidos*

### 10.2.8.2 Fuerza cortante horizontal

**10.2.8.2.1** Excepto en el caso de elementos de acero embebidos en concreto, que se tratan en 10.2.1 y 10.2.5, toda la fuerza cortante horizontal que se desarrolla en la superficie de contacto entre el elemento de acero y la losa de concreto debe ser transmitida por conectores de cortante.

**10.2.8.2.2** Cuando el concreto trabaja en compresión producida por flexión, la fuerza cortante horizontal que debe ser resistida entre el punto de momento positivo máximo y el punto donde el momento es nulo se toma igual que el menor de los valores siguientes:

- a)  $f_c'' A_c$
- b)  $F_y A$
- c)  $\Sigma Q_n$

$\Sigma Q_n$  suma de las resistencias nominales de los conectores de cortante colocados entre los puntos de momento máximo positivo y de momento nulo. Este valor es aplicable sólo a vigas que trabajan en construcción compuesta parcial  
 $A$  área de la sección transversal de acero estructural  
 $A_c$  área de la capa de compresión o efectiva en la losa de concreto  
 $F_y$  esfuerzo de fluencia del acero estructural  
 $f_c''$  esfuerzo uniforme de compresión del concreto ( $f_c'' = 0.85 f_c'$ ), como se define en la NTC-Concreto.

**10.2.8.2.3** En vigas continuas compuestas en las que el acero de refuerzo longitudinal de las zonas de momento negativo trabaja junto con el perfil de acero, la fuerza cortante horizontal que debe ser resistida entre los puntos de momento negativo máximo y de momento nulo se toma igual que el menor de los valores:

- a)  $F_{yr} A_r$
- b)  $\Sigma Q_n$

$A_r$  área de las barras de refuerzo longitudinal, colocadas en el ancho efectivo de la losa, que satisfagan los requisitos de anclaje contenidos en la NTC-Concreto.  
 $F_{yr}$  esfuerzo de fluencia mínimo especificado de las barras de refuerzo longitudinal.

*Comentario:*  
*Cuando el concreto trabaja en compresión por flexión, la fuerza cortante horizontal (que debe resistirse entre el punto de momento positivo máximo y el punto de momento cero), se toma igual que el menor de los valores siguientes: (a) la resistencia al aplastamiento de la capa de compresión del concreto, (b) la resistencia a la plastificación por tensión de la viga de acero, o bien, (c) la resistencia a cortante de los conectores en la zona de momento máximo y momento cero. En vigas continuas compuestas en las que el acero de refuerzo longitudinal de las zonas de momento negativo trabaja junto con el perfil de acero, la fuerza cortante horizontal, que debe resistirse entre los puntos de momento negativo máximo y de momento cero, es igual que el menor de: (a) la resistencia a la fluencia del acero de refuerzo longitudinal en la zona de momento negativo, o bien, (b) la resistencia a cortante de los conectores en la zona de momento máximo negativo y momento cero.*

### 10.2.8.3 Resistencia de conectores de barra de acero con cabeza

**10.2.8.3.1** La resistencia nominal de un conector de barra de acero con cabeza, embebido en una losa de concreto, es:

$$Q_n = 0.5 A_{cc} \sqrt{f_c' E_c} \leq R_g R_p A_{cc} F_u \quad (10.2.8.3.1)$$

$A_{cc}$  área de la sección transversal del vástago del conector  
 $F_u$  esfuerzo mínimo especificado de ruptura en tensión del acero del conector (véase 1.4.5)  
 $E_c$  módulo de elasticidad del concreto con las características que correspondan con lo prescrito en la NTC-Concreto.

**10.2.8.3.2** Los factores  $R_g$  y  $R_p$  son los que aplique de la tabla 10.2.8.3.2.

**Tabla 10.2.8.3.2 - Valores para los factores  $R_g$  y  $R_p$**

Condición	$R_g$	$R_p$
Losa maciza	1.0	0.75
Losa con lámina orientada en dirección perpendicular a la viga de acero Cuando el número de pernos en la misma nervadura, $N_r$ , es:		
1	1.0	0.60 <sup>[1]</sup>
2	0.85	0.60 <sup>[1]</sup>
3 o más	0.70	0.60 <sup>[1]</sup>
Losa con lámina orientada en dirección paralela a la viga de acero, cuando:		
$w_r/h_r \geq 1.5$	1.0	0.75
$w_r/h_r < 1.5$	0.85	0.75

<sup>[1]</sup> Este valor puede incrementarse a 0.75 cuando el perno se coloque en una posición fuerte, y cuando la separación horizontal libre entre el perno y la altura media de la lámina es mayor que 50 mm ( $e_m \geq 50$  mm).

*Comentario:*

La fig. C10.2.8.3.2 ilustra los casos de posición fuerte y débil de los conectores de cortante.

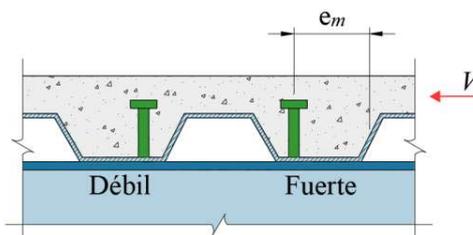


Figura C10.2.8.3.2 - Posición débil y fuerte de los conectores de cortante

**10.2.8.3.3** Alternativamente, el factor  $R_g$  para losa con lámina acanalada orientada perpendicularmente a la viga de acero se puede obtener como:

$$R_g = \frac{0.85}{\sqrt{N_r}} (w_r / h_r) [(H_s / h_r) - 1.0] \leq 1.0 \tag{10.2.8.3.3}$$

$h_r$  y  $w_r$  altura nominal y ancho medio de la nervadura

$H_s$  longitud del conector después de soldarlo; no debe exceder  $h_r + 76$  mm, aunque la altura real sea mayor

$N_r$  número de conectores en una nervadura en su intersección con la viga; para los cálculos no más de tres, aunque haya más conectores

**10.2.8.3.4** Alternativamente, el factor  $R_g$  para losa con lámina acanalada orientada paralelamente a la viga de acero se puede obtener como:

$$R_g = 0.6 (w_r / h_r) [(H_s / h_r) - 1.0] \leq 1.0 \tag{10.2.8.3.4}$$

*Comentario:*

No se especifica un factor de resistencia para los conectores debido a que la ecuación de resistencia en flexión de vigas compuestas considera implícitamente todas las fuentes de variabilidad, incluyendo las asociadas con los conectores de cortante.

**10.2.8.3.5** Cuando los conectores están embebidos en una losa de concreto sobre una lámina de acero acanalada, la resistencia calculada con la ec. 10.2.8.3.1 se reduce multiplicándola por el que sea aplicable de los factores dados por las ecs. 10.2.8.3.3 y 10.2.8.3.4.

**10.2.8.4 Resistencia de conectores de canal estándar**

**10.2.8.4.1** La resistencia nominal de una sección canal estándar CE embebida en una losa maciza de concreto o sobre una lámina acanalada, utilizada como conector de cortante, es:

$$Q_n = 0.3(t_p + 0.5t_a)l_{cc}\sqrt{f'_c E_c} \quad (10.2.8.4.1)$$

$l_{cc}$  longitud del canal estándar CE

**10.2.8.4.2** La resistencia de la soldadura que une los conectores con el patín de la viga será, cuando menos, igual que la resistencia del conector.

**10.2.8.5 Número de conectores**

**10.2.8.5.1** El número de conectores de cortante que se colocarán entre la sección de momento máximo, positivo o negativo, y la sección adyacente de momento nulo, será igual que la fuerza cortante horizontal calculada de conformidad con 10.2.8.2 dividida entre la resistencia nominal de cada conector, determinada como se indica en 10.2.8.3 o 10.2.8.4.

**10.2.8.5.2** Cuando el elemento de acero es una armadura o larguero, deben colocarse los conectores de cortante necesarios para obtener un trabajo en construcción compuesta completa, de acuerdo con la ec.:

$$\Sigma Q_n = N Q_n = 1.3 A_{ci} F_y \quad (10.2.8.5.2)$$

$N$  número de conectores colocados entre el punto de momento máximo y el punto más cercano de momento nulo

$Q_n$  resistencia al corte de un conector

$A_{ci}$  área de la sección transversal de la cuerda inferior de la armadura o larguero

**10.2.8.6 Colocación y espaciamiento de los conectores**

**10.2.8.6.1** Los conectores de cortante que se necesitan a cada lado del punto de momento flexionante máximo, positivo o negativo,  $M_{max}$ , pueden distribuirse uniformemente entre ese punto y el punto adyacente de momento nulo, con la salvedad de que el número de conectores requeridos entre cualquier carga concentrada aplicada en esa zona y el punto más cercano de momento nulo no será menor que el calculado con la expresión:

$$N = \left( \frac{M - M_r}{M_{max} - M_r} \right) \quad (10.2.8.6.1)$$

$M$  momento flexionante de diseño en el punto de aplicación de la carga concentrada

$M_r$  momento resistente de diseño de la sección de acero

**10.2.8.6.1** Los conectores colocados en losas macizas de concreto deben tener, como mínimo, 150 mm de recubrimiento lateral de concreto medido a partir del extremo del conector. El diámetro del vástago de los conectores de barra con cabeza no excederá de 2.5 veces el espesor de la parte a la que se suelden, excepto en los casos en que se coloquen en el patín de una sección IR, IS o HR, exactamente sobre el alma.

**10.2.8.6.2** Cuando el elemento de acero es una armadura o larguero, el cociente  $\tau$  del diámetro del conector entre el espesor del material al que se suelda no debe ser mayor que 4.0. Si  $4.0 \geq \tau > 2.5$ , la resistencia del conector se multiplica por un factor de reducción,  $R_f = 2.67 - 0.67 \tau \leq 1.0$ .

**10.2.8.6.3** La separación mínima centro a centro de los conectores de barra con cabeza será de seis diámetros a lo largo del eje longitudinal de la viga de apoyo y de cuatro diámetros en la dirección perpendicular a ese eje, pero cuando se coloquen en costillas de láminas acanaladas perpendiculares a la viga, esas separaciones serán de cuatro diámetros en cualquier dirección. La separación máxima entre centros de conectores de cortante no excederá de ocho veces el espesor total de la losa, ni de 900 mm. En losas coladas sobre una lámina acanalada, en el espesor total se incluye el peralte de las nervaduras.

### 10.2.9 Refuerzo de la losa

**10.2.9.1** Las losas deben reforzarse adecuadamente para soportar todas las cargas y para controlar tanto las grietas normales al eje de la viga compuesta como las longitudinales sobre el elemento de acero.

#### 10.2.9.1 Refuerzo paralelo

**10.2.9.1.1** El refuerzo paralelo al eje de la viga en regiones de momento flexionante negativo (losa en el borde en tensión) de vigas compuestas debe anclarse ahogándolo en concreto en compresión. Debe prestarse especial atención al refuerzo de losas continuas sobre apoyos flexibles (libres o articulados) de los elementos de acero.

#### 10.2.9.2 Refuerzo transversal

##### a) Losas macizas

**10.2.9.2.1** Debe colocarse refuerzo transversal sobre el perfil, armadura o larguero de acero, de acuerdo con los momentos flexionantes que se obtengan del análisis. El refuerzo adicional se colocará en la parte superior de la losa, y se anclará de manera que desarrolle su resistencia al flujo plástico. Su área no será menor que 0.0025 veces el área de concreto que se está reforzando, y las barras que lo componen se distribuirán uniformemente en la parte superior de la losa.

##### b) Losas sobre lámina acanalada colaborante

**10.2.9.2.2** Cuando las nervaduras son paralelas al eje de la viga, el área del refuerzo transversal por temperatura no será menor que 0.0025 veces el área de concreto sobre la lámina; se colocará uniformemente distribuido en la parte superior de la losa.

**10.2.9.2.3** Cuando las nervaduras son perpendiculares al eje de la viga, el área del refuerzo transversal no será menor que 0.002 veces el área de concreto sobre la lámina; se colocará uniformemente distribuido en la parte superior de la losa.

**10.2.9.2.4** En tableros continuos se deberá adicionar acero de refuerzo (*i.e.* bastones) para resistir las fuerzas de tensión en la losa generado por el momento negativo. Este refuerzo se diseña con el momento negativo que se obtiene del análisis del piso continuo. Se puede asumir el piso continuo como una viga continua de ancho unitario, o bien, con el ancho efectivo de una nervadura. Esto último igualmente aplica en losas en volado. En tableros con aberturas, también se deberá adicionar acero de refuerzo alrededor de las aberturas.

*Comentario:*

*Las nervaduras de tableros contiguos con la misma orientación de la lámina tienen una condición de continuidad que generan zonas de momento negativo, y que pueden ocasionar fisuras en el piso si la resistencia a tensión del concreto se excede. Igualmente, en aberturas se recomienda agregar acero de refuerzo alrededor de las aberturas para resistir tensiones en el concreto debida a posibles concentraciones de esfuerzos. En la fig. C10.2.9.2.4.a, y C10.2.9.2.4.b, se ilustran ejemplos del refuerzo adicional en las zonas de momento negativo de tableros continuos y en aberturas, respectivamente.*

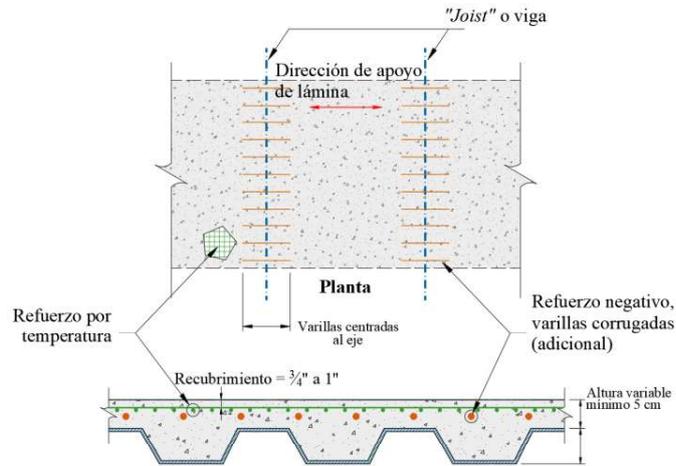


Figura C10.2.9.2.4.a - Acero de refuerzo adicional en zonas de momento negativo para tableros continuos

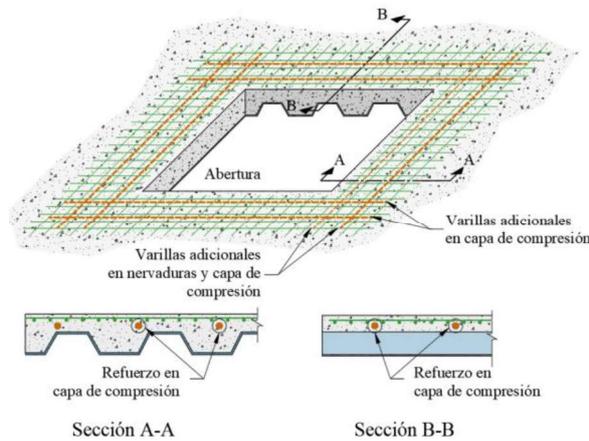


Figura C10.2.9.2.4.b - Acero de refuerzo adicional en aberturas

**10.2.10 Propiedades elásticas aproximadas de vigas en construcción compuesta parcial**

**10.2.10.1** En el cálculo de esfuerzos y deformaciones en régimen elástico de vigas de alma llena en construcción compuesta parcial deben incluirse los efectos del deslizamiento entre la losa y el perfil de acero.

**10.2.10.2** El momento de inercia efectivo,  $I_e$ , de una viga parcialmente compuesta, con la losa de concreto apoyada y conectada directamente al perfil de acero, o colada sobre una lámina acanalada y conectada a la viga a través de ella, se calcula aproximadamente con la expresión:

$$I_e = I_a + \sqrt{(\sum Q_n / C_f)} (I_{tr} - I_a) \tag{10.2.10.2}$$

- $I_a$  momento de inercia de la sección de acero
- $I_{tr}$  momento de inercia de la sección compuesta transformada no agrietada completa
- $\sum Q_n$  suma de resistencias de todos los conectores de cortante colocados entre los puntos de momento máximo y momento nulo
- $C_f$  fuerza de compresión en la losa de concreto correspondiente a trabajo compuesto completo, o sea el menor de los valores  $f_c A_c$  y  $F_y A$  (ver 10.2.8.2)

**10.2.10.3** El módulo de sección efectivo,  $S_e$ , referido al patín en tensión de la viga en construcción compuesta parcial, con o sin lámina acanalada, es aproximadamente igual que:

$$S_e = S_a + \sqrt{(\Sigma Q_n / C_f)(S_{tr} - S_a)} \quad (10.2.10.3)$$

$S_a$  y  $S_{tr}$  son los módulos de sección del perfil de acero estructural y de la sección compuesta no agrietada transformada, ambos referidos al patín en tensión de la sección de acero.

**10.2.10.4** Las fórmulas anteriores no son aplicables cuando la relación  $\Sigma Q_n / C_f$  es menor que 0.25, para evitar deslizamientos excesivos, acompañados por disminuciones importantes de la rigidez de la viga compuesta.

### 10.2.11 Resistencia en cortante

**10.2.11.1** La resistencia de diseño en cortante de las vigas compuestas es la del alma de la viga de acero, determinada de acuerdo con los requisitos del Capítulo 8, o del sistema de alma de la armadura o larguero de alma abierta. Por consiguiente, el alma y las conexiones de los extremos de la viga de acero deben diseñarse para soportar la reacción total.

**10.2.11.2** En el diseño de elementos del alma de armaduras y largueros de alma abierta que trabajen en compresión se toma  $F_R$  igual que 0.75.

### 10.2.12 Deflexiones

#### 10.2.12.1 Vigas de acero de alma llena

**10.2.12.1.1** En el cálculo de las deflexiones deben incluirse los efectos del flujo plástico y la contracción del concreto, y la pérdida de rigidez ocasionada, en su caso, en vigas de alma llena en construcción compuesta parcial, así como el deslizamiento entre los dos materiales, acero y concreto. También deben tenerse en cuenta los efectos de la continuidad, completa o parcial, en la viga de acero y la losa de concreto, que reduce las deflexiones calculadas suponiendo vigas apoyadas libremente.

**10.2.12.1.2** Los efectos del trabajo compuesto parcial y el deslizamiento, el flujo plástico y la contracción del concreto, pueden tenerse en cuenta, de una manera aproximada, como sigue:

- Para considerar la pérdida de rigidez producida por el trabajo compuesto parcial y el deslizamiento, las deflexiones se calculan usando el momento de inercia efectivo dado por la ec. 10.2.10.2
- La deflexión adicional producida por la contracción del concreto en vigas apoyadas libremente se determina con la expresión:

$$\Delta_s = \frac{\epsilon_f A_c L^2 y}{8nI_{tr}} \quad (10.2.12.1.2)$$

- $\epsilon_f$  deformación unitaria del concreto producida por la contracción libre, igual que  $200 \times 10^{-6}$   
 $A_c$  área efectiva de la losa de concreto  
 $L$  claro de la viga  
 $n$  relación modular,  $E/E_c$   
 $y$  distancia del centroide del área efectiva de la losa de concreto al eje neutro elástico de la sección compuesta  
 $I_{tr}$  momento de inercia de la sección compuesta transformada no agrietada

*Comentario:*

*Para el cálculo de las deflexiones de vigas compuesta se deben incluir deformaciones instantáneas y a largo plazo. Las deformaciones instantáneas incluyen, aunque no se limitan a las siguientes: deformaciones inducidas por la producción (e.g. laminación, esfuerzos residuales), fabricación (e.g. contraflecha), transporte, y montaje de la viga de acero, incluyendo las deformaciones que generan la carga muerta (e.g. peso del concreto en estado fresco) y la carga viva durante el proceso de construcción, así como la carga muerta adicional y la carga viva en condiciones de servicio cuando la viga trabaje en acción compuesta. En su caso, también se debe considerar los efectos de la pérdida de rigidez en vigas en construcción compuesta parcial, así como el deslizamiento entre los dos materiales (acero y concreto), estas condiciones pueden cambiar si hay apuntalamiento temporal en la etapa de construcción. Con relación a las deformaciones a largo plazo en vigas compuesta debidas a contracción y flujo plástico, no existe una formulación exacta. La contracción y el flujo plástico del concreto es, respectivamente, el acortamiento diferido*

que experimenta el concreto por el proceso de secado y por esfuerzos de compresión de larga duración. Las contracciones diferidas se deben a la disminución de volumen del concreto cuando fragua, al evaporarse el agua que no se necesita para la hidratación del cemento. No dependen de las cargas, pero sí del tiempo transcurrido desde que se aplicaron. Cuando un elemento de concreto se comprime, sufre una deformación instantánea, que crece, a lo largo del tiempo si la compresión es permanente. Así, el flujo plástico es proporcional al tiempo, a la carga aplicada y a la relación agua/cemento del concreto, y es inversamente proporcional al porcentaje de humedad del medio ambiente. Por su parte, la contracción del concreto es proporcional al tiempo y a la relación agua/cemento, e inversamente proporcional al porcentaje de humedad del medio ambiente y a la relación volumen/superficie de la losa (De Buen, 2004). Ambos fenómenos producen deformaciones adicionales a causa de la liga entre la losa y el perfil de acero.

A reserva de que se pueda aplicar un método más exacto, en esta norma se acepta la estimación de estas deformaciones por flujo plástico como el 15 por ciento de las deformaciones instantáneas con las cargas sostenidas. Para efectos de contracción y flujo plástico, se debe prestar especial atención a los agregados de peso ligero, los cuales tienden a desarrollar mayores deformaciones que vigas con agregados convencionales, debidas a la mayor absorción de humedad del agregado y al menor módulo de elasticidad del concreto. Finalmente, se sugiere aplicar un buen criterio ingenieril en los cálculos de las deformaciones a largo plazo, ya que esto requiere la consideración de las muchas variables que intervienen, pero principalmente porque la superposición lineal de estos efectos no es estrictamente correcta (ACI, 1997; Viest et al., 1997).

#### 10.2.12.2 Armaduras y largueros de alma abierta

- a) Por carga viva. Las deflexiones por carga viva de las armaduras compuestas pueden determinarse utilizando el momento de inercia efectivo

$$I_e = I'_a + 0.77(I'_t - I'_a) \quad (10.2.12.2)$$

con lo que se tiene en cuenta la flexibilidad de los conectores y el deslizamiento entre el concreto y el acero.

$I'_a$  e  $I'_t$  momentos de inercia de la armadura de acero y de la armadura compuesta, basados en el área de las cuerdas de la armadura y en la sección transformada de concreto, divididos entre 1.10, para incluir el efecto de la flexibilidad de los elementos del alma de la armadura.

- b) Por contracción del concreto. Se utiliza el procedimiento dado en 10.2.12.1.2, inciso b.

#### 10.2.13 Estructuras compuestas que trabajan en dos direcciones

**10.2.13.1** Cuando se use construcción compuesta en sistemas formados por vigas que trabajan en dos direcciones, generalmente ortogonales, se deberán satisfacer todos los requisitos de este Capítulo, con las modificaciones correspondientes al sistema estructural empleado.

#### 10.2.14 Diafragmas compuestos y vigas colectoras

**10.2.14.1** Al igual que en un sistema de losa convencional, es necesario garantizar que un sistema de piso en construcción compuesta sea capaz de transmitir las fuerzas de sismo o viento a los elementos resistentes a fuerzas laterales.

*Comentario:*

En sistemas en construcción compuesta, generalmente el sistema de piso está conectado al sistema estructural y trabajar como un diafragma compuesto. Los diafragmas son miembros que se extienden horizontalmente, análogos a las vigas de gran peralte, que distribuyen las cargas sísmicas y/o cargas de viento desde su origen hasta el sistema resistente a fuerzas laterales, ya sea transmitiéndolas directamente o en combinación con elementos de transferencia conocidos como colectores, vigas colectoras, puntales de diafragma o puntales de arrastre. Los diafragmas tienen la importante función estructural de interconectar los componentes de una estructura para que trabajen como una unidad. Los diafragmas son comúnmente analizados como vigas continuas de gran peralte, y sujetas a fuerzas axiales, cortantes, y momentos. Más información sobre las clasificaciones y el comportamiento de los diafragmas se puede consultar en el AISC (2006a) y en el SDI (2001).

Los diafragmas deben diseñarse para resistir todas las fuerzas que se generen de la recolección y distribución de las fuerzas sísmicas y/o de viento para el sistema resistente a fuerza lateral. En algunos casos, también deben incluirse las cargas de otros pisos, como en un nivel donde exista una compensación horizontal en el sistema

resistente a fuerza lateral. Existen varios métodos para determinar la resistencia a cortante de los diafragmas compuestos. Tres de esos métodos son los siguientes:

1. La superposición de la resistencia de los componentes del diafragma compuesto considerando su geometría real. El Manual de diseño de diafragmas del SDI (SDI, 2004) da mayores detalles de la aplicación de este método.
2. Determinando la resistencia ignorando la contribución del concreto en las nervaduras o costillas. Cuando el espesor del concreto sobre la cubierta de acero se incrementa, la resistencia al cortante del diafragma se aproxima a la resistencia de una losa de concreto maciza del mismo espesor.
3. Utilizando resultados de pruebas de diafragmas compuestos.

Las fuerzas horizontales del diafragma se transfieren al sistema resistente a carga lateral como fuerzas axiales en las vigas colectoras (también conocidas como puntales de diafragma o puntales de arrastre). El diseño de las vigas colectoras no se trata en esta norma. El diseño riguroso de las vigas colectoras es complejo y existen pocos lineamientos detallados sobre dichos miembros. Hasta que la investigación adicional esté disponible, se sugiere considerar las siguientes recomendaciones de diseño:

a) Aplicación de fuerza. Las vigas colectoras pueden ser diseñadas para los efectos combinados de la carga axial debidos a las fuerzas del diafragma, así como la flexión debida a las cargas de gravedad y/o laterales. Para el diseño, se debe investigar el efecto de la excentricidad entre el plano del diafragma y la línea central del elemento colector.

b) Resistencia axial. La resistencia axial de las vigas colectoras se puede determinar de acuerdo con las disposiciones para miembros no compuestos de los capítulos 5 y 6. Para la carga de compresión, las vigas colectoras generalmente se consideran arriostradas en sus extremos para pandeo sobre su eje de mayor inercia, y completamente arriostrados por el diafragma compuesto para el pandeo sobre el eje de menor inercia.

c) Resistencia a flexión. La resistencia a flexión de las vigas colectoras se puede determinar utilizando cualquiera de las disposiciones para miembros compuestos del capítulo 10, o las disposiciones para miembros no compuestos del capítulo 7. Se recomienda que todas las vigas colectoras, incluso aquellas diseñadas como miembros no compuestos, contengan anclajes suficientes para asegurar que se logre un mínimo de 25 por ciento de acción compuesta; esta recomendación tiene el objetivo de evitar que se utilicen una pequeña cantidad de anclajes para transferir las fuerzas del diafragma en una viga diseñada como un miembro no compuesto. Los anclajes diseñados sólo para transferir cortante horizontal debido a las fuerzas laterales todavía estarán sometidos a un cortante horizontal debido a la flexión por las cargas de gravedad superpuestas en la sección compuesta. Una mayor demanda en los anclajes podría resultar en la falla del perno, lo cual podría inhibir la capacidad de la viga colectoras para funcionar como se requiere para la transferencia de las fuerzas del diafragma debido a las cargas laterales.

d) Resistencia a flexocompresión. La fuerza axial y el momento de flexión actuando simultáneamente se pueden considerar usando las ecuaciones de interacción del capítulo 9. Como una simplificación razonable para fines de diseño en vigas colectoras compuestas. Es aceptable usar en la ecuación de interacción la resistencia axial no compuesta y la resistencia a flexión compuesta.

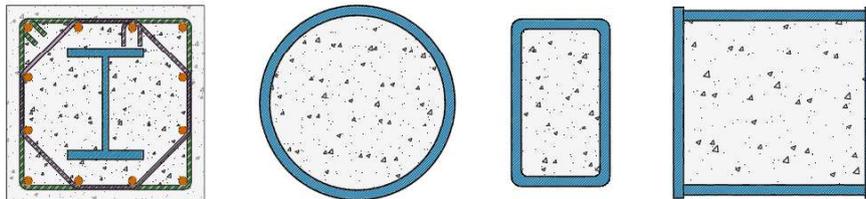
e) Resistencia a cortante de los pernos. En vigas colectoras con acción compuesta completa, generalmente es suficiente para el diseño de los pernos de anclaje considerar la combinación con solo cargas de gravedad, por lo que esta norma no requiere que el diseño de los pernos se realice con combinaciones accidentales, a menos que el responsable del diseño considere que estas combinaciones pueden ser críticas para el diseño de los pernos de anclaje. Lo anterior se justifica con los siguientes argumentos: (1) las combinaciones de carga accidentales de la NTC-Criterios proveen niveles reducidos de carga viva y bajos factores de carga; esto disminuye la demanda en los anclajes de acero, por lo que normalmente se tiene una capacidad suficiente para la transferencia de fuerzas del diafragma. (2) El flujo de cortante horizontal debido a la flexión por las cargas de gravedad se distribuye en dos o más direcciones; por ejemplo, para una viga con carga uniformemente, el flujo de cortante se distribuye desde el centro de la viga hacia los extremos. Por otro lado, las cargas laterales inducen en las vigas colectoras un flujo de cortante en una sola dirección, lo cual incrementa el flujo de cortante en una porción de la viga, pero disminuye en la porción complementaria de la viga. Así, el flujo de cortante adicional en uno de los dos segmentos de la viga se compensa por la descarga de flujo en el segmento opuesto, por lo que la resultante final de fuerzas generalmente es menor que las resistencias nominales de todos los pernos instalados en la viga. Con los factores de carga y resistencia se tiene suficiente capacidad en los conectores para que su diseño no sea crítico para esta consideración.

### 10.3 Columnas y muros compuestos

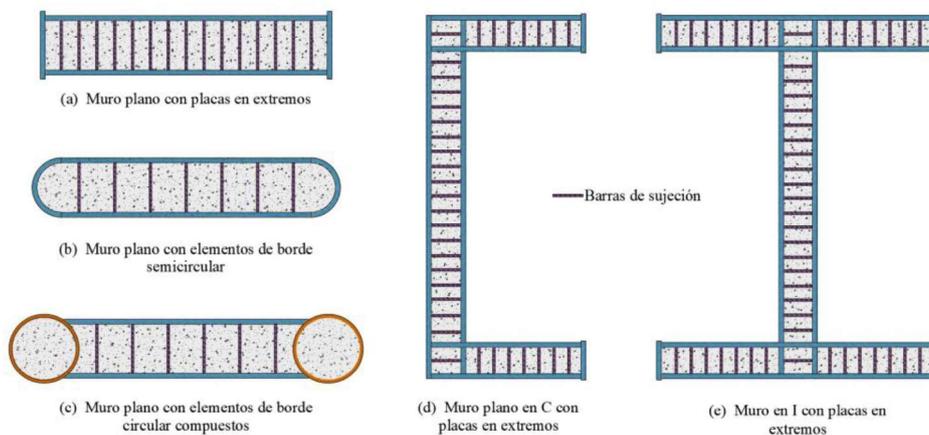
Esta sección se aplica a columnas y muros compuestos, formados por perfiles de acero laminados y armados embebidos en concreto reforzado, o por secciones huecas OR y OC, cajón y muros con dos placas rellenas de concreto.

*Comentario:*

*Para fines ilustrativos, la figura 10.3.1.a y figura 10.3.1.b muestran algunas posibles configuraciones de columnas y muros compuestos.*



*Sección embebida y secciones rellenas*  
**Figura 10.3.1.a - Columnas compuestas**



**Figura 10.3.1.b - Muros compuestos**

### 10.3.1 Limitaciones

**10.3.1.1** Las columnas compuestas deben satisfacer las limitaciones siguientes:

- El área de la sección transversal del perfil de acero embebido en concreto o del tubular relleno de ese material debe tener al menos el 1 por ciento del área total de la sección transversal compuesta
- En columnas compuestas rellenas de concreto, los perfiles de acero se clasifican, por pandeo local, de acuerdo con los límites de 10.1.4
- El refuerzo longitudinal en secciones rellenas es opcional. También es opcional el refuerzo transversal interno cuando se proporcione refuerzo longitudinal
- En columnas compuestas embebidas en concreto se debe contar con refuerzo longitudinal continuo y transversal (estribos o espirales). Para el refuerzo lateral, se deben usar varillas del No. 3 (10 mm) con separación máxima de 300 mm entre centros, o varillas del No. 4 (13 mm) con separación máxima de 400 mm entre centros; el espaciamiento máximo de estribos no excederá 0.5 veces la dimensión mínima de la columna. La cuantía de acero de refuerzo longitudinal,  $\rho_{sr}$ , no debe ser menor que 0.004.

*Comentario:*

*En consistencia con la NTC-Concreto, la cuantía de la sección de acero estructural respecto a la sección total debe ser de al menos el 1 por ciento, mientras que la cuantía del acero de refuerzo longitudinal no debe ser menor que 0.4 por ciento. En el caso de columnas rellenas, el uso de acero de refuerzo longitudinal y transversal son opcionales. En columnas compuestas embebidas en concreto es necesario por integridad estructural contar con refuerzo longitudinal continuo y transversal (estribos o espirales). Se deberá contar con al menos cuatro varillas continuas en las esquinas, y aunque se permiten varillas no continuas en la sección para amarrar los estribos, éstos*

*no se podrán considerar en la cuantía mínima o en cálculos de resistencia. El detallado sísmico de columnas compuestas se comentan en el capítulo 16 de esta Norma.*

**10.3.1.2** Los muros compuestos rellenos deben cumplir las limitaciones siguientes:

- Las placas de acero deben comprender al menos el 1 por ciento del área total de sección transversal compuesta, pero no más del 10 por ciento
- Las placas de acero deberán cumplir los requisitos de esbeltez de 10.1.4.2
- No se permiten muros sin placas de cierre o elementos de borde.

### 10.3.2 Resistencia en compresión

**10.3.2.1** La resistencia de diseño en compresión axial,  $R_c$ , de columnas compuestas de sección transversal con al menos dos ejes de simetría, correspondiente al estado límite de pandeo por flexión, se determina con la ec.:

$$R_c = F_R \chi P_o \quad (10.3.2.1.a)$$

$F_R$  factor de resistencia, igual que 0.75.

$$\chi = \frac{1}{(1 + \lambda_c^{2n})^{1/n}} \quad (10.3.2.1.b)$$

$$\lambda_c = \sqrt{\frac{P_o}{P_e}} \quad (10.3.2.1.c)$$

$P_o$  resistencia nominal en compresión de la sección transversal compuesta, que se determina de acuerdo con las secciones 10.3.2.1 y 10.3.2.2.

**10.3.2.2** La carga crítica de pandeo elástico,  $P_e$ , del miembro compuesto es:

$$P_e = \frac{\pi^2 EI_e}{(KL)^2} \quad (10.3.2.2)$$

$K$  factor de longitud efectiva

$L$  longitud no soportada del miembro

**10.3.2.3** Para calcular la carga crítica de pandeo de las columnas compuestas, la rigidez efectiva en flexión,  $EI_e$ , se evalúa como:

$$EI_e = EI_a + EI_r + C_c \frac{E_c I_c}{1+u} \quad (10.3.2.3)$$

*Comentario:*

*La rigidez efectiva en flexión,  $EI_e$ , no puede utilizarse directamente para análisis de segundo orden. Para éstos, se seguirán las disposiciones de 10.3.9.*

$E$  módulo de elasticidad del perfil de acero estructural y del acero de refuerzo longitudinal.

$E_c$  módulo de elasticidad del concreto, el cual se debe determinar cómo se indica en la NTC-Concreto.

**10.3.2.4** Los subíndices “a”, “r” y “c” corresponden a los componentes de acero estructural, acero de refuerzo longitudinal, y concreto, respectivamente.

**10.3.2.5**  $I_a$ ,  $I_r$ ,  $I_c$  son los momentos de inercia del perfil de acero, del acero de refuerzo longitudinal, y del concreto respecto a los ejes neutros elásticos de la sección compuesta, respectivamente.

**10.3.2.6**  $u$  es la relación entre la carga axial de diseño producida por carga muerta y carga viva sostenida, y la carga axial de diseño total producida por carga muerta, viva y accidental (en su caso); no debe ser mayor que 1.0; se define en la NTC-Concreto.

**10.3.2.7** El coeficiente de rigidez  $C_c$  para el concreto es:

**10.3.2.8** Columnas compuestas embebidas

$$C_c = 0.25 + 3\rho_a \leq 0.7 \quad (10.3.2.8)$$

**10.3.2.9** Columnas compuestas rellenas

$$C_c = 0.45 + 3\rho_a \leq 0.9 \quad (10.3.2.9)$$

**10.3.2.10** La cuantía de acero respecto a la sección total es:

$$\rho_a = \frac{A_a + A_r}{A_t} \quad (10.3.2.10)$$

$A_a$  y  $A_r$  áreas del perfil de acero y del acero de refuerzo longitudinal,  $A_t$  área total de la sección transversal compuesta.

### 10.3.2.1 Resistencia en compresión de secciones formadas por perfiles de acero embebidos en concreto

**10.3.2.1.1** La resistencia en compresión de sección formadas por perfiles de acero embebidos en concreto se determina con la ec. 10.3.2.1.1.a.

$$P_o = P_p = P_a + P_r + P_c \quad (10.3.2.1.1.a)$$

$P_a$ ,  $P_r$  y  $P_c$  resistencia plástica de los componentes de acero estructural, acero de refuerzo longitudinal y concreto, que se calculan con las expresiones:

$$P_a = F_y A_a \quad (10.3.2.1.1.b)$$

$$P_r = F_{yr} A_r \quad (10.3.2.1.1.c)$$

$$P_c = f_c'' A_c \quad (10.3.2.1.1.d)$$

$F_y$  y  $F_{yr}$  esfuerzos de fluencia del perfil de acero estructural y del acero de refuerzo longitudinal, respectivamente.

$f_c''$  esfuerzo del bloque equivalente en compresión del concreto como se define en la NTC-Concreto

$A_c$  área del concreto.

*Comentario:*

*Los efectos del pandeo local no se consideran en miembros compuestos embebidos.*

### 10.3.2.2 Resistencia en compresión de secciones compuestas formadas por perfiles de sección hueca o sección cajón rellenos de concreto

#### 10.3.2.2.1 Secciones tipo 1 o 2 (compactas)

**10.3.2.2.1.1** En miembros compuestos formados por perfiles huecos compactos tipo 1 o 2 rellenos de concreto:

$$P_o = P_p = P_a + f_c'' \left( A_c + A_r \frac{E}{E_c} \right) \quad (10.3.2.2.1.1)$$

**10.3.2.2.1.2** Para columnas compuestas rellenas de sección rectangular  $f'_c = 0.85f'_c$  como se define en la NTC-Concreto. Para columnas compuestas rellenas de sección circular OC, el esfuerzo resistente en compresión del concreto se puede tomar igual que  $0.95f'_c$  o, alternativamente, igual que:

$$f'_c = 0.85f'_c + \eta \frac{F_y}{D/t} \quad (10.3.2.2.1.2.a)$$

$$\eta = 1.5 - \lambda_c \geq 0 \quad (10.3.2.2.1.2.b)$$

*Comentario:*

El esfuerzo resistente en compresión mayor en el concreto de columnas circulares rellenas de esbeltez baja a intermedia ( $\lambda_c \leq 1.5$ ) considera el efecto del confinamiento en el concreto por la sección hueca circular OC de acero.

### 10.3.2.2.2 Secciones tipo 3 (no compactas)

**10.3.2.2.2.1** En miembros compuestos formados por perfiles huecos no compactos tipo 3, rellenos de concreto:

$$P_o = P_p - (P_p - P_y) \frac{(\lambda - \lambda_p)}{(\lambda_r - \lambda_p)} \quad (10.3.2.2.2.1.a)$$

$P_p$  se determina con la ec. 10.3.2.2.1.1.

$$P_y = P_a + 0.7f'_c \left( A_c + A_r \frac{E}{E_c} \right) \quad (10.3.2.2.2.b)$$

$\lambda$  relación ancho/espesor o diámetro/espesor de la sección hueca.

$\lambda_p$  y  $\lambda_r$  parámetros de esbeltez límite establecidos en la tabla 10.1.4.1.2.a.

### 10.3.2.2.3 Secciones tipo 4 (esbeltas)

**10.3.2.2.3.1** En miembros compuestos formados por secciones huecas esbeltas tipo 4, rellenos de concreto:

$$P_o = F_{cr} A_a + 0.7f'_c \left( A_c + A_r \frac{E}{E_c} \right) \quad (10.3.2.2.3.1)$$

**10.3.2.2.3.2** Para secciones huecas rectangulares OR y cajón:

$$F_{cr} = \frac{9E_a}{(b/t)^2} \quad (10.3.2.2.3.2)$$

**10.3.2.2.3.3** Para secciones huecas circulares OC:

$$F_{cr} = 0.72F_y \left( \frac{E/F_y}{D/t} \right)^{0.2} \quad (10.3.2.2.3.3)$$

**10.3.2.2.3.4** En secciones compactas tipo 4,  $P_a = F_{cr} A_a$

*Comentario:*

La ecuación de resistencia en compresión de la sección transversal de columnas compuestas que se establece en esta norma utiliza el método de la distribución plástica de esfuerzos, y con la cual se llega a la suma de las resistencias última de los componentes de la sección. Para columnas compuestas rellenas, la resistencia de la sección se reduce por pandeo local. Esta reducción es lineal para secciones de acero huecas no-compactas, y cuadrática para secciones de acero huecas esbeltas. Los esfuerzos críticos de pandeo local elástico se adoptaron del trabajo de Perea (2010), las cuales se obtuvieron a partir de datos experimentales. La resistencia de la sección transversal compuesta se reduce por efectos de longitud con la misma ecuación que se usa en esta norma para

miembros de acero en compresión, y la cual fue propuesta por Loov (1997). Para esta reducción por efectos de longitud se requiere determinar la carga crítica de Euler, y para ésta se utiliza la propuesta de rigidez a flexión efectiva que presenta Denavit et al. (2016a).

### 10.3.2.3 Resistencia a compresión de secciones compuestas formadas por placas de acero rellenas de concreto

$$P_o = F_y A_a + f'_c A_c \quad (10.3.2.3)$$

### 10.3.2.4 Pandeo por torsión o flexotorsión

**10.3.2.4.1** El pandeo por torsión o flexotorsión no se presenta en columnas compuestas. Sin embargo, se deberá revisar la columna de acero por pandeo por torsión o flexotorsión durante la etapa de construcción.

*Comentario:*

*El pandeo por torsión o flexotorsión puede llegar a ser un estado límite que controle en los componentes de acero de columnas embebidas durante la etapa de construcción y previo al endurecimiento del concreto. Para estos casos, las secciones de acero en compresión se deben revisar como se indica en 6.3.2. Para la secciones compuestas, no es crítico el pandeo por torsión o flexotorsión en el diseño de columnas compuestas con base en los siguientes argumentos: (1) La rigidez torsional de columnas compuestas rellenas y embebidas tiene valores típicamente altos, (2) Las secciones de columnas compuestas son generalmente simétricas, (3) En pruebas experimentales de columnas compuestas rellenas (e.g. Sakino et al., 2004; Perea, 2010) y embebidas (e.g. Chen et al., 2014; Ricles y Paboojian, 1994) no se reportan fallas para estos estados límite.*

## 10.3.3 Resistencia en tensión

**10.3.3.1** La resistencia de diseño en tensión axial de miembros con secciones compuestas embebidas en concreto o rellenos de concreto se determina para el estado límite de fluencia, con un factor de resistencia  $F_R$  igual que 0.90, como:

$$R_t = F_R (P_a + P_r) = F_R (F_y A_a + F_y A_r) \quad (10.3.3.1)$$

**10.3.3.2** La resistencia de diseño en tensión axial de muros compuestos rellenos se determina para el estado límite de fluencia, con un factor de resistencia  $F_R$  igual que 0.90, como:

$$R_t = F_R F_y A_a \quad (10.3.3.2)$$

## 10.3.4 Resistencia en flexión

**10.3.4.1** La resistencia de diseño en flexión,  $M_R$ , de miembros compuestos embebidos o rellenos de concreto se determina como el producto del factor de reducción de resistencia en flexión,  $F_R = 0.90$ , por el momento nominal,  $M_n$ , de la sección compuesta como se indica en 10.2. Cuando se use una distribución de esfuerzos plásticos, se supondrá lo descrito en 10.1.3.1.b.

$$M_R = F_R M_n \quad (10.3.4.1)$$

### 10.3.4.1 Miembros compuestos rellenos con elementos compactos, y miembros compuestos embebidos

**10.3.4.1.1** La resistencia nominal en flexión,  $M_n$ , de miembros compuestos formados por perfiles huecos o armados en cajón de sección compacta tipo 1 o 2, rellenos de concreto, y de miembros compuestos embebidos de cualquier tipo, es igual que el momento plástico,  $M_p$ , de la sección compuesta, calculado con una distribución de esfuerzos plásticos, o por compatibilidad de las deformaciones unitarias. Cuando se use una distribución de esfuerzos plásticos, se supondrá un esfuerzo máximo en el concreto en compresión de  $0.7f'_c A_c$ , y un esfuerzo máximo en el acero igual que  $F_y$ .

*Comentario:*

*La resistencia de miembros compuestos en flexión se puede obtener con cualquiera de los métodos aplicables de 10.1 y con los criterios descritos en 10.2. Para columnas compuestas embebidas con flexión alrededor del eje de mayor inercia, el eje neutro puede estar en la sección de concreto, o bien en el alma o patín de la sección de acero.*

### 10.3.4.2 Miembros compuestos rellenos con elementos no compactos y esbeltos.

**10.3.4.2.1** La resistencia nominal en flexión,  $M_n$ , de miembros compuestos formados por perfiles huecos o armados en cajón, rellenos de concreto, de sección no compacta tipo 3 es igual que el momento elástico,  $M_y$ , de la sección compuesta calculado con el método de la distribución elástica de los esfuerzos o de la compatibilidad de las deformaciones unitarias.

**10.3.4.2.2** La resistencia nominal en flexión,  $M_n$ , de miembros compuestos formados por perfiles huecos o armados en cajón, rellenos de concreto, de sección esbelta tipo 4, es igual que momento crítico,  $M_{cr}$ , de la sección compuesta, calculado con una distribución de esfuerzos elásticos o por compatibilidad de las deformaciones unitarias.

**10.3.4.2.3** Cuando se use una distribución de esfuerzos elásticos, se supondrá un esfuerzo máximo en el concreto en compresión de  $0.7f'_c A_c$ , y un esfuerzo máximo en el acero en compresión igual al que se obtenga con las ecs. 10.3.2.2.3.2 o 10.3.2.2.3.3.

*Comentario:*

*Debido al hecho de que miembros compuestos rellenos con elementos de acero no compactos o esbeltos son susceptibles a pandeo local, esta norma específica que la resistencia nominal en flexión de miembros compuestos rellenos con un perfil no compacto tipo 3 se asuma igual que el momento elástico de la sección compuesta calculado con el método de la distribución elástica de los esfuerzos unitarios y un esfuerzo máximo en el acero en compresión igual que el de fluencia. Se permite una interpolación lineal entre la resistencia plástica y elástica en función de la relación ancho espesor del elemento no compacto. Para la resistencia nominal en flexión de miembros compuestos con perfiles de sección esbelta tipo 4 se asume igual que el momento crítico de la sección compuesta, calculado con una distribución de esfuerzos elásticos y un esfuerzo máximo en el acero en compresión igual que el esfuerzo crítico por pandeo local (ecs. 10.3.2.2.3.2 o 10.3.2.2.3.3).*

### 10.3.4.3 Pandeo lateral torsional

**10.3.4.3.1** El pandeo lateral torsional no se requiere evaluar en miembros compuestos.

*Comentario:*

*En general el pandeo lateral torsional de miembros compuestos no rige el diseño con base en los siguientes argumentos: (1) La rigidez torsional de columnas compuestas rellenas y embebidas tiene valores típicamente altos. (2) Los componentes de acero están continuamente arriostrados por el concreto, (3) En pruebas experimentales de columnas compuestas rellenas (e.g. Sakino et al. 2004, Perea 2010) y embebidas (e.g., Chen et al. 1992, Ricles y Paboojian 1994), y no se reportan fallas por este estado límite.*

## 10.3.5 Resistencia en combinaciones de cargas

### 10.3.5.1 Flexocompresión

**10.3.5.1.1** Para las secciones de muros de cortante compuestos, la interacción entre la fuerza axial y la flexión se basará en los métodos definidos en las secciones 10.3.5.1.1 o 10.3.5.2.

**10.3.5.1.2** El diseño de columnas compuestas en flexocompresión biaxial ( $P_u$ ,  $M_{ux}$ ,  $M_{uy}$ ) se realiza con alguno de los métodos siguientes:

*Comentario:*

*Para el diseño de columnas compuestas en flexocompresión biaxial, se puede emplear el método de la distribución plástica de esfuerzos o el método de compatibilidad de deformaciones, a través de alguno de los métodos siguientes:*

#### 10.3.5.1.1 Método 1. Empleo de las ecuaciones de interacción descrita en 9.1

**10.3.5.1.1.1** Se deben utilizar las ecuaciones que apliquen de 9.1, en las que se sustituyen las resistencias de diseño de la columna de acero en compresión,  $R_c$ , y flexión,  $M_R$ , por las correspondientes de la columna compuesta, que se determinan con las ecs. 10.3.2.1.a, y 10.3.4.1, respectivamente.

*Comentario:*

*Este método utiliza las mismas ecuaciones de interacción para el diseño de columnas de acero, pero se sustituyen las resistencias de diseño de la columna de acero en compresión y flexión por las correspondientes de la columna*

compuesta, que se determinan con las ecs. 10.3.2.1.a, y 10.3.4.1, respectivamente. Este método es el más simple por requerir solo dos puntos del diagrama de interacción (la resistencia en compresión pura, y la resistencia en flexión pura), pero el más conservador por ignorar el incremento en la resistencia a flexión para cargas de compresión bajas.

### 10.3.5.1.2 Método 2. Empleo de ecuaciones de interacción simplificadas para miembros compuestos

**10.3.5.1.2.1** Este método es aplicable a columnas compuestas con secciones de acero embebidas en concreto y con secciones huecas de acero compactas rellenas de concreto.

- a) Cuando  $P_u < R_{cc}$

$$\frac{M_{ux}}{M_{RX}} + \frac{M_{uy}}{M_{RY}} \leq 1 \quad (10.3.5.1.2.1.a)$$

- b) Cuando  $P_u \geq R_{cc}$

$$\frac{P_u - R_{cc}}{R_c - R_{cc}} + \frac{M_{ux}}{M_{RX}} + \frac{M_{uy}}{M_{RY}} \leq 1 \quad (10.3.5.1.2.1.b)$$

$R_c$  resistencia en compresión de la columna compuesta, calculada como se indica en 10.3.2.

$M_{Rx}, M_{Ry}$  resistencias de diseño en flexión pura, que se determinan según 10.3.4.

$R_{cc}$  resistencia en compresión de la sección de concreto ( $P_c$ , ec. 10.3.2.1.1.d), disminuida por los factores de reducción de resistencia en compresión ( $F_R = 0.75$ ) y de reducción por estabilidad ( $\chi$ , ec. 10.3.2.1.b).

$$R_{cc} = F_R \chi P_c \quad (10.3.5.1.2.1.c)$$

*Comentario:*

Las resistencias requeridas últimas ( $P_u$ ,  $M_{ux}$ ,  $M_{uy}$ ) deben incluir los efectos de segundo orden (efectos  $P\delta$  y  $P\Delta$ ) determinados con alguno de los métodos descritos en el Capítulo 3 de esta Norma. Este método requiere determinar tres puntos del diagrama de interacción (puntos A, B y C). Para determinar la resistencia nominal a compresión y flexión en estos tres puntos, esta norma acepta que se puedan emplear el método de la distribución plástica de esfuerzos o el método de compatibilidad de deformaciones. Para columnas compuestas embebidas, el eje neutro puede estar en la sección de concreto, o en el alma o el patín del perfil de acero.

### 10.3.5.2 Flexotensión

**10.3.5.2.1** Se debe utilizar la ecuación aplicable de 9.2, en las que se sustituyen las resistencias de diseño de la columna de acero en tensión,  $R_t$ , y flexión,  $M_R$ , por las correspondientes de la columna compuesta que se determinan con las ecs. 10.3.3.1 y 10.3.4.1, respectivamente.

*Comentario:*

Para el diseño de columnas en flexotensión, se utilizan las mismas ecuaciones de interacción para el diseño de columnas de acero, pero se sustituyen las resistencias de diseño de la columna de acero en tensión y flexión por las correspondientes de la columna compuesta, que se determinan con las ecs. 10.3.3.1 y 10.3.4.1, respectivamente.

## 10.3.6 Resistencia en cortante

### 10.3.6.1 Columnas compuestas

**10.3.6.1.1** La resistencia en cortante se determinará con una de las consideraciones siguientes:

- a) Considerando exclusivamente el perfil de acero estructural,  $V_a$ , de acuerdo con el Capítulo 8 de esta Norma

$$V_R = F_R V_a \quad (10.3.6.1.1.a)$$

- b) Considerando la sección de concreto,  $V_c$ , y del refuerzo transversal,  $V_r$ , conforme a lo que estipulen la NTC- Concreto

$$V_R = F_R (V_c + V_r) \quad (10.3.6.1.1.b)$$

- c) Considerando la superposición de las resistencias en cortante del perfil de acero estructural,  $V_a$ , como lo indique el Capítulo 8 de esta Norma, y la resistencia en cortante del acero de refuerzo transversal,  $V_r$ , como se define en la NTC-Concreto.

$$V_R = F_R V_a + F_R V_r \quad (10.3.6.1.1.c)$$

*Comentario:*

*Aunque la resistencia a cortante de miembros compuestos es contribución del acero estructural, el concreto, y en su caso de acero de refuerzo transversal, no hay suficiente investigación en el tema para adoptar una formulación con mayor precisión. Por ello, para determinar la resistencia en cortante de miembros compuestos, esta norma permite tomar el valor mayor que se determine con las consideraciones siguientes: (a) Considerando exclusivamente el perfil de acero estructural de acuerdo con el Capítulo 8 de esta Norma. (b) Considerando la sección de concreto y del refuerzo transversal, conforme a lo que estipulen la NTC-Concreto. (c) Considerando la superposición de las resistencias en cortante del perfil de acero estructural como lo indique el Capítulo 8 de esta Norma, y la resistencia en cortante del acero de refuerzo transversal como se define en la NTC-Concreto.*

### 10.3.6.2 Muros compuestos

**10.3.6.2.1** La resistencia de diseño a cortante en el plano de los muros de cortante con placas compuestas se determina con un  $F_R = 0.90$ . La fuerza nominal a cortante,  $V_n$ , tendrá en cuenta las contribuciones de la sección de acero y relleno de concreto como:

$$V_n = \frac{K_a + K_{ac}}{\sqrt{3K_a^2 + K_{ac}^2}} F_y A_{pl} \quad (10.3.6.2.1)$$

$A_{pl}$  área de las placas de acero en la dirección de cortante en el plano

**10.3.6.2.2** Mientras que  $K_a$  y  $K_{ac}$  se calcula como:

$$K_a = G A_{pl} \quad (10.3.6.2.2.a)$$

$$K_{ac} = \frac{0.7(E A_{pl})(E_c A_c)}{4E A_{pl} + E_c A_c} \quad (10.3.6.2.2.b)$$

$G$  es el módulo de cortante del acero

### 10.3.7 Transferencia y resistencia de la fuerza en la superficie de contacto concreto acero

La resistencia en la superficie de concreto-acero,  $V_{TR}$ , deberá ser igual o mayor que la fuerza última,  $V_{Tu}$ , que se transfiere en dicha superficie de la columna compuesta.

*Comentario:*

*Las cargas axiales últimas aplicadas en columnas compuestas se distribuyen entre el acero y el concreto de acuerdo con los mecanismos de transferencia que dependen si la fuerza externa se aplica: (a) directamente en el acero, (b) directamente en el concreto, o bien, (c) simultáneamente en el acero y el concreto. La resistencia en la superficie de contacto se puede proporcionar con: (1) conectores de cortante, (2) adherencia, o bien, (3) aplastamiento.*

#### 10.3.7.1 Transferencia de la fuerza en la superficie de contacto

**10.3.7.1.1** Las cargas axiales últimas aplicadas en columnas compuestas se distribuyen entre el acero y el concreto de acuerdo con los siguientes mecanismos de transferencia.

- a) Si la fuerza axial última externa,  $P_u$ , se aplica directamente a la sección de acero, la carga que se transmite a la superficie de contacto con el concreto es:

$$V_{Tu} = P_u \left( \frac{P_c}{P_o} \right) \tag{10.3.7.1.1.a}$$

- b) Si la fuerza axial última externa,  $P_u$ , se aplica directamente a la sección de concreto, la carga que se transmite a la interfaz con el acero es:

$$V_{Tu} = P_u \left( \frac{P_a}{P_o} \right) \tag{10.3.7.1.1.b}$$

$P_o$  resistencia nominal en compresión de la sección transversal compuesta sin considerar efectos de esbeltez; determinada con la ec. 10.3.2.1.1.a para columnas compuestas embebidas, y con la ec. 10.3.2.2.1.1 para columnas compuestas rellenas.

**10.3.7.1.2** En secciones compactas tipo 1 y 2,  $P_a = F_{cr} A_a$

- c) Si la fuerza axial última externa,  $P_u$ , se aplica simultáneamente en las secciones de acero y de concreto, se debe determinar por equilibrio de la sección la carga máxima que se transfiere en la superficie de contacto entre ambos materiales, considerando sus respectivas rigideces axiales. Conservadoramente, se puede suponer el caso más desfavorable, correspondiente a las ecs. 10.3.6.1.1.b y 10.3.6.1.1.c.

*Comentario:*

*En la fig. C10.3.7.1.2 (Jacobs y Hajjar, 2010) se ilustran los posibles mecanismos de transferencia de la fuerza en la superficie de contacto acero concreto.*

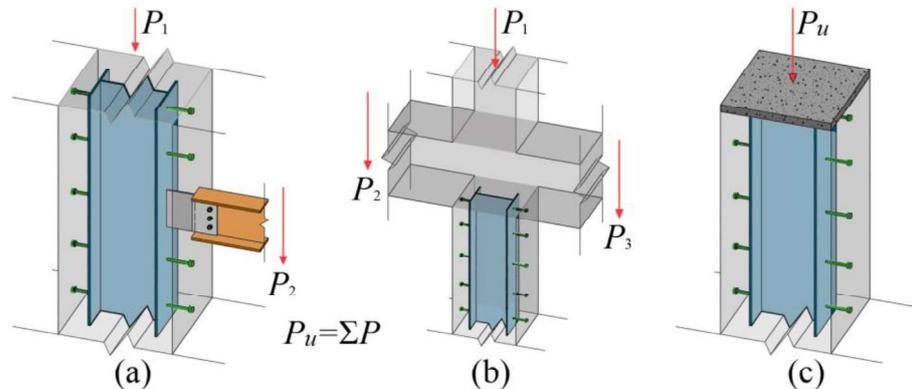


Figura C10.3.7.1.2 - Mecanismos de transferencia de la carga (Jacobs y Hajjar, 2010)

**10.3.7.2 Resistencia en la superficie de contacto**

**10.3.7.2.1** La fuerza que se transfiere en la superficie de contacto concreto-acero se puede resistir con alguno de los mecanismos siguientes. La resistencia final en la superficie de contacto puede considerarse igual que la del mecanismo que proporciona la capacidad nominal más grande. Independientemente de los dispositivos que se usen para que se desarrollen los mecanismos, no se permite considerar la superposición de sus resistencias.

*Comentario:*

*En la fig. C10.3.7.2.1 se ilustran los mecanismos de resistencia de la fuerza en la superficie de contacto concreto acero.*

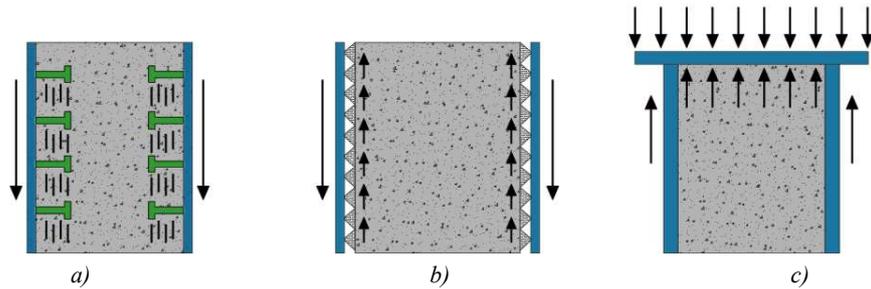


Figura C10.3.7.2.1 - Mecanismos de resistencia de la carga

**10.3.7.2.1 Conectores de cortante**

**10.3.7.2.1.1** Cuando la fuerza  $V_{Tu}$  es resistida por medio de conectores, se debe determinar la resistencia en cortante,  $\Sigma Q_n$ , dentro de la longitud de introducción de la carga,  $L_{in}$ .

$$V_{1R} = \Sigma Q_n \tag{10.3.7.2.1.1}$$

**10.3.7.2.1.2** El factor de reducción de resistencia de conectores para el estado límite de cortante es  $F_R = 0.65$ .

**10.3.7.2.1.3** La resistencia nominal de un conector es:

$$Q_n = F_u A_{cc} \tag{10.3.7.2.1.3}$$

**10.3.7.2.1.4** La separación  $S_{cc}$  entre conectores distribuidos en la longitud  $L_{in}$  debe ser menor o igual que:

$$S_{cc} \leq \frac{F_R F_u A_{cc} m}{V_u} L_{in} \tag{10.3.7.2.1.4}$$

- $F_u$  esfuerzo último en cortante del conector
- $A_{cc}$  área de la sección transversal de cada conector
- $m$  número par de conectores distribuidos en la sección transversal con una configuración simétrica, dentro de  $L_{in}$
- $L_{in}$  longitud de introducción de la carga, igual que la longitud en donde se transfiere directamente la carga, más dos veces la dimensión mínima de la sección de las columnas que llegan al nudo
- $S_{cc}$  separación entre conectores

*Comentario:*  
La longitud de introducción de la carga,  $L_{in}$ , se ilustra en la fig. C10.3.7.2.1.4.

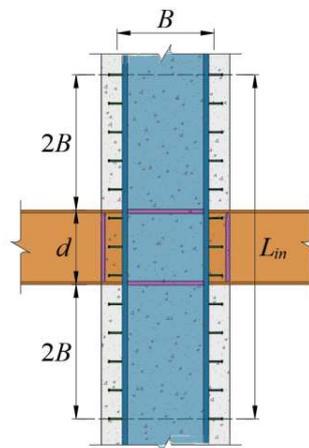


Figura C10.3.7.2.1.4 - Longitud de introducción de la carga

**10.3.7.2.1.5** Cuando se use este mecanismo de resistencia en columnas compuestas embebidas en concreto, los conectores de cortante se deben distribuir a lo largo de la longitud  $L_{in}$  con una separación no mayor que  $S_{cc}$  o 300 mm, y se deben colocar con una configuración simétrica. Fuera de la longitud  $L_{in}$ , la separación de conectores no debe ser mayor que  $2S_{cc}$  o 600 mm, colocados con una configuración simétrica.

### 10.3.7.2.2 Adherencia

**10.3.7.2.2.1** Cuando la fuerza  $V_{Tu}$  es resistida por adherencia, se debe determinar la capacidad para el estado límite de adherencia en la superficie efectiva comprendida en la longitud  $L_{in}$ , con un factor de reducción de resistencia de  $F_R = 0.50$ .

$$V_{TR} = F_R P_{in} L_{in} F_{in} \quad (10.3.7.2.2.1)$$

$P_{in}$  perímetro de la superficie efectiva de adherencia

$F_{in}$  esfuerzo nominal de adherencia concreto acero, igual que 0.40 MPa (4 kg/cm<sup>2</sup>)

**10.3.7.2.2.2** En secciones compuestas embebidas no se debe considerar el mecanismo de adherencia directa.

### 10.3.7.2.3 Aplastamiento

**10.3.7.2.3.1** Cuando la fuerza  $V_{Tu}$  es resistida por aplastamiento, mediante placas o atiesadores dentro de la longitud  $L_{in}$ , se debe determinar la capacidad para el estado límite de aplastamiento del concreto.

$$V_{TR} = 1.7 F_R f'_c A_1 \quad (10.3.7.2.3.1)$$

$A_1$  área efectiva del concreto bajo soporte directo

**10.3.7.2.3.1** El factor de reducción de resistencia para este estado límite es  $F_R = 0.65$ .

### 10.3.8 Requisitos adicionales en el detallado

**10.3.8.1** La separación libre mínima entre el perfil de acero y el refuerzo longitudinal será de 1.5 veces el diámetro de las barras de refuerzo, pero no menor que 3.8 cm.

**10.3.8.2** Si la sección compuesta está formada por dos o más perfiles de acero, éstos deben unirse entre sí por medio de diagonales, celosías, placas de unión o componentes similares que prevengan el pandeo de los perfiles individuales debido a las fuerzas aplicadas antes del endurecimiento del concreto.

*Comentario:*

*En 16.5 se presentan especificaciones adicionales para el detallado sísmico de columnas compuestas. La separación libre mínima entre el perfil de acero y el refuerzo longitudinal será de 1.5 veces el diámetro de las barras de refuerzo, pero no menor que 3.8 cm. Si la sección compuesta está formada por dos o más perfiles de acero, éstos deben unirse entre sí por medio de diagonales, celosías, placas de unión o componentes similares que prevengan el pandeo de los perfiles individuales debido a las fuerzas aplicadas antes del endurecimiento del concreto. En 12.5 se presentan especificaciones adicionales para el detallado sísmico de columnas compuestas.*

### 10.3.9 Análisis de segundo orden

**10.3.9.1** A menos que se utilice un método más exacto aprobado por la Administración, el análisis de las estructuras compuestas se efectuará como se describe en el Capítulo 3 con el método de la longitud efectiva o el método directo.

**10.3.9.2** En el análisis, se utilizan las rigideces efectivas de los elementos estructurales. Para elementos compuestos, la rigidez efectiva es la de una sección transformada agrietada. En columnas compuestas, la posición del eje neutro de la sección transformada se determina considerando la carga axial y los momentos de segundo orden.

**10.3.9.3** Alternativamente, se puede considerar que la rigidez efectiva en flexión,  $EI_e$ , es igual que:

$$EI_e = EI_a + EI_r + C_c EI_c \quad (10.3.9.3)$$

**10.3.9.4** El coeficiente de rigidez  $C_c$  para el concreto se determina con la ec. 10.3.2.8 para columnas compuestas embebidas, y con la ec. 10.3.2.9 para las rellenas.

**10.3.9.5** En el diseño de columnas compuestas con el método de la longitud efectiva, el coeficiente de longitud efectiva,  $K$ , puede calcularse con los cocientes de rigideces de las columnas compuestas que se determina con la ec. 10.3.9.3, entre las rigideces de las vigas que llegan al nodo.

**10.3.9.6** En el diseño de columnas compuestas con el método directo, se deberán incluir las imperfecciones iniciales o fuerzas ficticias que se indican en el Capítulo 3, y una rigidez efectiva reducida de  $EI^* = 0.65EI_e$ , donde  $EI_e$  se obtiene con la ec. 10.3.9.3.

**10.3.9.7** La ec. 10.3.9.3 también puede emplearse en un análisis modal espectral para obtener los periodos o frecuencias de vibración del sistema estructural compuesto y las fuerzas sísmicas de diseño.

*Comentario:*

*Investigaciones recientes indican que la ecuación de rigidez efectiva reducida,  $EI^*$ , resulta en errores conservadores para estructuras cuya estabilidad es muy sensible (Denavit et al., 2016a). El uso de esta rigidez reducida,  $EI^*$ , solamente corresponde al análisis para estados límites relacionados con la resistencia o estabilidad, es decir, no aplica para análisis requieran emplear la rigidez para otras condiciones o criterios tales como: distorsiones de entrepiso, deflexiones, evaluación de vibraciones y determinación del periodo. No obstante, se tiene evidencia que la rigidez a flexión efectiva,  $EI_e$  (ec. 10.3.9.3), proporciona valores razonables cuando se usa en análisis elásticos para la determinación de distorsiones de entrepiso, así como en un análisis modal espectral para obtener los periodos o frecuencias de vibración del sistema estructural compuesto y las fuerzas sísmicas de diseño (Denavit et al. 2016b, Perea et al. 2017a).*

## 10.4 Casos especiales

**10.4.1** Si la construcción compuesta no cumple alguno de los requisitos de este capítulo, la resistencia de los elementos estructurales, los conectores de cortante, las conexiones, y los detalles constructivos, se determinarán por medio de un estudio analítico avanzado e integral, y/o un programa adecuado de pruebas de laboratorio, aprobado por la Administración.

*Comentario:*

*Para los casos especiales que no se contemplen en esta norma, se requiere que se demuestre su validez a partir de pruebas y análisis especiales. Un ejemplo de caso especial es, por ejemplo, cuando se requieran del uso de tipos de anclajes diferentes a los que se aceptan en esta norma.*

## 11. CONEXIONES

Este capítulo se refiere a los elementos de conexión, conectores y partes de los miembros conectados, y efectos locales en almas y patines producidos por fuerzas concentradas.

Este capítulo está integrado por las siguientes secciones:

- 11.1 Disposiciones generales
- 11.2 Soldaduras
- 11.3 Tornillos y partes roscadas
- 11.4 Elementos que forman parte de conexiones entre miembros
- 11.5 Placas de relleno
- 11.6 Empalmes
- 11.7 Barras de anclaje y embebidos
- 11.8 Almas y patines con cargas concentradas
- 11.9 Conexiones rígidas entre vigas y columnas.

*Comentario:*

*Muchos de los conceptos especificados en este capítulo se aplican a traves armadas (viga de gran peralte formada por tres placas).*

### 11.1 Disposiciones generales

Las conexiones están formadas por las partes de los miembros conectados (e.g. almas de vigas), por elementos de unión (e.g. atiesadores, placas, ángulos, ménsulas) y por conectores (e.g. soldaduras, tornillos). Los elementos componentes se dimensionan para que su resistencia de diseño sea igual o mayor que la sollicitación de diseño, así como la capacidad de deformación correspondiente, determinada:

- a) Con un análisis estructural bajo cargas de diseño como se especifica en el Capítulo 3
- b) A partir de la resistencia de diseño máxima probable de los miembros conectados (diseño por capacidad).

*Comentario:*

*Las conexiones deben transmitir las acciones calculadas en los miembros que unen, satisfaciendo, al mismo tiempo, las condiciones de restricción y continuidad supuestas en el análisis de la estructura.*

#### 11.1.1 Conexiones simples

**11.1.1.1** Cuando una conexión se considera flexible se diseña, en general, para transmitir únicamente fuerza cortante. En ese caso se utilizan elementos de unión que puedan aceptar las rotaciones que se presentarán en el extremo del miembro conectado, para lo que se permiten deformaciones inelásticas autocontroladas en los elementos de unión, y se dejan holguras en los bordes, con la misma finalidad. Cuando sea el caso, se tendrán en cuenta las flexiones ocasionadas por excentricidades en los apoyos.

#### 11.1.2 Conexiones rígidas

**11.1.2.1** Las conexiones en los extremos de vigas, traves o armaduras que forman parte de estructuras continuas se diseñan para el efecto combinado de las fuerzas y momentos originados por la rigidez de las uniones. Estas conexiones se tratan con detalle en 11.9.

#### 11.1.3 Conexiones mínimas

**11.1.3.1** Las conexiones diseñadas para transmitir fuerzas calculadas, deben ser capaces de resistir una fuerza de diseño no menor que 50 kN (5 000 kg).

**11.1.3.2** El número mínimo de tornillos en una conexión es de dos.

**11.1.3.3** Los tamaños y longitudes mínimos de soldaduras son los indicados en 11.2.5 y 11.2.6.

**11.1.3.4** Los límites de los tres párrafos anteriores pueden disminuirse en conexiones de diagonales de celosías de secciones armadas, tirantes para soporte lateral de largueros, apoyos de largueros y otros casos en que las fuerzas que deben transmitirse no se calculan o son de magnitud muy pequeña.

#### 11.1.4 Excentricidades

**11.1.4.1** En el diseño deben considerarse las excentricidades que se generen en las conexiones, incluso cuando sean consecuencia de que los ejes de los miembros no concurran en un punto.

**11.1.4.2** El centro de gravedad del grupo de tornillos o soldaduras colocados en el extremo de un miembro sometido a la acción de una fuerza axial debe coincidir con el eje de gravedad del miembro; cuando esto no suceda, debe tomarse en cuenta el efecto de las excentricidades resultantes, excepto en conexiones de ángulos sencillos, ángulos dobles y otros elementos similares cargados estáticamente, en los que no es necesario balancear las soldaduras para lograr la coincidencia indicada arriba, ni tener en cuenta la excentricidad entre el eje del miembro y las líneas de gramil de tornillos.

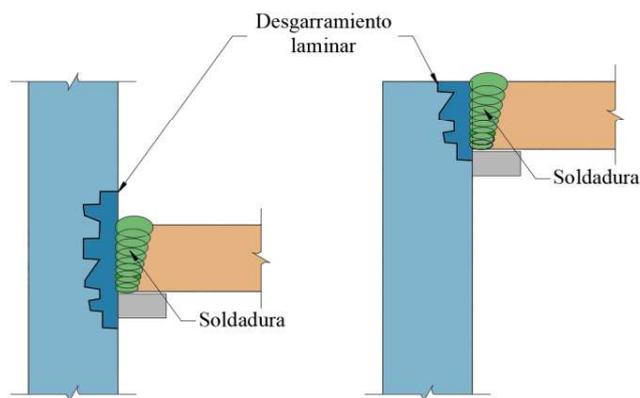
#### 11.1.5 Juntas en miembros en compresión

**11.1.5.1** En miembros comprimidos pueden usarse juntas cepilladas que transmitan la fuerza de compresión por contacto directo, siempre que se coloquen los elementos de unión necesarios para transmitir cualquier otro tipo de sollicitación que pueda aparecer durante el montaje de la estructura o durante su operación posterior.

**11.1.5.2** Además, se colocarán los elementos de unión necesarios para asegurar que las distintas partes que forman la junta se conservarán en posición correcta; esos elementos serán capaces de transmitir, como mínimo, 50 por ciento de la fuerza de compresión de diseño que obre en el miembro.

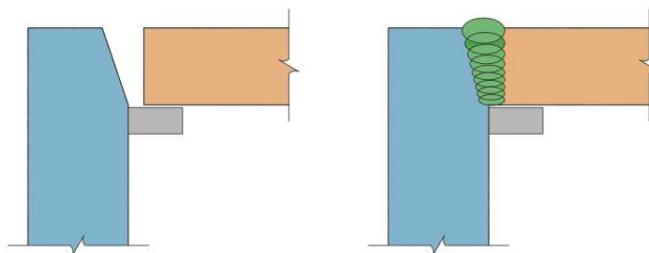
#### 11.1.6 Desgarramiento laminar ("lamellar tearing")

**11.1.6.1** Siempre que sea posible, deben eliminarse las juntas en esquina, en te o de cualquier otro tipo, de elementos estructurales o placas, en las que haya transmisión de fuerzas de tensión a través del grueso del material, producidas por la contracción de soldaduras colocadas en condiciones que restringen su contracción libre, por la acción de cargas exteriores o por la combinación de ambos factores. Cuando esas juntas no puedan evitarse, se revisará el material sometido a ese tipo de trabajo y se tomarán medidas para reducir a un mínimo la posibilidad de fallas por desgarramiento laminar (figura 11.1.6.1). En casos especialmente críticos puede ser necesario revisar el material antes de usarlo, y rechazarlo si se encuentran condiciones que faciliten este tipo de falla.



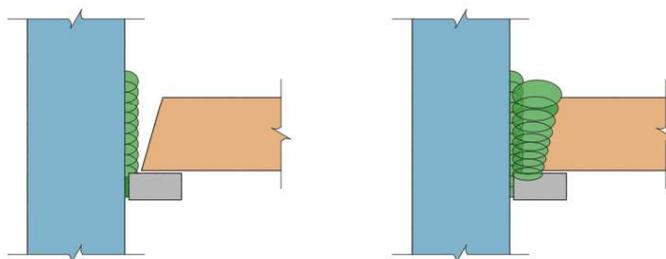
**Figura 11.1.6.1 - Desgarramiento laminar en conexiones en te y en esquina**

**11.1.6.2** Es posible reducir el efecto del desgarramiento laminar mejorando el detalle de la unión por soldar (figura 11.1.6.2).



**Figura 11.1.6.2 - Detalle propuesto para evitar el desgarramiento laminar**

**11.1.6.3** Se puede mitigar el desgarramiento también si se establece una secuencia de soldadura aplicando un cordón (*buttering*) sobre el primer elemento llevándose a efecto que las primeras contracciones, derivadas por el calor del procedimiento de soldadura, ocurran libremente sin ninguna restricción exterior. A continuación, se suelda la unión sobre el cordón (*buttering*) que ya se debe haber enfriado (figura 11.1.6.3).



**Figura 11.1.6.3 - Aplicación de una primera serie de cordones de soldadura (*buttering*)**

### **11.1.7 Tornillos en combinación con soldadura**

#### **11.1.7.1 En obras nuevas**

**11.1.7.1.1** Cuando en una obra nueva se especifique el uso de tornillos, ordinarios o de alta resistencia, diseñados para transmitir las cargas por aplastamiento, en combinación con soldadura, ésta se dimensionará para resistir las fuerzas completas a que estén sujetos los miembros conectados, no dándoles más cargas a los tornillos que las que tomen durante el proceso de montaje.

**11.1.7.1.2** Cuando se emplean tornillos de alta resistencia diseñados para transmitir las fuerzas por fricción puede considerarse que las solicitaciones se reparten entre ellos y las soldaduras. Los cálculos deben hacerse con fuerzas factorizadas.

#### **11.1.7.2 En obras ya construidas**

**11.1.7.2.1** Cuando se utilice la soldadura para hacer modificaciones o refuerzos de estructuras, los remaches y los tornillos de alta resistencia diseñados para trabajar en una conexión de deslizamiento crítico, de la estructura original, pueden utilizarse para resistir los efectos de las cargas muertas existentes antes de la modificación, y la soldadura para proporcionar la resistencia adicional requerida.

### **11.1.8 Tornillos de alta resistencia en combinación con remaches en obras existentes**

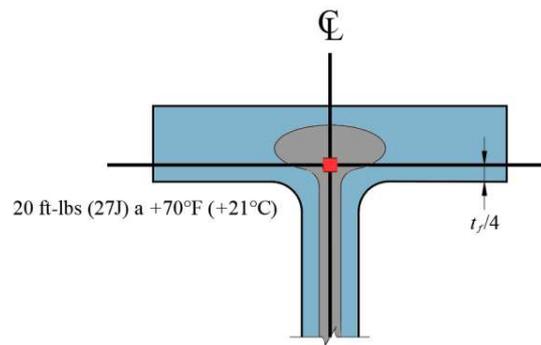
**11.1.8.1** En modificaciones de estructuras existentes puede suponerse que los tornillos de alta resistencia, diseñados para trabajar en conexiones de deslizamiento crítico, trabajan en conjunto con los remaches, y que las cargas se reparten entre los dos tipos de conectores.

**11.1.8.2** La resistencia y características de los remaches deben establecerse consultando manuales y proveedores del tiempo de fabricación.

### 11.1.9 Empalmes en material grueso

**11.1.9.1** Esta parte se aplica a empalmes de perfiles laminados, o hechos con placas soldadas, que tienen paredes de más de 50 mm de grueso, sujetos a esfuerzos primarios de tensión, producidos por tensión axial o flexión.

**11.1.9.2** Los perfiles laminados deben ser suministrados acompañados de un certificado de prueba Charpy cuyos resultados concuerden con lo especificado en ASTM A6/A6M Requerimiento Suplementario S-30 en la localización que se indica en la fig. 11.1.9.1. El promedio de energía absorbida de la prueba Charpy no será menor que 20 ft-lbf (27 J) a una temperatura igual a 70°F (21°C)



**Figura 11.1.9.1. Localización de la zona para la prueba Charpy**

**11.1.9.3** La prueba de impacto debe ser realizada de acuerdo con la especificación ASTM A673/A673M, frecuencia  $P$  y con valores de energía disipada a temperatura igual al caso de perfiles laminados.

**11.1.9.4** Cuando las fuerzas de tensión en esas secciones se transmiten a través de soldaduras de penetración completa, deben satisfacerse los requisitos siguientes:

- El material debe tener la tenacidad que se indica en 1.4.1.1
- Los agujeros de acceso tendrán las características descritas en 11.1.10
- El material de relleno cumplirá los requisitos de 11.2.2

**11.1.9.5** Estos requisitos no son aplicables a secciones formadas por varias placas cuando los empalmes se hacen en cada una de ellas, antes de unir las entre sí.

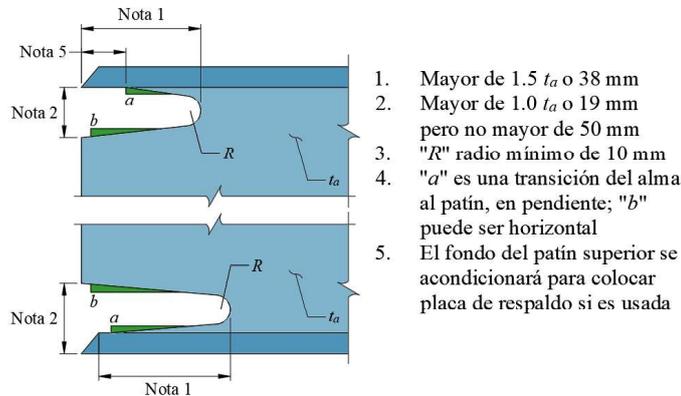
**11.1.9.6** Se especificarán requisitos de precalentamiento, y de preparación e inspección de las superficies cortadas con soplete. Además, deben quitarse todas las placas de respaldo y extensión, y esmerilarse las superficies expuestas al hacerlo.

**11.1.9.7** Cuando los miembros hechos con material de más de 50 mm de grueso trabajan principalmente en compresión, los agujeros de acceso para soldar deben ser semejantes a los de los elementos en tensión.

**11.1.9.8** Como una alternativa, los empalmes de miembros comprimidos, incluyendo los que pueden trabajar en tensión, ocasionalmente, por efecto de viento o sismo, pueden hacerse utilizando detalles que no ocasionen grandes contracciones en las soldaduras. Por ejemplo, soldaduras de penetración parcial en los patines, combinadas con placas soldadas al alma con soldadura de filete, placas atornilladas, o placas soldadas con filetes a un tramo y atornilladas al otro.

### 11.1.10 Agujeros de acceso para las soldaduras

**11.1.10.1** Todos los agujeros de acceso que se requieran para facilitar los procesos de soldadura deben ser detallados para proporcionar espacio suficiente. El agujero de acceso tendrá una longitud, medida desde la punta del bisel o preparación de la soldadura, no menor que 1.5 veces el espesor del elemento donde se hace el agujero, ni menor que 38 mm. La altura del agujero será igual o mayor que el grueso del elemento perforado, pero no menor que 19 mm ni mayor que 50 mm (fig. 11.1.10.1).



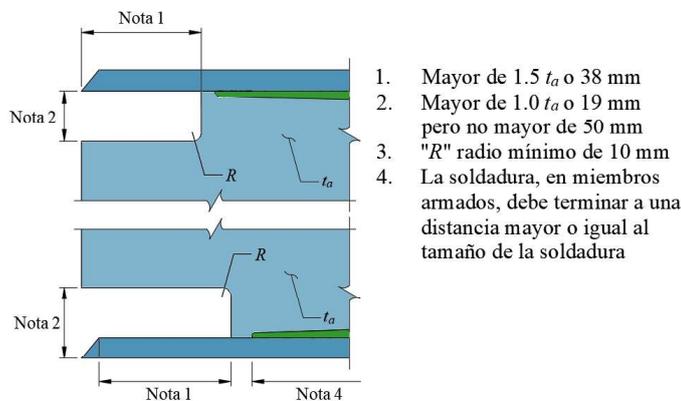
1. Mayor de  $1.5 t_a$  o 38 mm
2. Mayor de  $1.0 t_a$  o 19 mm pero no mayor de 50 mm
3. "R" radio mínimo de 10 mm
4. "a" es una transición del alma al patín, en pendiente; "b" puede ser horizontal
5. El fondo del patín superior se acondicionará para colocar placa de respaldo si es usada

**Figura 11.1.10.1 - Detalle de agujeros de acceso**

**11.1.10.2** En secciones laminadas, o soldadas antes de hacer el agujero de acceso, al borde del alma se le dará una pendiente o curvatura, desde la superficie del patín hasta la superficie reentrante del agujero. Los agujeros de acceso de vigas laminadas y trabes armadas que requieran soldaduras a tope de penetración completa para unir almas y patines, deben estar libres de muescas y esquinas reentrantes agudas. Para ello, en esas esquinas se hará un corte circular de radio no menor que 10 mm.

**11.1.10.3** En secciones armadas con alma y patines unidos entre sí empleando soldaduras de filete o de penetración parcial, los agujeros de acceso estarán libres de muescas y de esquinas entrantes en ángulo agudo (figura 11.1.10.4).

**11.1.10.4** Se permite que los agujeros terminen perpendicularmente al patín siempre que la soldadura acabe a una distancia de la perforación de acceso por lo menos igual que el tamaño de la soldadura.



1. Mayor de  $1.5 t_a$  o 38 mm
2. Mayor de  $1.0 t_a$  o 19 mm pero no mayor de 50 mm
3. "R" radio mínimo de 10 mm
4. La soldadura, en miembros armados, debe terminar a una distancia mayor o igual al tamaño de la soldadura

**Figura 11.1.10.4 Detalle de agujero de acceso en miembros armados**

*Comentario:*

*La mayoría de las conexiones precalificadas que se muestran en el Capítulo 11.9.9 utilizan un agujero de acceso estándar como el mostrado en las fig. 11.1.10.1 o 11.1.10.4. Sin embargo, existen otras conexiones precalificadas que no requieren agujeros, o bien, que requieren agujeros de acceso con geometrías especiales; más detalles se pueden revisar en la tabla 1.1 del manual de diseño sísmico del AISC 13va edición (2018).*

**11.1.10.5** En secciones pesadas, definidas en 1.4.1.1, las superficies de los agujeros de acceso cortadas térmicamente deben pulirse hasta la condición de metal brillante, e inspeccionarse con partículas magnéticas o líquidos penetrantes, antes de depositar la soldadura. Cuando la curva de transición de los agujeros se ha hecho con taladro o sierra, no es necesario pulir esa zona.

**11.1.10.6** En perfiles que no sean los definidos en el párrafo anterior no es necesario pulir las superficies ni inspeccionarlas con partículas magnéticas o líquidos penetrantes.

### 11.1.11 *Limitaciones para conexiones atornilladas y soldadas.*

11.1.11.1 En las conexiones que se indican en 11.3.2 deben emplearse juntas soldadas o con tornillos pretensados.

## 11.2 Soldaduras

### 11.2.1 Generalidades

11.2.1 Los tipos de soldadura precalificados son los de arco eléctrico con electrodo metálico, aplicado manual, semiautomática o automáticamente. Los procesos aprobados en esta Norma son la soldadura manual con electrodo recubierto (SMAW), la soldadura automática de arco sumergido (SAW), la protegida con gases (GMAW) y la soldadura de electrodo con corazón de fundente (FCAW). Pueden utilizarse otros procesos si se califican adecuadamente para los casos en que se vayan a usar.

*Comentario:*

*Las letras, con las que se designan estos procesos, provienen de sus nombres en inglés.*

### 11.2.2 Metal de aportación

11.2.2.1 Se usará el electrodo, o la combinación de electrodo y fundente o gas, adecuados al material base que se esté soldando, teniendo especial cuidado en aceros con altos contenidos de carbón u otros elementos aleados, y de acuerdo con la posición en que se deposite la soldadura.

11.2.2.2 Se seguirán las instrucciones del fabricante del electrodo respecto a los parámetros que controlan el proceso de soldadura, como son voltaje, amperaje, polaridad y tipo de corriente.

11.2.2.3 La resistencia del material depositado con el electrodo será compatible con el metal base (ver 11.2.2.1).

#### 11.2.2.1 Soldadura compatible con el metal base

11.2.2.1.1 Para que una soldadura sea compatible con el metal base, tanto el esfuerzo de fluencia mínimo como el esfuerzo mínimo de ruptura en tensión del metal de aportación depositado, sin mezclar con el metal base, deben ser iguales o ligeramente mayores que los correspondientes del metal base.

*Comentario:*

*Por ejemplo, las soldaduras manuales realizadas con proceso SMAW obtenidas con electrodos E60 o E70, que producen metal de aportación con esfuerzos mínimos especificados de fluencia de 330 y 365 MPa (3 400 y 3 700 kg/cm<sup>2</sup>), respectivamente, y de ruptura en tensión de 410 y 480 MPa (4 200 y 4 900 kg/cm<sup>2</sup>), son compatibles con el acero A36, cuyos esfuerzos mínimos especificados de fluencia y ruptura en tensión son 250 y 400 MPa (2 530 y 4 080 kg/cm<sup>2</sup>), respectivamente. Para el acero A572 Gr 50 es compatible la soldadura con electrodo E70.*

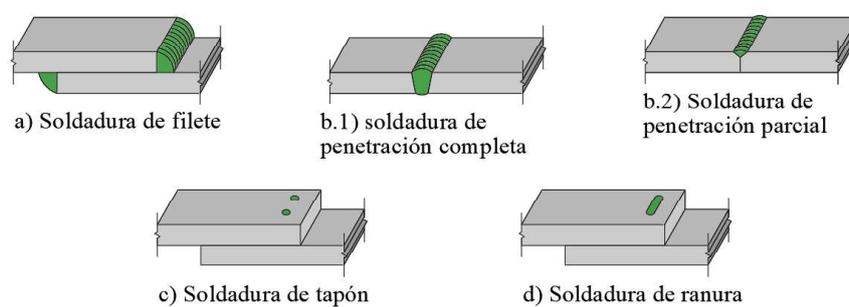
*La nomenclatura del tipo de electrodo depende del proceso de soldadura. Los tipos de nomenclatura se especifican en la serie A5 de AWS (American Welding Society).*

### 11.2.3 Tipos de soldaduras

11.2.3.1 En esta Norma se consideran cuatro tipos de soldaduras (figura 11.2.3.2):

- Soldaduras de filete. Se obtienen depositando un cordón de metal de aportación en el ángulo diedro formado por dos piezas. Su sección transversal es aproximadamente triangular
- Soldaduras de penetración. Se obtienen depositando metal de aportación entre dos placas que pueden, o no, estar alineadas en un mismo plano. Pueden ser de penetración completa o parcial, según que la fusión de la soldadura y el metal base abarque todo o parte del espesor de las placas, o de la más delgada de ellas
- Soldaduras de tapón
- Soldaduras de ranura.

11.2.3.2 Las soldaduras de tapón y de ranura se hacen en placas traslapadas, rellenando por completo, con metal de aportación, un agujero, circular o alargado, hecho en una de ellas, cuyo fondo está constituido por la otra.



**Figura 11.2.3.2 - Tipos de soldaduras**

#### 11.2.4 Dimensiones efectivas de las soldaduras

- El área efectiva de una soldadura de penetración o de filete es el producto de su longitud efectiva por el tamaño efectivo de su garganta
- El área efectiva de soldaduras de tapón o de ranura es el área de la sección transversal nominal del tapón o la ranura, medida en el plano de la superficie de falla
- La longitud efectiva de una soldadura de penetración entre dos piezas a tope es igual que el ancho de la pieza más angosta, aún en el caso de soldaduras inclinadas respecto al eje de la pieza
- La longitud efectiva de una soldadura de filete recta es igual que la longitud total del filete de tamaño completo, incluyendo retornos, cuando los haya. Si la soldadura de filete es curva, la longitud es igual que la longitud del eje del cordón, trazado por el centroide del plano que pasa por la garganta, pero si el filete está depositado en un agujero circular o en una ranura, el área efectiva no será mayor que el área nominal de la sección transversal del agujero o la ranura, medida en el plano de la superficie de falla
- El tamaño efectivo de la garganta de una soldadura de filete es la distancia más corta de la raíz a la cara de la soldadura diagramática, sin incluir el refuerzo de la soldadura. Puede utilizarse una garganta efectiva más grande si se demuestra, por medio de ensayos de soldaduras en las que se ha utilizado el mismo proceso de producción e iguales variables en el procedimiento, que se obtiene, de manera consistente, una penetración mayor que la de la raíz que la soldadura diagramática
- El tamaño efectivo de la garganta de una soldadura de penetración completa, depositada por un lado, con placa de respaldo, o por los dos, limpiando el segundo lado hasta descubrir metal sano antes de colocar la soldadura (*backgouging*), es igual que el grueso de la más delgada de las placas unidas.

**11.2.4.1** Si no se usa placa de respaldo, o no se limpia adecuadamente el segundo lado antes de depositar la soldadura, la junta se considerará de penetración parcial.

- El tamaño efectivo de la garganta de una soldadura de penetración parcial es el indicado en la tabla 11.2.4.2.a
- El tamaño efectivo de la garganta de una soldadura acampanada, depositada entre dos barras de sección transversal circular, o entre una barra y una placa, cuya cara exterior esté al nivel de la superficie de la barra, es el indicado en la tabla 11.2.4.2.b. Para verificar que la garganta se obtiene de una manera consistente se obtendrán muestras de secciones transversales en puntos determinados al azar.

**11.2.4.2** Pueden utilizarse tamaños de la garganta efectiva mayores que los de la tabla 11.2.4.2.b, si el fabricante demuestra que puede obtener esas gargantas efectivas. Para ello se cortará la soldadura normalmente a su eje, en la sección media y en los extremos, y se medirá la garganta. Se preparará un número de muestras suficiente para asegurarse de que se obtiene el tamaño deseado de la garganta.

**Tabla 11.2.4.2.a - Tamaño efectivo de la garganta de soldaduras de penetración parcial**

Proceso de soldadura	Posición <sup>[1]</sup>	Tipo de preparación	Tamaño efectivo de la garganta
Soldadura manual con electrodo recubierto (SMAW) Soldadura protegida con gases (GMAW). Soldadura de electrodo con núcleo fundente (FCAW)	Todas	En U o J Bisel V 60°	Profundidad del bisel
Soldadura automática de electrodo sumergido (SAW)	P	En U o J Bisel V 60°	
Soldadura protegida con gases (GMAW). Soldadura de electrodo con núcleo fundente (FCAW)	P H	Bisel 45°	Profundidad del bisel
Soldadura manual con electrodo recubierto (SMAW)	Todas	Bisel 45°	Profundidad del bisel menos 3 mm
Soldadura protegida con gases (GMAW). Soldadura de electrodo con corazón de fundente (FCAW)	V C		

<sup>[1]</sup> Posición plana (P), horizontal (H), vertical (V), de cabeza (C).

**Tabla 11.2.4.2.b - Tamaño efectivo de la garganta de soldaduras acampanadas**

Proceso de soldadura	Bisel <sup>[3]</sup>	Bisel doble
GMAW, FCAW-G <sup>[1]</sup>	5/8 <i>R</i>	3/4 <i>R</i>
SMAW, FCAW-S <sup>[2]</sup>	5/16 <i>R</i>	5/8 <i>R</i>
SAW	5/16 <i>R</i>	1/2 <i>R</i>

<sup>[1]</sup> FCAW con protección adicional obtenida con un suministro externo de gas

<sup>[2]</sup> FCAW con protección obtenida exclusivamente con el fundente del electrodo

<sup>[3]</sup> Para soldaduras acampanadas con bisel simple con radio de la superficie de la junta  $R < 10$  mm usar solamente soldadura de refuerzo de filete en juntas rellenas al ras. Se puede suponer igual que  $2t$  para esquinas de secciones OR y OC.

### 11.2.5 Tamaño mínimo de soldaduras de penetración parcial

**11.2.5.1** El tamaño efectivo mínimo de la garganta de una soldadura de penetración parcial es el que se indica en la tabla 11.2.5.1. El tamaño queda determinado por la más gruesa de las partes unidas, pero no es necesario que exceda el grueso de la parte más delgada.

**Tabla 11.2.5.1 - Tamaños mínimos efectivos de la garganta de soldaduras de penetración parcial**

Espesor de la más delgada de las partes unidas, mm (pulg)	Tamaño efectivo mínimo de la garganta, mm (pulg)
menor o igual que 6 (1/4)	3 (1/8)
más de 6 (1/4) hasta 13 (1/2)	5 (3/16)
más de 13 (1/2) hasta 19 (3/4)	6 (1/4)
más de 19 (3/4) hasta 38 (1 1/2)	8 (5/16)
más de 38 (1 1/2) hasta 57 (2 1/4)	10 (3/8)
más de 57 (2 1/4) hasta 150 (6)	13 (1/2)
mayor que 150 (6)	16 (5/8)

## 11.2.6 Soldaduras de filete

### 11.2.6.1 Tamaño mínimo

**11.2.6.1.1** El tamaño mínimo de las soldaduras de filete no será menor que el requerido para transmitir las fuerzas calculadas, ni que el indicado en la tabla 11.2.6.1. Este requisito no se aplica a las soldaduras de filete que se utilizan como refuerzo de soldaduras de penetración completa o parcial.

*Comentario:*

*La tabla 11.2.6.1 proporciona el tamaño mínimo de una soldadura de filete para un grueso dado de la más delgada de las partes unidas. Este requisito no se basa en consideraciones de resistencia, sino en el efecto de templado del material grueso sobre las soldaduras pequeñas, pues el enfriamiento muy rápido de éstas puede ocasionar una pérdida de ductilidad. Además, la restricción de la contracción del metal de soldadura producida por la parte gruesa puede provocar grietas en él.*

**Tabla 11.2.6.1 - Tamaños mínimos de soldaduras de filete**

Espesor de la más delgada de las partes unidas, mm (pulg)	Tamaño mínimo del filete <sup>[1]</sup> , mm (pulg)
menor o igual que 6 (1/4)	3 (1/8)
más de 6 (1/4) hasta 13 (1/2)	5 (3/16)
más de 13 (1/2) hasta 19 (3/4)	6 (1/4)
mayor que 19 (3/4)	8 (5/16)

<sup>[1]</sup> Dimensión de la pierna del filete de soldadura. Deben usarse soldaduras depositadas en un solo paso.

### 11.2.6.2 Tamaño máximo

**11.2.6.2.1** El tamaño máximo de las soldaduras de filete colocadas a lo largo de los bordes de placas o perfiles es:

- En los bordes de material de espesor menor que 6 mm, no mayor que el grueso del material
- En los bordes de material de grueso igual o mayor que 6 mm, el grueso del material menos 2 mm, excepto cuando se indique en los dibujos de fabricación que la soldadura deberá depositarse tomando las medidas necesarias para obtener un tamaño igual al grueso del material. La distancia entre el borde de la soldadura depositada y el de la placa puede ser menor que 2 mm, pero el tamaño de la soldadura debe poderse verificar sin dificultad.

### 11.2.6.3 Longitud

**11.2.6.3.1** La longitud mínima efectiva de una soldadura de filete utilizada para transmitir fuerzas no será menor que cuatro veces su tamaño nominal. Como alternativa, se considerará que el tamaño de la soldadura no excede de un cuarto de su longitud efectiva.

**11.2.6.3.2** Cuando se usan filetes de soldadura depositados únicamente en los bordes longitudinales de conexiones de placas en tensión, la longitud de cada filete no debe ser menor que la distancia entre ellos, medida perpendicularmente a su eje. La separación transversal de filetes longitudinales utilizados en conexiones en extremos de los miembros no debe exceder de 200 mm, a menos que se tomen medidas especiales para evitar una flexión transversal excesiva, como colocar una soldadura transversal en el extremo o usar soldaduras intermedias de tapón o ranura. Si no se toman esas medidas, deben satisfacerse los requisitos de 2.1.

**11.2.6.3.3** La longitud efectiva de las soldaduras de filete paralelas a la dirección de la fuerza, utilizadas para transmitir una carga axial en el extremo de un miembro, es igual que la longitud total cuando ésta no excede de 100 veces el tamaño de la pierna. Si es más larga, la longitud efectiva se obtiene multiplicando la real por un factor de reducción  $\beta$ , que vale

$$\beta = 1.2 - 0.002(L/a) \leq 1.0 \quad (11.2.6.3.3)$$

$L$  longitud física de la soldadura  
 $a$  tamaño de su pierna

11.2.6.3.4 Si  $L_{\text{física}} > 300a \rightarrow L_{\text{efec.}} = 180a$ . La figura 11.2.6.3.4 muestra gráficamente la relación de longitudes de soldadura.

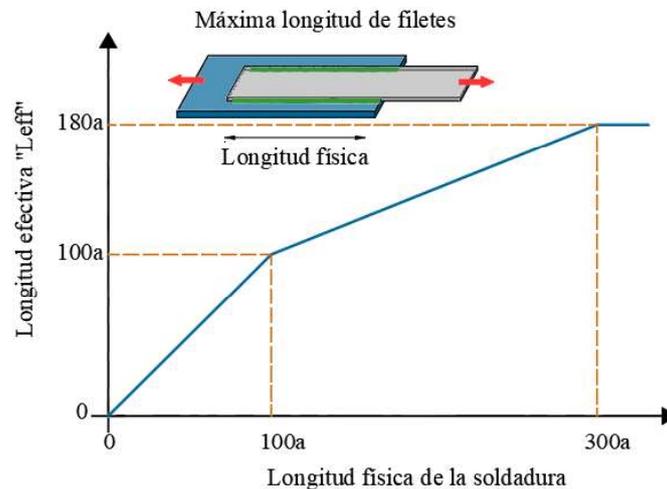


Figura 11.2.6.3.4 - Longitudes de soldadura

*Comentario:*

*Ejemplos de las soldaduras mencionadas arriba son los cordones longitudinales de juntas traslapadas en el extremo de miembros cargados axialmente, y las soldaduras que unen atiesadores de apoyo al alma de las vigas.*

11.2.6.3.5 El factor de reducción no se aplica, entre otros casos, a soldaduras que unen entre sí placas o perfiles para formar una sección armada, o a las soldaduras que unen los atiesadores intermedios al alma de las vigas o travesaños armados, cuando no se usa la resistencia posterior al pandeo, pues no están sujetas a esfuerzos axiales, ya que su único objetivo es mantener el alma plana.

#### 11.2.6.4 Soldaduras intermitentes

11.2.6.4.1 Pueden usarse soldaduras de filete intermitentes cuando la resistencia requerida es menor que la de una soldadura de filete continua del tamaño permitido más pequeño; también pueden utilizarse para unir elementos componentes de miembros armados. La longitud efectiva de un segmento de una soldadura intermitente no será nunca menor que cuatro veces su tamaño, con un mínimo de 40 mm. La separación longitudinal entre cordones interrumpidos colocados en los bordes de placas, patines o alas de perfiles cumplirá los requisitos indicados en 5.4.1 y 6.4.1.

#### 11.2.6.5 Juntas traslapadas

11.2.6.5.1 El traslape no será menor que cinco veces el grueso de la más delgada de las partes que se estén uniendo, con un mínimo de 25 mm. Las juntas traslapadas de placas o barras sometidas a esfuerzos axiales, que utilizan solamente soldaduras transversales, deben soldarse con cordones colocados a lo largo de los extremos de las dos partes, excepto en los casos en que la deflexión de las partes traslapadas está adecuadamente restringida para evitar que la junta se abra.

#### 11.2.6.6 Terminación de cordones en soldaduras de filete

11.2.6.6.1 Estas soldaduras pueden llegar hasta los extremos o bordes de las partes en las que están colocadas, o interrumpirse antes de llegar a ellos, de acuerdo con las condiciones siguientes:

- 1) En juntas traslapadas sujetas a esfuerzos de tensión calculados, en las que una de las partes unidas se extiende más allá del borde de la otra, los cordones de soldadura deben terminar a una distancia del borde no menor que el tamaño del filete

*Comentario:*

*Un ejemplo son los elementos del alma de una armadura que se unen con soldaduras de filete a las cuerdas o a las placas de nudo.*

- 2) En conexiones sujetas a esfuerzos máximos en los extremos de las soldaduras, producidos por fuerzas y/o momentos cíclicos de magnitud y frecuencia suficientes para ocasionar una falla progresiva por fatiga; que se inicie en un punto de esfuerzo máximo en el extremo de la soldadura, los filetes deben rematarse dando vuelta a la esquina en forma continua, en una longitud no menor que dos veces el tamaño nominal de la soldadura o, si es menor, el ancho de la parte unida
- 3) En conexiones simples, con ángulos o placas extremas, que dependen de la flexibilidad de las piernas de los ángulos o de la placa, si se da vuelta a la soldadura en la esquina; se hará en una longitud no mayor que cuatro veces el tamaño nominal del filete
- 4) Las soldaduras de filete entre atiesadores transversales intermedios y el alma de las traveses armadas deben terminarse a una distancia de la soldadura que une el alma y el patín de la trabe comprendida entre cuatro y seis veces el grueso del alma
- 5) Las soldaduras de filete que se colocan en lados opuestos de un plano común deben interrumpirse en la esquina común a ambas.

#### **11.2.6.7 Soldaduras de filete en agujeros y ranuras**

**11.2.6.7.1** Pueden utilizarse soldaduras de filete depositadas en la periferia de agujeros o ranuras, en juntas traslapadas, para transmitir fuerzas cortantes o para evitar el pandeo, así como, la separación de las partes. Pueden utilizarse también para unir elementos componentes de miembros compuestos. Estas soldaduras no deben confundirse con las de tapón o ranura.

#### **11.2.7 Soldaduras de tapón y de ranura**

**11.2.7.1** Se utilizan para transmitir fuerzas cortantes en juntas traslapadas, para evitar el pandeo de las partes conectadas y para unir elementos componentes de miembros compuestos.

**11.2.7.2** El área efectiva debe ser el área nominal del agujero o ranura en la superficie de falla.

**11.2.7.3** El diámetro de los agujeros para soldaduras de tapón no será menor que el grueso de la parte que los contiene más 8 mm, pero no excederá de 2.25 veces el espesor del metal de soldadura.

**11.2.7.4** La distancia mínima entre centros de soldaduras de tapón será de cuatro veces el diámetro de los agujeros.

**11.2.7.5** La longitud de la ranura para una soldadura de ranura no excederá de diez veces el tamaño de la soldadura. El ancho de la ranura no será menor que el grueso de la parte que la contiene más 8 mm, sin exceder de 2.25 veces el tamaño del metal de soldadura. Los extremos de la ranura serán semicirculares o tendrán las esquinas redondeadas con un radio no menor que el grueso de la parte que la contiene, exceptuando el caso en que la ranura se extiende hasta el borde de esa parte.

**11.2.7.6** La separación mínima de líneas de soldaduras de ranura en una dirección transversal a su longitud será de cuatro veces el ancho de la ranura. La distancia mínima entre centros en una dirección longitudinal en cualquier línea será de dos veces la longitud de la ranura.

**11.2.7.7** La separación transversal máxima entre taponos o ranuras será de 200 mm, a menos que se compruebe que las placas tienen capacidad adecuada para flexión transversal.

**11.2.7.8** Cuando los taponos o ranuras se hagan en material de grueso no mayor de 16 mm, deberán rellenarse por completo con metal de soldadura. Si el grueso del material es mayor que 16 mm se rellenarán cuando menos hasta la mitad, pero el espesor del metal de soldadura no será nunca menor que 16 mm.

### 11.2.8 Resistencia de diseño

**11.2.8.1** La resistencia de diseño de las soldaduras es igual que el menor de los productos  $F_R F_{MB} A_{MB}$  y  $F_R F_s A_s$

$A_{MB}$  área de la sección transversal del metal base  
 $A_s$  área efectiva de la soldadura  
 $F_{MB}$  resistencia nominal del metal base  
 $F_s$  resistencia nominal del metal del electrodo  
 $F_R$  factor de resistencia

**11.2.8.2** En la tabla 11.2.9.1 se proporcionan los valores de  $F_R$ ,  $F_{MB}$ ,  $F_s$  y demás especificaciones.

**11.2.8.3** En lugar de utilizar las resistencias de diseño constantes de la tabla 11.2.9.1, la resistencia de las soldaduras de filete puede determinarse con el procedimiento que se describe a continuación:

- 1) La resistencia de diseño de un grupo de soldaduras lineales del mismo tamaño, cargadas en su plano, a través del centro de gravedad del grupo, es igual que la suma de los productos  $F_R F_s A_s$ , donde

$$F_s = 0.60 F_{EXX} (1 + 0.5 \text{sen}^{1.5} \theta) \quad (11.2.8.3)$$

$F_R$  0.75  
 $F_{EXX}$  número de clasificación del electrodo  
 $\theta$  ángulo entre la línea de acción de la carga y el eje longitudinal de la soldadura, en grados

*Comentario:*

*En un grupo lineal de soldaduras todos los cordones están en una línea o son paralelos entre sí.*

**11.2.8.4** Cuando soldaduras longitudinales y transversales se combinan en un simple grupo de soldadura, la diferente capacidad de deformación entre ambas no permite que se desarrolle la capacidad total de las soldaduras orientadas ortogonalmente. Debe existir además una compatibilidad de deformaciones. Se propone el mayor valor resultante de las siguientes ecuaciones para evaluar su resistencia:

$$R_n = R_{nwl} + R_{nwt} \quad (11.2.8.4.a)$$

$$R_n = 0.85 R_{nwl} + 1.5 R_{nwt} \quad (11.2.8.4.b)$$

$R_{nwl}$  es la resistencia total de las soldaduras longitudinales (paralelas a la carga)  
 $R_{nwt}$  es la resistencia total de las soldaduras transversales (perpendiculares a la carga) sin tomar en cuenta el 50 por ciento del incremento en su resistencia descrito en el último término de la ec. 11.2.8.3.

**11.2.8.5** El conjunto de soldaduras cargadas en su plano puede diseñarse utilizando un método basado en el empleo de los centros instantáneos de rotación.

**11.2.8.6** Las soldaduras empleadas en estructuras que deban ser capaces de soportar un número grande de repeticiones de carga durante su vida útil se diseñarán teniendo en cuenta la posibilidad de falla por fatiga (Capítulo 18).

*Comentario:*

*Las uniones soldadas sometidas a un número grande de ciclos de carga pueden desarrollar agrietamiento y propagarlo al metal base, debido a lo anterior, los esfuerzos de diseño en la soldadura son mucho menores. Las uniones soldadas bajo cargas de fatiga deberán seguir procedimientos especiales durante su aplicación y seguir procedimientos de inspección especializados, el código AWS D1.5 muestra una discusión más detallada sobre los cuidados en estas uniones.*

### 11.2.9 Combinación de soldaduras

**11.2.9.1** Si en una junta se combinan dos o más soldaduras de tipos diferentes (penetración, filete, tapón o ranura), la resistencia de diseño de la combinación se determina calculando por separado la resistencia de cada una de ellas, con respecto al eje del grupo.

**Tabla 11.2.9.1 - Resistencias de diseño de soldaduras**

Tipos de sollicitación y dirección respecto al eje de la soldadura <sup>[1]</sup>	Material que controla la resistencia	Factor de resistencia $F_R$	Resistencia nominal $F_{MB}$ o $F_S$	Resistencia requerida del metal de aportación <sup>[2], [3]</sup>
<i>(a) Soldaduras de penetración completa <sup>[4]</sup></i>				
Tensión. Normal al eje de la soldadura	Resistencia de la junta controlada por el metal base	<b>0.90</b>	$F_y$	Debe usarse metal de aportación compatible con el del metal base. Para juntas en T o en esquina sin remoción de la placa de respaldo se requiere un metal de aportación resistente a muescas.
Compresión. Normal al eje de la soldadura	Resistencia de la junta controlada por el metal base	<b>0.90</b>	$F_y$	Puede usarse metal de aportación con una resistencia igual o menor que la del metal de aporte compatible con el metal base
Tensión o compresión. Paralela al eje de la soldadura	La tensión o compresión en partes unidas paralelas a la soldadura no requieren ser consideradas en el diseño de la soldadura que une esas partes	<b>0.90</b>	$F_y$	Puede usarse metal de aportación con una resistencia igual o menor que la del metal de aporte compatible con el metal base
Cortante	Resistencia de la junta controlada por metal base	<b>0.90</b>	<b><math>0.60F_y</math></b>	Debe usarse metal de aportación compatible con el metal base.

Espacio en blanco dejado de manera intencional

**Tabla 11.2.9.1 - Resistencias de diseño de soldaduras (Continuación)**

Tipos de sollicitación y dirección respecto al eje de la soldadura <sup>[1]</sup>	Material que controla la resistencia	Factor de resistencia $F_R$	Resistencia nominal $F_{MB}$ o $F_S$	Resistencia requerida del metal de aportación <sup>[2], [3]</sup>
<i>(b) Soldaduras de penetración parcial; se incluyen soldaduras de bisel y acampanadas <sup>[4]</sup></i>				
Tensión. Normal al eje de la soldadura.	Metal base	<b>0.75</b>	$F_u$	Puede usarse metal de aportación de con una resistencia igual o menor que la del metal de aporte compatible con el metal base
	Soldadura	<b>0.80</b>	$0.60F_{EXX}$	
Compresión. Columna a placa de base y empalmes de columnas	No se requiere considerar el esfuerzo de compresión en el diseño de las soldaduras que unen las partes			
Compresión. Conexiones de miembros diseñadas para soportar por aplastamiento miembros que no sean columnas	Metal base	<b>0.90</b>	$F_y$	
	Soldadura	<b>0.80</b>	$0.60F_{EXX}$	
Compresión. Conexiones no preparadas para trabajar en compresión por aplastamiento	Metal base	<b>0.90</b>	$F_y$	
	Soldadura	<b>0.80</b>	$0.90F_{EXX}$	
Tensión o compresión paralelas al eje de la soldadura	No se requiere considerar el esfuerzo de tensión o compresión en el diseño de las soldaduras que unen las partes			
Cortante	Metal base	Controlado por 11.4		
	Soldadura	<b>0.75</b>	$0.60F_{EXX}$	
<i>(c) Soldaduras de filete incluyendo filetes en ranuras y agujeros y juntas T esviadas <sup>[4]</sup></i>				
Cortante	Metal base	Controlado por 11.4		Puede usarse metal de aportación con una resistencia igual o menor que el del metal de aporte compatible con el metal base.
	Soldadura	<b>0.75</b>	$0.60F_{EXX}$	
Tensión o compresión paralelas al eje de la soldadura	No se requiere considerar el esfuerzo de tensión o compresión en el diseño de las soldaduras que unen las partes			
<i>(d) Soldaduras de tapón o de ranura <sup>[4]</sup></i>				
Cortante paralelo a la superficie de falla (en el área efectiva)	Metal base	Controlado por 11.4		Puede usarse metal de aportación de resistencia igual o menor que el metal de aporte compatible con el metal base.
	Soldadura	<b>0.75</b>	$0.60F_{EXX}$	

$F_y$  es el esfuerzo de fluencia mínimo especificado del metal base.

$F_{EXX}$  es la clasificación del electrodo, MPa (kg/cm<sup>2</sup>).

[1] Definición de áreas y tamaños efectivos; véase en 11.2.4.

[2] Para la definición de "metal de aportación compatible con el metal base" véase en 11.2.2.1.

[3] Puede utilizarse metal de aportación con nivel de resistencia un nivel más alto (68 MPa, 700 kg/cm<sup>2</sup>) que el compatible con el metal base.

[4] Para los distintos tipos de soldadura véase en 11.2.3.

[5] Las soldaduras de filete o de penetración parcial que unen entre sí elementos componentes de miembros armados, tales como las que unen el alma y los patines de las trabes armadas, se diseñan sin tener en cuenta los esfuerzos de tensión o compresión, paralelos al eje de las soldaduras, que hay en los elementos conectados.

[6] El diseño del metal base queda regido por la parte de esta Norma que es aplicable en cada caso particular. Cuando la falla sea por ruptura a lo largo de una trayectoria de cortante, la resistencia de diseño será igual que  $F_R(0.6F_u)A_{nc}$ , donde  $F_R$  es igual a 0.75 y  $A_{nc}$  es el área neta en cortante (véase 11.4).

### 11.3 Tornillos y partes roscadas

Esta sección se refiere al diseño de tornillos y barras roscadas, utilizados como conectores.

#### 11.3.1 Tornillos de alta resistencia

**11.3.1.1** Los tornillos que se consideran en esta norma deben satisfacer los requisitos de las normas NMX o ASTM descritas en 1.4.3.1 y 1.4.3.3.

**11.3.1.2** Dependiendo del tipo de conexión puede, o no, requerirse que los tornillos se instalen apretándolos hasta que haya en ellos una pretensión especificada mínima, no menor que la dada en la tabla 11.3.1.2. El apriete puede hacerse por alguno de los métodos siguientes: vuelta de la tuerca, con un indicador directo de tensión, una llave calibrada o un tornillo de diseño especial.

**Tabla 11.3.1.2 - Pretensión mínima en tornillos de alta resistencia**

Diámetro del tornillo mm (pulg.)	Tornillos Grupo A (A325 y equivalentes)	Tornillos Grupo B (A490 y equivalentes)
	kN (kg) <sup>[1]</sup>	kN (kg) <sup>[1]</sup>
13 (1/2)	53 (5 400)	67 (6 800)
16 (5/8)	84 (8 600)	107 (10 900)
19 (3/4)	125 (12 700)	156 (15 900)
22 (7/8)	174 (17 700)	218 (22 200)
25 (1)	227 (23 100)	284 (29 000)
28 (1 1/8)	285 (29 000)	356 (36 300)
32 (1 1/4)	360 (36 700)	454 (46 300)
35 (1 3/8)	432 (44 000)	538 (54 900)
38 (1 1/2)	525 (53 500)	658 (67 100)

<sup>[1]</sup> Igual que 0.7 veces la resistencia mínima de ruptura en tensión de los tornillos, de acuerdo con las especificaciones *ASTM* para tornillos.

**11.3.1.3** Los tornillos pueden colocarse al apriete cuando se usan en:

- Conexiones por aplastamiento, excepto en los casos que se indican en 11.3.2.4
- Tornillos del Grupo A en tensión, o tensión y cortante combinados, cuando el aflojamiento, la fatiga debido a vibraciones o fluctuaciones de la carga no son consideraciones de diseño.

#### 11.3.2 Tornillos con apriete ajustado (*snug-tight*)

**11.3.2.1** Los tornillos de alta resistencia instalados con apriete ajustado pueden utilizarse en todas las conexiones, excepto en las que se indican más adelante.

**11.3.2.2** El apriete ajustado se define como el que existe cuando todas las partes de una junta están en contacto firme. Puede obtenerse con unos cuantos impactos de una llave de impacto o con el esfuerzo máximo de un trabajador con una llave de tuercas ordinaria.

**11.3.2.3** Para diseñar tornillos con apriete ajustado deben utilizarse las resistencias nominales para conexiones por aplastamiento de la tabla 11.3.2.6.

**11.3.2.4** Deben utilizarse tornillos de alta resistencia pretensados (o soldaduras) en:

- Empalmes de columnas en todas las estructuras de 40 m de altura, o más
- Empalmes de columnas en estructuras de menos de 40 m de altura, si su dimensión horizontal más pequeña es menor que el 25 por ciento de la altura
- Todas las conexiones entre vigas y columnas, y de cualquier otra viga, de las que depende el contraventeo de las columnas, en estructuras de más de 40 m de altura
- Conexiones en las que no puede admitirse el deslizamiento relativo de las partes unidas, como las sujetas a fatiga o a inversiones frecuentes de cargas, o las que forman parte de estructuras muy sensibles a las deflexiones

- e) Estructuras que soportan grúas viajeras de más de 50 kN (5 t) de capacidad, uniones entre elementos que las soportan, uniones entre partes de las armaduras de techo y entre ellas y las columnas, uniones entre tramos de columnas, contraventeo de columnas y apoyos de las grúas
- f) Conexiones para soportes de máquinas móviles u otras cargas vivas que produzcan impacto o inversión de esfuerzos
- g) Conexiones en las que tornillos H-123 (ASTM A490) trabajan en tensión, o tensión y cortante combinados
- h) Conexiones en las que se usen agujeros sobredimensionados o alargados, excepto cuando se empleen específicamente para permitir movimientos
- i) Cualquier otra conexión indicada en los planos de diseño.

**11.3.2.5** En los casos restantes, las conexiones pueden hacerse con tornillos H-118 (ASTM A307), o de alta resistencia con apriete ajustado.

**11.3.2.6** Los dibujos de diseño, fabricación y montaje, deben indicar el tipo o tipos de los tornillos, y especificar si deben, o no, pretensarse.

**Tabla 11.3.2.6 - Resistencia nominal de tornillos y barras roscadas**

Elementos de unión	Tensión MPa (kg/cm <sup>2</sup> )	Cortante en conexiones por aplastamiento	
		Con cuerda incluida (Tipo N) MPa (kg/cm <sup>2</sup> )	Con cuerda excluida (Tipo X) MPa (kg/cm <sup>2</sup> )
Tornillos A307	310 (3 160) <sup>[1]</sup>	186 (1 900) <sup>[2], [3]</sup>	186 (1 900) <sup>[2], [3]</sup>
Tornillos del Grupo A (A325 y equivalentes)	620 (6 320)	372 (3 800) <sup>[3]</sup>	469 (4 780) <sup>[3]</sup>
Tornillos del Grupo B (A490 y equivalentes)	780 (7 950)	469 (4 780) <sup>[3]</sup>	579 (5 900) <sup>[3]</sup>
Partes roscadas	<b>0.75 <math>F_u</math></b> <sup>[1]</sup>	<b>0.45 <math>F_u</math></b> <sup>[1]</sup>	<b>0.56 <math>F_u</math></b> <sup>[1]</sup>

La nomenclatura utilizada para designar a los tornillos es de la *ASTM*

<sup>[1]</sup> Carga estática únicamente

<sup>[2]</sup> Se permite que la rosca esté en los planos de corte

<sup>[3]</sup> Cuando para unir miembros en tensión se empleen conexiones por aplastamiento con tornillos colocados en una longitud, medida paralelamente a la dirección de la fuerza, mayor que 1.0 m, los valores tabulados se reducirán en 20 por ciento

*N* Cuando la rosca está incluida en los planos de corte

*X* Cuando la rosca está excluida de los planos de corte

El factor de resistencia,  $F_R$ , en todos los casos es 0.75

### 11.3.3 Juntas por aplastamiento y juntas de fricción (o de deslizamiento crítico)

**11.3.3.1** Las juntas que transmiten fuerza cortante entre las partes conectadas se diseñan para que la transmisión se haga por aplastamiento entre los tornillos y las partes conectadas, o por fricción entre éstas. Las primeras se denominan juntas “por aplastamiento” (*bearing type joints*), y las segundas “de fricción” o de “deslizamiento crítico” (*slip-critical joints*).

**11.3.3.2** En los planos debe indicarse si los tornillos de juntas por aplastamiento deben apretarse hasta darles la pretensión mínima especificada.

**11.3.3.3** En conexiones de deslizamiento crítico en las que la carga se dirija hacia un borde de una parte conectada, se deberá proporcionar una resistencia de diseño al aplastamiento adecuada, de acuerdo con los requisitos aplicables de 11.3.13.

**11.3.3.4** Los valores de las resistencias nominales de las tablas 11.3.2.6 y 11.3.12.1.1 corresponden a tornillos instalados con apriete ajustado.

### 11.3.4 Tamaños de los agujeros

- En la tabla 11.3.6.1 se indican los tamaños máximos de los agujeros que pueden utilizarse en juntas atornilladas. Los agujeros de placas de base de columnas pueden ser mayores si se requiere por las tolerancias admisibles en la colocación de anclas en cimientos de concreto reforzado
- Siempre se utilizarán agujeros estándar, excepto cuando el diseñador especifique, en conexiones atornilladas, el uso de agujeros sobredimensionados o alargados
- Los agujeros sobredimensionados pueden usarse en cualquiera o en todas las partes unidas en una conexión por fricción, pero su empleo está prohibido en conexiones por aplastamiento. Si las partes exteriores tienen agujeros sobredimensionados, deben colocarse rondanas endurecidas
- Los agujeros alargados cortos pueden usarse en cualquiera o en todas las partes unidas en una conexión por fricción o por aplastamiento. En conexiones por fricción los agujeros pueden tener cualquier dirección, pero en conexiones por aplastamiento su dimensión mayor debe ser perpendicular a la dirección de la carga. Si las partes exteriores tienen agujeros alargados cortos deben colocarse rondanas, las que serán endurecidas cuando los tornillos sean de alta resistencia
- Los agujeros alargados largos pueden usarse sólo en una de las partes comunes a cada superficie de falla individual, tanto en juntas de fricción como de aplastamiento. En conexiones por fricción los agujeros pueden tener cualquier dirección, pero en conexiones por aplastamiento su dimensión mayor debe ser perpendicular a la dirección de la carga. Cuando se usan agujeros alargados largos en una parte exterior, deben colocarse roldanas de placa o una solera continua, con agujeros estándar, de tamaño suficiente para cubrir por completo los agujeros alargados.

**11.3.4.1** En conexiones con tornillos de alta resistencia, las roldanas de placa o las soleras continuas serán de acero de grado estructural, de no menos de 8 mm de grueso; no es necesario que estén endurecidas. Si en algún caso se requieren roldanas endurecidas con tornillos de alta resistencia, se colocarán sobre la cara exterior de la roldana de placa o de la solera.

### 11.3.5 Agarres largos

**11.3.5.1** Cuando la longitud de agarre de tornillos de acero H-118 (ASTM-A307) sea mayor que cinco veces su diámetro, su número se aumentará en uno por ciento por cada 1.5 mm de longitud adicional.

### 11.3.6 Separaciones mínimas

**11.3.6.1** La distancia entre centros de agujeros para tornillos, sean estándar, sobredimensionados o alargados, no será, en general, menor que tres veces el diámetro nominal del conector. De ser necesario, esta distancia puede disminuirse a  $2\frac{2}{3}$  veces el diámetro nominal.

Tabla 11.3.6.1 - Dimensiones nominales de agujeros para tornillos<sup>[1]</sup>

Diámetro nominal del tornillo, $d$		Dimensiones de los agujeros							
		Estándar (diámetro)		Sobredimensionados (diámetro)		Alargados cortos (ancho × longitud)		Alargados largos (ancho × longitud)	
mm	(pulg)	mm	(pulg)	mm	(pulg)	mm	(pulg)	mm	(pulg)
12.7	( $\frac{1}{2}$ )	14.3	( $\frac{9}{16}$ )	15.9	( $\frac{5}{8}$ )	14.3×17.5	( $\frac{9}{16}$ × $\frac{11}{16}$ )	14.3×31.8	( $\frac{9}{16}$ × $1\frac{1}{4}$ )
15.9	( $\frac{5}{8}$ )	17.5	( $\frac{11}{16}$ )	20.6	( $\frac{13}{16}$ )	17.5×22.2	( $\frac{11}{16}$ × $\frac{7}{8}$ )	17.5×39.7	( $\frac{11}{16}$ × $1\frac{9}{16}$ )
19.1	( $\frac{3}{4}$ )	20.6	( $\frac{13}{16}$ )	23.8	( $\frac{15}{16}$ )	20.6×25.4	( $\frac{13}{16}$ ×1)	20.6×47.6	( $\frac{13}{16}$ × $1\frac{7}{8}$ )
22.2	( $\frac{7}{8}$ )	23.8	( $\frac{15}{16}$ )	27.0	( $1\frac{1}{16}$ )	23.8×28.6	( $\frac{15}{16}$ × $1\frac{1}{8}$ )	23.8×55.6	( $\frac{15}{16}$ × $2\frac{3}{16}$ )
25.4	(1)	28.6	( $1\frac{1}{8}$ )	31.8	( $1\frac{1}{4}$ )	28.6×33.3	( $1\frac{1}{8}$ × $1\frac{5}{16}$ )	28.6×63.5	( $1\frac{1}{8}$ × $2\frac{1}{2}$ )
≥28.6	(≥ $1\frac{1}{8}$ )	$d+3.1$	( $d+\frac{1}{8}$ )	$d+7.9$	( $d+\frac{5}{16}$ )	$(d+3.1) \times (d+9.5)$	$(d+\frac{1}{8}) \times (d+\frac{3}{8})$	$(d+3.1) \times (2.5d)$	$(d+\frac{1}{8}) \times (2.5d)$

[1] Los tamaños son nominales.

**11.3.7 Distancia mínima al borde**

**11.3.7.1** La distancia del centro de un agujero estándar al borde de una parte conectada no será menor que el valor aplicable de la tabla 11.3.8.2.a, ni que la requerida en 11.3.13.

**11.3.7.2** Si el agujero es sobredimensionado o alargado, la distancia del centro al borde de una parte conectada no será menor que la requerida para un agujero estándar, de acuerdo con la primera parte de esta sección, más el incremento  $C_1$  indicado en la tabla 11.3.8.2.b. Véanse los requisitos de 11.3.13 para resistencia por aplastamiento.

**11.3.8 Separación y distancias al borde máximas**

**11.3.8.1** La distancia máxima del centro de un tornillo al borde más cercano de las partes en contacto será 12 veces el grueso de la parte conectada en consideración, sin exceder de 150 mm.

**11.3.8.2** La separación longitudinal entre conectores colocados en elementos en contacto continuo, consistentes en una placa y un perfil, o dos placas, será la siguiente:

- a) Para elementos, pintados o sin pintar, no sujetos a corrosión, no excederá de 24 veces el grueso de la placa más delgada, o 300 mm
- b) Para miembros no pintados de acero intemperizable, sujetos a corrosión atmosférica, no será mayor que 14 veces el grueso de la placa más delgada, o 180 mm
- c) Se cumplirán los requisitos indicados en 5.4.1 y 6.4.1.

**Tabla 11.3.8.2.a - Distancia mínima del centro de un agujero estándar <sup>[1]</sup> al borde de la parte conectada <sup>[2]</sup>**

Diámetro nominal del tornillo, $d$	Bordes cortados con cizalla	Bordes laminados de perfiles, placas o soleras, o bordes cortados con soplete <sup>[3]</sup>
	mm (pulg)	mm (pulg)
13 (1/2)	22 (7/8)	19 (3/4)
16 (5/8)	28 (1 1/8)	22 (7/8)
19 (3/4)	32 (1 1/4)	25 (1)
22 (7/8)	38 <sup>[4]</sup> (1 1/2) <sup>4</sup>	29 (1 1/8)
25 (1)	44 <sup>[4]</sup> (1 3/4) <sup>4</sup>	32 (1 1/4)
28 (1 1/8)	51 (2)	38 (1 1/2)
32 (1 1/4)	57 (2 1/4)	41 (1 5/8)
> 32 > (1 1/4)	1.7×diámetro	1.25×diámetro

<sup>[1]</sup> Pueden utilizarse distancias menores si se satisfacen las ecuaciones pertinentes de 11.3.13

<sup>[2]</sup> Para agujeros sobredimensionados o alargados los valores de esta tabla se incrementarán en las cantidades  $C_1$  dadas en la tabla 11.3.8.2.b.

<sup>[3]</sup> Todas las distancias al borde de esta columna pueden reducirse en 3 mm cuando el agujero está en un punto en el que los esfuerzos no exceden del 25 por ciento del esfuerzo máximo de diseño en el elemento.

<sup>[4]</sup> Pueden reducirse a 32 mm en los extremos de ángulos y placas de cortante de conexión de vigas.

**Tabla - 11.3.8.2.b - Valores del incremento de la distancia al borde,  $C_1$**

Diámetro nominal del tornillo, $d$		Agujeros sobredimensionados		Agujeros alargados			Paralelos al borde
				Perpendiculares al borde			
				Cortos		Largos <sup>[1]</sup>	
mm	pulg	mm	pulg				
≤ 22	≤ 7/8	2	1/16	3	1/8	0.75d	0
25	1	3	1/8	3	1/8		
≥ 29	≥ 1 1/8	3	1/8	5	3/16		

<sup>[1]</sup> Cuando la longitud del agujero es menor que la máxima permisible (ver tabla 11.3.6.1),  $C_1$  puede disminuirse en la mitad de la diferencia entre la longitud máxima permisible y la longitud real del agujero.

### 11.3.9 Tensión o cortante

**11.3.9.1** La resistencia de diseño de tornillos y barras roscadas que trabajen en tensión o cortante es igual que el producto del factor de resistencia,  $F_R$ , por el área nominal de la sección transversal de la parte de vástago no roscada,  $A_b$ , y por la resistencia nominal que corresponde a esta parte del vástago,  $F_n$ .

$$F_R R_n = F_R F_n A_b \quad (11.3.9.1)$$

**11.3.9.2** El factor de resistencia es  $F_R = 0.75$ . Las resistencias nominales en tensión o cortante son las de la tabla 11.3.2.6.

**11.3.9.3** Los tornillos de alta resistencia que trabajen en tensión directa se dimensionarán de manera que la fuerza de tensión de diseño no exceda la resistencia de diseño. La fuerza en el tornillo se tomará igual que la suma de la producida por las fuerzas externas factorizadas, más la tensión que pueda resultar de la acción de palanca ocasionada por la deformación de las partes conectadas.

**11.3.9.4** Si la conexión está sujeta a cargas repetidas, deben evitarse las fuerzas por acción de palanca y los tornillos deben pretensarse.

**11.3.9.5** El esfuerzo mínimo especificado de ruptura en tensión,  $F_u$ , de los tornillos de alta resistencia, se da en 1.4.3, y se transcriben a continuación:

- Tornillos H-124 (ASTM A325) de diámetro no mayor de 25 mm (1 pulg.);  $F_u = 830$  MPa (8 440 kg/cm<sup>2</sup>)
- Tornillos H-124 (ASTM A325) de diámetro mayor de 25 mm (1 pulg.);  $F_u = 725$  MPa (7 380 kg/cm<sup>2</sup>)
- Tornillos H-123 (ASTM A490) de cualquier diámetro;  $F_u = 1 035$  MPa (10 550 kg/cm<sup>2</sup>).

### 11.3.10 Tensión y cortante combinados en conexiones por aplastamiento

**11.3.10.1** La resistencia de un tornillo sujeto a tensión y fuerza cortante combinadas se determina de acuerdo con los estados límite de ruptura por tensión y cortante, de la manera siguiente:

$$R_n = F'_{nt} A_b \quad (11.3.10.1.a)$$

$F'_{nt}$  es el esfuerzo nominal en tensión modificado para incluir los efectos de los esfuerzos cortantes

$$F'_{nt} = 1.3F_{nt} - \frac{F_{nt}}{0.75F_{nc}} f_{rc} \leq F_{nt} \quad (11.3.10.1.b)$$

- $F_{nt}$  es el esfuerzo nominal en tensión de la tabla 11.3.2.6  
 $F_{nc}$  es el esfuerzo nominal en cortante de la tabla 11.3.2.6  
 $f_{rc}$  es el esfuerzo cortante requerido

**11.3.10.1** El esfuerzo cortante del tornillo debe ser igual o mayor que el esfuerzo requerido,  $f_{rc}$ .

### 11.3.11 Tornillos de alta resistencia en juntas que trabajan por fricción

El diseño por cortante de tornillos de alta resistencia en juntas que no se deben deslizar se hace de conformidad con 11.3.11.1, y se revisa por cortante de acuerdo con 11.3.9 o 11.3.10, y por aplastamiento según 11.3.4 y 11.3.13.

#### 11.3.11.1 Conexiones de deslizamiento crítico diseñadas bajo cargas de diseño (factorizadas)

**11.3.11.1.1** La resistencia de diseño al deslizamiento por tornillo,  $F_{Rrstr}$ , debe ser igual o mayor que la resistencia requerida por tornillo, debida a cargas factorizadas.

$$r_{str} = 1.13 \mu T_b N_s h_f \quad (11.3.11.1.1)$$

- $T_b$  es la pretensión mínima por tornillos dada en la tabla 11.3.1.2
- $N_s$  es el número de planos de deslizamiento
- $h_f$  = 1.00 cuando se tiene una placa de relleno entre las partes conectadas, y  
= 0.85 cuando se tiene dos o más placas de relleno entre las partes conectadas
- $\mu$  es el coeficiente de deslizamiento medio. Puede determinarse por medio de ensayos, o tomar los valores siguientes:
- $\mu = 0.30$ , para superficies clase *A* (superficies de acero sin pintar, libres de escamas de laminado, o superficies con recubrimientos de clase *A* sobre acero limpiado con chorro de arena, granalla o galvanizadas con superficie rugosa)
  - $\mu = 0.50$ , para superficies clase *B* (superficies de acero sin pintar, limpiadas con chorro de arena, o superficies con recubrimientos de clase *B* sobre acero limpiado con chorro de arena o granalla).
- $F_R$  es el factor de resistencia, igual que:
- 1.00, para agujeros estándar o alargados cortos, perpendiculares a la dirección de la fuerza
  - 0.85, para agujeros sobredimensionados y alargados cortos paralelos a la dirección de la fuerza
  - 0.70, para agujeros alargados.

### 11.3.12 Tensión y cortante combinados en conexiones por fricción

11.3.12.1 El diseño de conexiones de deslizamiento crítico sujetas a fuerzas de tensión se hará de acuerdo con 11.3.11.1 y 11.3.12.1.

#### 11.3.12.1 Conexiones de deslizamiento crítico diseñadas bajo cargas factorizadas

11.3.12.1.1 Cuando una conexión de deslizamiento crítico está sujeta a una fuerza de tensión  $T_u$  que reduce la fuerza de apriete, la resistencia  $F_R r_{str}$ , calculada de conformidad con 11.3.11.1, debe multiplicarse por el factor  $1 - T_u / (1.13 T_b N_b)$ , donde  $T_b$  es la pretensión mínima en el tornillo (tabla 11.3.1.2), y  $N_b$  el número de tornillos que resisten la fuerza de tensión factorizada  $T_u$ .

Tabla 11.3.12.1.1 – Resistencia nominal al cortante,  $F_v$ , en MPa (kg/cm<sup>2</sup>), de tornillos en conexiones en las que el deslizamiento es crítico <sup>[1], [2]</sup>

Tipo de tornillo	Agujeros estándar	Agujeros sobredimensionados y alargados cortos	Agujeros alargados largos	
			Perpendiculares a la línea de acción de la fuerza	Paralelos a la línea de acción de la fuerza
H-124 (A325)	117 (1 200)	103 (1 050)	83 (840)	69 (700)
H-123 (A490)	145 (1 480)	124 (1 270)	103 (1 050)	90 (915)

[1] Los valores de la tabla están basados en superficies clase A con coeficiente de deslizamiento  $\mu = 0.30$ .

[2] Para cada plano de cortante.

### 11.3.13 Resistencia al aplastamiento y desgarramiento en los agujeros para tornillos

11.3.13.1 La resistencia al aplastamiento en agujeros para tornillos es  $F_R R_n$ , donde  $F_R$  vale 0.75 y  $R_n$  es la resistencia nominal al aplastamiento del material conectado, que se calcula como se indica en 11.6.1.

11.3.13.2 La resistencia al aplastamiento debe revisarse en los dos tipos de conexiones con tornillos de alta resistencia, por aplastamiento y desgarramiento.

11.3.13.3 Los agujeros sobredimensionados y alargados, cortos o largos, paralelos a la línea de fuerza, sólo pueden utilizarse en conexiones por fricción, de acuerdo con 11.3.4.

11.3.13.4 Para un tornillo en una conexión con agujeros estándar, sobredimensionados o alargados cortos, independientemente de la dirección de la carga, o con agujeros alargados largos paralelos a la dirección de la fuerza de aplastamiento:

- a) Si la deformación alrededor de los agujeros, bajo cargas de servicio, es una consideración de diseño

$$R_n = 2.4dtF_u \quad (11.3.13.4.a)$$

- b) Si no lo es,

$$R_n = 3.0dtF_u \quad (11.3.13.4.b)$$

**11.3.13.5** Para un tornillo en una conexión con agujeros estándar, sobredimensionados o alargados cortos, independientemente de la dirección de la carga, o con agujeros alargados largos paralelos a la dirección de la fuerza de desgarramiento:

- a) Si la deformación alrededor de los agujeros, bajo cargas de servicio, es una consideración de diseño:

$$R_n = 1.2L_c t F_u \quad (11.3.13.5.a)$$

- b) Si no lo es:

$$R_n = 1.5L_c t F_u \quad (11.3.13.5.b)$$

**11.3.13.6** Para un tornillo en una conexión con agujeros alargados largos perpendiculares a la línea de fuerza:

- a) Aplastamiento:

$$R_n = 2.0dtF_u \quad (11.3.13.6.a)$$

- b) Desgarramiento:

$$R_n = 1.0L_c t F_u \quad (11.3.13.6.b)$$

$L_c$  es la distancia libre, en la dirección de la fuerza, entre el borde de un agujero y el borde del agujero adyacente o del material

$d$  es el diámetro nominal del tornillo

$F_u$  es el esfuerzo mínimo especificado de ruptura en tensión del material conectado

$t$  es el grueso de la parte conectada crítica

$R_n$  es la resistencia nominal al aplastamiento del material conectado

**11.3.13.7** La resistencia total al aplastamiento de una conexión es igual que la suma de las resistencias al aplastamiento de los tornillos individuales que hay en ella.

## 11.4 Elementos que forman parte de conexiones entre miembros

**11.4.1** Esta sección se aplica al diseño de elementos de conexión, como placas de nudo en armaduras, ángulos, ménsulas y la zona común a los dos miembros en conexiones viga-columna.

### 11.4.1 Resistencia de diseño de elementos de conexión en tensión

**11.4.1.1** La resistencia de diseño,  $F_R R_n$ , de elementos de conexión cargados estáticamente en tensión, soldados o atornillados, es el valor más pequeño de los correspondientes a los estados límite de flujo plástico o ruptura en tensión, o de ruptura en bloque de cortante.

- a) Cuando el elemento fluye en tensión ( $F_R = 0.90$ )

$$R_n = F_y A_t \quad (11.4.1.1.a)$$

- b) Cuando el elemento se fractura en tensión ( $F_R = 0.75$ )

$$R_n = F_y A_{nt} \quad (11.4.1.1.b)$$

11.4.1.2  $A_{nt}$  es el área neta efectiva en tensión, que no debe tomarse mayor que  $0.85A_t$ , en conexiones atornilladas.

#### 11.4.2 Resistencia de diseño de elementos de conexión en cortante

11.4.2.1 La resistencia de diseño correspondiente al estado límite de ruptura a lo largo de una trayectoria de falla por cortante, en los elementos afectados de los miembros conectados, es el valor menor de los correspondientes a los estados límite de fluencia o ruptura en cortante.

- a) Cuando el elemento fluye en cortante ( $F_R = 0.90$ )

$$R_n = 0.60 F_y A_t \quad (11.4.2.1.a)$$

- b) Cuando el elemento se fractura por cortante ( $F_R = 0.75$ )

$$R_n = 0.60 F_u A_{nc} \quad (11.4.2.1.b)$$

11.4.2.2  $A_t$  es el área total y  $A_{nc}$  es el área neta de corte a lo largo de la trayectoria de falla.

#### 11.4.3 Resistencia de diseño de ruptura en bloque por cortante y tensión

11.4.3.1 En el estado límite de ruptura en bloque por cortante y tensión la resistencia es igual que la suma de las resistencias de ruptura en una o más trayectorias de cortante y la ruptura en tensión en un segmento perpendicular a ellas. Debe revisarse en los extremos de vigas en los que se haya cortado un patín para conectarlas, y en situaciones similares, como conexiones de miembros en tensión y placas de nudo.

11.4.3.2 Cuando se emplea la resistencia de ruptura en la sección neta para determinar la resistencia de un segmento, en el perpendicular a él se utiliza el esfuerzo de fluencia en la sección total.

11.4.3.3 La resistencia de ruptura por cortante y tensión del bloque a lo largo de una o varias trayectorias de falla por cortante y una de falla por tensión se toma igual que  $F_R R_n$ , donde  $F_R = 0.75$  y:

$$R_n = 0.6 F_u A_{nc} + U_{bs} F_u A_{nt} \leq 0.6 F_y A_{tc} + U_{bs} F_u A_{nt} \quad (11.4.3.3)$$

- $A_{tc}$  es el área total en cortante  
 $A_{nt}$  es el área neta en tensión  
 $A_{nc}$  es el área neta en cortante  
 $U_{bs} = 1.0$  cuando el esfuerzo de tensión es uniforme  
 $= 0.5$  cuando no es uniforme

11.4.3.4 La figura 11.4.3.3 muestra ejemplos de superficies de falla de ruptura en bloque por cortante y tensión.

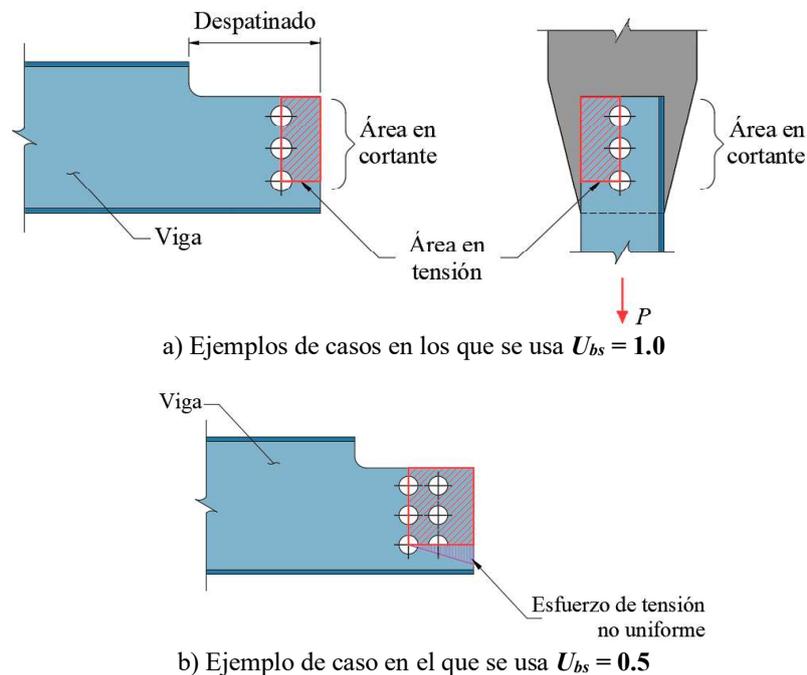


Figura 11.4.3.3 Superficies de falla de ruptura en bloque por cortante y tensión

#### 11.4.4 Otros elementos de conexión

11.4.4.1 Se determina su resistencia de diseño,  $F_R R_n$ , correspondiente al estado límite aplicable, que debe ser igual o mayor que la resistencia requerida.  $R_n$  es la resistencia nominal apropiada a la geometría y tipo de carga del elemento de conexión. Para flujo plástico por cortante

$$R_n = 0.60 A_t F_y \quad (11.4.4.1)$$

11.4.4.2  $F_R$  es igual que 0.9

#### 11.5 Placas de relleno

##### 11.5.1 Juntas atornilladas

11.5.1.1 Cuando un tornillo pasa a través de placas de relleno de espesor no mayor que 6 mm, no se reduce su resistencia de diseño en cortante. Si el grueso de las placas de relleno es mayor que 6 mm, debe satisfacerse alguno de los requisitos siguientes:

- Si el grueso de los rellenos no excede de 19 mm, se reduce la resistencia de diseño de los tornillos multiplicándola por el factor  $1 - 0.0154(t - 6)$ , pero no menor que 0.85; donde  $t$  es el grueso total de los rellenos, en mm
- Los rellenos deben prolongarse más allá de la junta y la prolongación se asegura con tornillos suficientes para distribuir uniformemente, en la sección transversal combinada del elemento conectado y los rellenos, la fuerza total en el elemento conectado
- Se aumenta el tamaño de la junta, para colocar un número de tornillos equivalente al número total requerido en 11.5.1.1.b
- La junta se diseña como de deslizamiento crítico, con tornillos de alta resistencia.

### 11.5.2 Juntas soldadas

**11.5.2.1** Cuando se utilicen placas de relleno de 6 mm de grueso o más en juntas soldadas, deberán prolongarse fuera de los bordes de la placa de conexión y unirse a la parte en la que se colocan con soldadura suficiente para transmitir la fuerza de la placa de conexión, aplicada en la superficie de relleno como una fuerza excéntrica. Las soldaduras que unen la placa de conexión con la de relleno deben ser capaces de transmitir la fuerza de la placa de conexión y su longitud será suficiente para evitar esfuerzos excesivos en la placa de relleno a lo largo del borde de la soldadura.

**11.5.2.2** Cuando se utilicen placas de relleno de menos de 6 mm de grueso, sus bordes se recortarán de manera que coincidan con los elementos que soportan las cargas y el tamaño de las soldaduras de filete colocadas en esos bordes se aumentará sobre el requerido por el cálculo en una cantidad igual que el grueso del relleno.

### 11.6 Empalmes

**11.6.1** Las uniones entre tramos de vigas o travesaños armadas realizadas por medio de soldaduras de penetración deben desarrollar la resistencia completa de la menor de las secciones empalmadas. Si se usan otros elementos de unión, las conexiones deberán desarrollar, cuando menos, la resistencia requerida para transmitir las fuerzas existentes en la sección donde se haga el empalme.

#### 11.6.1 Resistencia de diseño por aplastamiento

**11.6.1.1** La resistencia de diseño de superficies que transmiten fuerzas por aplastamiento de una a otra es  $F_R R_n$ , donde  $F_R$  es igual que 0.75 y  $R_n$  se define para varios casos.

##### 11.6.1.1 Superficies cepilladas o con un acabado semejante

**11.6.1.1.1** Para superficies cepilladas, pasadores en agujeros escariados o barrenados, y extremos ajustados de atiesadores de apoyo:

$$R_n = 1.8 F_y A_a \quad (11.6.1.1.1)$$

##### 11.6.1.2 Rodillos o balancines en apoyos libres

**11.6.1.2.1** Si  $d \leq 600$  mm

$$R_n = 1.2 (F_y - 88) l d / 20, \text{ en MPa y mm} \quad (11.6.1.2.1)$$

$$(R_n = 1.2 (F_y - 900) l d / 20, \text{ en kg/cm}^2 \text{ y cm})$$

**11.6.1.2.2** Si  $d > 600$  mm

$$R_n = 29.4 (F_y - 88) l \sqrt{d} / 20, \text{ en MPa y mm} \quad (11.6.1.2.2)$$

$$(R_n = 9.3 (F_y - 900) l \sqrt{d} / 20, \text{ en kg/cm}^2 \text{ y cm})$$

$F_y$  es el menor de los esfuerzos de fluencia de los dos materiales en contacto

$A_a$  es el área de aplastamiento

$d$  es el diámetro del rodillo

$l$  es la longitud de aplastamiento

## 11.7 Barras de anclaje y embebidos

**11.7.1** Se tomarán las medidas necesarias para que la estructura de concreto resista las cargas transmitidas por las anclas o embebidos metálicos evitando fallas locales o generalizadas de la estructura de soporte. El diseño de anclas y embebidos se hará de acuerdo con el Capítulo 13.

**11.7.2** Las anclas se diseñarán para transmitir las fuerzas cortantes que aparezcan en las bases de las columnas, a menos que se utilicen otros mecanismos de transmisión. También deberán transmitir a la estructura de soporte todas las fuerzas de tensión, incluyendo las que resulten de momentos debidos al empotramiento completo o parcial de las columnas.

**11.7.3** El diseño de los elementos de acero estructural del embebido se hará de acuerdo con esta Norma.

**11.7.4** Los tornillos y barras que se utilicen como anclas, y que deban transmitir fuerzas de tensión, estarán ahogados en el concreto una longitud suficiente, y/o tendrán placas de anclaje en el extremo para transmitir la fuerza de diseño al concreto por adherencia, cortante, aplastamiento o una combinación de varios de esos efectos, así como, las fallas en el concreto. Todos los estados límite que se deben revisar se especifican en el Capítulo 13.

**11.7.5** Las fuerzas cortantes se transmitirán del embebido al concreto por medio de tornillos de cortante o por cortante por fricción.

**11.7.6** Cuando se suelden elementos a embebidos ya instalados, que estén en contacto con el concreto, se tomarán las precauciones que sean necesarias para evitar una expansión térmica excesiva del embebido, que pueda ocasionar desgarramiento o agrietamiento del concreto o esfuerzos excesivos en las anclas del embebido.

**11.7.7** Las placas base y el sistema de anclaje se diseñan de acuerdo con el Capítulo 13.

**11.7.8** El anclaje a estructuras de concreto puede hacerse por medio de elementos postensados de acero de alta resistencia. El material y los requisitos de diseño de los elementos de acero de alta resistencia y de sus anclajes y accesorios, así como los procedimientos de fabricación e instalación, estarán de acuerdo con las especificaciones de los códigos aplicables.

## 11.8 Almas y patines con cargas concentradas

### 11.8.1 Bases para el diseño

**11.8.1.1** Las almas de los miembros de sección transversal H o I sobre los que actúan cargas concentradas aplicadas en un solo patín que producen compresiones en el alma, deben satisfacer los requisitos de 11.8.3, 11.8.4 y 11.8.5, que corresponden, respectivamente, a resistencia a la iniciación del flujo plástico, al aplastamiento y a pandeo con desplazamiento lateral. Cuando las cargas están aplicadas en los dos patines de una misma sección transversal, las almas cumplirán los requisitos de 11.8.3, 11.8.4 y 11.8.6, referentes a resistencias y a pandeo.

**11.8.1.2** Para el diseño de almas sujetas a fuerzas cortantes elevadas véase en 11.8.7, y para los atiesadores de apoyo, en 11.8.8.

**11.8.1.3** Cuando actúen cargas concentradas aplicadas en uno o en los dos patines, que traten de que éstos se deformen flexionándose localmente hacia afuera, y producen tensiones en el alma, deberán cumplirse los requisitos de 11.8.2 y 11.8.3.

**11.8.1.4** Los atiesadores transversales o en diagonal, y las placas adosadas al alma, de 11.8.2 a 11.8.7 deben satisfacer, además, los requisitos de 11.8.8 y 11.8.9, respectivamente.

### 11.8.2 Flexión local del patín

**11.8.2.1** Esta sección se refiere a la flexión local del patín producida por una carga lineal, normal al eje del alma, que trata de deformarlo flexionándolo hacia afuera. Un ejemplo de este tipo de carga es la producida, en el patín de una columna, por el patín en tensión de una viga conectada rígidamente a ella (fig. 11.8.2.1).

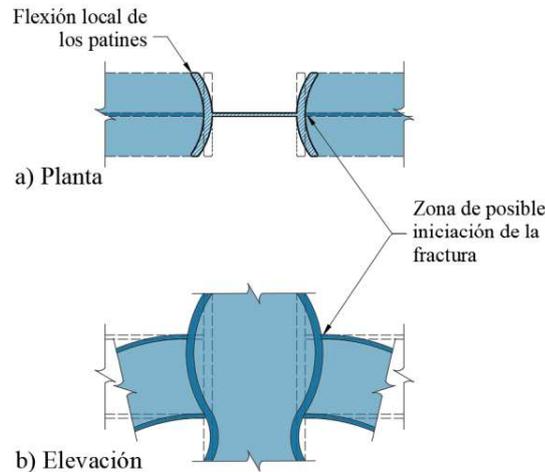


Figura 11.8.2.1 - Deformación de una columna sin atiesadores

11.8.2.2 La resistencia de diseño en flexión de un patín sometido a una carga lineal de tensión del tipo de la indicada en el párrafo anterior, es  $F_R R_N$ , donde  $F_R$  se tomará igual que 0.90 y  $R_N$  está dada por:

$$R_N = 6.25 t_p^2 F_y \quad (11.8.2.2)$$

11.8.2.3 Si la fuerza exterior de diseño no es mayor que  $F_R R_N$ , donde  $R_N$  está dado por la ec. 11.8.2.2, los patines no requieren ningún refuerzo. En caso contrario, se utiliza un par de atiesadores, colocados en los dos lados del alma y ligados a ella y a los patines, que coincidan con el elemento que aplica la fuerza exterior. La longitud de los atiesadores debe ser, como mínimo, la mitad del peralte del alma.

11.8.2.4 Los atiesadores se sueldan al patín cargado, para desarrollar la fuerza que les corresponde, y al alma para transmitirle esta fuerza.

11.8.2.5 Si la fuerza exterior está aplicada a una distancia del extremo del miembro menor que  $10t_p$ ,  $R_N$  se reduce en 50 por ciento.

11.8.2.6 Cuando la longitud de la carga lineal, medida normalmente al alma de la sección que la recibe, no excede de  $0.15b$ , donde  $b$  es el ancho del patín (fig. 11.8.2.6), no es necesario revisar la ec. 11.8.2.2.

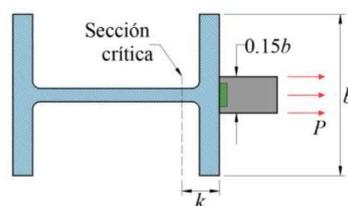


Figura 11.8.2.6 - Longitud máxima de la carga normal al alma para la que no se requiere revisar la flexión local del patín

### 11.8.3 Flujo plástico local del alma

11.8.3.1 Esta sección se refiere al flujo plástico local del alma frente a fuerzas concentradas.

11.8.3.2 La región crítica del alma es la que corresponde, en secciones laminadas, a la iniciación de las curvas de unión con los patines, y en secciones soldadas, a los bordes de las soldaduras de unión entre alma y patines.

**11.8.3.3** La resistencia de diseño en la región crítica del alma de miembros de sección transversal H o I en los que actúan cargas concentradas que producen tensiones o compresiones en el alma es  $F_R R_N$ , donde  $F_R$  se toma igual que 1.0 y  $R_N$  se determina como sigue:

- a) Cuando la fuerza que debe resistirse es una carga concentrada que produce tensión o compresión en el alma del elemento que la recibe, aplicada en un punto o a lo largo de una recta normal al alma de ese elemento, situada a una distancia del extremo del elemento no menor que su peralte:

$$R_N = F_y t_a (5k + l) \tag{11.8.3.3.a}$$

- b) Cuando la fuerza que debe ser resistida cumple las condiciones de 11.8.3.a, pero está aplicada en el extremo del elemento que la recibe, o a una distancia del extremo menor que su peralte:

$$R_N = F_y t_a (2.5k + l) \tag{11.8.3.3.b}$$

- $l$  es la longitud del apoyo o grueso de la placa que aplica la fuerza lineal
- $k$  es la distancia de la cara exterior del patín a la región crítica del alma definida arriba

*Comentario*

Las ecs. 11.8.3.3.a y 11.8.3.3.b, se aplican, entre otros casos, a los apoyos de vigas o trabes armadas, siendo la fuerza exterior la reacción en el apoyo (fig. C11.8.3.3.a), a conexiones rígidas entre vigas y columnas, en las que la fuerza exterior es la aplicada en la columna por el patín, en tensión o compresión, de la viga (fig. C11.8.3.3.b), y a las zonas de vigas en que haya cargas concentradas producidas por otras vigas o columnas que se apoyan en ellas.

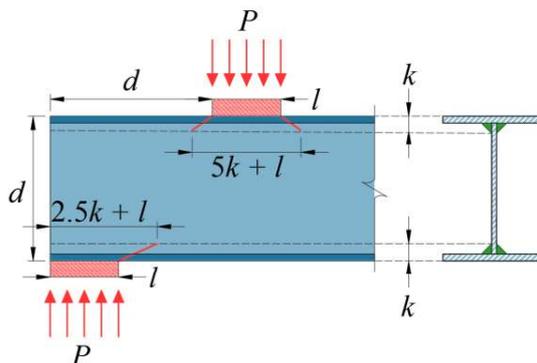


Figura C11.8.3.3.a - Longitud del tramo crítico; estado límite de flujo plástico local del alma de la viga

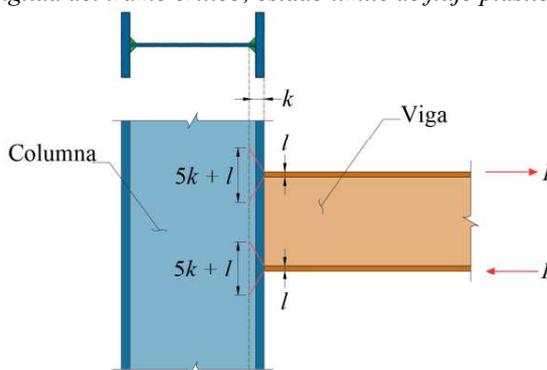


Figura C11.8.3.3.b - Longitud crítica; estado límite de flujo plástico local del alma de la columna

**11.8.3.4** Si la fuerza exterior de diseño excede la resistencia calculada con la ec. 11.8.3.3.a, o 11.8.3.3.b, ha de aumentarse la longitud de apoyo, repartir la carga en una zona más amplia, reforzar el alma con placas adosadas a ella o colocar atiesadores en pares, en los dos lados del alma. Cuando la fuerza es tensión, los atiesadores deben soldarse al patín cargado, para

desarrollar la fuerza que les corresponda. Cuando es compresión, se sueldan o se ajustan al patín; en uno u otro caso, la soldadura que los une con el alma debe transmitirle a ésta la fuerza en el atiesador.

#### 11.8.4 Doble local del alma (*web crippling*)

11.8.4.1 La compresión producida en el alma por una carga concentrada aplicada a través de un patín, no debe ser mayor que  $F_R R_N$ , donde  $F_R$  se tomará igual que 0.75, y  $R_N$  se determina como sigue:

- a) Cuando la fuerza concentrada de compresión está aplicada a una distancia del extremo del miembro mayor o igual que  $d/2$ :

$$R_N = 0.80 t_a^2 \left[ 1 + 3 \frac{l}{d} \left( \frac{t_a}{t_p} \right)^{1.5} \right] \sqrt{\frac{E F_y t_p}{t_a}} Q_f \quad (11.8.4.1.a)$$

- b) Cuando la fuerza concentrada de compresión está aplicada a una distancia del extremo del miembro menor que  $d/2$ :

Si  $l/d \leq 0.2$

$$R_N = 0.40 t_a^2 \left[ 1 + 3 \frac{l}{d} \left( \frac{t_a}{t_p} \right)^{1.5} \right] \sqrt{\frac{E F_y t_p}{t_a}} Q_f \quad (11.8.4.1.b)$$

Si  $l/d > 0.2$

$$R_N = 0.40 t_a^2 \left[ 1 + \left( \frac{4l}{d} - 0.20 \right) \left( \frac{t_a}{t_p} \right)^{1.5} \right] \sqrt{\frac{E F_y t_p}{t_a}} Q_f \quad (11.8.4.1.c)$$

$d$  es el peralte total del elemento

$l$  es la longitud de apoyo o grueso de la placa que aplica la fuerza lineal

$Q_f = 1.0$  para perfiles laminados, canales, secciones cajón, y para secciones huecas OR u OC (*HSS*) con superficie de conexión en tensión.

= como se indica en el Capítulo 14 para todas las demás condiciones de secciones huecas OR u OC (*HSS*).

11.8.4.2 Si no se cumplen las condiciones anteriores, se colocará un par de atiesadores o una placa adosada al alma. Los atiesadores estarán en contacto con el patín que recibe la carga, para resistirla por aplastamiento, o soldados a él. La soldadura que los conecta con el alma se dimensionará para transmitirle la fuerza en los atiesadores.

#### 11.8.5 Pandeo del alma con desplazamiento lateral

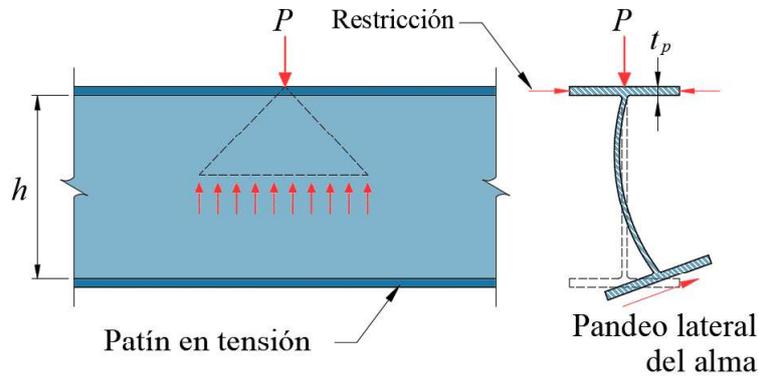
11.8.5.1 Cuando el desplazamiento lateral relativo entre el patín cargado, en compresión, y el patín en tensión, no está restringido en el punto de aplicación de una carga concentrada (fig. 11.8.5.1), la resistencia del alma es  $F_R R_N$ , donde  $F_R$  se toma igual que 0.85 y la resistencia nominal  $R_N$  se determina como sigue:

- a) Cuando la rotación del patín cargado, en compresión, está restringida:

Si  $(h/t_a)/(L/b) \leq 2.3$

$$R_N = \frac{C t_a^3 t_p}{h^2} \left[ 1 + 0.40 \left( \frac{h/t_a}{L/b} \right)^3 \right] \quad (11.8.5.1)$$

Si  $(h/t_a)/(L/b) > 2.3$ , no es necesario revisar este estado limite.

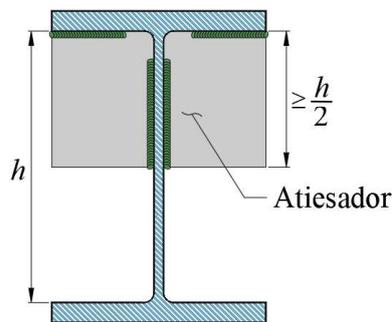


**Figura 11.8.5.1 - Pandeo del alma con desplazamiento lateral**

**11.8.5.2** Si se requiere una resistencia del alma mayor, el patín inferior debe soportarse lateralmente, en forma local, o deben colocarse, frente a la fuerza concentrada de compresión, un par de atiesadores o una placa adosada al alma, que ocupen, cuando menos, la mitad del peralte del alma (fig. 11.8.5.4).

**11.8.5.3** Los atiesadores estarán en contacto con el patín que recibe la carga, para resistirla por aplastamiento, o soldados a él para desarrollar la fuerza exterior completa. La soldadura que los conecta con el alma se dimensionará para transmitir la fuerza en los atiesadores.

**11.8.5.4** Las placas adosadas al alma se dimensionan para resistir la fuerza aplicada total.



**Figura 11.8.5.4 - Incremento de la resistencia del alma mediante un par de atiesadores**

b) Cuando la rotación del patín cargado, en compresión, no está restringida:

Si  $(h/t_a)/(L/b) \leq 1.7$

$$R_N = \frac{C_r t_a^3 t_p}{h^2} \left[ 0.40 \left( \frac{h/t_a}{L/b} \right)^3 \right] \tag{11.8.5.4}$$

Si  $(h/t_a)/(L/b) > 2.3$ , no es necesario revisar este estado límite.

**L** es la longitud máxima no contraventeada lateralmente en la zona donde está aplicada la carga, medida a lo largo de cualquiera de los patines

**h** es el peralte del alma entre las regiones críticas definidas en 11.8.3

Si  $M_u < M_y$  en el punto de aplicación de la carga:  $C_r = 6.75 \times 10^6$  MPa (67 500 000 kg/cm<sup>2</sup>)

Si  $M_u \geq M_y$  en el punto de aplicación de la carga:  $C_r = 3.38 \times 10^6 \text{ MPa}$  (33 750 000 kg/cm<sup>2</sup>)

**11.8.5.5** Si se requiere una resistencia del alma mayor, los dos patines se soportarán lateralmente en la sección en la que está aplicada la carga concentrada.

**11.8.6 Pandeo en compresión del alma**

**11.8.6.1** La resistencia de diseño en compresión de porciones no atiesadas del alma de miembros en los que actúan cargas concentradas aplicadas en los dos patines (fig. 11.8.6.4), es  $F_R R_N$ , donde  $F_R$  se tomará igual que 0.90 y

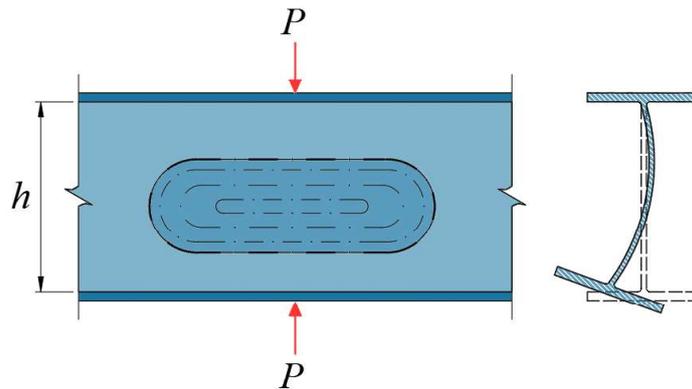
$$R_N = \frac{24t_a^3 \sqrt{EF_{yu}}}{h} Q_f \tag{11.8.6.1}$$

$Q_f = 1.0$  para perfiles laminados, canales, secciones cajón, y para secciones huecas (HSS) con superficie de conexión en tensión.

$Q_f =$  como se indica en el Capítulo 14 para todas las demás condiciones de secciones huecas (HSS).

**11.8.6.2** Cuando el par de fuerzas concentradas de compresión está aplicado a una distancia del extremo del miembro menor que  $d/2$ ,  $R_N$  se reduce en 50 por ciento.

**11.8.6.3** El valor de  $R_N$  puede incrementarse por medio de un atiesador o un par de atiesadores, ligados al alma, o de una placa adosada a ella, de peralte completo.



**Figura 11.8.6.4 - Falla del alma por pandeo**

**11.8.7 Resistencia de la zona del panel**

**11.8.7.1** La resistencia de diseño de la zona del panel, o del alma comprendida entre las fronteras de las conexiones rígidas (fig. 11.8.7.2), es  $F_R R_V$ , donde  $F_R$  se toma igual que 0.90 y  $R_V$  se determina como sigue:

- a) Cuando no se tiene en cuenta la inestabilidad de la estructura en el análisis, incluyendo deformaciones plásticas en el tablero del alma

Si  $P_u \leq 0.4P_y$   $R_V = 0.60F_y d_c t_a$  (11.8.7.1.a)

Si  $P_u > 0.4P_y$   $R_V = 0.60F_y d_c t_a \left( 1.40 - \frac{P_u}{P_y} \right)$  (11.8.7.1.b)

- b) Cuando se tiene en cuenta la inestabilidad de la estructura en el análisis, incluyendo deformaciones plásticas en el tablero del alma.

Si  $P_u \leq 0.75P_y$

$$R_v = 0.60F_y d_c t_a \left( 1 + \frac{3b_{cp} t_{cp}^2}{d_v d_c t_a} \right) \quad (11.8.7.1.c)$$

Si  $P_u > 0.75P_y$

$$R_v = 0.60F_y d_c t_a \left( 1 + \frac{3b_{cp} t_{cp}^2}{d_v d_c t_a} \right) \left( 1.90 - \frac{1.20P_u}{P_y} \right) \quad (11.8.7.1.d)$$

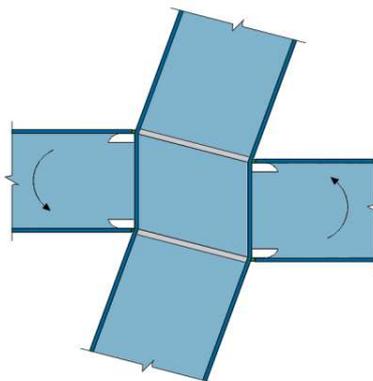
$b_{cp}, d_c$  es el ancho del patín de la columna y peralte total de la sección que se está revisando (generalmente una columna)

$P_u$  es la fuerza de compresión de diseño en la sección

$P_y$  es la fuerza axial que ocasiona la plastificación de un miembro, igual que el producto del área de su sección transversal por el esfuerzo de fluencia del material

$d_v, t_{cp}$  es el peralte de la sección que aplica las fuerzas (generalmente una viga) y el espesor del patín de la columna

**11.8.7.2** Si se requiere reforzar el alma, se utilizarán placas adosadas a ella o atiesadores en diagonal. Unas u otros, y sus soldaduras, se diseñarán para desarrollar la parte de la fuerza cortante total que les corresponde.



**Figura 11.8.7.2 - Deformación por cortante del alma de una columna**

### 11.8.8 Atiesadores

**11.8.8.1** Se colocarán atiesadores en pares, en los dos lados del alma, en todos los extremos libremente apoyados de vigas y traves armadas, y en los apoyos intermedios de vigas continuas. Estos atiesadores ocuparán el peralte completo del alma. También se colocarán pares de atiesadores o placas adosadas al alma en puntos intermedios de vigas, traves o columnas, en los que actúen cargas concentradas que producen acciones internas de diseño cuyo valor sea mayor que las resistencias correspondientes dadas por el que sea aplicable de 11.8.2 a 11.8.7.

**11.8.8.2** Además, se cumplirán los requisitos siguientes:

- Los atiesadores que trabajan en compresión se dimensionarán de manera que no fallen por pandeo local. Para ello deben satisfacer los requisitos de 2.2 de esta norma
- La suma del ancho de cada atiesador más la mitad del grueso del alma del miembro sobre el que actúa la carga concentrada no será menor que un tercio del ancho del patín o de la placa de conexión a través de la cual se aplica esa carga

- c) El grueso de los atiesadores no será menor que la mitad del grueso del patín o de la placa a través de la que se aplica la carga concentrada, ni menor que el ancho entre 16
- d) Cuando la carga concentrada actúa en un solo patín del elemento que la recibe, basta con que los atiesadores lleguen a la mitad del peralte del alma
- e) La soldadura que une los atiesadores con el alma del elemento sobre el que actúan cargas concentradas debe dimensionarse para que transmita la fuerza en los atiesadores ocasionada por los momentos diferentes que obran en los lados opuestos del elemento atiesado
- f) Cuando la carga normal al patín es de tensión, los atiesadores deben soldarse al patín cargado; cuando la carga es de compresión, pueden soldarse o ajustarse al patín cargado. En el segundo caso, la carga se transmite por contacto directo entre el patín y los atiesadores. Cuando se utilice soldadura, debe dimensionarse para que transmita al atiesador la totalidad de la fuerza aplicada en el patín.

**11.8.8.3** Si las conexiones se hacen soldando directamente a la columna los patines o las placas horizontales, las placas de continuidad deben transmitir las fuerzas de los patines de la viga al alma o almas de la columna; su grueso y ancho totales no serán menores que los del patín de la viga o de la placa horizontal.

**11.8.8.4** La unión entre los atiesadores, o las placas de continuidad, y las caras interiores de los patines de la columna se hará con soldaduras de penetración, o con filetes colocados en los dos lados de la placa, que tendrán una resistencia de diseño no menor que la del área de contacto de la placa con los patines de la columna.

**11.8.8.5** Las soldaduras entre las placas de continuidad y el alma de la columna tendrán una resistencia de diseño al corte no menor que la más pequeña de las cantidades siguientes:

- a) La suma de las resistencias de diseño de las uniones entre las placas de continuidad y los patines de la columna
- b) La resistencia de diseño al corte del área de contacto de la placa con el alma de la columna
- c) La resistencia de diseño al cortante del alma de la columna en la junta
- d) La fuerza que transmite el atiesador.

**11.8.8.6** Las placas de continuidad deben dimensionarse de manera que no fallen por pandeo local; para ello, deben satisfacer los requisitos de 2.2.

*Comentario:*

*Los atiesadores horizontales entre patines de las vigas se denominan, con frecuencia, placas de continuidad.*

### **11.8.9 Placas adosadas al alma**

**11.8.9.1** Cuando se empleen placas adosadas al alma, deberán satisfacer los requisitos siguientes:

- a) El grueso y tamaño de la placa, o placas, serán los necesarios para proporcionar el material requerido para igualar, o exceder, la demanda de resistencia
- b) Las soldaduras de las placas transmitirán la parte de la fuerza total que les corresponda.

**11.8.9.2** Pueden colocarse dos placas, a uno y otro lado del alma, o una sola. Esta solución suele ser la más económica.

### **11.9 Conexiones rígidas entre vigas y columnas**

**11.9.1** Las recomendaciones de este inciso son aplicables al diseño de conexiones rígidas entre vigas y columnas, las cuales se pueden conectar con soldaduras o con tornillos de alta resistencia.

#### **11.9.1 Condiciones de carga y acciones de diseño**

**11.9.1.1** Debe tenerse en cuenta si el diseño de las conexiones queda regido por cargas muertas y vivas únicamente, por cargas muertas, vivas y de sismo, o por una combinación en la que intervenga el viento.

### 11.9.1.1 Conexiones en cuyo diseño no interviene el sismo

**11.9.1.1.1** Cuando en el diseño no se consideran acciones por sismo, la resistencia de la conexión de cada viga debe ser suficiente para transmitir, como mínimo, 1.25 veces las acciones internas de diseño que haya en el extremo de la viga, sin que sea necesario exceder la menor de las cantidades siguientes:

- a) La resistencia en flexión de la viga, teniendo en cuenta el efecto de la fuerza cortante
- b) El momento requerido para producir, en el alma de la columna, una fuerza cortante igual que  $0.85F_{yc} d_c t_c$ , donde  $F_{yc}$  es el esfuerzo de fluencia del acero de la columna, y  $d_c$  y  $t_c$  son su peralte total y el espesor del alma.

**11.9.1.1.2** La conexión del alma se diseña para transmitir la fuerza cortante.

### 11.9.1.2 Conexiones en cuyo diseño hay acciones por sismo

**11.9.1.2.1** Cuando la conexión pertenece a un sistema de marco sismo resistente, su resistencia se obtendrá como se indica en 11.9.9.3 para marcos rígidos de acero.

### 11.9.2 Juntas atornilladas

**11.9.2.1** Se diseñan como juntas de deslizamiento crítico, con tornillos de alta resistencia pretensionados, sin embargo, la resistencia de diseño puede calcularse como si los tornillos trabajasen por aplastamiento.

**11.9.2.2** Los agujeros para los tornillos deben ser estándar o alargados cortos con la dimensión mayor perpendicular a la línea de fuerza.

**11.9.2.3** Cuando hay sismo, las juntas y conexiones se configurarán de manera que el diseño quede regido por un estado límite de falla dúctil en alguno de los miembros que concurren en ellas.

**11.9.2.4** No se permite utilizar tornillos en combinación con soldaduras en la misma superficie de falla.

### 11.9.3 Juntas soldadas

- a) Si la conexión no se diseña para resistir acciones sísmicas no requiere requisitos especiales, ni tampoco es necesario retirar las placas de respaldo para efectuar las soldaduras a tope de los patines
- b) Si resisten acciones sísmicas, el material de las soldaduras debe cumplir con los requisitos del código AWS D1.8, y dentro de la zona protegida deben cumplir con los requisitos de soldaduras de demanda crítica (ver 16.1.6.2).

*Comentario:*

*Las soldaduras de demanda crítica en general deben cumplir requisitos especiales que garantizan su comportamiento ante carga cíclica debido a sismo. Las uniones que califiquen como de demanda crítica se realizarán con procedimientos controlados que garanticen su correcto comportamiento; detalles al respecto se pueden ver en el código AWS.D1.8 (2016) "Structural Welding Code - Seismic Supplement".*

**11.9.3.1** Cuando los patines de las vigas estén unidos a las columnas con soldaduras de penetración completa, éstas se harán en posición horizontal, con placas de respaldo y de extensión. Las placas de extensión se removerán en todos los casos, procurando no dañar ni la viga ni la columna, y reparándolas, de ser necesario, dándoles un acabado liso.

**11.9.3.2** La placa de respaldo del patín inferior siempre se removerá con el objeto de evitar falta de fusión, además se limpiará la raíz de la soldadura hasta descubrir un metal sano, se volverá a soldar, y se reforzará con una soldadura de filete. La soldadura de filete de refuerzo, tendrá un tamaño que cumpla con lo siguiente:

- a) La dimensión de la pierna adyacente al patín de la columna será de 8 mm
- b) La dimensión de la pierna adyacente al patín de la viga tendrá un tamaño tal que el pie esté localizado en el metal base del patín de la viga.

**11.9.3.3** Excepción. Si el metal base y la raíz de la soldadura son pulidos hasta tener una superficie lisa, la dimensión del filete, adyacente al patín de la viga, no necesita extenderse al metal base.

**11.9.3.4** La placa de respaldo del patín superior puede dejarse, pero si se hace así, debe colocarse una soldadura de filete, continua, entre su borde inferior y el patín de la columna debajo de la soldadura de penetración completa. Si se quita, se procederá igual que con la placa del patín inferior.

**11.9.3.5** Para permitir la colocación de la placa de respaldo en el patín superior y soldar el patín inferior completo, incluyendo la parte que se une con el alma, se harán agujeros de acceso en el alma de la viga de dimensiones adecuadas, cuidando que no sean mayores que lo necesario (ver fig. 11.1.10.1 y 11.1.10.4).

**11.9.3.6** No se permite el uso de soldaduras de penetración parcial ni de filete en la unión de patines o placas horizontales con la columna.

#### **11.9.4 Placas de continuidad (atiesadores horizontales en la columna)**

**11.9.4.1** Cuando el diseño queda regido por una condición de carga que incluye sismo o cuando la conexión requiera reforzar los patines de la columna, deben colocarse placas de continuidad (atiesadores horizontales en los dos lados del alma de la columna) que satisfagan los requisitos que se mencionan en 11.8.8.

#### **11.9.5 Revisión de los patines y del alma de la columna frente a los patines de la viga u otras placas horizontales**

**11.9.5.1** Deben cumplirse las condiciones siguientes:

- a) Frente al patín en tensión de la viga. Deben satisfacerse las condiciones indicadas en 11.8.2 y 11.8.3
- b) Frente al patín comprimido de la viga. Deben satisfacerse las condiciones indicadas en 11.8.3 y 11.8.6.

**11.9.5.2** Ha de tenerse en cuenta que los momentos en los extremos de las columnas, debidos a viento o sismo, pueden cambiar de sentido.

**11.9.5.3** Las acciones de diseño con las que se comparan las resistencias determinadas de conformidad con 11.8.2, 11.8.3 y 11.8.6 son las indicadas en 11.9.1.

#### **11.9.6 Revisión del alma de la columna**

**11.9.6.1** Las almas de las vigas conectadas a los patines de las columnas de sección I, H o cruciforme deben estar en el mismo plano que el alma de la columna.

- a) La resistencia al cortante del alma de la columna en la junta, calculada como se indica a continuación, debe ser suficiente para resistir las fuerzas cortantes horizontales producidas por las acciones de diseño indicadas en 11.9.1, sin exceder de  $0.8\Sigma R_V M_p$  de las vigas que conectan con los patines de la columna

**11.9.6.2** La resistencia nominal  $R_V$  del alma de la columna se determina con la que sea aplicable de las ecuaciones indicadas en 11.8.7, y la resistencia de diseño es  $F_R R_V$ , donde  $F_R$  se toma igual que 0.75.

**11.9.6.3** En el espesor del alma se incluyen las placas adosadas a ella, cuando las haya.

- b) La suma del peralte más el ancho de la zona del alma de la columna comprendida en la junta, dividida entre su grueso, no debe exceder de 90. En este cálculo, el espesor sólo incluye las placas adosadas al alma de la columna cuando están ligadas a ella con soldaduras de tapón, que impiden el pandeo de las placas aisladas
- c) Las placas de refuerzo del alma de la columna se unen a los patines de ésta con soldaduras de penetración completa, o con soldaduras de filete que desarrollen la resistencia de la placa al cortante. Puede complementarse la soldadura con uniones de tapón entre la placa doble y el alma de la columna. Cuando están adosadas al alma, debe colocarse soldadura suficiente, en sus bordes superior e inferior, para transmitir al alma la fuerza total en las placas. Si están separadas del alma de la columna, deben ser dos, simétricas respecto al alma, unidas a las placas de continuidad con soldadura suficiente para transmitirles la fuerza total que hay en ellas.

### 11.9.7 Patines de las vigas

**11.9.7.1** Cuando se considere la formación de articulaciones plásticas, los patines cumplirán los requisitos de 16.2.1.1 a 16.2.1.3 indicados para marcos rígidos de acero.

### 11.9.8 Vigas conectadas al alma de la columna

**11.9.8.1** Cuando las vigas lleguen al alma de la columna, será necesario que ésta reciba también vigas en los dos o, al menos, en uno de sus patines. La viga o vigas que lleguen al alma se conectarán, en los dos patines, por medio de placas horizontales que sirvan, al mismo tiempo, como atiesadores de la columna, por lo que, de preferencia, estarán al mismo nivel que los patines o las placas horizontales de conexión de la viga o vigas que se apoyan en los patines de la columna.

**11.9.8.2** Si la columna recibe una sola viga por el alma, el otro lado de ésta se rigidizará adecuadamente, de tal manera que la fuerza se transmita a toda la columna.

### 11.9.9 Conexiones para marcos rígidos de ductilidad alta ( $Q = 4$ ) y ductilidad media ( $Q = 3$ )

#### 11.9.9.1 Requisitos

**11.9.9.1.1** Las conexiones viga-columna que se empleen en marcos momento resistente deberán ser rígidas y capaces de admitir una distorsión de entrepiso de al menos 0.04 para marcos diseñados con ductilidad alta ( $Q = 4$ ), o de 0.02 para marcos con ductilidad media ( $Q = 3$ ), y para esta distorsión deben mantener una resistencia en flexión de la conexión, determinada en el eje de la columna, de al menos el 80 por ciento del momento plástico de la viga conectada.

**11.9.9.1.2** Las conexiones viga-columna que se utilicen en marcos rígidos deberán cumplir los requisitos de 11.9.9.1.1 con alguna de las siguientes alternativas:

- a) Con el uso de las conexiones precalificadas que se describen en 11.9.9.4 a 11.9.9.8

*Comentario:*

*Las conexiones que se discuten en 11.9.9.4 a 11.9.9.7 han sido precalificadas por el panel revisor de precalificación de conexiones (CPRP por sus siglas en inglés) del AISC para la especificación ANSI/AISC 358 (2016), y las cuales se han adoptado en esta Norma. Las conexiones de 11.9.9.8 que usan columnas huecas han sido calificadas mediante pruebas en Japón y México. Todas estas conexiones presentan una serie de requisitos para vigas y columnas que se basan en los límites empleados en las pruebas de laboratorio que respaldan su comportamiento y capacidad de deformación. Las conexiones que no cumplan con estos límites o con los procedimientos de fabricación y diseño no se pueden considerar conexiones precalificadas.*

- b) Con el uso de conexiones calificadas mediante pruebas cíclicas de acuerdo con el procedimiento preestablecido de calificación que se indica en 11.9.9.9, y con el que se demuestre su correcto comportamiento en resistencia, rigidez y capacidad de deformación como se establece en 11.9.9.1.1. Se deberán proporcionar resultados de al menos dos pruebas cíclicas de la conexión y se permitirá que se basen en una de las siguientes alternativas:

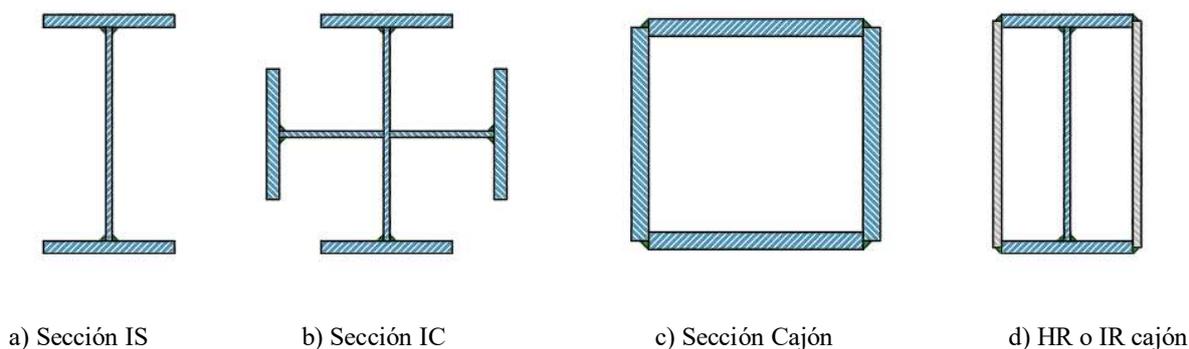
- 1) Conexiones calificadas mediante pruebas que se realicen específicamente para el proyecto, siempre que estas conexiones sean representativas de los tamaños de los miembros del proyecto, la resistencia de los materiales, las configuraciones de conexión, los procesos de conexión, y que las pruebas sean compatibles con el procedimiento preestablecido de calificación que se indica en 11.9.9.9
- 2) Conexiones calificadas mediante pruebas reportadas en la literatura (reportes de investigación, artículos de revistas o congresos, u otras publicaciones similares) o documentadas para otros proyectos, siempre que estas conexiones sean representativas de las conexiones específicas del proyecto, y que las pruebas sean compatibles con el procedimiento preestablecido de calificación que se indica en 11.9.9.9.

**11.9.9.1.3.** Las conexiones calificadas mediante pruebas o las conexiones precalificadas de 11.9.9.4 a 11.9.9.8 deberán seguir criterios de diseño basado en capacidad y se debe garantizar una falla predominante en flexión.

### 11.9.9.2 Miembros

**11.9.9.2.1.** Los miembros que se empleen como vigas en conexiones deben ser perfiles laminados IR o secciones armadas IS (fig. 11.9.9.2.2a) que cumplan con las limitaciones que se indican para la conexión y las relaciones ancho-espesor aplicables de 2.2. Cuando se empleen vigas armadas IS, la sección armada debe tener dos ejes de simetría y el alma se debe unir de forma continua a los patines mediante soldaduras de penetración completa y doble refuerzo de soldadura de filete con una longitud mínima, medida desde el paño de la columna, igual que la longitud de la zona protegida,  $S_h$ , más una extensión de un peralte de la viga; el tamaño mínimo del doble refuerzo de soldadura de filete debe ser el menor entre 8 mm o el espesor del alma de la viga IS. Fuera de esta longitud mínima se pueden emplear soldaduras continuas de penetración o de filete doble con el tamaño que se requiera en el diseño para resistir el flujo de cortante entre alma y los patines.

**11.9.9.2.2.** Los miembros que se empleen como columnas en conexiones deben ser perfiles laminados HR o IR, o secciones armadas IS (fig. 11.9.9.2.2a), cruciforme IC (fig. 11.9.9.2.2b) o cajón (fig. 11.9.9.2.2c), o bien, secciones armadas con un perfil HR o IR con dos placas soldadas en los extremos de los patines para formar una sección cajón (fig. 11.9.9.2.2d). Las secciones para columnas deben cumplir las limitaciones que se indican para la conexión y las relaciones ancho-espesor aplicables de 2.2. Cuando se empleen columnas armadas, la sección armada debe tener dos ejes de simetría y las placas se deben unir de forma continua mediante soldaduras de penetración completa y doble refuerzo de soldadura de filete en una longitud mínima igual que el peralte de la viga, más la extensión de 300 mm desde el patín inferior de la viga, y más la extensión de 300 mm desde el patín superior de la viga en el caso de vigas que no son de azotea; el tamaño mínimo del doble refuerzo de soldadura de filete debe ser el menor entre 8 mm o el espesor del alma de la columna armada. Fuera de esta longitud mínima se pueden emplear soldaduras continuas de penetración o filete con el tamaño que se requiera en el diseño. Las placas de continuidad o diafragmas en las columnas deben cumplir con lo que se indica en 11.8.8 y 11.9.4.



**Figura 11.9.9.2.2 – Sección transversal posible en columnas (no se muestran preparaciones de placas ni soldaduras)**

**11.9.9.2.3.** En conexiones de vigas IR con columnas PTE de sección hueca OR u OC, las columnas deberán contar con diafragmas interiores, con diafragmas atravesados, o con diafragmas exteriores como se indica en 11.9.9.8.

### 11.9.9.3 Resistencia requerida de las conexiones

**11.9.9.3.1** La conexión rígida deberá desarrollar un momento resistente mayor que el momento máximo probable en la cara o paño de la columna que se determina como:

$$M_c = M_{pr} + V_{ap} S_h \quad (11.9.9.3.1)$$

$S_h$  distancia desde la cara o paño de la columna al centro de la articulación plástica (fig. 11.9.9.3.1) dentro de la zona protegida de la viga.

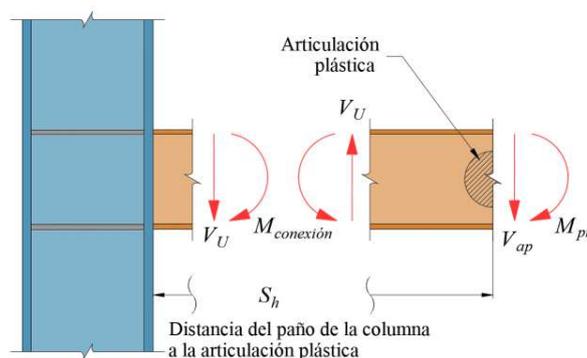


Figura 11.9.9.3.1 – Diagrama de cuerpo libre entre la articulación plástica y la cara de la columna

**11.9.9.3.2** La resistencia en cortante requerida en la conexión se basará en las combinaciones de carga que se indican en la NTC-Criterios. En aquellas combinaciones que incluyan sismo se sumará, a las fuerzas sísmicas verticales, el cortante en la articulación plástica,  $V_{ap}$ , considerando la sobrerresistencia del material.

$$V_{ap} = \frac{2(1.1R_y M_p)}{L_h} \quad (11.9.9.3.2)$$

$V_{ap}$  cortante ocasionado por la formación de la articulación plástica, que considera la sobrerresistencia del material (fig. 11.9.9.3.1).

$M_p$  momento plástico resistente nominal.

$L_h$  distancia entre los puntos de formación de articulaciones plásticas.

*Comentario:*

El cortante de la ec. 11.9.9.3.2 representa la contribución de la demanda sísmica para el diseño de la conexión. Ese cortante del mecanismo resulta de la formación del momento máximo probable en la ubicación de la articulación plástica en la viga y debe ser combinado con otras fuerzas cortantes como aquellas originadas por las fuerzas gravitacionales (carga muerta y carga viva), usando las combinaciones de carga. La aplicación de este criterio aseguraría que el daño inicial ocurriría en la viga y no en la conexión.

**11.9.9.3.3** El valor máximo probable del momento en la articulación plástica de la viga es:

$$M_{pr} = C_{pr} R_y F_y Z \quad (11.9.9.3.3a)$$

$M_{pr}$  momento máximo probable en la articulación plástica

$R_y$  cociente del esfuerzo de fluencia esperado entre el mínimo especificado,  $F_y$ ; se toma de la tabla 16.1.1.3

$Z$  módulo de sección plástico en la sección transversal en que se forma la articulación plástica

$C_{pr}$  coeficiente que tiene en cuenta incrementos en la resistencia por endurecimiento por deformación, restricciones locales y otros factores:

$$C_{pr} = \frac{F_y + F_u}{2F_y} \leq 1.2 \quad (11.9.9.3.3b)$$

$F_u$  esfuerzo mínimo especificado de ruptura en tensión

*Comentario:*

El coeficiente  $C_{pr}$  toma en cuenta la resistencia máxima que se puede alcanzar en el acero, y que incluye el efecto del endurecimiento por deformación, restricciones locales, refuerzos adicionales y otras condiciones. Para diversas conexiones, este valor se ha ajustado experimentalmente para considerar la sobrerresistencia que se ha medido en las conexiones ensayadas experimentalmente.

**11.9.9.3.4** Se deberá revisar la resistencia de la zona del panel conforme a la sección 11.9.6 y 16.2.1.10.

**11.9.9.3.5** La revisión de la unión viga columna debe asegurar que la capacidad de las columnas que concurren en el nudo sea mayor que la capacidad de las trabes, es decir, concepto de columna fuerte - viga débil. En las uniones viga columna debe cumplirse la relación:

$$\frac{\sum M_{pc}^*}{\sum M_{pv}^*} > 1.0 \quad (11.9.9.3.5.a)$$

$\sum M_{pc}^*$  suma de los momentos en las dos columnas en un plano que concurren en la junta, determinada en la intersección de los ejes de vigas y columnas; se obtiene sumando las proyecciones, en el eje de las vigas, de las resistencias nominales en flexión de las dos columnas, reducidas por fuerza axial. Cuando los ejes de las vigas que llegan a la junta no coinciden, se utiliza la línea media entre ellos.

Puede tomarse:

$$\sum M_{pc}^* = \sum Z_c \left( F_{yc} - \frac{P_{uc}}{A_c} \right) \quad (11.9.9.3.5.b)$$

$Z_c$  módulo de sección plástico de la columna

$F_{yc}$  esfuerzo de fluencia mínimo especificado del acero de la columna

$P_{uc}$  fuerza axial de compresión de diseño de la combinación correspondiente (positiva)

$A_c$  área total de la sección transversal de la columna

$\sum M_{pv}^*$  suma de los momentos en la viga, o vigas, que concurren en la junta, situadas en el mismo plano que las columnas, determinada en la intersección de los ejes de vigas y columnas; se obtiene sumando las proyecciones, en el eje de las columnas, de las resistencias nominales en flexión de las vigas en los puntos en los que se forman las articulaciones plásticas.

Igualmente, se puede considerar:

$$\sum M_{pv}^* = \sum (1.1R_y M_{py} + M_v) \quad (11.9.9.3.5.c)$$

$R_y$  cociente del esfuerzo de fluencia esperado entre el mínimo especificado,  $F_y$  (tabla 16.1.1.3).

$M_v$  momento adicional que se obtiene multiplicando la fuerza cortante en la articulación plástica por la distancia de ésta al eje de columna

$M_{py}$  momento plástico de la viga

*Comentario:*

*La ec. 11.9.9.3.5.a, la capacidad a flexión de las columnas  $\sum M_{pc}^*$  se calcula con un esfuerzo de fluencia que se reduce por la influencia de la demanda por carga axial en el elemento, mientras que la capacidad a flexión de la viga  $\sum M_{pv}^*$  se calcula con valor máximo probable del momento. Por esto, pese a que la proporción entre los momentos ( $\sum M_{pc}^* / \sum M_{pv}^*$ ) se propone igual que uno (ec. 11.9.9.3.5.a), la revisión es conservadora. La ec. 11.9.9.3.5.a no considera los efectos biaxiales en el nudo de la columna y solo se aplica por separado en cada dirección de análisis.*

**11.9.9.3.6** Para los casos, que no se requiere cumplir la ec. 11.9.9.3.5.a se debe consultar la sección 16.2.1.5.2.

#### 11.9.9.4 Conexión con viga de sección reducida

**11.9.9.4.1** En esta configuración, los patines de la viga se reducen en la región adyacente a la unión viga – columna. Se pretende que la deformación y formación de articulaciones plásticas se desarrollen principalmente dentro de la sección reducida de la viga. Están precalificadas para su uso en sistemas de marcos rígidos de ductilidad alta ( $Q = 4$ ) y marcos rígidos de ductilidad media ( $Q = 3$ ). Los detalles de este tipo de conexión se muestran en la fig. 11.9.9.4.1.

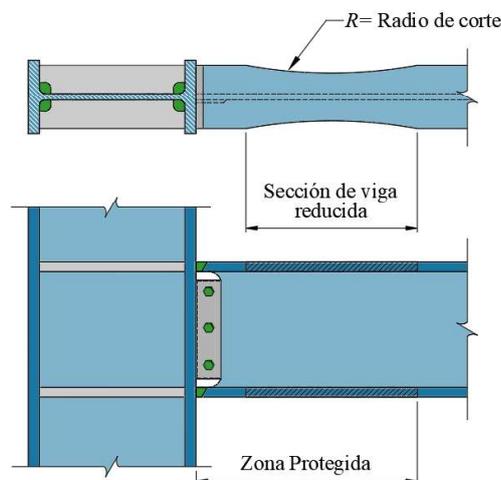


Figura 11.9.9.4.1 - Conexión con viga de sección reducida

**11.9.9.4.2** Las limitaciones que aplican para los elementos de la conexión, así como el procedimiento de fabricación y de diseño de la conexión, son los que se indican en el capítulo 5 de la especificación ANSI/AISC 358 con los siguientes requisitos complementarios adicionales.

**11.9.9.4.3** Las vigas deben satisfacer las siguientes limitaciones:

- Las vigas deben ser miembros con perfiles laminados IR o secciones IS armadas como se indica en 11.9.9.2.1
- El peralte máximo de la viga para perfiles laminados se limitará a 914 mm. El peralte de las secciones armadas no debe exceder el peralte permitido para los perfiles laminados
- El peso máximo de la viga se limitará a 447 kg/m
- El espesor máximo de los patines de la viga se limitará a 44 mm
- La relación claro/peralte se limitará de la siguiente manera:
  - Para marcos rígidos de ductilidad alta ( $Q = 4$ ), 7 o mayor
  - Para marcos rígidos de ductilidad media ( $Q = 3$ ), 5 o mayor.
- La relación ancho/espesor de los patines y el alma de la viga deben cumplir con los requisitos de 16.1.7
- Los soportes laterales de las vigas deberán cumplir los requisitos de 16.1.2.3. Se deben proporcionar soportes laterales suplementarios cerca de la sección reducida (zona de formación de la articulación plástica) siguiendo los requisitos de 16.2.1.3
- Cuando se proporcionen soportes laterales suplementarios, su conexión a la viga debe ubicarse a una distancia no mayor de  $d/2$  a partir del extremo de la sección reducida más alejada del patín de la columna, donde  $d$  es el peralte de la viga. No se colocará ningún soporte lateral en la zona protegida
- La zona protegida consistirá en la porción de viga entre el patín de la columna y el extremo de la sección reducida más alejada del patín de la columna.

**11.9.9.4.4** Las columnas deberán satisfacer las siguientes limitaciones:

- Las columnas deberán ser miembros con perfil laminado IR o con las secciones armadas permitidas en 11.9.9.2.2
- La viga se conectará al patín de la columna
- El peralte máximo de la columna para perfiles laminados IR y secciones armadas IS e IC se limitará a 914 mm, mientras que para columnas cajón se limitará a 610 mm
- No hay límite en el peso por metro lineal de las columnas
- No hay requisitos adicionales para el espesor de los patines
- Las relaciones de ancho/espesor para los patines y el alma de las columnas deben cumplir con los requisitos de 16.1.7
- Los soportes laterales de las columnas deberán cumplir los requisitos de 16.2.1.5.1.

**11.9.9.4.5** Requisitos complementarios:

- a) La sección de viga reducida se especificará en planos de acuerdo con un radio de corte que se calcula como se indica en la ec. 11.9.3.1.1a. La reducción máxima del patín no será mayor que el 50 por ciento. Las relaciones entre las dimensiones  $a$ ,  $b$  y  $c$  deben sujetarse a los siguientes límites:

$$R = \frac{4c^2 + b^2}{8c} \quad (11.9.9.4.5a)$$

$$0.5b_p \leq a \leq 0.75b_p \quad (11.9.9.4.5b)$$

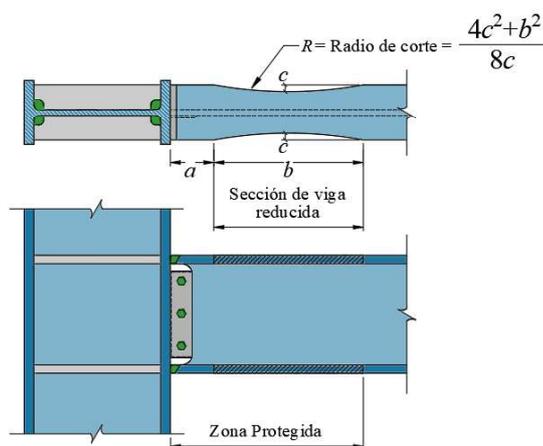
$$0.65d \leq b \leq 0.85d \quad (11.9.9.4.5c)$$

$$0.1b_p \leq c \leq 0.25b_p \quad (11.9.9.4.5d)$$

*Comentario:*

*Cambios abruptos en los patines de las vigas en zonas de alta deformación (articulaciones plásticas) pueden fracturarse debido a la concentración de esfuerzos, por esta razón se propone una transición gradual para beneficiar el desempeño de la sección reducida.*

$a$ ,  $b$  y  $c$  son dimensiones que definen la zona de la viga reducida, las unidades están en mm.



**Figura 11.9.9.4.5 – Dimensiones de la zona de la viga reducida**

- b) La resistencia a flexión en la zona de la viga reducida deberá calcularse considerando la modificación en el módulo de sección plástico debido al patín reducido
- c) Se deberán revisar las distorsiones laterales del edificio considerando explícitamente en el análisis la reducción de la sección en la zona del patín

*Comentario:*

*Algunos estudios (e.g., Grubbs, 1997) identificaron que al usar la sección reducida existe un decremento de la rigidez lateral del sistema y en consecuencia las distorsiones incrementan entre un 4 a 7 por ciento en función de la reducción del patín.*

- d) Las placas de continuidad deberán cumplir los requisitos de 11.9.4
- e) La conexión del alma de la viga con el patín de la columna (para  $Q=4$ ) se realizará mediante soldadura de penetración completa. Se permite usar una placa de cortante como la mostrada en la fig. 11.9.9.4.5 para facilitar el montaje; esta placa puede servir como placa de respaldo para la conexión del alma. Para  $Q=3$  se permite realizar la conexión del alma de forma atornillada o soldada

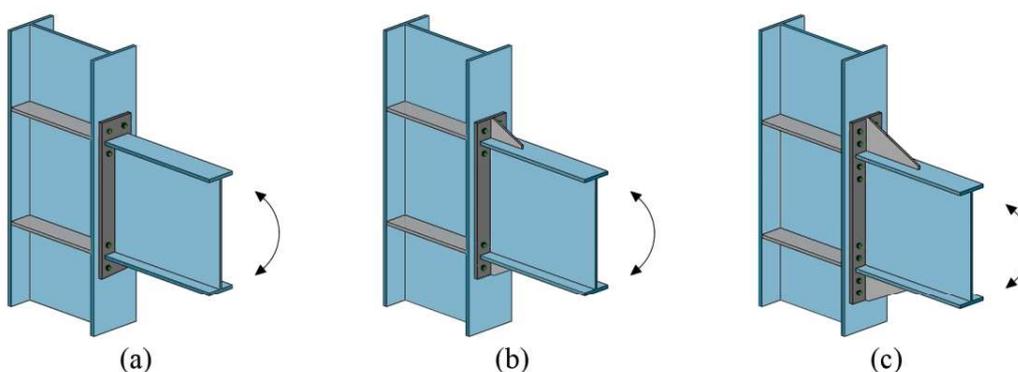
Comentario:

Las pruebas de laboratorio de vigas con sección reducida muestran mayor estabilidad en la conexión para altas demandas inelásticas cuando se suelda a penetración completa el alma. Una discusión más detallada se puede ver en las secciones 3.5.5 del FEMA 350 (2000) y en el apartado C.5.4 del AISC 358 (2022).

f) Las soldaduras deberán cumplir con los requisitos de demanda crítica indicados en 11.9.3.b.

**11.9.9.5 Conexión de placa de extremo extendida atornillada con y sin atiesadores (End-Plate)**

**11.9.9.5.1** Las conexiones de placa de extremo extendida se realizan soldando la viga a una placa y atornillando la placa a un patín de la columna. Esta conexión es precalificada para su uso en sistemas con marcos de ductilidad alta ( $Q = 4$ ) y con marcos de ductilidad media ( $Q = 3$ ). En la fig. 11.9.9.5.1 se muestra una vista general de las configuraciones de conexiones de placa de extremo.



**Figura 11.9.9.5.1 - Configuraciones de conexiones de placa de extremo (End-Plate): a) cuatro tornillos sin cartabones; b) cuatro tornillos y atiesadores; c) ocho tornillos y atiesadores**

**11.9.9.5.2** Las limitaciones que aplican para los elementos de la conexión, así como el procedimiento de fabricación y de diseño de la conexión, son los que se indican en el capítulo 6 de la especificación ANSI/AISC 358 con los siguientes requisitos complementarios adicionales.

**11.9.9.5.3** La tabla 11.9.9.5.3 indica los rangos aplicables de precalificación de las conexiones de placa de extremo bajo una combinación de configuraciones y cantidades de tornillos, así como un rango de espesores y anchos de patines de vigas y columnas. En la fig. 11.9.9.5.3 se muestra visualmente las distintas variables indicadas en la tabla 11.9.9.5.3

**Tabla 11.9.9.5.3. Limitaciones para la precalificación de la conexión de placa de extremo (End-Plate)**

Parámetro	Cuatro tornillos y sin atiesador		Cuatro tornillos con atiesador		Ocho tornillos con atiesadores	
	Máximo (mm)	Mínimo (mm)	Máximo (mm)	Mínimo (mm)	Máximo (mm)	Mínimo (mm)
$t_{pv}$	19	10	19	10	25	14
$b_{pv}$	235	152	229	152	311	190
$d$	914	349	610	349	914	457
$t_p$	57	13	38	13	64	19
$b_p$	273	178	273	178	381	229
$g$	152	102	152	83	152	127
$p_{fb}, p_{fo}$	114	38	140	44	51	41
$p_b$	—	—	—	—	95	89

$t_{pv}$  espesor del patín de la viga (mm)  
 $b_{pv}$  ancho del patín de la viga (mm)  
 $d$  peralte de la viga (mm)  
 $t_p$  espesor de la placa extremo (mm)  
 $b_p$  ancho de la placa extremo (mm)

- $g$  gramil o distancia horizontal entre tornillos (mm)
- $p_{fi}, p_{fo}$  distancia vertical entre los tornillos internos y externos, respectivamente, respecto al paño del patín (mm)
- $p_b$  distancia vertical entre las dos filas internas o externas de tornillos en conexiones con ocho tornillos (mm)

Comentario:

Las restricciones que se indica en la tabla 11.9.9.5.3 se deben al número limitado de pruebas experimentales que respaldan la precalificación. Detalles al respecto se pueden ver en el AISC 358 (2022) y FEMA 355D (2000).

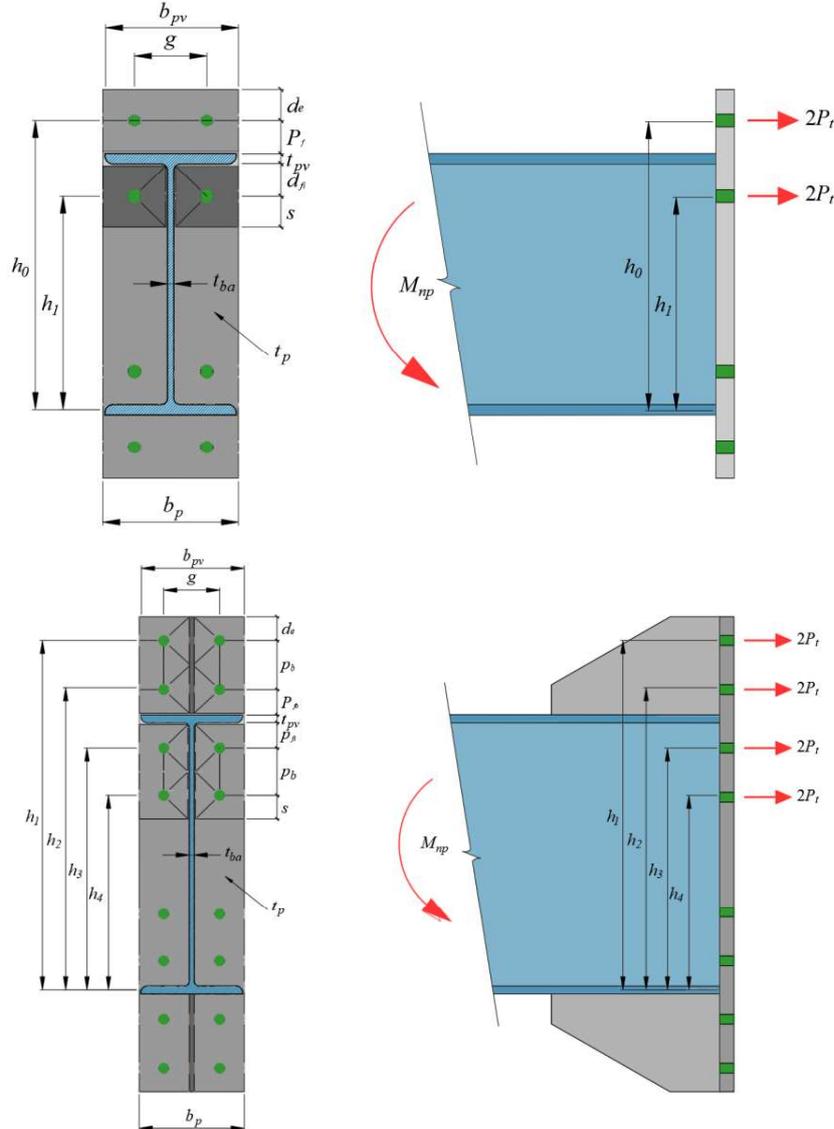


Figura 11.9.5.3 - Detalles geométricos de la conexión de placa de extremo (End-Plate)

11.9.9.5.4 Las vigas deberán satisfacer las siguientes limitaciones:

- a) Las vigas deben ser miembros con perfiles laminados IR o secciones IS armadas como se indica en 11.9.9.2.1
- b) El peralte de la viga se debe limitar al valor que se indica en la tabla 11.9.9.5.3
- c) No hay límite en el peso de las vigas
- d) La relación claro/peralte de la viga se limitará de la siguiente manera:
  - 1) Para marcos rígidos de ductilidad alta ( $Q=4$ ), 7 o mayor
  - 2) Para marcos rígidos de ductilidad media ( $Q=3$ ), 5 o mayor

- e) La relación ancho/espesor de los patines y el alma de la viga deben cumplir con los requisitos de 16.1.7
- f) Los soportes laterales de las vigas deberán cumplir los requisitos de 16.1.2.3
- g) La zona protegida se determinará de la siguiente manera:
  - 1) Para conexiones de placa de extremo sin atiesadores será la porción de la viga entre el patín de la columna y la menor de las distancias igual que un peralte de la viga o tres veces el ancho del patín de la viga, medido a partir del patín de la columna
  - 2) Para conexiones de placa de extremo con atiesadores será la porción de la viga entre el patín de la columna y la menor de las distancias igual a la ubicación del extremo final del atiesador más la mitad del peralte de la viga o tres veces el ancho del patín de la viga.

#### 11.9.9.5.5 Las columnas deberán satisfacer las siguientes limitaciones:

- a) Las columnas deberán ser miembros con perfil laminado IR, o con secciones IS o IC armadas como se indica en 11.9.9.2.2
- b) La placa de extremo se conectará al patín de la columna
- c) El peralte máximo de la columna para perfiles laminados IR y secciones armadas IS e IC se limitará a 914 mm
- d) No hay límite en el peso por metro lineal de las columnas
- e) No hay requisitos adicionales para el espesor de los patines
- f) Las relaciones de ancho/espesor para los patines y el alma de las columnas deben cumplir con los con los requisitos de 16.1.7
- g) Los soportes laterales de las columnas deberán cumplir los requisitos de 16.2.1.5.1.

#### 11.9.9.5.6 Requisitos complementarios:

- a) Las placas de continuidad deberán cumplir los requisitos de 11.9.4
- b) El gramil o la distancia horizontal entre agujeros no será mayor que el ancho del patín de la viga

*Comentario:*

*En pruebas monotónicas se ha visto que la rigidez y resistencia de la conexión decrece cuando la separación horizontal entre tornillos es mayor que el ancho del patín de la viga*

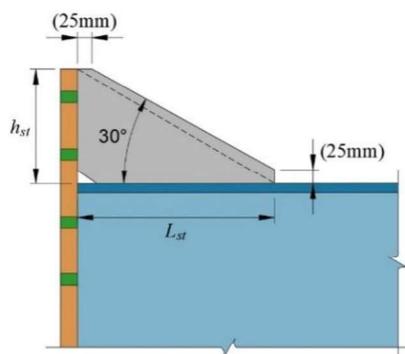
- c) El ancho de la placa de extremo deberá ser mayor o igual que el ancho del patín, pero su ancho efectivo para fines de diseño no se deberá considerar mayor que el ancho del patín de la viga más 25 mm

*Comentario:*

*En algunas conexiones se puede requerir de un mayor ancho de la placa de extremo para cumplir con requisitos mínimos de distancias al borde u otro tipo de requisitos; en estos casos se podrá emplear una placa más ancha pero el ancho de diseño no se deberá considerar mayor que ancho del patín más 25 mm.*

- d) En el caso de conexiones de placa de extremo atiesadas se implementará un atiesador con la geometría indicada en la fig. 11.9.9.5.6. La longitud del atiesador es igual que  $L_{st} = h_{st}/\tan(30^\circ)$ , donde  $h_{st}$  es la altura de la placa de extremo medida sobre el patín de la viga. Para prevenir el pandeo local del atiesador se implementará una relación ancho/espesor igual que:

$$\frac{h_{st}}{t_s} \leq 0.56 \sqrt{\frac{E}{F_{ys}}} \quad (11.9.9.5.4)$$



**Figura 11.9.5.6 – Geometría del atiesador**

- e) Se permite el uso de placas de relleno en el extremo superior o inferior de la conexión placa de extremo, con un espesor máximo de 6 mm

*Comentarios*

*Estudios realizados por Sumner et al (2000) demuestran que el uso de las placas de relleno no afecta el desempeño de la conexión de placa de extremo. El RCSC (2009) recomienda que de ser necesarias las placas de relleno, estas no serán mayores que 6 mm debido a que se ha visto una disminución de la capacidad resistente de los tornillos.*

- f) No se permiten agujeros de acceso en esta conexión

*Comentario:*

*Pruebas de laboratorio realizadas por Meng y Murray (1997) reportan que los agujeros de acceso en conexiones de placa de extremo provocan fractura prematura en los patines de la viga.*

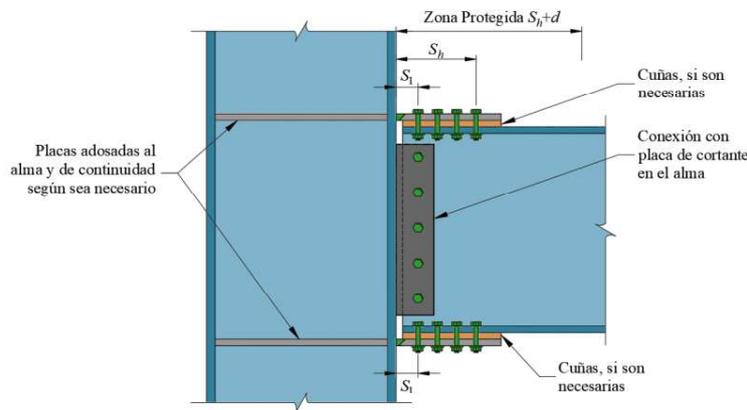
- g) Los patines se deben soldar a la placa de extremo mediante soldadura de penetración completa. En la zona interna del patín se deberá colocar un filete de 8mm. Estas soldaduras serán de demanda crítica de acuerdo con 11.9.3.b
- h) La soldadura de los atiesadores será de penetración completa, excepto cuando el espesor sea menor que 10 mm; en este caso se podrá implementar soldadura de filete dimensionada para desarrollar la resistencia del atiesador
- i) Para el cálculo del espesor de la placa se acepta el uso de líneas de fluencia en la placa extremo y en el patín de la columna que recibe la conexión. La placa de extremo deberá resistir el momento máximo probable en la cara de la columna que se determina con la ec. 11.9.9.3.1
- j) El diámetro de los tornillos del patín en tensión deberá dimensionarse para transmitir el momento máximo probable en la cara de la columna que se determina con la ec. 11.9.9.3.1. Los tornillos se colocarán de forma simétrica en ambos patines y se revisará que los tornillos del patín en compresión sean capaces de transmitir el cortante que se genera por la plastificación de ambos extremos de la viga.

*Comentario:*

*El capítulo 6.7 del AISC 358 (2022) presenta procedimientos para determinar el espesor de la placa y el diámetro de los tornillos como se indica en los dos últimos incisos.*

### **11.9.9.6 Conexión con cubreplacas atornilladas**

**11.9.9.6.1** Las conexiones con cubreplacas atornilladas utilizan placas que se traslapan y atornillan con los patines de la viga, y se sueldan al patín de la columna. Las placas superior e inferior deben ser idénticas. Las placas se sueldan al patín de la columna utilizando soldaduras de penetración completa y la conexión del patín de la viga se realiza con tornillos de alta resistencia. El alma de la viga se conecta al patín de la columna mediante una placa de cortante con tornillos y orificios de ranura corta. Los detalles de este tipo de conexión se muestran en la fig. 11.9.9.6.1. Se pretende que la deformación inicial y la formación de las articulaciones plásticas se desarrollen en la región de la viga cercana al extremo de las placas del patín.



**Figura 11.9.9.6.1 - Configuración de la conexión con cubreplaca atornillada**

**11.9.9.6.2** Las limitaciones que aplican para los elementos de la conexión, así como el procedimiento de fabricación y de diseño de la conexión, son los que se indican en el capítulo 7 de la especificación ANSI/AISC 358 con los siguientes requisitos complementarios adicionales.

**11.9.9.6.3** Las vigas deberán satisfacer las siguientes limitaciones:

- a) Las vigas deben ser miembros con perfiles laminados IR o secciones IS armadas como se indica en 11.9.9.2.1
- b) El peralte máximo de la viga con perfil laminado IR o sección armada IS se limitará a 914 mm
- c) El peso máximo de la viga se limitará a 223 kg/m
- d) El espesor máximo de los patines de la viga se limitará a 25 mm
- e) La relación claro/peralte se limitará de la siguiente manera:
  - 1) Para marcos rígidos de ductilidad alta ( $Q = 4$ ), 9 o mayor
  - 2) Para marcos rígidos de ductilidad media ( $Q = 3$ ), 7 o mayor
- f) La relación ancho/espesor de los patines y el alma de la viga deben cumplir con los requisitos de 16.1.7
- g) Los soportes laterales en vigas se proporcionarán de la siguiente manera:
  - 1) Los soportes laterales de las vigas deberán cumplir los requisitos de 16.1.2.3. Para satisfacer los requisitos para soportes laterales en articulaciones plásticas se deben proporcionar soportes laterales suplementarios en los patines de la viga superior e inferior, y deben ubicarse a una distancia de  $d$  a  $1.5d$  desde la cara de la columna (donde  $d$  es el peralte de la viga). No se colocará ningún soporte lateral dentro de la zona protegida.
  - 2) Para sistemas de ductilidad alta y media, donde la viga soporta una losa de concreto que está conectada en las zonas protegidas con conectores de cortante colocados a una distancia máxima de 300 mm entre centros, el soporte suplementario en el patín superior e inferior en la articulación plástica no es requerido
- h) La zona protegida consistirá de las placas en los patines y la porción de viga entre el patín de la columna y una distancia igual que un peralte de la viga,  $d$ , medidos a partir del tornillo más alejado del patín de la columna. (ver fig. 11.9.9.6.1).

**11.9.9.6.4** Las columnas deberán satisfacer las siguientes limitaciones:

- a) Las columnas deberán ser miembros con perfil laminado IR o con las secciones armadas permitidas en 11.9.9.2.2
- b) La viga deberá ser conectada al patín de la columna
- c) El peralte de la columna con perfil laminado se limitará a 914 mm como máximo, cuando se proporcione una losa de concreto. En ausencia de una losa de concreto, el peralte de la columna se limita a 356 mm como máximo. Las columnas cruciformes no deben tener un ancho o peralte mayor que el peralte permitido para los perfiles laminados. Las columnas cajón armadas no deben tener un ancho o peralte superior a 610 mm
- d) No hay límite en el peso por metro lineal de las columnas
- e) No hay requisitos adicionales para el espesor de los patines
- f) Las relaciones de ancho/espesor para los patines y el alma de las columnas deben cumplir con los requisitos de 16.1.7
- g) Los soportes laterales de las columnas deberán cumplir los requisitos de 16.2.1.5.1.

**11.9.9.6.5** Requisitos complementarios:

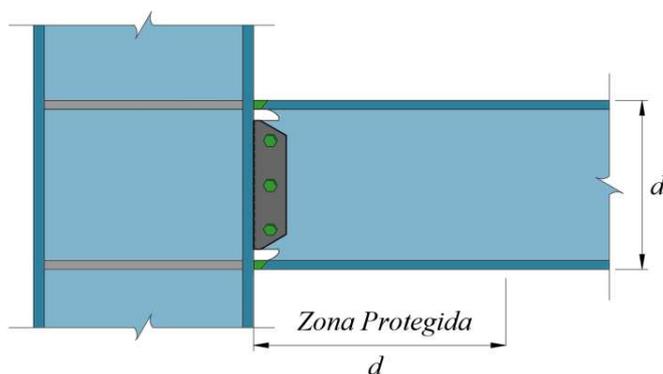
- Las cubreplacas deberán ser de acero NMX B-254 (ASTM A36), o bien, NMX B-284 clase A (ASTM A572) grado 50
- Las cubreplacas deberán ser soldadas al patín de la columna mediante soldadura de penetración completa que se deben considerar como soldadura de demanda crítica indicados en 11.9.3.b. Si se utilizan placas de respaldo deberán removerse
- La placa de cortante se deberá soldar al patín de la columna mediante soldaduras de penetración completa, penetración parcial en ambos lados, o filetes en ambos lados
- Los tornillos tendrán una configuración simétrica respecto al eje longitudinal de la viga, y se limitará a un máximo de dos líneas de tornillos por cubreplaca. La longitud del grupo de tornillos no excederá un peralte de la viga
- Se permite el uso de cuñas o placas de relleno con espesor no mayor que 6 mm
- Las placas de continuidad deberán cumplir los requisitos de 11.9.4
- Las dimensiones de las cubreplacas se calcularán para resistir el momento máximo probable en la cara de la columna que se determina con la ec. 11.9.9.3.1. Se deberá revisar en la cubreplaca los estados límite de fluencia y fractura en tensión, bloque de cortante y pandeo por compresión
- Los tornillos deberán dimensionarse para resistir el momento máximo probable en la cara de la columna que se determina con la ec. 11.9.9.3.1. Se deberá revisar el estado límite de fractura por cortante en los tornillos ubicados entre los patines de la viga y la cubreplaca. Los tornillos que conectan el alma se deberán dimensionar para resistir el cortante que se origina por la plastificación de ambos extremos más el cortante gravitacional.

*Comentario:*

*El capítulo 7.5 del AISC 358 (2022) presenta procedimientos para determinar el espesor de las cubreplacas y el diámetro de los tornillos como se indica en los dos últimos incisos.*

**11.9.9.7** Conexión con patines y alma soldada

**11.9.9.7.1** En la conexión con patines y alma soldada, la rotación inelástica se desarrolla principalmente al deformarse la viga en la región adyacente a la cara de la columna. La falla de la conexión se controla mediante requisitos de detallado asociado a las soldaduras que unen los patines de la viga con el patín de la columna, las soldaduras que unen el alma de la viga con el patín de la columna y, la forma y acabado de los agujeros de acceso para la soldadura. En la fig. 11.9.9.7.1 se muestra una vista general de la conexión. Las conexiones con patines y alma soldada están precalificadas para su uso en sistemas de marcos rígidos de ductilidad alta ( $Q = 4$ ) y marcos rígidos de ductilidad media ( $Q = 3$ ).



**Figura 11.9.9.7.1 - Configuración de la conexión con patines y alma soldada**

**11.9.9.7.2** Las limitaciones que aplican para los elementos de la conexión, así como el procedimiento de fabricación y de diseño de la conexión, son los que se indican en el capítulo 8 de la especificación ANSI/AISC 358 con los siguientes requisitos complementarios adicionales.

**11.9.9.7.3** Las vigas deberán satisfacer las siguientes limitaciones:

- a) Las vigas deben ser miembros con perfiles laminados IR o secciones IS armadas que cumplan con los requisitos de 11.9.9.2.1
- b) El peralte máximo de la viga para perfiles laminados IR y secciones armadas IS se limitará a 914 mm
- c) El peso máximo de la viga se limitará a 224 kg/m
- d) El espesor máximo de los patines de la viga se limitará a 25 mm
- e) La relación claro/peralte de la viga se limitará de la siguiente manera:
  - 1) Para marcos rígidos de ductilidad alta ( $Q=4$ ), 7 o mayor
  - 2) Para marcos rígidos de ductilidad media ( $Q=3$ ), 5 o mayor
- f) La relación ancho/espesor de los patines y el alma de la viga deben cumplir con los requisitos de 16.1.7.
- g) Los soportes laterales en vigas se proporcionarán de la siguiente manera:
  - 1) Los soportes laterales de las vigas deberán cumplir los requisitos de 16.1.2.3. Para satisfacer los requisitos sobre soporte lateral en vigas en articulaciones plásticas, se deben proporcionar soportes laterales suplementarios en los patines de la viga superior e inferior, y deben ubicarse a una distancia de  $d$  a  $1.5d$  desde la cara de la columna (donde  $d$  es el peralte de la viga). No se colocará ningún soporte lateral a la viga en la región que se extiende desde la cara de la columna hasta una distancia  $d$  medidos a partir de la cara de la columna
  - 2) Para sistemas de ductilidad alta y media, donde la viga soporta una losa de concreto que está conectada en las zonas protegidas con conectores de cortante colocados a una distancia máxima de 300 mm entre centros, el soporte suplementario en el patín superior e inferior en la articulación plástica no es requerido.
- h) La zona protegida consistirá de la porción de viga entre el patín de la columna y una distancia igual que un peralte de la viga,  $d$ , medido desde el paño de la columna.

**11.9.9.7.4** Las columnas deberán satisfacer las siguientes limitaciones:

- a) Las columnas deberán ser miembros con perfil laminado IR o con las secciones armadas permitidas en 11.9.9.2.2
- b) La viga deberá ser conectada al patín de la columna
- c) El peralte máximo de columnas con perfil laminado IR, o bien, con secciones armadas IS o IC, se limitará a 914 mm. Las columnas cajón armadas no deben tener un ancho o peralte superior a 610 mm
- d) No hay límite en el peso por metro lineal de las columnas
- e) No hay requisitos adicionales para el espesor de los patines
- f) Las relaciones de ancho/espesor para los patines y el alma de las columnas deben cumplir con los requisitos de 16.1.7
- g) Los soportes laterales de las columnas deberán cumplir los requisitos de 16.2.1.5.1.

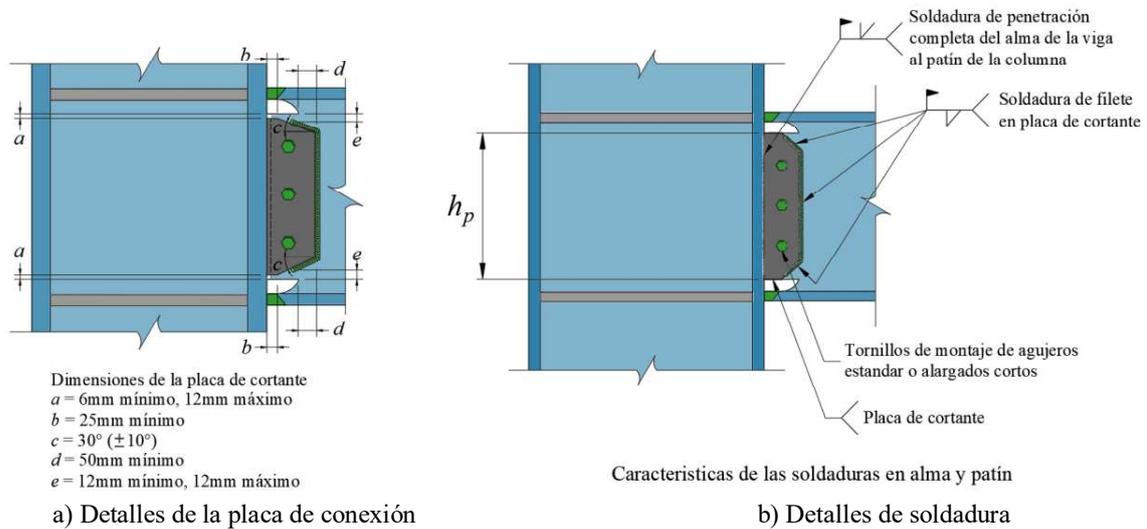
**11.9.9.7.5** Requisitos complementarios:

- a) La unión de los patines de la viga a los patines de la columna deberá satisfacer los siguientes requisitos:
  - 1) Los patines de las vigas se deberán soldar con los patines de las columnas mediante soldaduras de penetración completa que deberán cumplir los requisitos para soldaduras de demanda crítica indicados en 11.9.3.b
  - 2) Las características de los agujeros de acceso deberán cumplir los requisitos de 11.1.10.
- b) Se deberá proveer de una placa de cortante con un espesor igual o mayor que el espesor del alma de la viga. Las dimensiones de la placa de cortante deberán cumplir con las relaciones indicadas en la fig. 11.9.9.7.5. La placa de cortante se deberá soldar al patín de la columna. La soldadura entre la placa y la columna se deberá diseñar por capacidad con una resistencia mayor que  $h_p t_p (0.6 R_y F_{yp})$ , donde  $h_p$  y  $t_p$  son la altura y espesor de la placa de cortante, respectivamente. La placa de cortante se deberá soldar al alma de la viga como se muestra en la fig. 11.9.9.7.5 mediante soldadura de filete con un espesor igual que espesor de la placa menos 2 mm
- c) Se permite el uso de tornillos de montaje posicionados en agujeros estándar
- d) Se deberá soldar el alma de la viga con el patín de la columna mediante soldadura de penetración completa. Esta soldadura deberá tener la longitud total del alma entre agujeros de acceso y cumplir con los requisitos de soldaduras de demanda crítica indicada en 11.9.3.b

*Comentario:*

*Los requisitos de precalificación de esta conexión requieren dos soldaduras sobre el alma de la viga. La primera se realiza entre la placa de cortante y el alma de la viga. La segunda corresponde con la soldadura del alma de la viga con el patín de la columna. De acuerdo con el AISC 358 (2022) esta doble unión del alma reduce el esfuerzo axial en las soldaduras de los patines.*

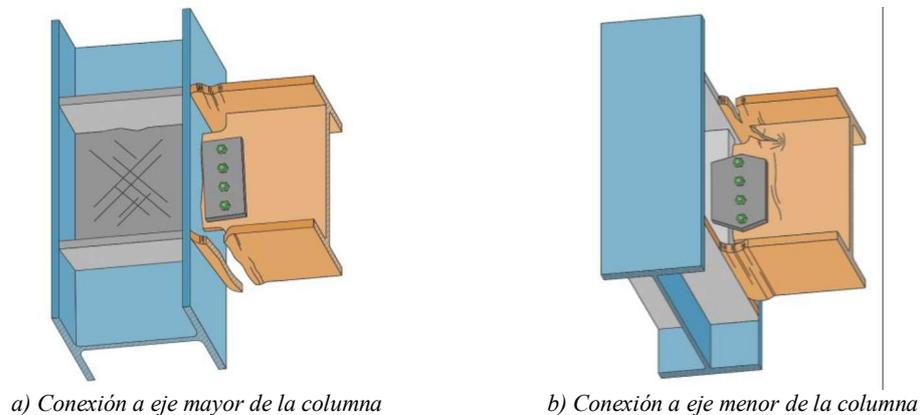
e) Se deberá de proveer de placas de continuidad de acuerdo con 11.9.4.



**Figura 11.9.9.7.5 – Detalles de conexión de patines y alma soldada**

*Comentario:*

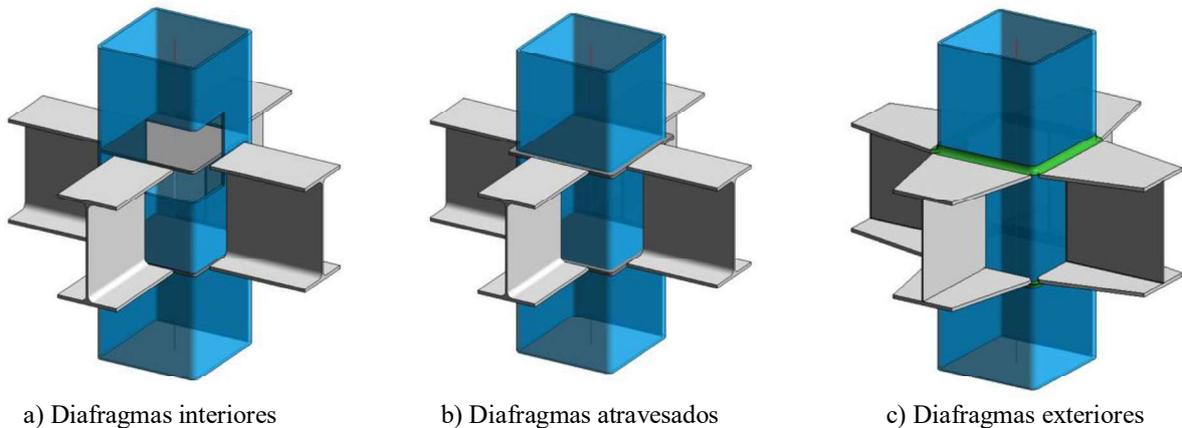
*Es necesario atender estrictamente los detalles de la placa de conexión y los requisitos definidos en 11.1.10 agujeros de acceso para las soldaduras, las consecuencias por la falta de atención conducen a una concentración de daño que reduce la capacidad inelástica como se ha demostrado analítica y experimentalmente (e.g. Tapia et al. 2020; Santiago y Tapia 2022).*



*Figura C11.9.9.7.5 – Trayectorias del daño (adaptada de Tapia et al. 2020)*

**11.9.9.8 Conexiones con diafragmas interiores, exteriores y atravesados**

**11.9.9.8.1.** Estas conexiones consisten en vigas de sección I que se conectan con columnas PTE de sección hueca y que cuentan con diafragmas interiores (fig. 11.9.9.8.1a), con diafragmas atravesados (fig. 11.9.9.8.1b), o con diafragmas exteriores (fig. 11.9.9.8.1c). Estas conexiones son precalificadas para su uso en sistemas con marcos de ductilidad alta ( $Q = 4$ ) y con marcos de ductilidad media ( $Q = 3$ ).



**Figura 11.9.9.8.1 – Conexiones entre viga IR a columna hueca OR**

**11.9.9.8.2** Las vigas deberán satisfacer las siguientes limitaciones:

- Las vigas deben ser miembros con perfiles laminados IR o secciones IS armadas que cumplan con los requisitos de 11.9.9.2.1
- El peralte máximo de la viga para perfiles laminados IR y secciones armadas IS se limitará a 610 mm
- El peso máximo de la viga se limitará a 195 kg/m
- El espesor máximo de los patines de la viga se limitará a 25 mm
- La relación claro/peralte de la viga se limitará de la siguiente manera:
  - Para marcos rígidos de ductilidad alta ( $Q = 4$ ), 7 o mayor
  - Para marcos rígidos de ductilidad media ( $Q = 3$ ), 5 o mayor
- La relación ancho/espesor de los patines y el alma de la viga deben cumplir con los requisitos de 16.1.7
- Los soportes laterales de las vigas deberán cumplir los requisitos de 16.1.2.3
- La zona protegida en conexiones con diafragmas interiores y atravesados es la porción de viga entre el patín de la columna y una distancia igual que un peralte de la viga,  $d$ , medido desde el paño de la columna. La zona protegida en conexiones con diafragmas exteriores es igual que la longitud del diafragma medido desde el paño de la columna.

**11.9.9.8.3** Las columnas deberán satisfacer las siguientes limitaciones:

- Las columnas deberán ser miembros PTE con secciones huecas OR u OC permitidas en 11.9.9.2.3
- El peralte máximo de columnas se limitará a 559 mm para perfiles OR y 610 mm para perfil OC
- No hay límite en el peso por metro lineal de las columnas
- No hay requisitos adicionales para el espesor de las paredes de la sección
- Las relaciones de ancho/espesor para los patines y el alma de las columnas deben cumplir con los requisitos de 16.1.7
- Los soportes laterales de las columnas deberán cumplir los requisitos de 16.2.1.5.1.

**11.9.9.8.4** Requisitos complementarios:

- Los diafragmas deberán tener un espesor igual o mayor que el espesor de los patines de las vigas que se conectan, y se deberán soldar a la columna a la altura de los patines de las vigas con soldaduras de penetración completa que cumplan los requisitos de soldaduras de demanda crítica indicados en 11.9.3.b
- Para fabricar la conexión con diafragmas interiores y atravesados se requiere cortar la columna a la altura de las vigas que se conectan para colocar los diafragmas y, una vez soldados, se tendrá que unir la columna con soldaduras de penetración completa que cumplan los requisitos de soldaduras de demanda crítica indicados en 11.9.3.b
- Los diafragmas atravesados deben sobresalir al menos 25 mm de la cara exterior de la columna
- Los diafragmas exteriores se pueden armar con placa en una sola pieza, o bien, emplear placas segmentadas con dos o cuatro piezas que deberán unirse entre ellas mediante soldadura de penetración completa que cumpla los requisitos de soldaduras de demanda crítica indicados en 11.9.3.b. En cualquier caso, la placa o placas que formen el diafragma

exterior deberán tener un ancho mayor que la columna hueca para rodear todo su perímetro exterior con al menos 100 mm en las esquinas o en las zonas cercanas a dos vigas adyacentes medidos desde la cara de la columna

*Comentario*

*Placas con un ancho igual o menor que el ancho o diámetro de la columna que no rodeen todo el perímetro exterior de la columna hueca no se pueden considerar diafragmas exteriores.*

- e) En conexiones con diafragmas interiores y atravesados se deberá soldar el alma de la viga a la columna mediante soldadura de penetración completa que cumplan los requisitos de soldaduras de demanda crítica indicados en 11.9.3.b. Se permite soldar con filete una placa de cortante a la columna para facilitar el montaje, la cual puede servir como placa de respaldo para soldar el alma de la viga con la columna
- f) En conexiones con diafragmas exteriores se deberá soldar una placa vertical (o alma) con los diafragmas para formar un muñón armado de sección I. Todas las soldaduras entre diafragmas y alma, y entre muñón y columna, deberán ser soldadura de penetración completa que cumplan los requisitos de soldaduras de demanda crítica indicados en 11.9.3.b
- g) Las dimensiones de los diafragmas se calcularán para resistir el momento máximo probable en la cara de la columna que se determina con la ec. 11.9.9.3.1.

*Comentario.*

*Procedimientos de diseño de conexiones con viga IR a columna hueca OR u OC se pueden consultar en la norma de diseño para estructuras de acero del AIJ (2005) y la guía de diseño 9 del CIDECT (2004).*

### 11.9.9.9 Procedimiento de calificación de conexiones

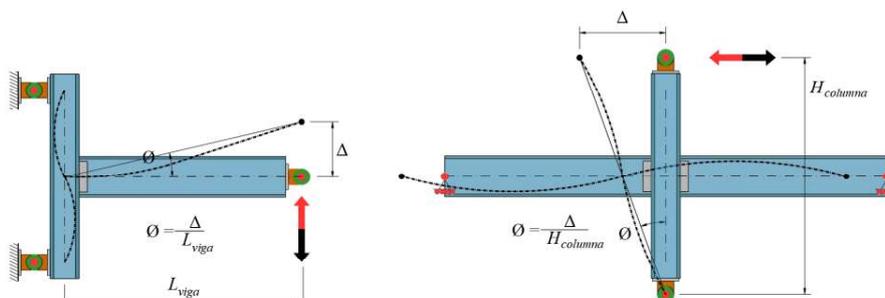
**11.9.9.9.1** El propósito de las pruebas cíclicas que se describen en esta sección es proporcionar evidencia de que una conexión viga-columna satisface los requisitos de resistencia y distorsión que se indican en 11.9.9.1. para calificar su uso en marcos de ductilidad alta y media. Cualquier modificación del procedimiento de calificación deberá ser aprobado por la administración.

*Comentario:*

*El procedimiento de calificación que se adopta en esta norma es el que se establece en la sección K2 del AISC 341 (2022), el cual se ha utilizado en varias pruebas de conexiones, por ejemplo, Tapia-Hernández et al. (2022), incluyendo las conexiones precalificadas que se describen en 11.9.9.4 a 11.9.9.7 de esta norma y que se adoptan del AISC 358 (2022).*

**11.9.9.9.2** Los especímenes de prueba deberán replicar, tanto como sea práctico, las condiciones reales (materiales, secciones, cargas, miembros, elementos de conexión, detallado, etc.) que presenta la conexión en el sistema estructural durante un sismo. Los especímenes de prueba deberán tener las siguientes características:

- a) El espécimen consistirá en al menos una columna y vigas conectadas en uno o ambos lados de la columna
- b) Los puntos de inflexión en el espécimen deberán coincidir con los puntos de inflexión del sistema ante fuerza sísmica
- c) Se permite arriostramiento lateral en el espécimen cerca de los puntos de aplicación de carga o puntos de reacción según sea necesario para proporcionar estabilidad lateral. No se permite arriostramiento lateral adicional, a menos que repliquen arriostramientos laterales que se utilizarán en el sistema.



**Figura 11.9.9.2. Rotación angular del espécimen**

**11.9.9.3** Para la calificación de conexiones viga-columna para uso en marcos de ductilidad alta y media, los especímenes se deberán someter al protocolo cíclico de calificación con un control del ángulo de distorsión,  $\theta$ , impuesto en el espécimen conforme como se muestra en la fig. 11.9.9.2 y se especifica a continuación.

- a) 6 ciclos de  $\theta = \pm 0.00375$  rad
- b) 6 ciclos de  $\theta = \pm 0.005$  rad
- c) 6 ciclos de  $\theta = \pm 0.0075$  rad
- d) 4 ciclos de  $\theta = \pm 0.01$  rad
- e) 2 ciclos de  $\theta = \pm 0.015$  rad
- f) 2 ciclos de  $\theta = \pm 0.02$  rad
- g) 2 ciclos de  $\theta = \pm 0.03$  rad
- h) 2 ciclos de  $\theta = \pm 0.04$  rad
- i) Continuar con incrementos de  $\theta = \pm 0.01$  rad y dos ciclos en cada paso.

**11.9.9.4** Se permite aplicar un protocolo distinto al que se menciona, siempre y cuando se aplique una secuencia equivalente o más severa, o bien, con un número igual o mayor de ciclos en el rango inelástico.

*Comentario*

*Esta Norma adopta el protocolo cíclico descrito en la Sección K2.4b del AISC 341 (2016), también conocido como el protocolo SAC (Krawinkler et al., 2000), debido a que se ha utilizado ampliamente para calificar una gran cantidad de conexiones viga-columna, como las conexiones precalificadas del AISC 358 (2016), por lo que se considera un estándar para pruebas experimentales de conexiones. Sin embargo, es posible aplicar otros protocolos cíclicos equivalentes, como por ejemplo los propuestos en los reportes ATC-24 (1994) o FEMA-461 (2007), o incluso otros con una secuencia equivalente o más severa.*

**11.9.9.5** El ensaye de las conexiones rígidas concluye cuando ocurre la fractura del acero, de los tornillos o de la soldadura, o bien, cuando la resistencia de la conexión, después de alcanzar su valor máximo, decae por debajo del 80 por ciento del momento plástico de la viga. Se considera que la conexión califica para su uso en marcos de ductilidad alta ( $Q = 4$ ) cuando se completa el protocolo con los dos ciclos de  $\theta = \pm 0.04$  rad y se cumplen los requisitos de 11.9.9.1.1. Se considera que la conexión califica para su uso en marcos de ductilidad media ( $Q = 3$ ) cuando se completa el protocolo con los dos ciclos de  $\theta = \pm 0.02$  rad y se cumplen los requisitos de 11.9.9.1.1.

**11.9.9.6** El protocolo de calificación de conexiones con columnas cargadas ortogonalmente se deberá aplicar sobre ambos ejes. El protocolo se puede aplicar concurrente sobre ambos ejes, o bien, se puede aplicar alrededor de uno de los ejes mientras que sobre el eje ortogonal se aplica una carga de magnitud constante e igual que la fuerza esperada de la viga conectada en el eje ortogonal. Se permite aplicar un protocolo distinto al que se menciona cuando se demuestre que la secuencia es equivalente o más severa.

Espacio en blanco dejado de manera intencional

## 12. TRABES ARMADAS

Este capítulo se aplica a traves armadas que se emplean cuando se tienen que salvar claros grandes, soportar cargas intensas o resistir una combinación de claros y cargas importantes, por lo que se requieren resistencias, o rigideces, que no pueden obtenerse, de manera económica, con perfiles I laminados.

Una trabe armada se define como un miembro en flexión, de sección I o en cajón, que tiene un plano de simetría en el que están las cargas y el eje del alma, con patines iguales o desiguales, y un alma delgada, de resistencia limitada por pandeo por flexión, cortante, inestabilidad del alma por su esbeltez, falta de capacidad para resistir cargas concentradas, etc.

La diferencia en su comportamiento entre una trabe armada y una viga I, o hechas con placas relativamente gruesas, proviene de que el alma es una placa delgada y de gran peralte, muy esbelta, de tal forma que se maximice la resistencia a flexión. El alma por su gran esbeltez, puede presentar diversas formas de pandeo o de disminución de capacidad.

Este capítulo está compuesto por las secciones siguientes:

- 12.1 Estados límite de resistencia
- 12.2 Estados límite de servicio.

### 12.1 Estados límite de resistencia

**12.1.1** En el diseño de traves armadas se deberán verificar al menos los siguientes estados límite de resistencia, los cuales se definen a continuación con su respectiva referencia a esta misma norma:

**Tabla 12.1.1 - Definición de estados límite de resistencia para la revisión de traves armadas**

	Estado límite de resistencia	Especificación
1	Pandeo lateral por flexotorsión <sup>[1]</sup>	7.3.2 Pandeo lateral por flexotorsión, $L > L_u$
2	Pandeo local del patín comprimido <sup>[2]</sup>	7.4.4 Pandeo local del patín comprimido
3	Reducción del momento resistente por esbeltez del alma <sup>[3]</sup>	7.5 Miembros de sección IE, IR, IS de simple o doble simetría con patines tipo 1, 2 o 3 y alma esbelta (tipo 4) flexionados alrededor del eje de mayor inercia
4	Proporciones de vigas laminadas y traves armadas	7.13.1 Proporciones de vigas laminadas y traves armadas
5	Flujo plástico local del alma ocasionado por fuerzas concentradas <sup>[5]</sup>	11.8.3 Flujo plástico local del alma
6	Abollamiento (cripling) local de almas <sup>[5]</sup>	11.8.4 Doblez ( <i>cripling</i> ) local del alma
7	Pandeo del alma con desplazamiento lateral <sup>[6]</sup>	11.8.5 Pandeo del alma con desplazamiento lateral
8	Cortante <sup>[7]</sup>	8 Miembros en cortante
9	Flexión y cortante combinados <sup>[8]</sup>	9.3 Miembros en flexión y cortante combinados

*Comentario:*

<sup>[1]</sup> Es necesario identificar los puntos de soporte lateral de la trabe armada.

<sup>[2]</sup> En traves armadas no se recomienda utilizar patines tipo 4, si es el caso, se requiere tomar en cuenta la disminución de la resistencia.

<sup>[3]</sup> Cuando el alma es muy esbelta no se puede desarrollar el diagrama de esfuerzos de Navier en la zona de compresión dado que el alma por su esbeltez no puede resistir la compresión al pandearse.

<sup>[4]</sup> Al flexionarse la viga, el patín en compresión ejerce una presión en el alma la cual puede producir que esta se pandee. Por lo tanto, se limita la relación ancho/grueso.

<sup>[5]</sup> En función de la esbeltez del alma y de la magnitud de la carga concentrada se puede presentar el estado límite de flujo plástico del alma, o bien, doblez. Si se colocan atiesadores con capacidad adecuada en la posición de las

*cargas concentradas estos estados límite no aplican, tomando en cuenta que cuando la carga es móvil (grúas viajeras) esto no es factible.*

<sup>[6]</sup> *Cuando el desplazamiento lateral relativo entre el patín cargado en compresión y el de tensión, no está restringido en el punto de aplicación de una carga concentrada, es factible que el patín en tensión salga del plano en función de la esbeltez del alma. Este estado límite se puede resolver ya sea colocando arriostamiento lateral en ambos patines, o bien, colocando atiesadores.*

<sup>[7]</sup> *La resistencia a cortante será proporcionada por la capacidad del alma, con o sin atiesadores, y con o sin la contribución del campo de tensión diagonal.*

<sup>[8]</sup> *En traves armadas simplemente apoyadas el cortante máximo se presenta en los apoyos y la flexión en la parte central, por lo que, no suele haber reducción de la capacidad a flexión o cortante por su interacción. En traves armadas continuas hay que tomarlo en cuenta en los apoyos intermedios donde la flexión y el cortante son máximos.*

## 12.2 Estados límite de servicio

**12.2.1** En el diseño de traves armadas se deberán verificar al menos los siguientes estados límite de servicio, los cuales se definen a continuación con la referencia a la norma:

**Tabla 12.1.1 – Definición de estados límite de servicio para la revisión de traves armadas**

Estado límite de servicio	Norma o Capítulo
Deflexión <sup>[1]</sup>	NTC-Criterios
Fatiga <sup>[2]</sup>	Capítulo 18

*Comentario:*

<sup>[1]</sup> *Se deben cumplir los límites, tanto en etapa de construcción como en servicio, definidos en la NTC-Criterios*

<sup>[2]</sup> *La fatiga se define como un estado límite de servicio*

Espacio en blanco dejado de manera intencional

### 13. PLACAS BASE Y SISTEMAS DE ANCLAJE

En este capítulo se definen los parámetros y especificaciones para el diseño de placas base sujetas a carga axial de tensión y compresión, así como, para elementos que trabajan bajo cargas combinadas y su correspondiente sistema de anclaje. El capítulo está organizado como sigue:

- 13.1 Diseño de placas base
- 13.2 Resistencia en flexión de la placa base
- 13.3 Resistencia al aplastamiento del concreto
- 13.4 Resistencia del sistema de anclaje
- 13.5 Resistencia en cortante del sistema de anclaje
- 13.6 Interacción cortante y tensión en el sistema de anclaje.

*Comentario:*

*Las conexiones de la placa de base de la columna son la interfaz entre la estructura de acero y la base de concreto. Estas conexiones se usan en estructuras para soportar cargas gravitacionales, sísmicas o de viento.*

*El diseño de placas base y sus anclas debe considerar los problemas de interacción con el concreto armado, lo cual hace que sea esencial que en los detalles de diseño se tengan en cuenta no solo los requisitos estructurales, sino también los requerimientos de constructibilidad, especialmente procedimientos y tolerancias de ajuste de las barras de anclaje. La importancia de la colocación precisa de las barras de anclaje es fundamental para una correcta ejecución de la estructura metálica y es recomendable que sea rectificadas topográficamente.*

*Existen diversas configuraciones geométricas para las placas base, las cuales tienen la función de transmitir las acciones entre los elementos de acero (columnas) y elementos de concreto. Es necesario que las placas base tengan una geometría adecuada para la correcta transmisión de las fuerzas a las anclas y a los elementos de cimentación. Las anclas pueden estar sujetas a esfuerzos de tensión y cortante, por lo que, se debe tomar en cuenta su interacción. En las fig. C13.1.a, C13.1.b y C13.1.c se muestran algunas configuraciones de placas base.*

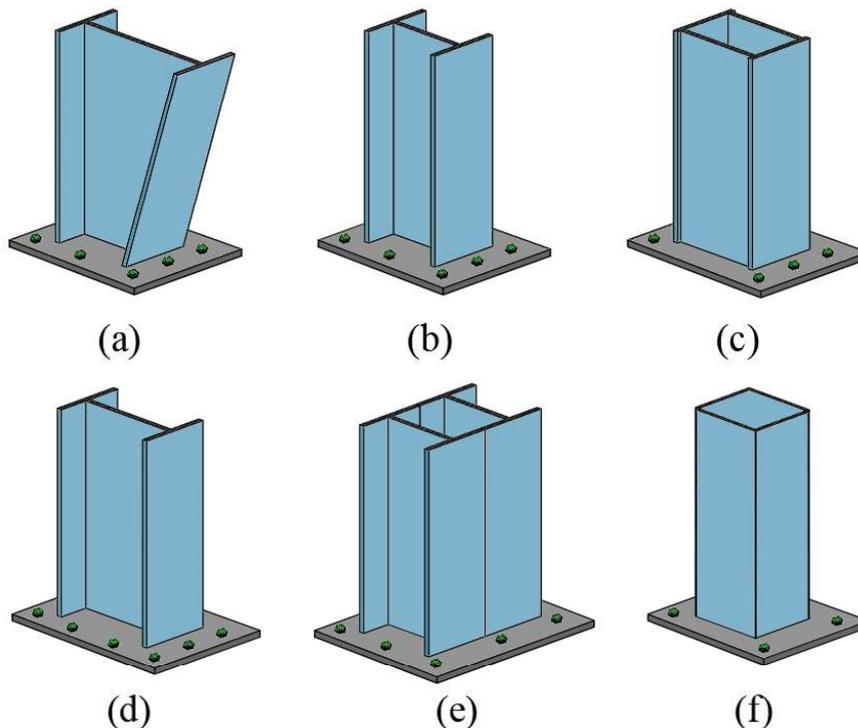


Figura C13.1.a - Configuración de placas base con anclas

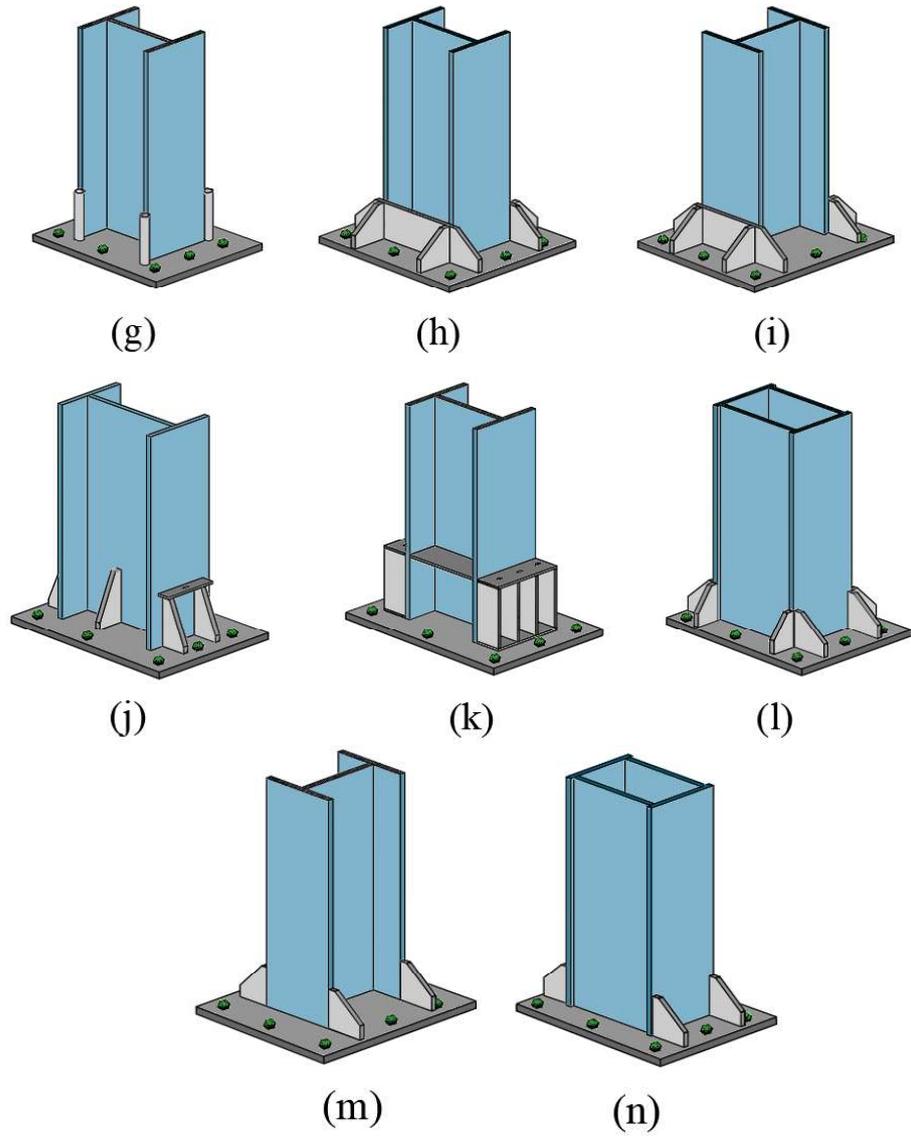


Figura C13.1.b - Configuración de placas base con anclas y cartabones

Espacio en blanco dejado de manera intencional

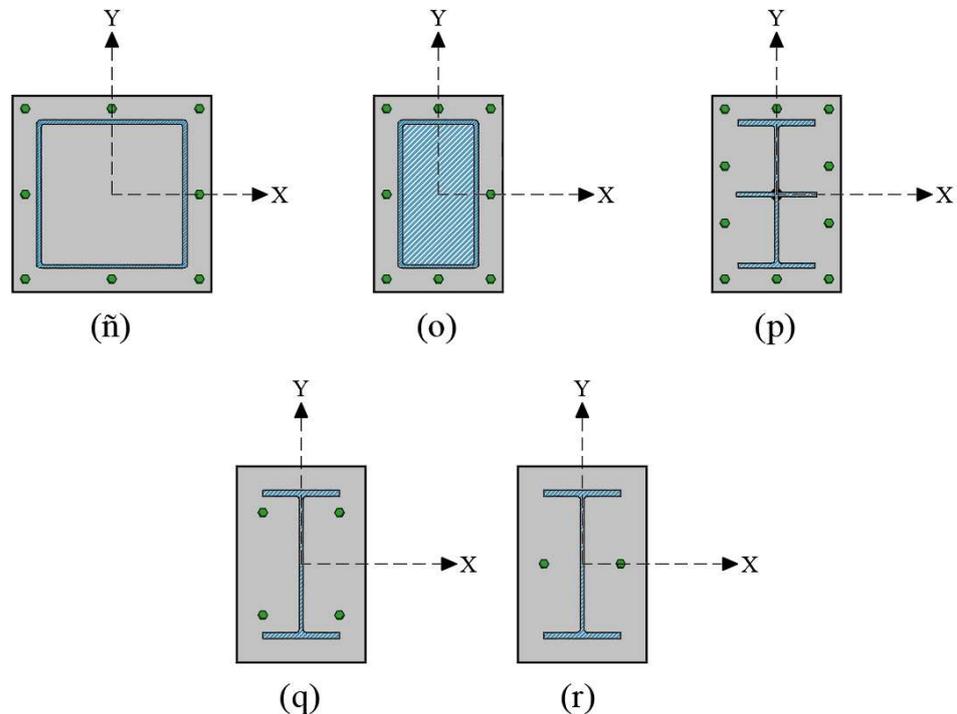


Figura C13.1.c - Configuración en planta de placas base

La unión del perfil metálico o columna con la placa base se realiza con soldadura, la cual debe ser diseñada para resistir las fuerzas de tensión y cortante actuante en la columna. Los cartabones tienen la función de rigidizar la placa, por lo cual habrá que analizar si conviene una placa más gruesa sin cartabones, o bien, una más delgada con ellos. En general resulta más económico colocar cartabones.

Dependiendo de la magnitud del momento que se desea transmitir a la cimentación será la configuración de las anclas, es conveniente notar que, si se emplea un número reducido de anclas, se reduce la eficiencia del empotramiento tendiendo a apoyos simples lo que se traduce en mayores desplazamientos laterales. Por ejemplo, en la fig. C13.1.c (r) no se transmite momento alrededor del eje X.

La fig. C13.1.d se nota el conjunto de elementos que forman parte del diseño de una placa base, y que detallan a continuación:

- a) Placa base: debe tener la rigidez adecuada para transferir los esfuerzos a las anclas, pudiendo tener cartabones que le proporcionen la rigidez necesaria.
- b) Ancla: debe ser diseñada para resistir las fuerzas de tensión y cortante.
- c) Tuercas: la tuerca es la forma de unión del ancla con la placa y deberá ser capaz de transferir al ancla la tensión generada. Se coloca una tuerca por la parte de abajo, generalmente en las anclas de las esquinas, cuya función es nivelar la columna antes de conectar los elementos superiores.
- d) Camisa: la camisa está formada por un tubo de pared delgada, el cual tiene como función aportar algunos milímetros de movilidad a la parte superior del ancla, esto servirá de tolerancia para que la placa base pueda colocarse adecuadamente y para poder transferir, de manera eficiente los esfuerzos de adherencia entre el ancla y el concreto al comenzar estos en la masa del concreto y no en el borde. Puede o no colocarse la camisa. La camisa solamente se puede colocar en aquellas anclas que transfieren la carga por adherencia y no por medio de un anclaje mecánico o gancho.
- e) Mortero de alta resistencia de contracción controlada (grout): se utiliza para rellenar el volumen entre la superficie del elemento de concreto y la placa base; su función es dejar un espacio para poder nivelar la columna y generar una superficie de contacto uniforme. Es recomendable hacer unas perforaciones a la placa base para permitir la salida del aire y garantizar un llenado pleno. Las resistencias a compresión del mortero (grout) puede oscilar entre  $300 \text{ kg/cm}^2$  y  $500 \text{ kg/cm}^2$ .

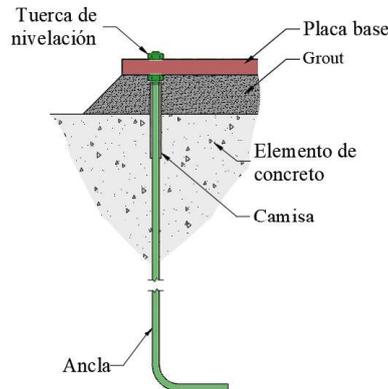


Figura C13.1.d - Elementos que forman una placa base y un ancla.

**13.1 Diseño de placas base**

13.1.1 En las placas base sujetas a compresión, cortante o flexión, o una combinación de esas acciones; se deben revisar los siguientes modos de falla:

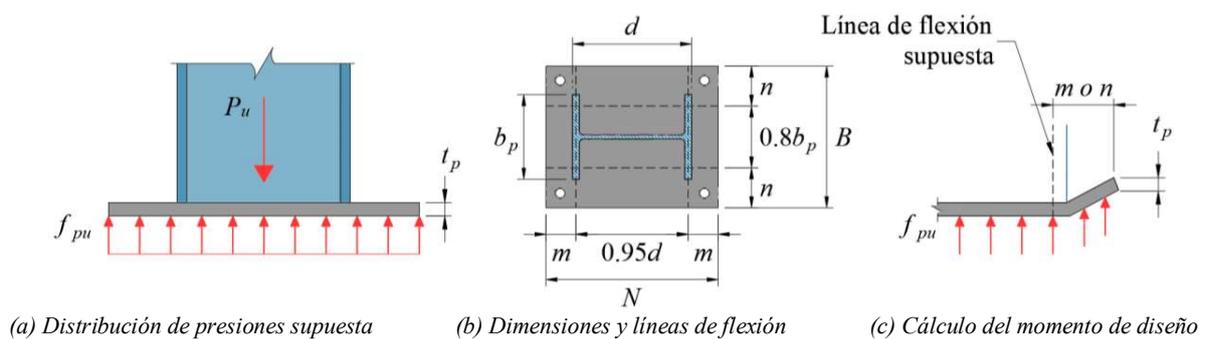
- a) Aplastamiento del concreto que soporta la placa base
- b) Fluencia de la placa base por flexión
- c) Falla de la placa en cortante
- d) Falla por una combinación de tensión y cortante del anclaje.

**13.1.1 Placas que trabajan a compresión axial (columnas de sección I o circular)**

13.1.1.1 Cuando la placa base de una columna soporta solo compresión axial, sus dimensiones en planta deben ser suficientes para transmitir esa fuerza al concreto, sin exceder su resistencia ante el aplastamiento, y un espesor adecuado para evitar el estado límite de flujo plástico de la placa.

*Comentario:*

*Para evitar el aplastamiento del concreto se debe incrementar la resistencia de este o el tamaño de la placa base para que el área de transmisión de la fuerza sea mayor y por ende disminuya el esfuerzo. Para que la placa base no fluya es necesario incrementar el esfuerzo de fluencia  $f_y$  del acero o el espesor de la placa, o bien, definir cartabones.*



**Figura 13.1.1.1 Parámetros para el diseño de una placa base en compresión axial**

- a) Resistencia al aplastamiento del concreto: Para garantizar suficiente resistencia por aplastamiento, el área mínima de la placa para un elemento sometido a carga axial de compresión (fig. 13.1.1.1a) se determina:

13.1.1.1 Para  $A_1 \leq A_2 < 4A_1$ 

$$A_{pl\ req} = \frac{1}{A_2} \left[ \frac{P_u}{F_R(0.85f'_c)} \right]^2 \leq \frac{P_u}{F_R(1.7f'_c)} \quad (13.1.1.1)$$

13.1.1.2 Para  $A_2 \geq 4A_1$ 

$$A_{pl\ req} = \frac{P_u}{F_R(0.85f'_c)} \quad (13.1.1.2)$$

$A_{pl\ req}$	área mínima de la placa
$P_u$	fuerza axial de compresión de diseño que actúa en la columna sobre la placa
$F_R$	factor de resistencia, igual que 0.60
$A_1$	área de la placa base
$A_2$	área del dado de apoyo de la placa

## 13.1.1.3 Por otra parte, las dimensiones mínimas de la placa base (fig. 13.1.1.1.b) se establecen:

$$N = \sqrt{A_{pl\ req}} + \Delta \quad (13.1.1.3.a)$$

$$\Delta = 0.5(0.95d - 0.8b_p) \quad (13.1.1.3.b)$$

$$B = \frac{A_{pl\ req}}{N} \quad (13.1.1.3.c)$$

$B$	ancho de la placa base
$N$	longitud de la placa base
$b_p$	ancho del patín de la columna
$d$	peralte del perfil de la columna

*Comentario:*

Obtenida el área de placa requerida, se dimensiona la placa, que dependerá de la forma del perfil que soportará. Para considerar la forma del perfil de la columna, se emplea el factor de incremento de longitud de la placa base  $\Delta$ , el cual contempla la relación del peralte  $d$  y ancho del patín  $b_p$  del perfil de la columna, y se obtiene empleando la ec. (13.1.1.3.b). Los valores de  $N$  y  $B$  que se dan con las ecs. 13.1.1.3.a, y 13.1.1.3.c son las dimensiones mínimas de la placa base, sin embargo, deben ajustarse para que el perfil queda adecuadamente y se cumplan las distancias mínimas al borde definidas en este Capítulo.

- b) Resistencia de la placa base: el grosor de la placa base  $t_p$  mínimo para cumplir con el estado límite de plastificación de la placa se determina por medio de la ec. 13.1.1.3.d:

$$t_p = \sqrt{\frac{4M_u}{F_R F_{yp}}} \quad (13.1.1.3.d)$$

$F_R$	factor de resistencia, igual que 0.90
$F_{yp}$	esfuerzo de fluencia mínimo especificado del material de la placa.
$M_u$	momento de diseño máximo actuante en la placa debido a la carga axial.

*Comentario:*

En esta ecuación el espesor se obtiene a partir del momento plástico de la placa para un ancho unitario  $b$  por medio de la expresión  $M_p = F_R Z_x F_y$ .

$M_p$  momento plástico de la sección  
 $Z_x$  módulo de sección plástica para secciones rectangulares calculado como  $Z_x = bt^2/4$   
 $t$  espesor de la placa base

13.1.1.4 El momento de diseño de la placa debido a la carga axial  $M_u$ , se calcula por medio de la siguiente ec.:

$$M_u = f_{pu} \frac{l^2}{2} \tag{13.1.1.4.a}$$

$f_{pu}$  es la distribución de presión uniforme calculada como  $f_{pu} = P/BN$  y  $l$  es la longitud crítica de los valores de la placa base, igual que el valor máximo de las longitudes:  $m$ ,  $n$  o  $n'$  calculadas para miembros de sección transversal I o H:

$$m = 0.5(N - 0.95d) \tag{13.1.1.4.b}$$

$$n = 0.5(B - 0.8b_p) \tag{13.1.1.4.c}$$

$$n' = 0.25\sqrt{db_p} \tag{13.1.1.4.d}$$

13.1.1.5 Para perfiles OR rectangulares, en el segundo término de  $m$  y  $n$  se emplea  $0.95d$  y  $0.95b_p$ ; en perfiles circulares se usará  $0.80D$ , donde  $D$  es el diámetro exterior del perfil.

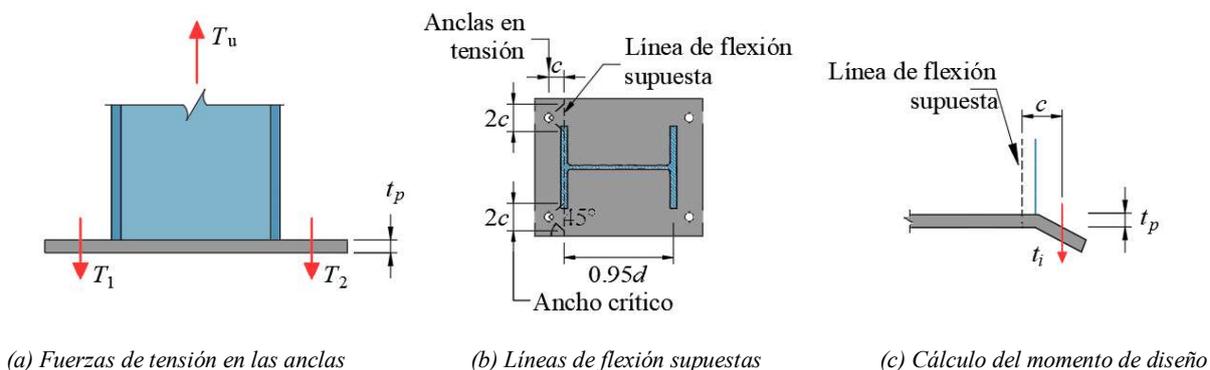
*Comentario:*  
 El momento de diseño se obtiene empleando la ec. 13.1.1.4.a, de momento de una viga empotrada en voladizo, donde  $f_{pu}$  es la distribución de presión uniforme y  $l$  es la distancia del borde del perfil al de la placa.

13.1.1.6 Durante el montaje deben colocarse por lo menos 4 anclas de 19 mm ( $3/4''$ ) cerca de las esquinas de la placa.

*Comentario:*  
 Aunque por resistencia las anclas no son necesarias cuando solo hay compresión, por seguridad durante el montaje deben colocarse un número adecuado de anclas y ubicadas de forma simétrica para evitar excentricidades durante esta etapa, las anclas colocadas deberán satisfacer las separaciones mínimas al borde de la placa y del dado de concreto.

**13.1.2 Placas que trabajan en tensión axial**

13.1.2.1 La resistencia de las placas que trabajan únicamente bajo tensión axial se proporciona por medio de las anclas (fig. 13.1.2.1). La placa base deberá dimensionarse para transmitir la carga a todas las anclas.



**Figura 13.1.2.1 – Parámetros para el diseño de placas en tensión**

*Comentario:*  
 Cuando hay tensión, la placa base funcionará como un diafragma el cual debe tener la capacidad de transmitir la fuerza a las anclas, por lo que, se debe diseñar para que tenga la rigidez y resistencia necesarias.

**13.1.2.2** El número total de anclas  $n_a$  requerido para tomar la fuerza axial en tensión  $T_u$  se determina como:

$$n_a = \frac{T_u}{F_R(0.75F_uA_b)} \quad (13.1.2.2)$$

- $T_u$  fuerza axial a tensión de diseño actuante en la base de la columna  
 $A_b$  área del vástago de un ancla  
 $F_R$  factor de resistencia, igual que 0.90  
 $F_u$  resistencia en tensión mínima especificada del material de las anclas

**13.1.2.3** El número de anclas se debe distribuir de forma simétrica con respecto a la carga, no se permiten excentricidades de carga.

**13.1.2.4** Las dimensiones mínimas de la placa base se determinan acorde con 13.1.1(a)

**13.1.2.5** El grueso de la placa se determina con la ec. 13.1.1.3.d, el momento de diseño  $M_u$  para placas que trabajan a tensión (fig. 13.1.2.1.c) se calcula:

$$M_u = \frac{T_i c}{B} \quad (13.1.2.5)$$

- $T_i$  fuerza axial  $T_1$  o  $T_2$  correspondiente a la fuerza tomada en cada extremo de la placa (fig. 13.1.2.1.a)  
 $c$  La mayor de las distancias obtenidas con las ecs. 13.1.1.5.a, a 13.1.1.5.c, menos la distancia del ancla al borde de la placa

*Comentario:*

*Primeramente, se calcula el momento  $M_u$  utilizando la tensión de las anclas multiplicadas por la distancia  $c$  (ver fig. 13.1.2.1 (b)). La distancia  $c$  se puede calcular utilizando la mayor de las distancias  $m$ ,  $n$  y  $n'$  obtenidas con las ecs. 13.1.1.5.a, 13.1.1.5.b, 13.1.1.5.c, y restándole la distancia del ancla hacia el borde de la placa, de ese modo, el momento  $M_u$  se calcula como la fuerza actuante en cada lado multiplicada por su brazo de palanca  $c$ . En acomodos simétricos de anclas  $T_i$  se toma igual que  $T_u/2$ , una vez obtenido el momento  $M_u$  se puede utilizar la ec. 13.1.1.3.d.*

*La distancia  $B$  en la ec. 13.1.2.5 considera cuando se está revisando la deflexión en la dirección  $N$ , en caso de hacer la revisión en el otro sentido, se sustituye  $B$  por  $N$ .*

**13.1.2.6** Deberá verificarse la resistencia de la soldadura para transmitir los esfuerzos generados por la fuerza axial máxima de tensión en la base de la columna.

*Comentario:*

*La resistencia de la soldadura de la columna a la placa base debe ser capaz de resistir las tensiones del elemento y puede ser consultada en el apartado 11.2 de esta Norma. Los casos más comunes de soldaduras de placa base a columnas son de penetración completa (las soldaduras de penetración parcial no son adecuadas en zona sísmica), de filete o una combinación de ambas.*

**13.1.2.7** La resistencia del concreto ante las demandas de tensión se determina acorde con la 13.4.3 a 13.4.5 del presente Capítulo y está relacionada con la capacidad de las anclas.

**13.1.2.8** En caso de que la resistencia del concreto no sea adecuada, se debe aumentar la longitud del anclaje, la separación entre anclas, la distancia al borde o una combinación de estas.

*Comentario:*

*Para determinar la resistencia del concreto se revisan los estados límite de arrancamiento de las anclas, desprendimiento del cono de concreto en tensión o separación al borde.*

*En caso que, la resistencia no sea adecuada se debe aumentar la longitud del anclaje y/o la separación entre anclas y la distancia a los bordes.*

**13.1.3 Resistencia de placas que trabajan a fuerza cortante**

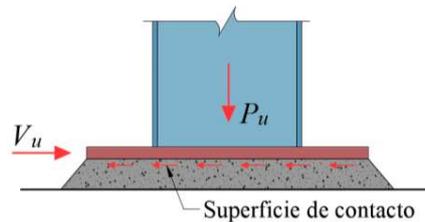
**13.1.3.1** La transferencia de la fuerza cortante  $V_u$  de la columna a la cimentación será por alguno de los siguientes mecanismos:

- a) Por fricción entre la placa base y la superficie de concreto
- b) Por aplastamiento de la placa base
- c) Por cortante directo en las anclas.

**13.1.3.2** Transferencia por fricción directa. Este mecanismo de transferencia se genera por el contacto entre la superficie de la placa base y la superficie del mortero o concreto (fig. 13.1.3.2). Solo se podrá considerar cuando no existan fuerzas de tensión en la base de las columnas. La resistencia en cortante se determina como:

$$R_n = F_R \mu P_u \leq 0.2 F_R f'_c A_c \tag{13.1.3.2}$$

- $F_R$  factor de resistencia igual que 0.75
- $R_n$  resistencia nominal a cortante
- $P_u$  fuerza axial de compresión de diseño
- $\mu$  coeficiente de fricción, se toma igual que 0.55 para acero sobre mortero de baja contracción (*grout*), y 0.70 para acero sobre concreto
- $A_c$  área de la superficie de contacto entre la placa base y el mortero de relleno o la superficie de concreto



**Figura 13.1.3.2 - Transmisión de cortante por fricción**

*Comentario:*

*Este mecanismo depende en gran medida de la carga axial de compresión  $P_u$  que tenga la columna. No es válido cuando existan tensiones, ya que, no se puede formar el mecanismo de fricción y, por tanto, la placa no tiene capacidad a fuerzas horizontales.*

**13.1.3.3** Resistencia por aplastamiento del concreto. Este mecanismo se refiere a la fuerza resistente debida al aplastamiento del concreto por arriba de la placa base si esta se encuentra embebida en el concreto o el aplastamiento del concreto por debajo de la placa base si se emplean llaves de cortante (fig. 13.1.3.5 y 13.1.3.6).

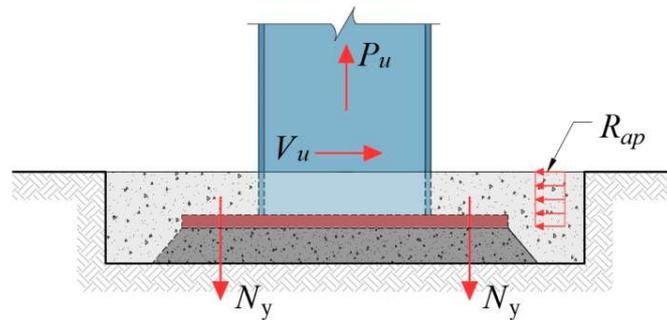
**13.1.3.4** Cuando la placa está embebida en el concreto (fig.13.1.3.5) la resistencia se calcula como:

$$R_n = R_{ap} + R_{vc} \tag{13.1.3.4.a}$$

$$R_{ap} = 0.55 f'_c A_{ap} \tag{13.1.3.4.b}$$

$$R_{vc} = F_R K_c (N_y - P_u) \tag{13.1.3.4.c}$$

- $F_R$  factor de resistencia, igual que 0.75
- $A_{ap}$  área de contacto lateral de la columna y la placa base contra el concreto
- $N_y$  resistencia en tensión de las anclas en tensión, igual que  $n A_b F_y$
- $P_u$  carga axial de diseño, positiva para tensión y negativa para compresión
- $R_{ap}$  resistencia al aplastamiento del concreto sobre la placa base
- $R_{vc}$  resistencia del sistema de anclaje
- $K_c$  se tomará igual que 1.60



**Figura 13.1.3.5 - Transferencia de la fuerza cortante por aplastamiento en placa base y la columna metálica**

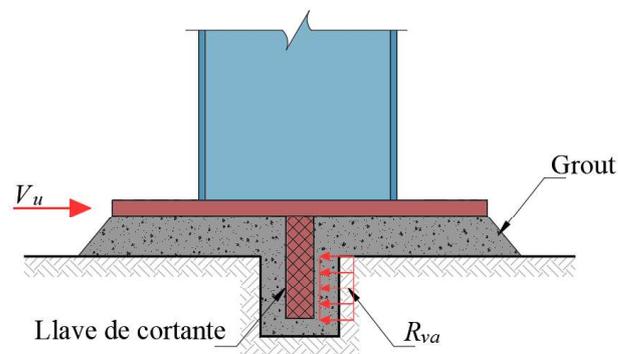
13.1.3.5 Si se utiliza una o más llaves de cortante (fig. 13.1.3.6) la resistencia lateral se determina:

$$R_n = R_{va} + R_{vc} \tag{13.1.3.5.a}$$

$$R_{va} = F_R (1.3f'_c A_l) \tag{13.1.3.5.b}$$

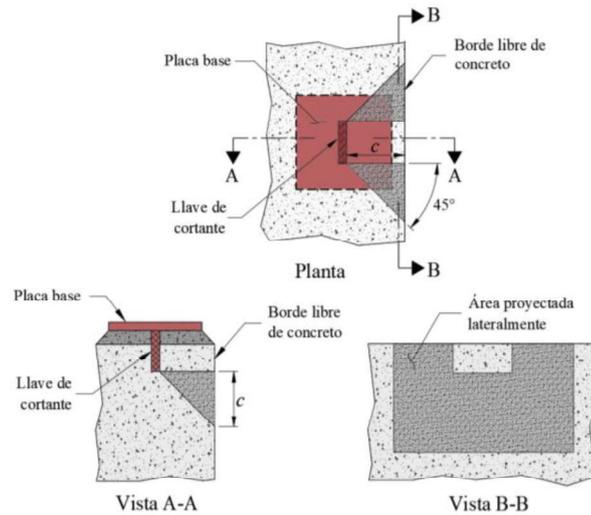
- $F_R$  factor de resistencia, igual que 0.60
- $A_l$  área de contacto entre la llave de cortante y el concreto de la cimentación
- $R_{va}$  resistencia de la o las llaves de cortante

13.1.3.6 Las dimensiones de las llaves de cortante se determinan considerándolas como secciones en voladizo, con la fuerza producida por el aplastamiento que se genera entre ellas y el concreto (fig. 13.1.3.6).



**Figura 13.1.3.6 - Transmisión de la fuerza por medio de una llave de cortante**

13.1.3.7 Cuando la llave de cortante se encuentra cerca de un borde libre del concreto se debe hacer la revisión de la resistencia en tensión del concreto, considerando el área proyectada lateralmente en un plano de 45 grados desde los bordes de la llave menos el área de ésta. La resistencia de la llave de cortante debe de tener la rigidez y resistencia adecuada para transferir las fuerzas, así como, garantizar su conexión adecuada con la placa base (fig. 13.1.3.7).



**Figura 13.1.3.7 - Resistencia a tensión del concreto**

**13.1.3.8** La resistencia a tensión del concreto será igual que:

$$0.33F_R\sqrt{f'_c} \tag{13.1.3.8}$$

$$(1.06F_R\sqrt{f'_c})$$

Factor de resistencia,  $F_R$ , se toma igual que 0.75

*Comentario:*

*Este mecanismo requiere que la columna y la placa base estén embebidas dentro de los elementos de concreto de apoyo, o en su caso, colocar placas por debajo de la placa base para formar llaves para transmitir el cortante hacia el concreto (fig. 13.1.3.6).*

**13.1.3.9** Resistencia por cortante directo en las anclas. Cuando la fuerza cortante se toma únicamente por las anclas, se debe revisar la resistencia en cortante como se define en 13.5.

*Comentario:*

*Cuando las fuerzas de cortante son de una magnitud significativa o existen tensiones en las columnas, se requiere colocar anclas que resistan la tensión y el cortante. Dichos elementos deben ser revisados por las dos fuerzas en conjunto, además de revisar la resistencia del concreto. En resumen, la resistencia a cortante se obtiene de la suma de todas las resistencias: anclas, llaves de cortante y aplastamiento.*

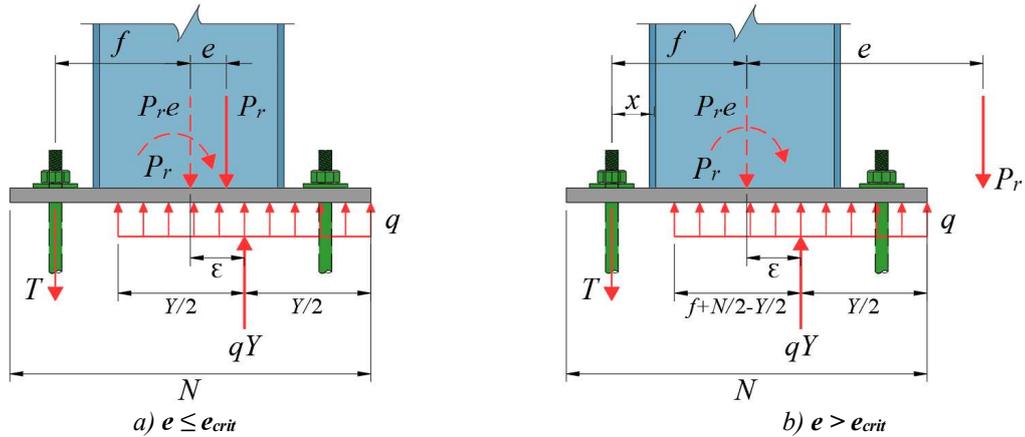
*Se deberán determinar las dimensiones de la placa base, su espesor y la soldadura necesaria para transferir la fuerza de cortante al apoyo de concreto.*

**13.1.4 Placas que trabajan bajo momento flexionante y carga axial**

**13.1.4.1** La resistencia de las placas que trabajan bajo cargas combinadas dependerá de la excentricidad  $e$  calculada como la relación entre el momento actuante en la base de la columna entre la carga axial ( $e = M/P_u$ ) respecto a la excentricidad crítica  $e_{crit}$  (fig. 13.1.4.2) la cual se determina con la ec.:

$$e_{crit} = \frac{N}{2} - \frac{P_u}{2Bf_{pu}} \tag{13.1.4.1}$$

$f_{pu}$  es la resistencia al aplastamiento del concreto, que se determina de acuerdo con 13.3.



**Figura 13.1.4.1 - Parámetros para el diseño de una placa base en flexocompresión**

*Comentario:*

*Cuando la excentricidad generada por el momento flexionante y la carga axial es menor que  $e_{crit}$ , solo se revisa el estado límite de aplastamiento del concreto. Cuando es mayor que  $e_{crit}$ , se revisa, además, la fuerza de tensión en las anclas (fig. 13.1.4.1).*

*Se considera que la excentricidad es pequeña cuando es igual o menor que  $e_{crit}$ , y solo se toma en cuenta la resistencia en flexión de la placa. Si  $e$  es mayor  $e_{crit}$ , la resistencia en flexión de la placa no será suficiente por lo que es necesario incluir el aporte de las anclas en tensión para resistir las demandas a flexión.*

*Para obtener la longitud de aplastamiento del concreto  $Y$ , en cada caso, se considera una distribución de esfuerzos al aplastamiento uniforme.*

**13.1.4.2** El espesor de la placa base se calculará por medio de la ec. 13.1.1.3.d, tomando como momento último de diseño del determinado de la forma siguiente:

a) Cuando  $e \leq e_{crit}$

Para  $Y \geq l$

$$M_u = f_p \left( \frac{l^2}{2} \right) \tag{13.1.4.2.a}$$

Para  $Y < l$

$$M_u = f_p Y \left( l - \frac{Y}{2} \right) \tag{13.1.4.2.b}$$

$f_p$  es el esfuerzo de aplastamiento calculado como  $f_p = P_u / BY$  y  $l$  es la longitud crítica en el voladizo de la placa base igual que el mayor de  $m$  o  $n$  obtenidos con las ecs. 13.1.1.4.b y 13.1.1.4.c.

La longitud de aplastamiento del concreto  $Y$  se determina con la ec.:

$$Y = N - 2e \tag{13.1.4.2.c}$$

b) Cuando  $e > e_{crit}$

Para  $Y \geq l$

$$M_u = f_{pu} \left( \frac{l^2}{2} \right) + \frac{T_i c}{B} \tag{13.1.4.2.d}$$

Para  $Y < l$

$$M_u = f_{pu} Y \left( l - \frac{Y}{2} \right) + \frac{T_i c}{B} \quad (13.1.4.2.e)$$

La longitud de aplastamiento del concreto  $Y$  se determina con la ec.:

$$Y = \left( f + \frac{N}{2} \right) \pm \sqrt{\left( f + \frac{N}{2} \right)^2 - \frac{2P_u(e+f)}{Bf_{pu}}} \quad (13.1.4.2.f)$$

$f$  es la distancia del centro de las anclas al centroide de la columna en la dirección en estudio (fig. 13.1.4.1)

En la ec. 13.1.4.2.d se deberá cumplir con la condición de la ec. 13.1.4.2.g, de lo contrario deberá incrementarse la dimensión de la placa.

$$\left( f + \frac{N}{2} \right)^2 \geq \frac{2P_u(e+f)}{Bf_{pu}} \quad (13.1.4.2.g)$$

Por otra parte, la fuerza de tensión actuante en las anclas se calcula con la ec:

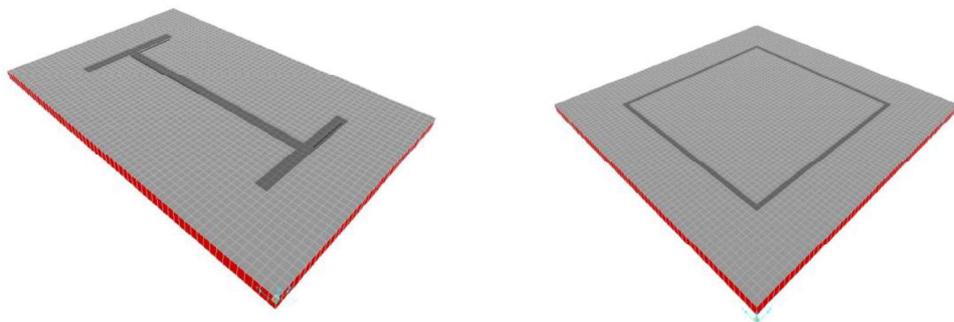
$$T_{ua} = Bf_{pu} Y - P_u \quad (13.1.4.2.h)$$

*Comentario:*

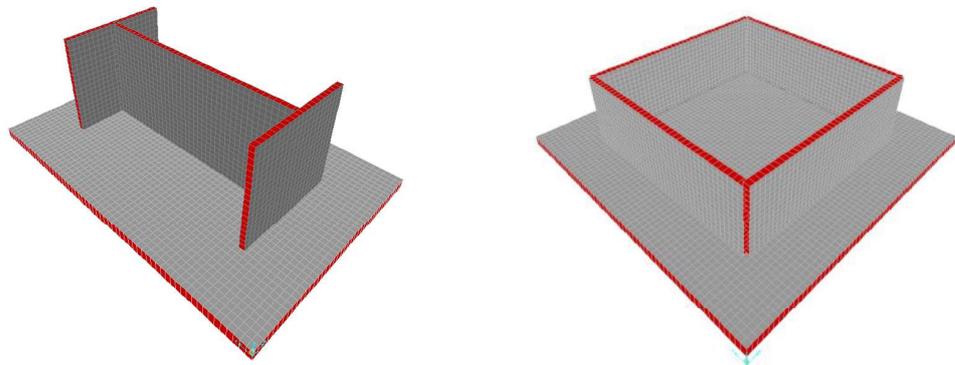
*Para refinar el cálculo se debe establecer las zonas donde convenga colocar cartabones o se tengan dudas respecto a la placa diseñada. Una alternativa para diseñar la placa base bajo momento flexionante y carga axial, es haciendo un modelo con elementos finitos (tipo área). En las áreas donde se ubican los patines y almas de los perfiles de las columnas se deberá modelar una sección de ésta, con longitud suficiente para evitar los efectos de borde en el modelo (aproximadamente 10 a 15 cm) o en su caso las secciones deberán definirse con rigideces elevadas (100 veces mayores).*

*El apoyo sobre la superficie de concreto se podrá modelar por medio de resortes calculados a partir de la resistencia al aplastamiento del concreto y en la zona de tensión se utilizan como apoyos los puntos de ubicación de las anclas.*

*Esta metodología permite modelar y diseñar placas base con cartabones (fig. C13.1.b). En la fig. C13.1.4.2.a y C13.1.4.2.b se muestra un ejemplo de este tipo de modelados para secciones IR y cuadradas, así como, el tipo de elementos mecánicos esperados.*

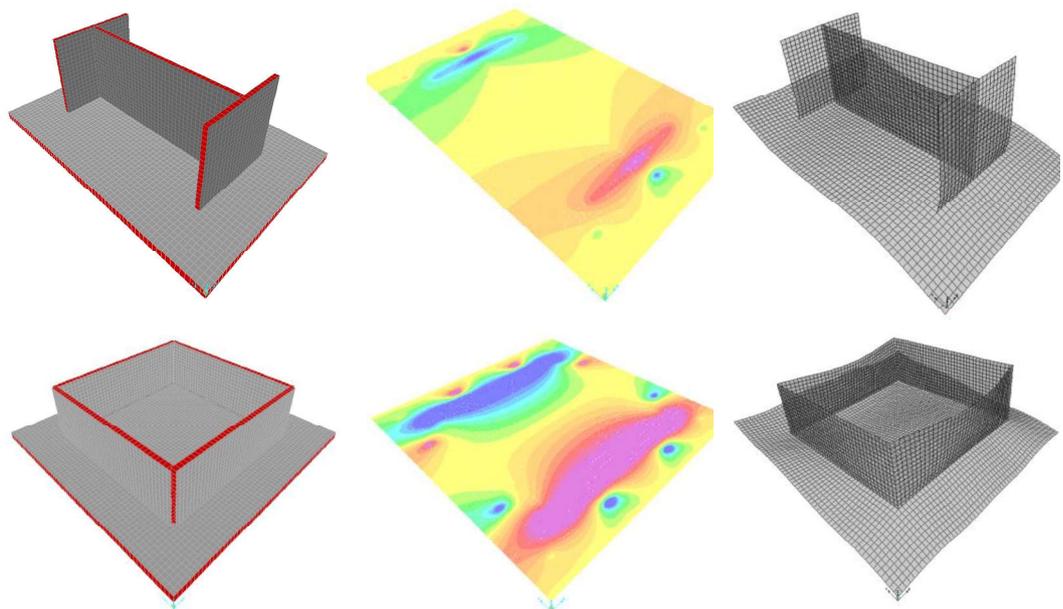


a) Modelado de la placa base como zona rígida



b) Modelado de una seccion de la columna

Figura C13.1.4.2.a - Diseño de placa base con modelo de elementos finitos



a) Placa base modelada

b) Elementos mecánicos de la placa base modelada con elementos finitos

c) Deformada de elemento finito de la placa base

Figura C13.1.4.2.b - Diseño de placa base con modelo de elementos finitos

En este tipo de modelados se generan concentraciones de esfuerzos debidos al efecto de las columnas y de los apoyos los cuales no son valores de diseño (fig. C13.1.4.2.c). Se recomienda tomar los valores a partir de las zonas de deformadas a flexión de la placa no restringidas que se aprecien en los resultados del análisis. Una distancia sugerida podría ser de aproximadamente tres veces el espesor del elemento rígido.

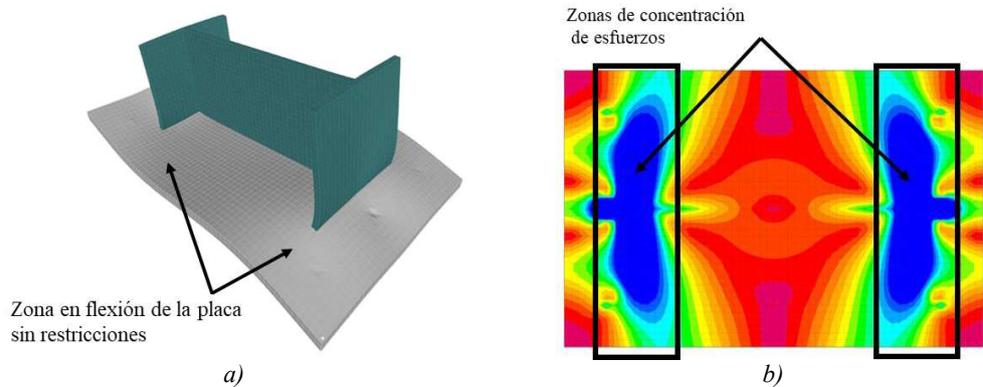


Figura C13.1.4.2.c - Zonas de concentraciones de esfuerzos y zonas en flexión de placa base con modelo de elementos finitos

### 13.2 Resistencia en flexión de la placa base

13.2.1 El momento resistente por unidad de ancho de la placa base se puede calcular por medio de la ec.:

$$M_R = \frac{F_R t_p^2 F_{yp}}{4} \tag{13.2.1}$$

- $F_R$  factor de resistencia, igual que 0.90
- $t_p$  espesor de la placa base
- $F_{yp}$  esfuerzo de fluencia mínimo especificado del acero de la placa base

13.2.2 Para el diseño de placas base se recomiendan los aceros definidos en la tabla 13.2.2.

Tabla 13.2.2 - Aceros recomendados para placas base

Espesor ( $t_p$ )	Acero disponible
$t_p \leq 101.6$ mm (4 pulg.)	ASTM A36
	ASTM A572 Gr. 42 o 50
	ASTM A588 Gr. 42 o 50
$101.6$ mm (4 pulg.) $< t_p \leq 152.4$ mm (6 pulg.)	ASTM A36
	ASTM A572 Gr. 42
	ASTM A588 Gr. 42
$t_p > 152.4$ mm (6 pulg.)	ASTM A36
	ASTM A588

Comentario:

La placa base trabaja fundamentalmente a flexión y la zona de mayor momento se encuentra al paño del perfil metálico adosado a la placa base. Por medio de cartabones es posible disminuir el espesor de la placa base rigidizándola y reduciendo los esfuerzos en ella (fig. C13.2.2). Con un modelo a base de elementos área se puede determinar la eficiencia de los cartabones.

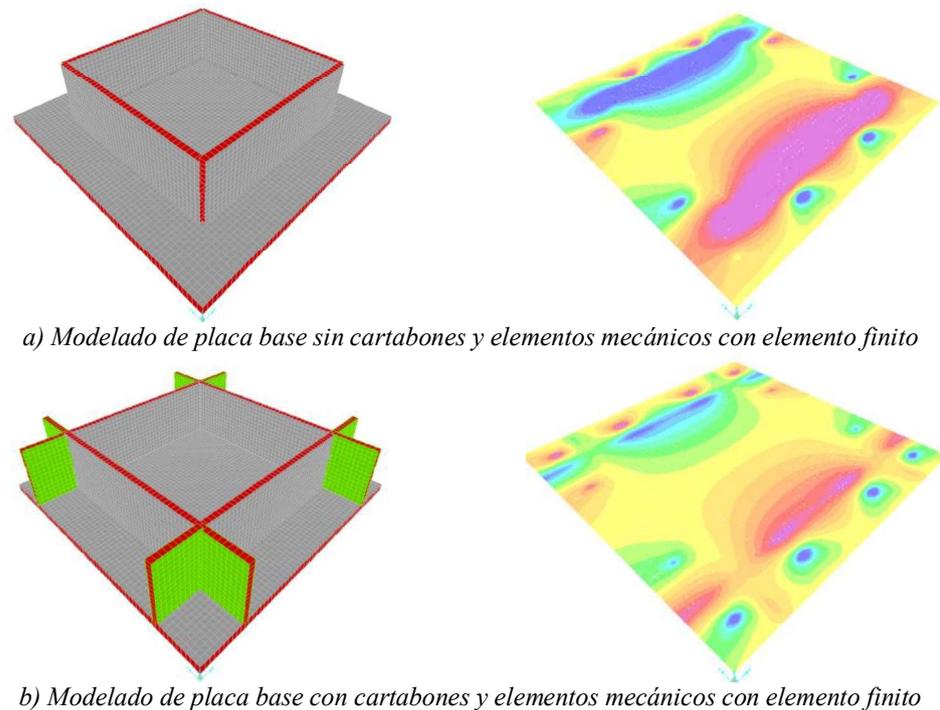


Figura C13.2.2 - Modelado de placas base con y sin cartabones

### 13.3 Resistencia al aplastamiento del concreto

13.3.1 La resistencia al aplastamiento del concreto del pedestal es:

$$R_c = F_R A_1 f_{pu} \quad (13.3.1.a)$$

$F_R$  factor de resistencia, igual que 0.65  
 $f_{pu}$  resistencia al aplastamiento del concreto  
 $A_1$  área de la placa base

La resistencia al aplastamiento del concreto del pedestal es:

$$f_{pu} = 0.85 f'_c \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} \leq 1.7 f'_c \quad (13.3.1.b)$$

$A_2$  es el área de la sección transversal del pedestal de concreto,  $A_1 \leq A_2 \leq 4A_1$

*Comentario:*

*Debido a que el dado de concreto es el elemento que transmite la carga a la cimentación y al suelo, es necesario revisar que no falle por aplastamiento. Para incrementar la capacidad del concreto (ec. 13.3.1.b) es posible considerar el confinamiento que aporta el acero de refuerzo.*

### 13.4 Resistencia del sistema de anclaje

Las anclas que trabajan en tensión, deben cumplir con los siguientes estados límite de resistencia:

- a) Ruptura por tensión
- b) Extracción

- c) Desprendimiento del cono de concreto en tensión
- d) Desprendimiento del cono de concreto debido a la separación entre las anclas o distancia a los bordes
- e) Agrietamiento del concreto.

### 13.4.1 Requisitos generales

13.4.1.1 Para reducir la probabilidad de ocurrencia de estas fallas, se debe cumplir con las siguientes distancias mínimas:

- a) Las anclas deben tener una separación mínima, entre centros, de  $6d_o$ , donde  $d_o$  es el diámetro nominal del ancla
- b) Si se utiliza un recubrimiento menor que  $0.4h_{ef}$  donde  $h_{ef}$  es la profundidad de anclaje, se debe hacer la revisión por desprendimiento o descantillado del cono de concreto atribuible a la separación entre anclas y la distancia a los bordes.

13.4.1.2 En la tabla 13.4.1.2 se definen las longitudes mínimas de anclaje y las distancias mínimas al borde de concreto para diferentes tipos de materiales de anclas.

**Tabla 13.4.1.2 - Longitudes de anclaje y distancias mínimas al borde**

Material de las anclas	Longitud mínima de anclaje	Distancia mínima al borde de concreto
A307, A36 (H-118, B-254)	$12d_o$	$6d_o > 100$ mm
A325, A449 (H-124)	$17d_o$	$7d_o > 100$ mm

13.4.1.3 En la tabla 13.4.1.3 se definen las longitudes mínimas de anclaje y las distancias mínimas al borde de concreto para diferentes tipos de materiales de anclas.

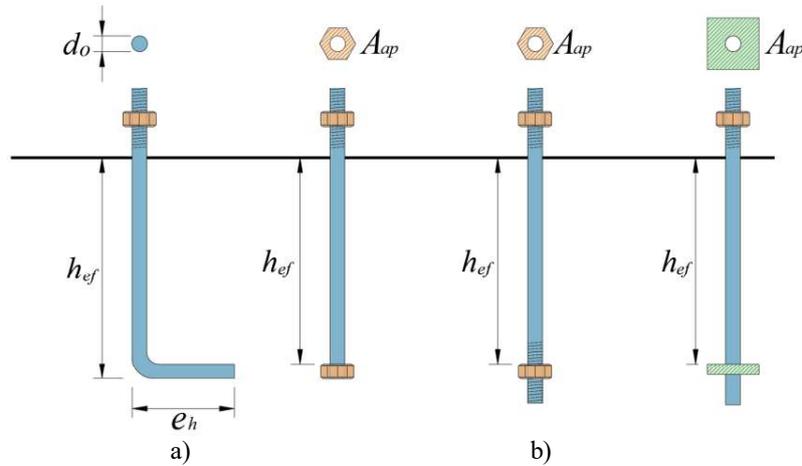
**Tabla 13.4.1.3 - Diámetros recomendados para agujeros de anclas en placas base y tamaños de rondanas**

Diámetro de las anclas, mm (pulg.)	Diámetro de los agujeros en la placa, mm (pulg.)	Dimensión mínima de la rondana, mm, (pulg.)	Espesor mínimo de la rondana, mm (pulg.)
19 ( $3/4$ )	33 ( $1 \frac{5}{16}$ )	51 (2)	6 ( $1/4$ )
22 ( $7/8$ )	40 ( $1 \frac{9}{16}$ )	64 ( $2 \frac{1}{2}$ )	8 ( $5/16$ )
25 (1)	46 ( $1 \frac{13}{16}$ )	76 (3)	10 ( $3/8$ )
32 ( $1 \frac{1}{4}$ )	52 ( $2 \frac{1}{16}$ )	76 (3)	13 ( $1/2$ )
38 ( $1 \frac{1}{2}$ )	59 ( $2 \frac{5}{16}$ )	89 ( $3 \frac{1}{2}$ )	13 ( $1/2$ )
44 ( $1 \frac{3}{4}$ )	70 ( $2 \frac{3}{4}$ )	102 (4)	16 ( $5/8$ )
51 (2)	83 ( $3 \frac{1}{4}$ )	127 (5)	19 ( $3/4$ )
64 ( $2 \frac{1}{2}$ )	95 ( $3 \frac{3}{4}$ )	140 ( $5 \frac{1}{2}$ )	22 ( $7/8$ )

- a) Se aceptan rondanas circulares o cuadradas que tengan el tamaño especificado
- b) Se deben dar separaciones adecuadas, de acuerdo con el tamaño de rondana seleccionado
- c) En columnas en compresión axial se pueden emplear agujeros de 27 mm ( $1 \frac{1}{16}$  pulg.) para anclas de 19 mm ( $3/4$  pulg.), y la placa base de espesor menor que 32 mm ( $1 \frac{1}{4}$  pulg.).

*Comentario:*

*Los valores de la tabla 13.4.1.3, proporcionan holguras para facilitar el montaje de la estructura*



**Figura 13.4.1.3 - Tipos de anclas: (a) barra con gancho de anclaje (b) barras con anclaje mecánico**

*Comentario:*

Los estados límite tienen relación con la falla propia del ancla y del concreto que las rodea. En la fig. 13.4.1.3 (a), la tensión es desarrollada a lo largo de la longitud del ancla, la cual puede ser recta o con un dobléz de 90°. En la fig. 13.4.1.3 (b) se muestran diversos tipos de anclajes mecánicos que consisten en tener una mayor área al final del ancla para incrementar el área del cono de extracción en el concreto.

**13.4.1.4** En la tabla 13.4.1.4 se presentan los valores del esfuerzo nominal resistente en tensión y en cortante de los diferentes tipos de anclas y diámetros máximos disponibles de acuerdo con el tipo de acero.

**Tabla 13.4.1.4 - Acero para anclas**

Acero ASTM <sup>[2]</sup>	Resistencia MPa (kg/cm <sup>2</sup> )	Resistencia nominal			Diámetro máximo mm (pulg.)	
		3MPa (kg/cm <sup>2</sup> )				
		Tensión $F_u$	Tensión <sup>[1]</sup> $F_t = 0.75F_u$	Cortante (Tipo X) <sup>[3]</sup> $F_v = 0.50F_u$		Cortante (Tipo N) <sup>[4]</sup> $F_v = 0.40 F_u$
F1554	Gr. 36	400 (4 080)	300 (3 060)	200 (2 040)	160 (1 630)	102 (4)
	Gr. 55	517 (5 273)	388 (3 955)	259 (2 637)	207 (2 109)	102 (4)
	Gr. 105	862 (8 788)	646 (6 591)	431 (4 394)	345 (3 515)	76 (3)
A449		827 (8 437)	621 (6 328)	414 (4 218)	331 (3 375)	25 (1)
		724 (7 382)	543 (5 537)	362 (3 691)	290 (2 953)	38 (1 1/2)
		621 (6 328)	465 (4 746)	310 (3 164)	248 (2 531)	76 (3)
A36		400 (4 080)	300 (3 060)	200 (2 040)	160 (1 630)	102 (4)
A307		400 (4 080)	300 (3 060)	200 (2 040)	160 (1 630)	102 (4)
A354 Gr. BD		1034 (10 546)	776 (7 910)	517 (5 273)	414 (4 218)	64 (2 1/2)
		965 (9 843)	724 (7 382)	483 (4 921)	386 (3 937)	102 (4)

<sup>[1]</sup> Esfuerzo nominal sobre la parte no roscada para anclas con rosca (en base a los principales diámetros para anclas en rosca laminadas).

<sup>[2]</sup> Especificación del material recomendado.

<sup>[3]</sup> Tipo X, cuando la rosca está excluida de los planos de corte

<sup>[4]</sup> Tipo N, cuando la rosca está incluida en los planos de corte

*Comentario:*

Aunque se conocen todos esos materiales para las anclas, en la práctica las de uso común, por su facilidad de existencia en el mercado corresponden al acero A-36. Para anclas de otros aceros se recomienda consultar su disponibilidad.

### 13.4.2 Resistencia en tensión de las anclas

13.4.2.1 La resistencia de diseño de un ancla en tensión se calcula como:

$$R_t = F_R A_b F_t \quad (13.4.2.1)$$

- $F_R$  factor de resistencia, igual que 0.75  
 $A_b$  área nominal de la sección transversal de la parte del vástago no roscada  
 $F_t$  esfuerzo resistente nominal de tensión,  $0.75F_u$   
 $F_u$  esfuerzo de ruptura en tensión del ancla

### 13.4.3 Resistencia al desprendimiento del cono de concreto en tensión

13.4.3.1 La resistencia de diseño del cono de concreto de anclaje en tensión (fig. 13.4.3.1) se obtiene de acuerdo con las siguientes especificaciones:

a) Para un ancla

$$R_t = F_R \psi_1 \psi_2 \psi_3 \left( \frac{A_N}{A_{No}} \right) R_b \quad (13.4.3.1.a)$$

b) Para un grupo de anclas

$$R_t = F_R \psi_1 \psi_2 \psi_3 \psi_4 \left( \frac{A_N}{A_{No}} \right) R_b + R_{et} \quad (13.4.3.1.b)$$

- $F_R$  factor de resistencia, igual que 0.70  
 $A_N$  área proyectada de la superficie de falla del ancla o grupo de anclas, que se considera igual que la base de la figura geométrica rectangular que resulta de proyectar la superficie de falla, de longitud  $1.5h_{ef}$  a cada lado del eje del ancla o de los extremos de una línea que pasa por una hilera de anclas adyacentes.  $A_N$  no debe exceder de  $nA_{No}$ , donde  $n$  es el número de anclas en el grupo  
 $A_{No}$  área proyectada de la superficie de falla de un ancla alejada de los bordes  
 $= 9h_{ef}^2$   
 $\psi_1$  factor que toma en cuenta la distancia al borde  
 $= 1.0$  Si  $c_{min} \geq 1.5h_{ef}$   
 $= 0.7 + 0.3c_{min}/1.5h_{ef}$  Si  $c_{min} < 1.5h_{ef}$   
 $\psi_2$  **1.25** para concreto no agrietado ( $f_t < f_{cr}$ ). Si no se puede garantizar que el concreto no se agrietará bajo cargas de servicio, se toma igual que **1.0**  
 $\psi_3$  factor para anclaje post instalado  
 $= 1.0$  Si  $c_{min} \geq c_a$   
 $= c_{min}/c_a \geq 1.5 h_{ef}/c_a$  Si  $c_{min} < c_a$   
 $\psi_4$  factor que toma en cuenta la excentricidad de la fuerza de tensión respecto al grupo de anclas  
 $= \frac{1}{\left(1 + \frac{2e'_N}{3h_{ef}}\right)} \leq 1$   
 $e'_N$  excentricidad de la carga con respecto a las anclas en tensión  
 $c_a$  distancia crítica,  $4h_{ef}$   
 $c_{min}$  distancia mínima al borde  
 $c_{max}$  distancia máxima al borde  
 $h_{ef}$  longitud de anclaje, en los casos donde hay tres o más bordes en que la separación máxima al borde  $c_{max}$  sea menor que  $1.5h_{ef}$ , se deberá usar, en todas las ecuaciones, una longitud de anclaje igual que  $c_{max}/1.5$ , en el cálculo de la resistencia; la longitud de anclaje no debe ser mayor que 630 mm

$R_{et}$  Aporte de la resistencia proporcionada por la capacidad a cortante de los estribos si las anclas se encuentran dentro del área confinada calculado como:

$$R_{et} = N F_R (0.5 A_e \sqrt{f'_c E_c}) \leq N F_R A_e F_u$$

$N$  número de estribos en el área del cono de concreto, de manera conservadora se puede usar igual que 1

$A_e$  área de la varilla de los estribos

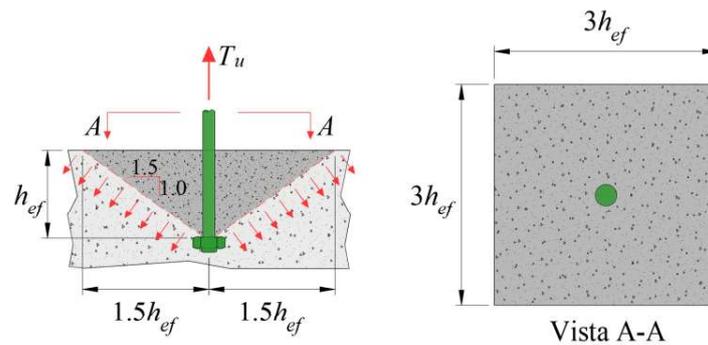


Figura 13.4.3.1 - Cono de concreto resistente al desprendimiento para un ancla

13.4.3.2 La resistencia básica al arrancamiento del concreto de una sola ancla en tensión embebida en concreto fisurado,  $R_b$ , no debe exceder de:

$$R_b = k_c \sqrt{f'_c} (h_{ef}^{1.5}) \tag{13.4.3.2}$$

$h_{ef}$  longitud de anclaje, en los casos donde hay tres o más bordes en que la separación máxima al borde  $c_{max}$  sea menor que  $1.5 h_{ef}$ , se deberá usar, en todas las ecuaciones, una longitud de anclaje igual que  $c_{max}/1.5$ , en el cálculo de la resistencia; la longitud de anclaje no debe ser mayor que 630 mm

$k_c$  coeficiente para la resistencia básica al arrancamiento del concreto en tensión  
 = 0.01 (10) para anclajes preinstalados  
 = 0.007 (7) para anclajes post-instalados

13.4.3.3 Alternativamente, para barras con cabeza preinstaladas con  $280 \text{ mm} \leq h_{ef} \leq 635 \text{ mm}$ ,  $R_b$  no debe exceder de:

$$R_b = 3.9 \sqrt{f'_c} (h_{ef}^{5/3}) \tag{13.4.3.3}$$

$$(R_b = 5.8 \sqrt{f'_c} (h_{ef}^{5/3}))$$

Comentario:

Estos modos de falla son comunes cuando no se deja suficiente distancia al borde del elemento de concreto o no se cuenta con el suficiente confinamiento proporcionado por los estribos.

Cuando se tiene un grupo de anclas instaladas en un dado o pedestal de concreto, es posible tomar en cuenta el aporte de los estribos del armado. Para efectos de evaluar el número correcto de estribos  $N$ , se recomienda trazar geoméricamente los conos de concreto a  $45^\circ$  y así determinar los elementos que contribuyen a la resistencia (fig. C13.4.3.3).

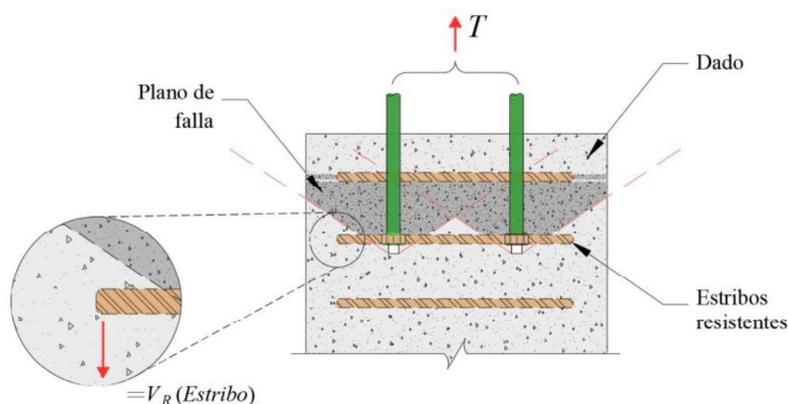


Figura C13.4.3.3 - Zona de influencia del cono de concreto para considerar la contribución de los estribos en la resistencia

### 13.4.4 Resistencia a extracción de las anclas

13.4.4.1 La resistencia de diseño de un ancla a extracción se calcula de acuerdo con las siguientes especificaciones:

- a) Para barras con gancho de anclaje (fig. 13.4.1.3.a):

$$R_t = F_R \psi_s (0.90 f'_c e_h d_o) \quad (13.4.4.1.a)$$

- b) Para barras con anclaje mecánico (fig. 13.4.1.3.b):

$$R_t = F_R \psi_s (A_{ap} 8 f'_c) \quad (13.4.4.1.b)$$

$F_R$  factor de resistencia, igual que 0.70

$A_{ap}$  área de aplastamiento del anclaje mecánico o tuerca

$d_o$  diámetro nominal del ancla

$e_h$  longitud del gancho ( $3d_o \leq e_h \leq 4.5d_o$ )

$\psi_s$  1.4 para concreto no agrietado ( $f_i < f_{cr}$ ); si no se puede garantizar que el concreto no se agrietará bajo cargas de servicio, se toma igual que 1.0

### 13.4.5 Resistencia al desprendimiento lateral del borde de anclas con anclaje mecánico, en tensión

13.4.5.1 Cuando la distancia al borde de un ancla,  $c$ , es menor que  $0.4h_{ef}$ , y la separación entre anclas de un grupo,  $s_o$ , es menor que  $6c$ , se debe revisar la resistencia al desprendimiento lateral del borde (fig. 13.4.5.1) con la siguiente expresión:

$$R_t = 13 F_R c \sqrt{A_{ap} f'_c} \left(1 + \frac{s_o}{6c}\right) \quad (13.4.5.1)$$

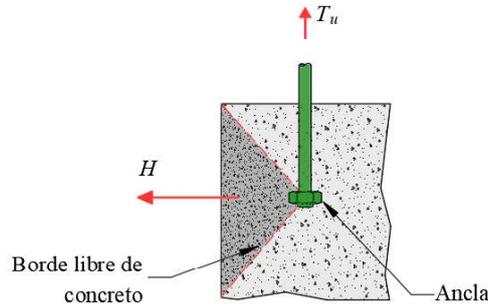
$$\left( R_t = 42 F_R c \sqrt{A_{ap} f'_c} \left(1 + \frac{s_o}{6c}\right) \right)$$

$F_R$  factor de resistencia, igual que 0.70

$c$  distancia mínima al borde desde un ancla o un grupo de ellas

$s_o$  separación entre anclas en la dirección paralela a la fuerza (igual que cero cuando solo hay una)

$A_{ap}$  área de aplastamiento del anclaje mecánico o tuerca



**Figura 13.4.5.1 - Desprendimiento lateral del borde del concreto en anclas en tensión**

### 13.5 Resistencia en cortante del sistema de anclaje

Cuando las anclas están sometidas a cortante se pueden presentar los siguientes modos de falla:

*Comentario:*

*Cuando las anclas están sometidas a cortante y no se utilizan llaves de cortante en el sistema estas resisten las fuerzas cortantes transmitidas por la columna a la cimentación.*

- a) Ruptura por cortante de las anclas

*Comentario:*

*Este modo de falla puede ser solucionado al aumentar el número de anclas, su diámetro, la resistencia del acero o una combinación de estas. Es necesario determinar con precisión la sección donde el ancla está sujeta a cortante para considerar correctamente el área de la sección puesto que puede darse el caso que las cuerdas estén ubicadas en ese plano de corte con la consecuente reducción del área.*

- b) Desprendimiento lateral del cono de concreto cerca del borde  
c) Desprendimiento del concreto delante de las anclas lejos del borde.

*Comentario:*

*Estos modos de falla se pueden prevenir dando suficiente distancia al borde de la sección de concreto o, en su defecto detallando la zona de falla con un mayor número de estribos que contribuyan a la resistencia. Otra posibilidad es la de incrementar la resistencia del concreto.*

#### 13.5.1 Resistencia en cortante de las anclas

**13.5.1.1** La resistencia de diseño en cortante del ancla se tomará igual que la resistencia de un tornillo en cortante, de acuerdo con la siguiente ec.:

$$R_v = F_R A_b F_v \quad (13.5.1.1)$$

$F_R$  factor de resistencia, igual que 0.75  
 $A_b$  área nominal de la sección transversal del ancla  
 $F_v$  esfuerzo resistente nominal en cortante

**13.5.1.2** El esfuerzo resistente nominal en cortante se calcula de la siguiente forma:

- a) Parte roscada del ancla en el plano de corte:

$$F_v = 0.4 F_u \quad (13.5.1.2.a)$$

- b) Parte roscada del ancla fuera del plano de corte:

$$F_v = 0.5 F_u \quad (13.5.1.2.b)$$

**13.5.2 Resistencia lateral en cortante del cono de concreto**

**13.5.2.1** La resistencia de diseño lateral del cono de concreto de anclaje en cortante (fig. 13.5.2.1) se puede obtener mediante la ec. siguiente:

$$R_v = F_R 0.29 \left( \frac{A_v}{A_{vo}} \right) \psi_6 \psi_7 \psi_8 \sqrt{d_o} \sqrt{f'_c} c_1^{1.5} + R_{ev} \tag{13.5.2.1}$$

$$\left( R_v = F_R 2.8 \left( \frac{A_v}{A_{vo}} \right) \psi_6 \psi_7 \psi_8 \sqrt{d_o} \sqrt{f'_c} c_1^{1.5} + R_{ev} \right)$$

$F_R$  factor de reducción de la resistencia, igual que 0.70

$\psi_6$  factor que toma en cuenta la excentricidad

$$= \frac{1}{\left( 1 + \frac{2e_v'}{3c_1} \right)} \leq 1.0$$

$\psi_7$  factor que toma en cuenta la distancia al borde perpendicular a la carga

$$= 0.7 + \frac{0.3c_2}{1.5c_1} \leq 1.0$$

$\psi_8$  1.40 para concreto no agrietado ( $f_i < f_{cr}$ ); si no se puede garantizar que el concreto no se agrietará bajo cargas de servicio, se toma igual que 1.0

$c_1$  distancia al borde en la dirección de la carga

$c_2$  distancia al borde en la dirección perpendicular a la carga

$d_o$  diámetro nominal del ancla

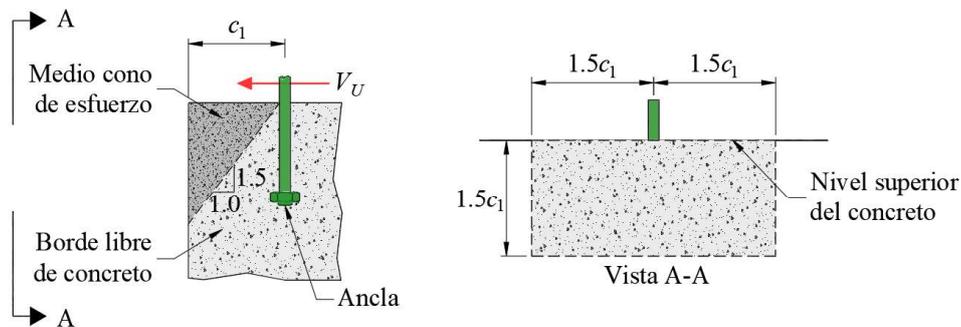
$A_v$  área del cono de concreto del ancla o grupo de anclas en cortante

$A_{vo}$  área del cono completo de concreto para un ancla en cortante, igual que  $4.5c_1^2$

$R_{ev}$  aporte de la resistencia proporcionada por la capacidad a tensión de los estribos si las anclas se encuentran dentro del área confinada calculado como:  $R_{ev} = N F_R A_e F_u$

$N$  numero de estribos en el área del cono de concreto, de manera conservadora se puede usar igual que 1

$A_e$  área de la varilla de los estribos



**Figura 13.5.2.1 - Cono de concreto resistente al cortante para un ancla**

**13.5.3 Resistencia al desprendimiento del concreto delante de las anclas**

**13.5.3.1** Las anclas sometidas a cortante también pueden fallar por un desprendimiento del concreto delante de ellas, debido a un efecto de palanca que se produce cuando se encuentran lejos de los bordes. Para calcular la resistencia al desprendimiento del concreto se utiliza la ec.:

$$R_b = F_R k_{cp} R_t + R_{ev} \tag{13.5.3.1}$$

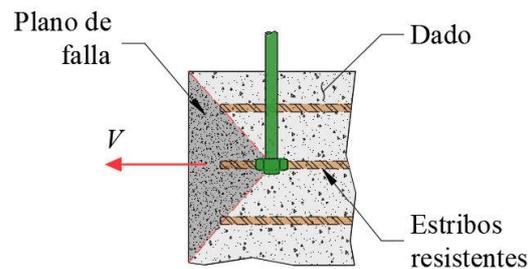
$F_R$  factor de reducción de la resistencia, igual que 1.0

$R_t$  resistencia al desprendimiento por tensión del cono de concreto de un ancla o un grupo de anclas

- $k_{ep}$  coeficiente que es igual que 1.0 para  $h_{ef}$  menor o igual que 63.5 mm e igual a 2.0 para  $h_{ef}$  mayor que 63.5 mm  
 $h_{ef}$  longitud de anclaje  
 $R_{ev}$  aporte de la resistencia proporcionada por la capacidad a tensión de los estribos definida previamente

*Comentario:*

*Cuando se tiene un grupo de anclas instaladas en un dado o pedestal de concreto, es posible tomar en cuenta el aporte de los estribos siempre y cuando las anclas queden dentro de la zona confinada. Dado que los esfuerzos generados son de tensión se desprecia el aporte de concreto y únicamente se toma en cuenta la capacidad de las varillas del estribo. Para efectos de evaluar el numero correcto de estribos  $N$  se recomienda trazar geométricamente los conos de concreto a 45° y ver de esa forma los elementos que contribuyen a la resistencia (fig. C13.5.3.1).*



*Figura C13.5.3.1 - Zona de influencia del cono de concreto para considerar la contribución de los estribos en la resistencia*

**13.5.3.2** Cuando la fuerza cortante de diseño,  $V_u$ , es mayor que el 20 por ciento del resistente,  $R_v$ , o la tensión de diseño,  $T_u$ , actuando en conjunto con la cortante, es mayor que el 20 por ciento de la resistente del anclaje,  $R_t$ , se debe verificar la interacción con la siguiente ec.:

$$\frac{T_u}{R_t} + \frac{V_u}{R_v} \leq 1.20 \quad (13.5.3.2)$$

- $T_u$  fuerza axial factorizada de diseño  
 $V_u$  fuerza cortante factorizada de diseño  
 $R_t$  la menor resistencia en tensión del anclaje  
 $R_v$  la menor resistencia en cortante del anclaje

*Comentario:*

*Cuando las anclas están sometidas a esfuerzos de tensión y de corte simultáneamente, su capacidad disminuye, por lo que el sistema debe ser revisado con la combinación de estas dos acciones.*

Espacio en blanco dejado de manera intencional

## 14. CONEXIONES DE PERFILES ESTRUCTURALES HUECOS OR (RECTANGULARES), OC (CIRCULARES) Y EN CAJÓN DE PAREDES DE ESPESOR UNIFORME

Este capítulo se aplica a conexiones de perfiles tubulares OR (rectangulares) y OC (circulares), con paredes de espesor uniforme.

*Comentarios:*

*A los perfiles OR (rectangulares) y OC (circulares) también se les designas como HSS (Hollow Structural Sections).*

Este capítulo está compuesto por las secciones siguientes:

- 14.1 Tipos de nudos o conexiones
- 14.2 Conexiones
- 14.3 Conexiones directas entre perfiles OR y OC en armaduras
- 14.4 Conexiones que transmiten momentos entre perfiles OR y OC
- 14.5 Soldadura de placas y elementos del alma con perfiles OR y OC.

*Comentario:*

*Este capítulo considera la resistencia de conexiones de perfiles estructurales huecos (HSS) y de sección cajón de paredes de espesor uniforme unidas con soldadura de penetración completa en la región de la conexión. También se considera que los ejes centroidales de los elementos principales y secundarios, yacen en un mismo plano de la conexión.*

*Estos comentarios dan una visión de los modos de falla que deberían ser considerados. Sin embargo, algunas de las discusiones presentadas posteriormente conciernen cuáles estados límites deben de ser revisados, cuáles no y cuando podrían o no podrían emplearse fuera de los límites de aplicabilidad.*

*Las capacidades de las conexiones calculadas de acuerdo con el capítulo 14 están basadas solamente en el estado límite de resistencia. En esta norma no se considera el estado límite por deformación de la conexión, sin embargo, en ciertas configuraciones podría ser importante.*

*Para ser consistentes con los requerimientos del Capítulo 14, los elementos de sección cajón requerirían soldadura de penetración completa en la región de la conexión para asegurar que cada cara del elemento actúa como un sólo cuerpo y sería apto para desarrollar su capacidad completa para todos los posibles modos de falla, dependiendo del tipo de conexión, parámetros geométricos y configuración de carga. Esta restricción garantiza que los elementos de sección en cajón tienen un comportamiento similar a conexiones de elementos de sección HSS, con modos de falla similares. La longitud de la región de la conexión a lo largo de cada elemento sería determinada con base en la extensión máxima de influencia de cada posible modo de falla de la conexión. Una distancia conservadora, igual que un ancho del elemento desde la cara del elemento intersectado en la conexión, podría ser usada para definir la región de la conexión, como se muestra en la fig. C14.*

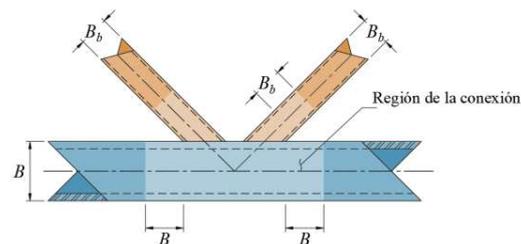
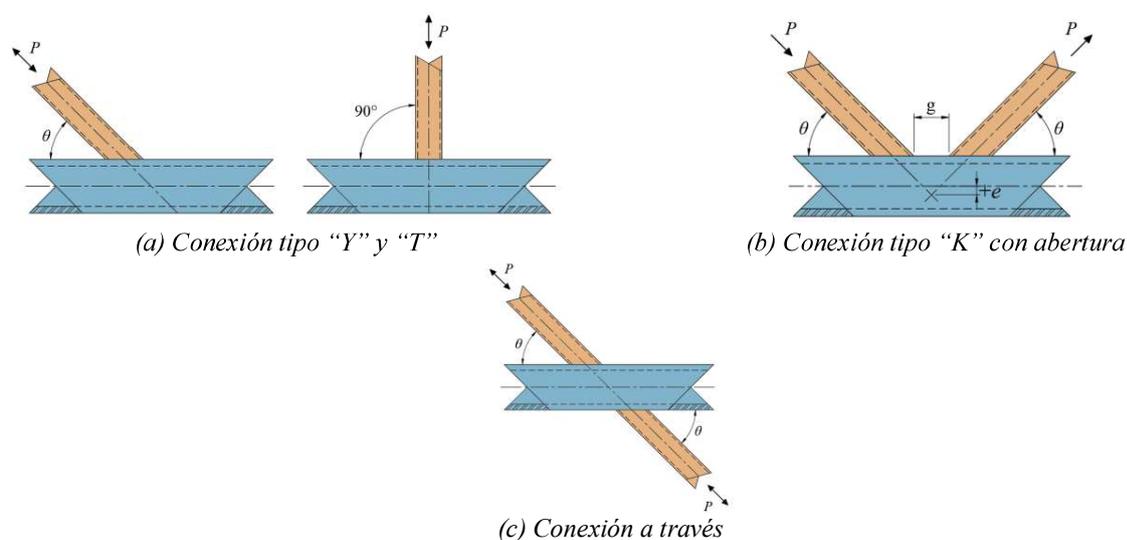


Figura C14 -Distancia conservadora para definir la región de la conexión

### 14.1 Tipos de nudos o conexiones

**14.1.1** Cuando las armaduras están formadas por perfiles OR u OC en cuerdas como elemento principal y diagonales, montantes o placas, como elementos secundarios soldados directamente a las cuerdas, que son continuas a través de las conexiones, éstas se clasifican, en función de la manera como se transfiere la carga, del modo siguiente:

- Cuando la componente normal de la fuerza del elemento secundario es equilibrada por cortante de viga en el elemento OR u OC principal, la conexión se clasifica como “T” cuando la fuerza es perpendicular a la cuerda, y como “Y” si no lo es (fig. 14.1.1 a)
- Cuando la componente normal de la fuerza del elemento secundario es equilibrada esencialmente (dentro del 20 por ciento) por fuerzas normales de otro elemento secundario en el mismo lado de la conexión, se clasifica como K (fig. 14.1.1 b). Una conexión “K” con un elemento secundario perpendicular a la cuerda suele llamarse conexión “N”
- Cuando la componente normal de la fuerza del elemento secundario se transmite a través de la cuerda y es equilibrada por miembros del alma en el lado opuesto, se clasifica como a través (fig. 14.1.1 c)
- Cuando la conexión tiene más de dos elementos secundarios en más de un plano, se clasifica como general o multiplanar.



**Figura 14.1.1 - Tipos de nudos o conexiones en armaduras formadas por perfiles OR y OC**

*Comentario:*

La clasificación de las conexiones de las armaduras, tipo “Y”, “T”, “K” (que incluye “N”), y “a través”, está basada en el método de transferencia de la fuerza en la conexión, no en la apariencia física de ésta. Ejemplos de este tipo de clasificación se muestran en la fig. C14.1.1.

Cuando los elementos secundarios transmiten parte de la carga como una conexión tipo “K” y otra parte de la carga como una conexión tipo “Y”, “T”, o “a través”, la capacidad de cada elemento se determinaría considerando una interacción lineal entre cada tipo de transferencia de carga al que pertenece el elemento, distribuyendo proporcionalmente la carga. La fig. C14.1.1b ilustra como la fuerza normal al elemento principal podría diferir hasta un veinte por ciento y aún considerarse que exhibe un comportamiento de conexión tipo “K”; esto permitiría el acomodo de variaciones ligeras en las fuerzas de los elementos secundarios. Sin embargo, en la conexión tipo “N” de la fig. C14.1.1c, la relación entre la fuerza de los elementos secundarios y la fuerza normal al elemento principal sería de 2 a 1; en este caso la conexión sería analizada tanto como tipo “K” (con las fuerzas balanceadas en los elementos secundarios) y como tipo “a través” (debido a que el resto de la fuerza de la diagonal se transfiere a través de la conexión), como se muestra en la fig. C14.1.1j.

Si el tamaño del espacio en una conexión tipo “K” con abertura, por ejemplo, en la fig. C14.1.1a, es más grande que el valor permitido por el límite de excentricidad, la conexión tipo “K” debería ser diseñada como dos conexiones tipo “Y” independientes. De forma similar, en conexiones tipo “K”, como en la fig. C14.1.1d, donde un elemento secundario tiene poca o nula carga, la conexión podría ser considerada como tipo “Y”.

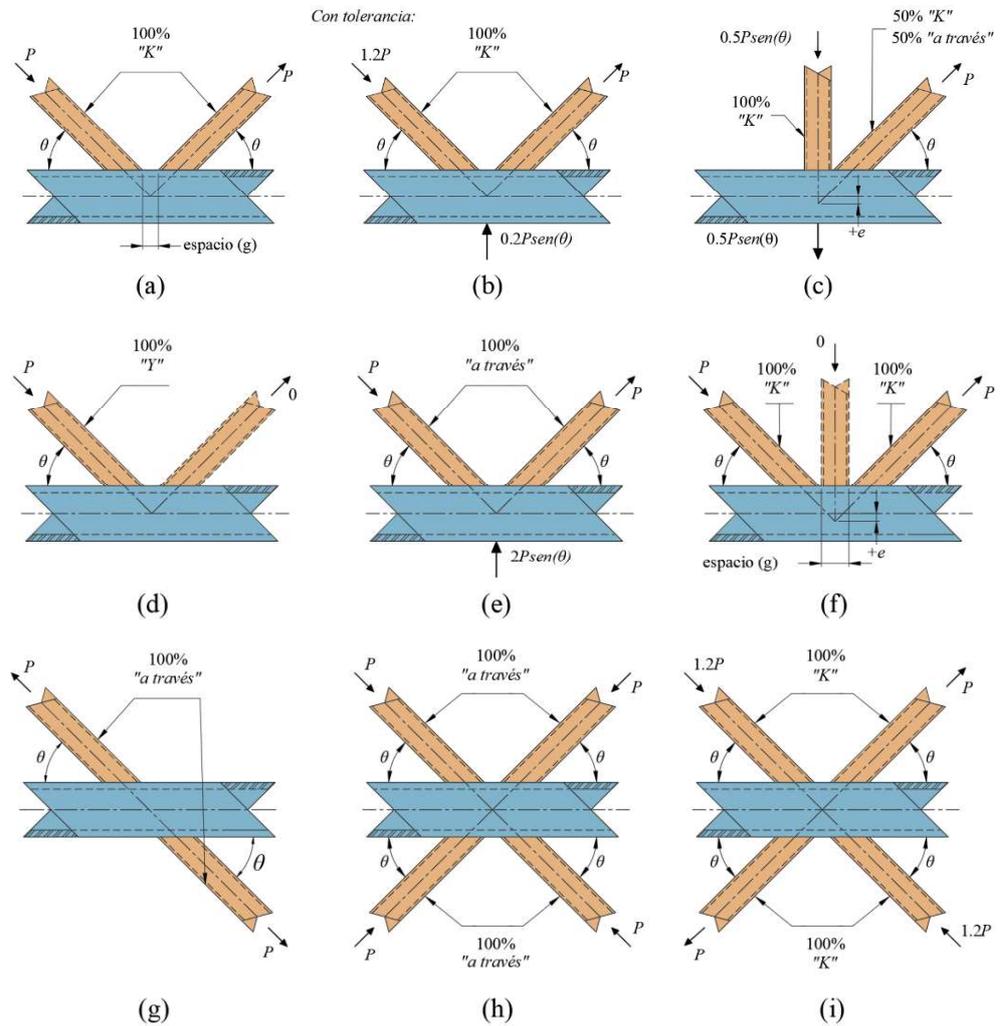


Figura C14.1.1 - Ejemplos de clasificación de conexiones

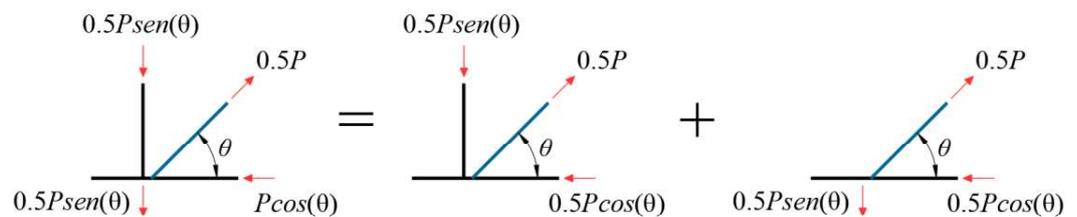
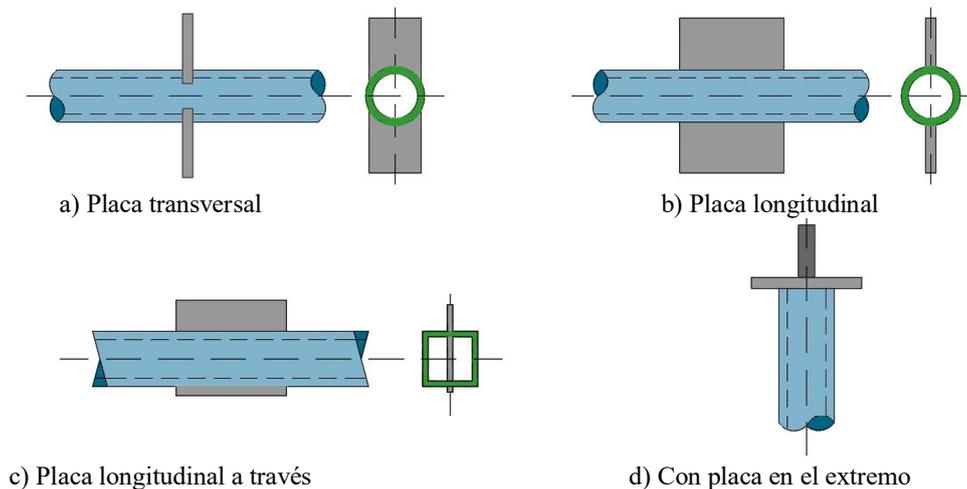


Figura C14.1.1.j - Revisión de una conexión tipo "K" con fuerzas no balanceadas por los elementos secundarios

14.1.2 Además de la clasificación anterior, se deben tener en cuenta los aspectos siguientes:

- a) En conexiones con placas, estas se clasifican de acuerdo con su posición (ver 14.2) respecto a la cuerda, en:
  - 1) Placas transversales. Cuando el eje longitudinal de la placa es perpendicular al del perfil OC (fig. 14.1.2a)
  - 2) Placas longitudinales. Cuando el eje longitudinal de la placa es paralelo al del perfil OC (fig. 14.1.2b)
  - 3) Placas longitudinales a través. Cuando la placa longitudinal atraviesa completamente la sección transversal del perfil OR, y se suelda por ambos lados (fig. 14.1.2c)
  - 4) Con placa en el extremo. Cuando la fuerza normal se aplica en el extremo del perfil OR u OC a través de una placa normal al perfil (fig. 14.1.2d)
- b) En conexiones que transmiten momentos entre perfiles OR u OC solo se consideran:

- 1) Conexiones tipo T o Y, con un solo elemento secundario perpendicular o en diagonal a la cuerda.
- 2) Conexiones a través, que tienen dos elementos secundarios, conectados a caras opuestas de la cuerda.



**Figura 14.1.2 Tipos de conexiones con placa**

**14.1.3 Estados límite.** A continuación, se define una lista, no limitativa, de los estados límite pueden regir el diseño de la conexión según sea el caso:

- a) Plastificación local de la pared de la cuerda
- b) Fluencia por cortante de la cuerda
- c) Fluencia local de las paredes laterales de la cuerda
- d) Arrugamiento local de las paredes laterales de la cuerda
- e) Fluencia local de los miembros del alma
- f) Cortante en las paredes laterales de la cuerda
- g) Resistencia en flexión de la conexión
- h) Fluencia local de la sección por carga axial
- i) Plastificación de la sección
- j) Estado límite de penetración por cortante.

## 14.2 Conexiones con placas (fuerzas concentradas)

Además de la clasificación anterior, se deben tener en cuenta los aspectos siguientes:

<b>A</b>	área total de la sección transversal del miembro
<b>B</b>	ancho total de una sección OR rectangular, medido a 90 grados respecto al plano de la unión
<b><math>B_p</math></b>	ancho de la placa, medido a 90 grados respecto al plano de la conexión
<b>D</b>	diámetro exterior del perfil OC
<b><math>F_y</math></b>	esfuerzo de fluencia mínimo especificado del acero de la sección OR u OC
<b><math>F_{yp}</math></b>	esfuerzo de fluencia mínimo especificado del acero de la placa
<b><math>F_u</math></b>	esfuerzo mínimo especificado de ruptura en tensión del acero
<b>H</b>	peralte total de una sección OR rectangular, medido en el plano de la conexión
<b>S</b>	módulo de sección elástico de la sección OR u OC
<b>k</b>	radio exterior de las esquinas de una sección OR $\geq 1.5t$
<b><math>l_b</math></b>	longitud de apoyo de la carga, medida paralelamente al eje del perfil OR u OC (o a través del ancho del tubo en el caso de placas en el extremo)
<b>t</b>	espesor de diseño de la pared de la sección OR u OC
<b><math>t_p</math></b>	espesor de la pared de la placa

### 14.2.1 Secciones circulares huecas OC (circulares)

14.2.1.1 Las resistencias disponibles de conexiones con cargas concentradas que estén dentro de los límites de la tabla 14.2.2 se determinan como se indica en la tabla 14.2.1.

### 14.2.2 Secciones rectangulares huecas OR (rectangulares)

14.2.2.1 Las resistencias disponibles de conexiones con cargas concentradas que están dentro de los límites de la tabla 14.2.4 se determinan como se indica en la tabla 14.2.3.

*Comentario:*

Las ecuaciones para la revisión de conexiones de placas transversales a elementos OR u OC también podrían ser adaptadas para conexiones a momento de vigas de patín ancho a elementos OR, al considerar los patines como un par de placas transversales e ignorando el alma de la viga. Para estas conexiones de patín ancho, el momento sería transferido por un par de fuerzas en los patines de la viga y la resistencia en flexión de la conexión estaría dada por la resistencia de la conexión de la placa transversal al perfil OR multiplicada por la distancia entre los centros del patín de la viga.

El modo de falla por cortante debido a la rotación del extremo de la viga, cuando una placa gruesa es unida a un elemento OR u OC de pared relativamente delgada, es evitada con la ec. 14.2.3. Esta regla de diseño es válida siempre y cuando la pared del elemento OR no sea clasificada como sección tipo 4 (esbelta).

En la tabla 14.2.3 no habría revisión del estado límite de la plastificación del elemento OR u OC en conexiones de placa transversal a OR u OC porque este no regiría el diseño en casos prácticos. Sin embargo, en el caso de que exista una gran fuerza de compresión en el elemento OR u OC, como cuando este se usa como columna, el diseñador debe tener en consideración que la carga tiene una influencia negativa en la línea de fluencia de plastificación del modo de falla.

En la tabla 14.2.3 se dan dos estados límite de falla para la resistencia de la pared de un elemento OR rectangulares o cuadrados, con transferencia de carga mediante una placa en el extremo, como se muestra en la fig. C14.2.2.1.

En general, el elemento OR rectangular puede tener dimensiones  $B \times H$ , pero la ilustración en la tabla muestra la longitud soporte (ancho),  $l_b$ , orientado para la transferencia de carga hacia la pared de dimensión  $B$ . Una distribución conservadora, con una pendiente considerada de 2.5:1, desde cada cara de la placa en el extremo, lo cual produce una distribución de la carga de  $(5t_p + l_b)$ . Si esto es menor que  $B$ , sólo las dos paredes de dimensión  $B$  serán efectivas en resistir la carga e incluso ellas serán parcialmente efectivas debido que la distribución de la carga no es en toda la pared. Si  $(5t_p + l_b) \geq B$ , las cuatro caras del elemento rectangular OR recibirán de forma efectiva la carga, sin embargo, la placa tapón debe ser lo suficientemente gruesa para que esto suceda.

En las ecs 14.2.14 y 14.2.15 se ha ignorado conservadoramente el tamaño de cualquier pierna de filete. Si dicho tamaño es conocido, se puede asumir que la dispersión de la carga inicia desde el borde de la soldadura. El mismo modelo de dispersión de carga, como se muestra en la fig. C14.2.2.1.1, aplica para conexiones de placas extremas con elementos OR u OC.

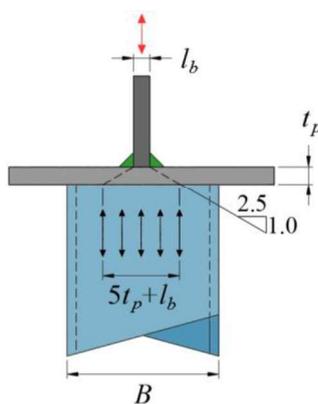
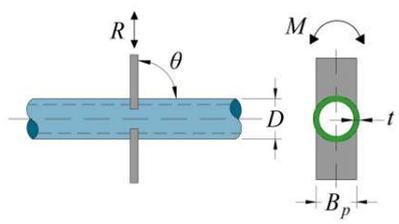
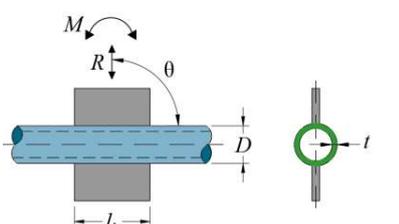
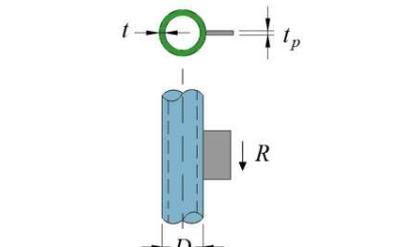
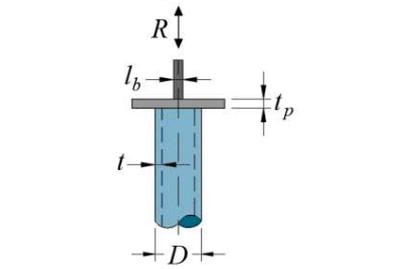


Figura C14.2.2.1 - Distribución de carga desde una fuerza concentrada a través de una placa extrema.

**Tabla 14.2.1 - Resistencias de conexiones de placas unidas a miembros OC (circulares)**

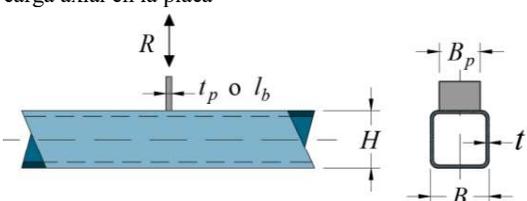
Tipo de conexión	Resistencia disponible de la conexión	Flexión de la placa	
		En el plano	Fuera del plano
<p>Conexiones con placa transversal tipo T o a través</p> 	<p>Estado límite: fluencia local de la sección OC por carga axial en la placa</p> $R_n \text{sen}\theta = F_y t^2 \left( \frac{5.5}{1 - 0.81 \frac{B_p}{D}} \right) Q_f \quad (14.2.1)$ $F_R = 0.90$	-	$M_n = 0.5 B_p R_n$
<p>Conexiones con placa longitudinal tipo Y, T o a través</p> 	<p>Estado límite: plastificación de la sección OC por carga axial en la placa</p> $R_n \text{sen}\theta = 5.5 F_y t^2 \left( 1 + 0.25 \frac{l_b}{D} \right) Q_f \quad (14.2.2)$ $F_R = 0.90$	$M_n = 0.8 l_b R_n$	-
<p>Conexiones con placa longitudinal tipo T</p> 	<p>Estados límites: de la placa y de penetración en la sección OC por carga cortante en la placa</p> <p>Para <math>R_n</math>, ver Capítulo 11. Además, se debe cumplir la siguiente desigualdad:</p> $t_p \leq \frac{F_u}{F_{yp}} t \quad (14.2.3)$	-	-
<p>Conexiones con placa en el extremo</p> 	<p>Estado límite: fluencia local de la sección OR por carga axial</p> $R_n = 2 F_y t (5 t_p + l_b) \leq F_y A \quad (14.2.4)$ $F_R = 1.0$	-	-
<b>Funciones</b>			
$Q_f$	= 1.0 para perfiles OC en la cara en que la conexión está en tensión	(14.2.5a)	
	= 1.0 - 0.3U(1 + U) para perfiles OC en la cara en que la conexión está en compresión	(14.2.5b)	
$U = \left[ \frac{P_u}{F_y A} + \frac{M_u}{F_y S} \right]$	donde $P_u$ y $M_u$ se determinan en la cara de la conexión en la que los esfuerzos de compresión son más bajos. $P_u$ y $M_u$ se refieren a las resistencias requeridas en el perfil OC (acciones de diseño).	(14.2.6)	

**Tabla 14.2.2 - Límites de aplicación de la tabla 14.2.1**

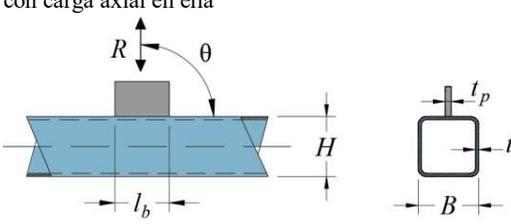
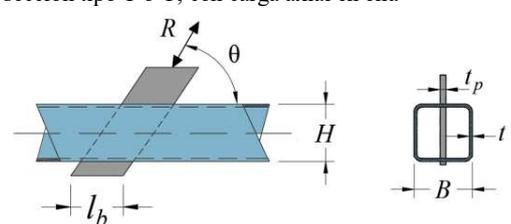
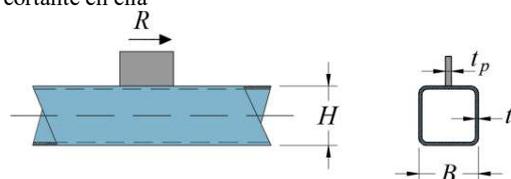
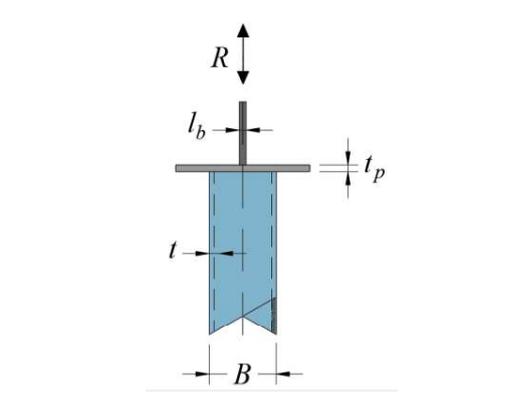
Relación de esbeltez de las paredes de la sección OC	$D/t \leq 50$ para conexiones tipo T bajo carga axial o flexión en la placa $D/t \leq 40$ para conexiones a través con carga axial o flexión en la placa $D/t \leq 0.11 E/F_y$ bajo fuerza de cortante aplicada por la placa $D/t \leq 0.11 E/F_y$ para conexiones con placa en compresión en el extremo
Relación de anchos	$0.2 < B_p/D \leq 1.0$ para conexiones con placa transversal
Resistencia del material	$F_y \leq 360 \text{ MPa (3600 kg/cm}^2\text{)}$
Ductilidad	$F_y/F_u \leq 0.8$
Distancia al borde	$l_{borde} = \left( 1.25 - \frac{B_d/D}{2} \right)$

Es aceptable el acero ASTM A500 Grado C

**Tabla 14.2.3 - Resistencias de conexiones de placas unidas a miembros OR (rectangulares)**

Tipo de conexión	Resistencia disponible de la conexión
Conexión con placa transversal tipo T o a través con carga axial en la placa  $\beta = B_p/B$	Estado límite: fluencia local de la placa, para todos los valores de $\beta$ $R_n = \frac{10}{B/t} F_y t B_p \leq F_{yp} t_p B_p \quad (14.2.7)$ $F_R = 0.95$
	Estado límite: penetración por fluencia en cortante del OR, cuando $0.85B \leq B_p \leq B - 2t$ $R_n = 0.6 F_y t (2t_p + 2B_{ep}) \quad (14.2.8)$ $F_R = 0.95$
	Estado límite: fluencia local de las paredes laterales de la sección OR, cuando $\beta = 1.0$ $R_n = 2 F_y t (5k + l_b) \quad (14.2.9)$ $F_R = 1.0$
Conexión con placa transversal tipo T o a través con carga axial en la placa (Continuación)	Estado límite: arrugamiento local de las paredes laterales de la sección OR, cuando $\beta = 1.0$ y la placa está en compresión, para conexiones tipo T $R_n = 1.6 t^2 \left( 1 + \frac{3l_b}{H - 3t} \right) \sqrt{E F_y Q_f} \quad (14.2.10)$ $F_R = 0.75$
	Estado límite: arrugamiento local de las paredes laterales de la sección OR, cuando $\beta = 1.0$ y la placa está en compresión, para conexiones a través $R_n = \left( \frac{48 t^3}{H - 3t} \right) \sqrt{E F_y Q_f} \quad (14.2.11)$ $F_R = 0.90$

**Tabla 14.2.3 - Resistencias de conexiones de placas unidas a miembros HSS rectangulares (continuación)**

Tipo de conexión	Resistencia disponible de la conexión
<p>Conexión con placa longitudinal tipo Y, T o a través, con carga axial en ella</p> 	<p>Estado límite: plastificación de la sección OR</p> $R_n \text{sen}\theta = \frac{F_y t^2}{1 - \frac{t_p}{B}} \left( \frac{2l_b}{B} + 4 \sqrt{1 - \frac{t_p}{B}} Q_f \right) \quad (14.2.12)$ <p style="text-align: center;"><math>F_R = 1.0</math></p>
<p>Conexión con placa longitudinal que atraviesa la sección tipo T o Y, con carga axial en ella</p> 	<p>Estado límite: plastificación de las paredes de la sección OR</p> $R_n \text{sen}\theta = \frac{2F_y t^2}{1 - \frac{t_p}{B}} \left( \frac{2l_b}{B} + 4 \sqrt{1 - \frac{t_p}{B}} Q_f \right) \quad (14.2.13)$ <p style="text-align: center;"><math>F_R = 1.0</math></p>
<p>Conexión longitudinal con placa tipo T, con fuerza cortante en ella</p> 	<p>Estados límites: de la placa y de penetración por cortante en la sección OR, <math>R_n</math>, (Capítulo 11) Además, se debe cumplir la condición siguiente:</p> $t_p \leq \frac{F_u}{F_{yp}} t \quad (14.2.3)$
<p>Conexión con placa en el extremo y carga axial en ella</p> 	<p>Estado límite: plastificación local de las paredes laterales de la sección OR</p> $R_n = 2F_y t(5t_p + l_b) \quad \text{cuando:} \quad (5t_p + l_b) < B \quad (14.2.14a)$ $R_n = F_y A \quad \text{cuando:} \quad (5t_p + l_b) \geq B \quad (14.2.14b)$ <p style="text-align: center;"><math>F_R = 1.0</math></p> <p>Estado límite: arrugamiento local de las paredes laterales de la sección OR cuando la placa está en compresión</p> $R_n = 1.6 t^2 \left[ 1 + \frac{6l_b}{B} \left( \frac{t}{t_p} \right)^{1.5} \right] \sqrt{EF_y \frac{t_p}{t}} \quad (14.2.15)$ <p style="text-align: center;">Cuando: <math>(5t_p + l_b) &lt; B</math> <math>F_R = 0.75</math></p>

**Tabla 14.2.3 Resistencias de conexiones de placas unidas a miembros OR (rectangulares) (continuación)**

Funciones		
$Q_f = 1.0$	para superficies de conexión de la sección OR en tensión	(14.2.5a)
$= 1.3 - 0.4 \frac{U}{\beta} \leq 1.0$	para superficies de conexión de la sección OR en compresión, para uniones con placa transversal	(14.2.16)
$= \sqrt{1 - U^2}$	para superficies de conexión de la sección OR en compresión, para placas longitudinales y placas longitudinales a través	(14.2.17)
$U = \left[ \frac{P_u}{F_y A} + \frac{M_u}{F_y S} \right]$	$P_u$ y $M_u$ se determinan en el lado de la conexión que tiene los esfuerzos de compresión más bajos. $P_u$ y $M_u$ son las resistencias requeridas de las secciones OR	(14.2.6)
$B_{ep} = \frac{10B_p}{B/t} \leq B_p$		(14.2.18)
$k =$ radio exterior de las esquinas de la sección OR $\geq 1.5t$		

**Tabla 14.2.4 Límites de aplicación de la tabla 14.2.3**

Ángulo de la placa que aplica la carga	$\theta \geq 30^\circ$
Relación de esbeltez de la pared de la sección OR	$B/t$ o $H/t \leq 35$ para la pared cargada, en conexiones con placa transversal $B/t$ o $H/t \leq 40$ para la pared cargada, conexiones con placa longitudinal o a través $(B-3t)/t$ o $(H-3t)/t \leq 1.40 \sqrt{E F_y}$ la pared cargada, cuando la placa transmite fuerza cortante
Relación de anchos	$0.25 < B_b/B \leq 1.0$ en conexiones con placa transversal
Resistencia del material	$F_y \leq 360 \text{ MPa}$ (3,600 kg/cm <sup>2</sup> )
Ductilidad	$F_y/F_u \leq 0.8$

Es aceptable el acero ASTM A500 grado C

### 14.3 Conexiones directas entre perfiles OR (cuadrados) y OC (circulares) en armaduras

- Para fines de esta especificación, los ejes de las cuerdas y de los miembros del alma deben estar en un mismo plano; además, en conexiones con perfiles OR (rectangulares) las caras de todos los miembros deben ser paralelas a ese plano
- En el diseño de las conexiones de armaduras en las que los miembros del alma están conectados a las cuerdas con soldadura, no se consideran los momentos producidos por excentricidades que estén dentro de los límites de aplicación
- La resistencia es  $F_R P_n$
- La resistencia nominal,  $P_n \text{ sen } \theta$ , se calcula para el estado límite que rige la falla de la conexión y el tipo de ésta, según sean los perfiles, circulares o rectangulares.

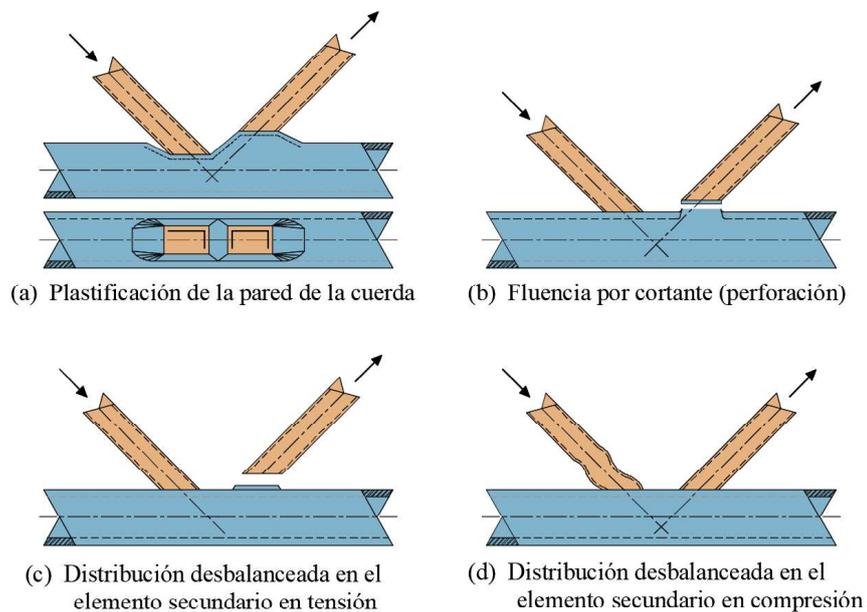
Definición de parámetros:

- A** área total de la sección transversal del miembro
- B** ancho total del miembro principal, OR (rectangular), medido a 90 grados respecto al plano de la conexión
- B<sub>b</sub>** ancho total del miembro del alma (diagonal o montante) rectangular, medido a 90 grados respecto al plano de la conexión
- D** diámetro exterior del miembro principal OC (circular)
- D<sub>b</sub>** diámetro exterior de una diagonal o montante circular
- F<sub>y</sub>** esfuerzo de fluencia mínimo especificado del acero de la cuerda
- F<sub>y<sub>b</sub></sub>** esfuerzo de fluencia mínimo especificado del acero de las diagonales o montantes
- F<sub>u</sub>** esfuerzo mínimo especificado de ruptura en tensión de las secciones OR u OC
- H** peralte total de la cuerda del perfil OR (rectangular), medido en el plano de la conexión
- H<sub>b</sub>** peralte total del elemento del alma del perfil OR (rectangular), medido en el plano de la conexión
- O<sub>v</sub>**  $l_{ov} / l_p \times 100$ , en porcentaje

- S** módulo de sección elástico del miembro
- e** excentricidad de la conexión, positiva cuando se aleja de los elementos del alma
- g** separación entre elementos del alma en conexiones tipo K abiertas, despreciando la soldadura
- k** radio exterior de las esquinas de una sección  $OR \geq 1.5t$
- $l_b$**   $H_b/\text{sen}\theta$
- $l_{ov}$**  longitud traslapada de dos diagonales o montantes, medida a lo largo de la cara de la cuerda a la que se unen
- $l_p$**  longitud proyectada sobre la cuerda del traslape de los miembros del alma
- t** espesor de diseño de la pared de un miembro OR u OC principal (cuerda)
- $\beta$**  relación de anchos; para miembros OC (circulares), cociente del diámetro de la diagonal o montante entre el de la cuerda =  $D_b/D$ ; para miembros OR (rectangulares), cociente del ancho de la diagonal o montante entre el de la cuerda =  $B_p/B$
- $\beta_{ef}$**  relación efectiva de anchos; suma de los perímetros de los dos elementos del alma en conexiones tipo K dividida entre ocho veces el ancho de la cuerda
- $\gamma$**  relación de esbeltez de la cuerda; en miembros OC (circulares), cociente de la mitad del diámetro entre el espesor de la pared =  $D/2t$ ; en miembros rectangulares, cociente de la mitad del ancho entre el espesor de la pared =  $B/2t$
- $\eta$**  parámetro de la longitud de aplicación de la carga, válido solo para miembros OR (rectangulares); cociente de la longitud de contacto del miembro del alma con la cuerda en el plano de la conexión entre el ancho de la cuerda =  $l_c/B$
- $\theta$**  ángulo agudo entre un miembro del alma y la cuerda, en grados
- $\xi$**  relación de separación; cociente de la separación de los miembros del alma de una conexión tipo K abierta entre el ancho de la cuerda =  $g/B$  en miembros OR (rectangulares)

*Comentario:*

*El diseño de conexiones soldadas de perfiles estructurales huecos está basado en el estado límite que potencialmente puede ocurrir para la geometría de una conexión y la forma de la carga, lo cual representa posibles modos de falla que pueden ocurrir dentro de los límites de aplicación prescritos. En la fig. C14.3.1 se muestran algunos modos de falla típicos para conexiones directas entre perfiles OR (rectangulares) en armaduras.*



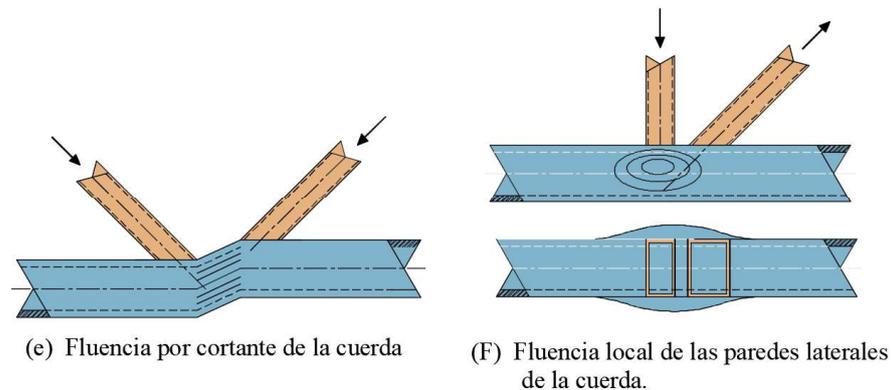


Figura C14.3.1 Estados límite típicos para conexiones directas entre perfiles OR en armaduras.

### 14.3.1 Elementos OC (circulares)

**14.3.1.1** Las resistencias de conexiones de armaduras entre miembros OC (circulares) que están dentro de los límites de la tabla 14.3.2 son iguales al valor más pequeño de los correspondientes a los estados límite aplicables, que se indican en la tabla 14.3.1

*Comentario:*

Los límites de aplicación de la tabla 14.3.2 representan, generalmente, el rango de parámetros en el cual las ecuaciones han sido verificadas experimentalmente. A continuación, se menciona limitaciones con las explicaciones correspondientes.

- El ángulo mínimo de las barras del alma es un límite práctico para una buena fabricación.
- El límite de la esbeltez de la pared para el elemento secundario en compresión es una restricción para asegurar que la resistencia de la conexión no sea condicionada por pandeo local.
- La restricción de la distancia mínima en la separación de conexiones tipo "K", está dada para asegurar un espacio correcto que permita ejecutar satisfactoriamente la soldadura en los extremos de los elementos secundarios.
- La restricción en el traslape mínimo, de conexiones tipo "K", es para asegurar una adecuada interconexión entre los elementos secundarios y para permitir una transferencia efectiva de la fuerza cortante de un elemento a otro.
- En conexiones tipo "K" axialmente cargadas con elementos OC, el tamaño del elemento secundario en compresión es el que determina la resistencia de la conexión. Por lo tanto, en la ec. 14.3.4 el término  $D_{bcomp}$  pertenece sólo al elemento en compresión, es decir, no es el promedio de los dos. De esta forma, si se requiere la resistencia de la conexión expresada como una fuerza en el elemento a tensión, se puede sustituir el resultado de la ec. 14.3.4 en la ec. 14.3.5, por lo que, no es necesario repetir un cálculo similar al de la ec. 14.3.4 para el  $D_b$  del elemento secundario en tensión.

### 14.3.2 Elementos HSS rectangulares

**14.3.2.1** Las resistencias de conexiones de armaduras entre OR (rectangulares) que están dentro de los límites de la tabla 14.3.4 son iguales al valor más pequeño de los correspondientes a los estados límite aplicables que se indican en la tabla 14.3.3.

*Comentario:*

En la tabla 14.3.4 los límites de aplicación son similares a los establecidos para elementos OC (circulares) en la tabla 14.3.2.

En la tabla 14.3.4 hay dos límites para la dimensión mínima de la separación en conexiones "K". El límite ( $g/B$ ) en la separación, sirve para asegurar que hay suficiente transferencia de carga, de un elemento secundario a las paredes laterales del elemento principal. Limitar  $g$  a ser al menos la suma del espesor de los elementos secundarios es para asegurar que hay un adecuado espacio para poder soldar de manera eficiente los extremos de los elementos. La ec. 14.3.7 representa una solución analítica de la línea de fluencia para flexión en la cara del elemento principal de la conexión. Esta ecuación nominal sirve para limitar la deformación en la conexión y está por debajo de la

resistencia última de la conexión. Cuando el ancho del elemento secundario excede del 85 por ciento del ancho de la cara del elemento principal, el mecanismo de falla de la línea de fluencia resultará en una carga no crítica de diseño.

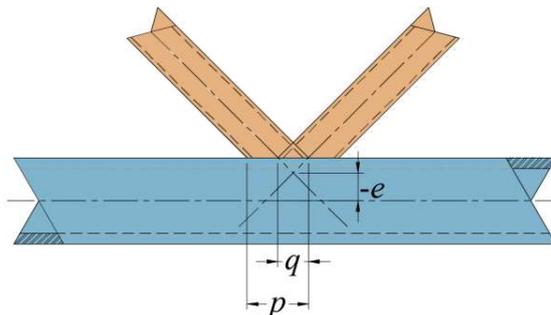
El estado límite de penetración por cortante, evidente en las ecs 14.3.8 y 14.3.15, está basado en el perímetro efectivo de penetración por cortante alrededor del elemento secundario. El término  $\beta_{\text{eop}}$  representa la relación del ancho efectivo por penetración por cortante en la cara del elemento principal, adyacente a uno (ec. 14.3.15) o dos (ec. 14.3.8) elementos secundarios.

Para conexiones tipo "K" se incluye la revisión de conexiones traslapadas y con separación. Las primeras son más difíciles y costosas de fabricar en comparación con las conexiones con separación. Sin embargo, en general una conexión traslapada producirá una conexión con mayor resistencia estática y una resistencia a la fatiga, al igual que una sección de armadura más rígida, en comparación con su contraparte.

Los límites aplicados en las conexiones tipo "K" con traslape, permiten controlar un sólo modo de falla y no tener la falla de un elemento secundario, por ejemplo, perforando o extrayéndose del otro elemento secundario. El elemento secundario traslapado, en conexiones tipo "K", debe ser aquel con el mayor ancho. Si ambos elementos secundarios tienen el mismo ancho, el de mayor espesor debe ser el elemento traslapado.

La aplicación de las ecs. 14.3.18 y 14.3.19, depende de la cantidad de traslape,  $O_v$ , (del término en inglés de overlapping), donde  $O_v = (q/p) \times 100\%$ . Es importante notar que el término  $p$  es la longitud proyectada del elemento secundario que traslapa en la cara del elemento principal de la conexión, incluso si este no está en contacto físico con el elemento principal. También, el término  $q$  es la longitud de superposición medida a lo largo de la cara del elemento principal debajo de la región de los elementos superpuestos. Esto se ilustra en la fig. C14.3.2.

Un traslape del 100 por ciento ocurre cuando un elemento secundario se apoya completamente sobre el otro elemento. En algunos casos, el elemento que traslapa se requiere mover hacia arriba ligeramente para soldar con filete el extremo del perfil OR u OC a la cara del elemento traslapado. Si la conexión es fabricada de esta manera, se obtiene una superposición ligeramente mayor al 100 por ciento, en estos casos la resistencia de la conexión para un elemento OR (rectangular) puede ser calculada usando la ec. 14.3.19 reemplazando el término  $B_{bi}$  por otro término  $b_{\text{eov}}$ .

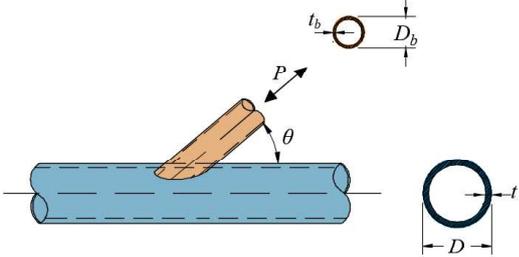
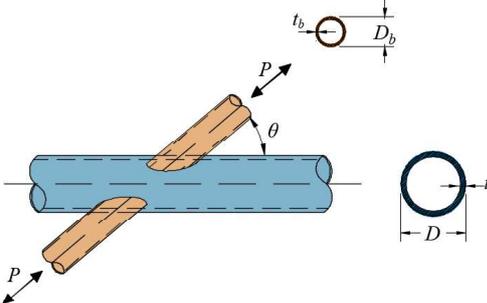
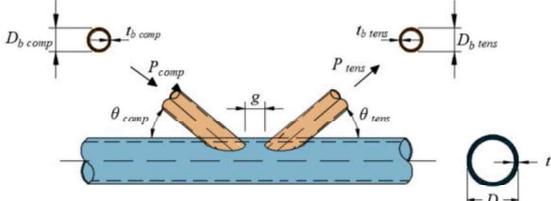


$$\text{Traslape} = (q/p) \times 100\% = O_v$$

Figura C14.3.2 Notación de una conexión tipo "K" traslape

Espacio en blanco dejado de manera intencional

**Tabla 14.3.1 - Resistencia de conexiones entre miembros OC (circulares)**

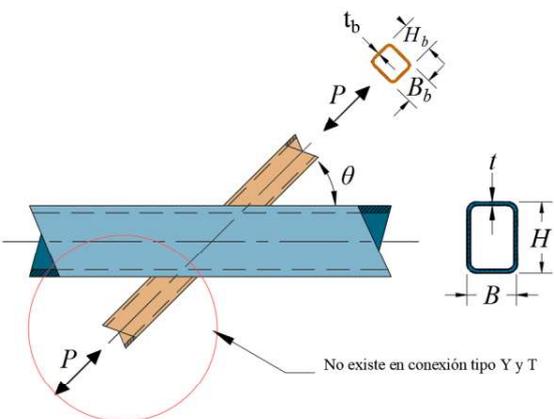
Tipo de conexión	Resistencia axial de la conexión
Conexiones tipo Y, T, a través y K abiertas Cuando: $D_b \left( \frac{tension}{compression} \right) < (D-2t)$	Estado límite: fluencia por cortante (penetración) $P_n = 0.6 F_y t \pi D_b \left( \frac{1 + \text{sen}\theta}{2 \text{sen}^2\theta} \right) \quad (14.3.1)$ $F_R = 0.95$
Conexiones tipo Y y T 	Estado límite: plastificación de la cuerda $P_n \text{sen}\theta = F_y t^2 (3.1 + 15.6\beta^2) \gamma^{0.2} Q_f \quad (14.3.2)$ $F_R = 0.90$
Conexiones tipo a través 	Estado límite: plastificación de la cuerda $P_n \text{sen}\theta = F_y t^2 \left( \frac{5.7}{1 - 0.81\beta} \right) Q_f \quad (14.3.3)$ $F_R = 0.90$
Conexiones tipo K con separación o con traslape 	Estado límite: plastificación de la cuerda $(P_n \text{sen}\theta)_{diagonal \text{ en compresión}} = F_y t^2 \left( 2 + 11.33 \frac{D_b \text{ comp}}{D} \right) Q_g Q_f \quad (14.3.4)$ $(P_n \text{sen}\theta)_{diagonal \text{ en tensión}} = (P_n \text{sen}\theta)_{diagonal \text{ en compresión}} \quad (14.3.5)$ $F_R = 0.90$
<b>Funciones</b>	
$Q_f = 1.0$	cuando la cara de la cuerda en la que se conectan los miembros del alma está en tensión <span style="float: right;">(14.2.5a)</span>
$Q_f = 1.0 - 0.3U(1+U)$	cuando la cara de la cuerda en la que se conectan los miembros del alma está en compresión <span style="float: right;">(14.2.5b)</span>
$U = \left  \frac{P_u}{F_y A} + \frac{M_u}{F_y S} \right $	$P_u$ y $M_u$ se determinan en el lado de la junta que tiene los esfuerzos de compresión más bajos. $P_u$ y $M_u$ se refieren a la resistencia requerida en los perfiles OC <span style="float: right;">(14.2.6)</span>
$Q_g = \gamma^{0.2} \left[ 1 + \frac{0.024 \gamma^{1.2}}{e^{\left( \frac{0.5g}{t} - 1.33 \right) + 1}} \right]$	<span style="float: right;">(14.3.6)</span>

**Tabla 14.3.2 - Límites de aplicación de la tabla 14.3.1**

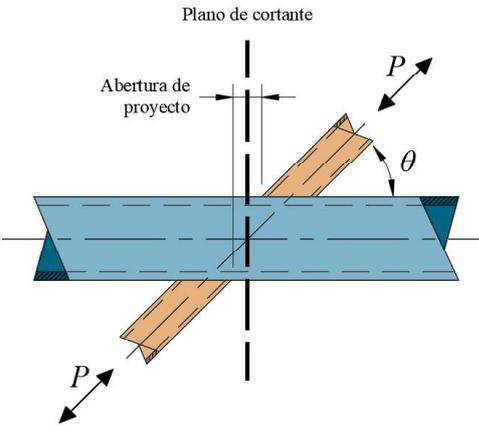
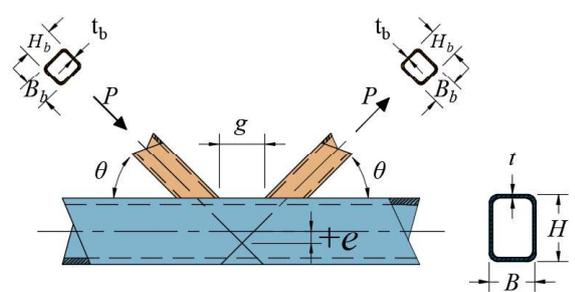
Excentricidad de la conexión	$-0.55 \leq e/D \leq 0.25$ en conexiones tipo K
Relación de esbeltez de la pared de la cuerda	$D/t \leq 50$ en conexiones tipo Y, T y K
Relación de esbeltez de la pared de la cuerda	$D/t \leq 40$ en conexiones a través
Relación de esbeltez de la pared de las barras del alma	$D_b/t_b \leq 50$ en las barras del alma en tensión
Relación de esbeltez de la pared de las barras del alma	$D_b/t_b \leq 0.05E/F_{yb}$ en las barras del alma en compresión
Relación de anchos	$0.2 < D_b/D \leq 1.0$ en conexiones tipo Y, T, a través y K traslapadas.
Relación de anchos	$0.4 < D_b/D \leq 1.0$ en conexiones tipo K abiertas
Separación entre elementos del alma	$g \geq t_{b \text{ comp}} + t_{b \text{ ten}}$ en conexiones tipo K abiertas
Traslape de elementos del alma	$25\% \leq O_v \leq 100\%$ en conexiones tipo K con traslape entre diagonales
Espesor de la pared del miembro de la diagonal	$t_{b \text{ traslapando}} \leq t_{b \text{ traslapada}}$ en de conexiones tipo K traslapadas
Resistencia del material	$F_y$ y $F_{yb} \leq 360 \text{ MPa}$ (3 600 kg/cm <sup>2</sup> )
Ductilidad	$F_y/F_u$ y $F_{yb}/F_{ub} \leq 0.8$
Distancia al borde	$l_{\text{borde}} = \left(1.25 - \frac{B_d/D}{2}\right)$ en conexiones tipo Y, T, a través y K.

Es aceptable el acero ASTM A500 grado C

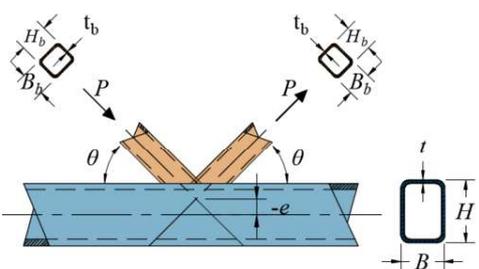
**Tabla 14.3.3 - Resistencias de conexiones entre miembros OR (rectangulares)**

Tipo de conexión	Resistencia axial de la conexión
Conexiones tipo Y, T y a través  <p>No existe en conexión tipo Y y T</p>	Estado límite: plastificación de la pared de la cuerda, cuando $\beta \leq 0.85$ $P_n \text{sen} \theta = F_y t^2 \left[ \frac{2\eta}{(1-\beta)} + \frac{4}{\sqrt{1-\beta}} \right] Q_f \quad (14.3.7)$ $F_R = 1.0$
	Estado límite: fluencia por cortante (penetración), cuando $0.85 < \beta \leq 1 - 1/\gamma$ o $B/t < 10$ $P_n \text{sen} \theta = 0.6 F_y t B (2\eta + 2\beta_{\text{eop}}) \quad (14.3.8)$ $F_R = 0.95$
	Estado límite: fluencia local de las paredes laterales de la cuerda, cuando $\beta = 1.0$ $P_n \text{sen} \theta = 2 F_y t (5k + l_b) \quad (14.3.9)$ $F_R = 1.0$
Caso en que se revisa el estado límite por cortante en las paredes laterales de la cuerda	Estado límite: arrugamiento local de las paredes laterales de la cuerda, cuando $\beta = 1.0$ y el miembro del alma está en compresión, en conexiones tipo Y y T $P_n \text{sen} \theta = 1.6 t^2 \left( 1 + \frac{3l_b}{H - 3t} \right) \sqrt{E F_y} Q_f \quad (14.3.10)$ $F_R = 0.75$

**Tabla 14.3.3 - Resistencias de conexiones entre miembros OR (rectangulares) (continuación)**

Tipo de conexión	Resistencia axial de la conexión
	<p>Estado límite: arrugamiento local de las paredes laterales de la cuerda cuando <math>\beta = 1.0</math> y los miembros del alma están en compresión, en conexiones a través</p> $P_n \text{sen} \theta = \left( \frac{48t^3}{H - 3t} \right) \sqrt{EF_y} Q_f \quad (14.3.11)$ <p style="text-align: center;"><math>F_R = 0.90</math></p>
	<p>Estado límite: fluencia local del miembro o miembros del alma debida a una distribución local desbalanceada de fuerzas, cuando <math>\beta &gt; 0.85</math></p> $P_n = F_{yb} t_b (2H_b + 2b_{eoi} - 4t_b) \quad (14.3.12)$ <p style="text-align: center;"><math>F_R = 0.95</math></p>
	$b_{eoi} = \frac{10}{B/t} \left( \frac{F_y t}{F_{yb} t_b} \right) B_b \leq B_b \quad (14.3.13)$ <p>Estado límite: cortante en las paredes laterales de la cuerda en conexiones a través con <math>\theta &lt; 90^\circ</math>, cuando se crea una abertura de proyecto (ver fig.).</p> <p><math>P_n \text{sen} \theta</math> se determina de acuerdo con la 8.6</p>
<p>Conexiones tipo K con separación entre las diagonales</p> 	<p>Estado límite: plastificación de las paredes de la cuerda para todas las <math>\beta</math></p> $P_n \text{sen} \theta = F_y t^2 (9.8 \beta_{ef} \gamma^{0.5}) Q_f \quad (14.3.14)$ <p style="text-align: center;"><math>F_R = 0.90</math></p>
	<p>Estado límite: fluencia por cortante (penetración), cuando <math>B_b &lt; B - 2t</math></p> <p>No se revisan miembros del alma de sección cuadrada</p> $P_n \text{sen} \theta = 0.6 F_y t B (2\eta + \beta + \beta_{eop}) \quad (14.3.15)$ <p style="text-align: center;"><math>F_R = 0.95</math></p>
	<p>Estado límite: cortante en las paredes laterales de la cuerda, en la apertura entre diagonales</p> <p><math>P_n \text{sen} \theta</math> se determina de acuerdo con 8.6</p> <p>No se revisa para cuerdas de sección cuadrada.</p>
	<p>Estado límite: fluencia local del o los elementos del alma debida a una distribución desbalanceada de fuerzas. No se revisa para miembros del alma de sección cuadrada o cuando <math>B/t \geq 15</math></p> $P_n = F_{yb} t_b (2H_b + B_b + B_e - 4t_b) \quad (14.3.16)$ <p style="text-align: center;"><math>F_R = 0.95</math></p>

**Tabla 14.3.3 - Resistencias de conexiones entre miembros OR (rectangulares)(continuación)**

Tipo de conexión	Resistencia axial de la conexión
<p>Conexión tipo K con traslape</p>  <p>Las direcciones de las fuerzas pueden tener sentido contrario al indicado.</p> <p>Los índices <i>i</i> y <i>j</i> identifican los miembros</p>	<p>Estado límite: fluencia local del o los elementos del alma debida a una distribución desbalanceada de fuerzas</p> <p>Cuando <math>25\% \leq O_v &lt; 50\%</math>;</p> $P_{n,i} = F_{ybi} t_{bi} \left[ \frac{O_v}{50} (2H_{bi} - 4t_{bi}) + B_{ei} + B_{ej} \right] \quad (14.3.17)$ <p>Cuando <math>50\% \leq O_v &lt; 80\%</math>;</p> $P_{n,i} = F_{ybi} t_{bi} (2H_{bi} - 4t_{bi} + B_{ei} + B_{ej}) \quad (14.3.18)$ <p>Cuando <math>80\% \leq O_v \leq 100\%</math>;</p> $P_{n,i} = F_{ybi} t_{bi} (2H_{bi} - 4t_{bi} + B_{bi} + B_{ej}) \quad (14.3.19)$ <p>El subíndice <i>i</i> se refiere al elemento del alma que se monta sobre el otro, y el <i>j</i> al que queda debajo.</p> $P_{n,j} = P_{n,i} \left( \frac{F_{ybj} A_{bj}}{F_{ybi} A_{bi}} \right) \quad (14.3.20)$ <p style="text-align: center;"><math>F_R = 0.95</math></p>
Funciones	
$Q_f = 1.0$	cuando la cara de la cuerda en la que se conectan los miembros del alma está en tensión <span style="float: right;">(14.2.5a)</span>
$Q_f = 1.3 - 0.4 \frac{U}{\beta} \leq 1.0$	para conexiones tipo T, Y y a través, cuando la cara de la cuerda en la que se conectan los miembros del alma está en compresión <span style="float: right;">(14.2.16)</span>
$Q_f = 1.3 - 0.4 \frac{U}{\beta_{ef}} \leq 1.0$	para conexiones tipo K abiertas cuando la cara de la cuerda en la que se conectan los miembros del alma está en compresión <span style="float: right;">(14.3.21)</span>
$U = \left[ \frac{P_u}{F_y A} + \frac{M_u}{F_y S} \right]$	donde $P_u$ y $M_u$ se determinan en el lado de la conexión que tiene los esfuerzos de compresión más altos. $P_u$ y $M_u$ son las resistencias requeridas de los perfiles OR <span style="float: right;">(14.2.6)</span>
$\beta_{ef} = \frac{[(B_b + H_b)_{diagonal\ en\ compresión} + (B_b + H_b)_{diagonal\ en\ tensión}]}{4B}$	<span style="float: right;">(14.3.22)</span>
$\beta_{eop} = \frac{5\beta}{\gamma} \leq \beta$	<span style="float: right;">(14.3.23)</span>

**Tabla 14.3.4 Límites de aplicación de la tabla 14.3.3**

Excentricidad de la conexión	$-0.55 \leq e/H \leq 0.25$ para conexiones tipo K
Relación de esbeltez de la pared de la cuerda	$B/t$ y $H/t \leq 35$ para conexiones tipo K abiertas, T, Y y a través $B/t \leq 30$ para conexiones tipo K con traslape $H/t \leq 35$ para conexiones tipo K con traslape
Relación de esbeltez de las paredes de los elementos del alma	$B_b/t_b$ y $H_b/t_b \leq 35$ para las barras del alma en tensión $B_b/t_b$ y $H_b/t_b \leq 1.25 \sqrt{E/F_{yb}}$ para las barras del alma en compresión de conexiones tipo K abiertas, T, Y y a través $B_b/t_b$ y $H_b/t_b \leq 35$ para las barras en compresión de conexiones tipo K abiertas, T, Y y a través

**Tabla 14.3.4 - Límites de aplicación de la tabla 14.3.3 (continuación)**

Relación de anchos	$B_b/t_b$ y $H_b/t_b \leq 1.1 \sqrt{E/F_{yb}}$ para las barras en compresión de conexiones tipo K con traslape
Relación de aspecto	$B_b/B$ y $H_b/B \geq 0.25$ para conexiones tipo Y, T, a través y K traslapadas
Traslape entre elementos del alma	$0.5 \leq H_b/B_b \leq 2.0$ y $0.5 \leq H/B \leq 2.0$
Relación entre anchos de las paredes de los miembros del alma	$25\% \leq O_v \leq 100\%$ para conexiones tipo K con traslape entre diagonales
Relación entre espesores de las paredes de los miembros del alma	$B_{bi}/B_{bj} \geq 0.75$ para conexiones tipo K con traslape El subíndice <i>i</i> se refiere al elemento del alma que se monta sobre el otro, y el <i>j</i> al que queda debajo.
Resistencia del material	$t_{bi}/t_{bj} \leq 1.0$ para conexiones tipo K con traslape El subíndice <i>i</i> se refiere al elemento del alma que se monta sobre el otro, y el <i>j</i> al que queda debajo.
Ductilidad	$F_y$ y $F_{yb} \leq 360$ MPa (3 600 kg/cm <sup>2</sup> ) $F_y/F_u$ y $F_{yb}/F_{ub} \leq 0.8$ Nota: Es aceptable el acero ASTM A500 grado C.
Distancia al borde	$l_{borde} \geq B \sqrt{1-\beta}$ para conexiones tipo Y, T
<b>Límites adicionales para conexiones tipo K abiertas</b>	
Relación de anchos	$B_b/B$ y $H_b/B \geq 0.1 + \gamma/50$
Relación de la separación entre elementos del alma y el ancho de la cuerda	$\beta_{ef} \geq 0.35$ $\zeta = \frac{g}{B} \geq 0.5 (1 - \beta_{ef})$
Separación entre elementos del alma	$g \geq t_b \text{ diagonal en compresión} + t_b \text{ diagonal en tensión}$
Tamaño del miembro de la diagonal	la menor $B_b \geq 0.63$ (la mayor $B_b$ ), si ambas diagonales son rectangulares

El tamaño máximo de la separación entre elementos del alma estará controlado por el límite de la relación  $e/H$ . Si la separación es mayor que el límite, se considerará como dos conexiones tipo Y.

**14.4 Conexiones que transmiten momentos entre perfiles huecos (OR y OC)**

- a) Su resistencia de diseño,  $F_R M_n$ , se determina siguiendo las indicaciones de este Capítulo y del Capítulo 11
- b) Las conexiones que transmiten momento flexionante entre elementos de perfiles huecos (OR y OC) consisten en uno o dos miembros del alma soldados directamente a una cuerda continua, que pasa a través de la conexión, sobre la que aplican momentos flexionantes
- c) Este Capítulo es aplicable a conexiones en las que los ejes de todos los elementos están en el mismo plano.

*Comentario:*

*Los límites que gobiernan los estados límite para revisar las conexiones con carga axial (ver 14.3) han sido usadas como base para los posibles estados límite en conexiones a momento de esta sección. Esto es debido a la poca cantidad de resultados de pruebas en conexiones que transmiten momentos entre perfiles HSS, en comparación con la extensa cantidad para conexiones con carga axial.*

**Definición de parámetros**

- A** área total de la sección transversal de la cuerda
- B** ancho total de cuerdas de perfiles OR (rectangulares), medido a 90 grados del plano de la conexión
- B<sub>b</sub>** ancho total de miembros OR (rectangulares) del alma, medido a 90 grados del plano de la conexión
- D** diámetro exterior de la cuerda OC (circular)
- D<sub>b</sub>** diámetro exterior de miembros OC (circular) del alma
- F<sub>y</sub>** esfuerzo de fluencia mínimo especificado del acero de la cuerda de perfiles OR u OC
- F<sub>yb</sub>** esfuerzo de fluencia mínimo especificado del acero del alma del miembro de perfiles OR u OC

- $F_u$**  esfuerzo mínimo especificado de ruptura en tensión del material de perfiles OR u OC
- $H$**  peralte total de la cuerda de perfiles OR (rectangulares), medido en el plano de la conexión
- $H_b$**  peralte total del miembro del alma de perfiles OR (rectangulares), medido en el plano de la conexión
- $S$**  módulo de sección elástico del miembro
- $Z_b$**  módulo de sección plástico del miembro del alma alrededor del eje de flexión
- $t$**  espesor de diseño de la pared del miembro OR u OC de la cuerda
- $t_b$**  espesor de diseño de la pared del miembro OR u OC del alma
- $\beta$**  relación de anchos; para miembros OC (circular), relación del diámetro del miembro del alma entre el de la cuerda =  $D_b/D$ ; para miembros OR (rectangulares), relación del ancho total del miembro del alma entre la de la cuerda =  $B_b/B$
- $\gamma$**  relación de esbeltez de la cuerda; para miembros OC (circular), cociente de la mitad del diámetro al espesor de la pared =  $D/2t$ ; para miembros OR (rectangulares), cociente de la mitad del ancho entre el espesor de la pared =  $B/2t$
- $\eta$**  parámetro de longitud de aplicación de la carga, válido solo para miembros OR (rectangulares) =  $l_b/B$ ; relación de la longitud de contacto del miembro del alma con la cuerda en el plano de la conexión entre el ancho de la cuerda, donde  $l_b = H_b/\text{sen}\theta$
- $\theta$**  ángulo agudo entre los miembros del alma y la cuerda, en grados

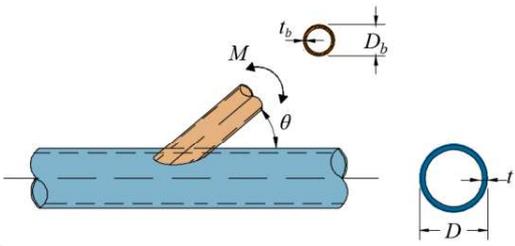
**14.4.1 Elementos OC (circulares)**

14.4.1.1 Las resistencias de las conexiones rígidas incluidas entre los límites de la tabla 14.4.2 son iguales a los valores más pequeños correspondientes a los estados límite de la tabla 14.4.1.

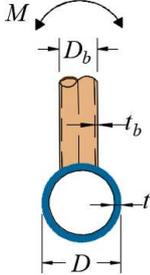
**14.4.2 Elementos OR (rectangulares)**

14.4.2.1 Las resistencias de las conexiones rígidas incluidas entre los límites de la tabla 14.4.4 son iguales a los valores más pequeños correspondientes a los estados límite de la tabla 14.4.3.

**Tabla 14.4.1 - Resistencia de conexiones rígidas entre miembros OC (circulares)**

Tipo de conexión	Resistencia en flexión de la conexión
<p data-bbox="145 1218 746 1272">Conexiones tipo Y, T y a través con flexión en el plano de las diagonales</p> 	<p data-bbox="751 1218 1445 1249">Estado límite: plastificación de la cuerda</p> $M_n \text{sen}\theta = 5.39 F_y t^2 \gamma^{0.5} \beta D_b Q_f \quad (14.4.1)$ <p data-bbox="1043 1301 1145 1332"><math>F_R = 0.90</math></p> <p data-bbox="751 1339 1445 1393">Estado límite: fluencia por cortante (penetración), cuando <math>D_b &lt; (D - 2t)</math></p> $M_n = 0.6 F_y t D_b^2 \left( \frac{1 + 3 \text{sen}\theta}{4 \text{sen}^2\theta} \right) \quad (14.4.2)$ <p data-bbox="1043 1467 1145 1498"><math>F_R = 0.95</math></p>
<p data-bbox="145 1626 746 1680">Elementos del alma en flexión fuera del plano en conexiones tipo Y, T y a través.</p>	<p data-bbox="751 1525 1445 1556">Estado límite: plastificación de la cuerda</p> $M_n = \frac{F_y t^2 D_b}{\text{sen}\theta} \left( \frac{3.0}{1 - 0.81\beta} \right) Q_f \quad (14.4.3)$ <p data-bbox="1043 1637 1145 1668"><math>F_R = 0.90</math></p> <p data-bbox="751 1675 1445 1729">Estado límite: fluencia por cortante (penetración), cuando <math>D_b &lt; (D - 2t)</math></p> $M_n = 0.6 F_y t D_b^2 \left( \frac{3 + \text{sen}\theta}{4 \text{sen}^2\theta} \right) \quad (14.4.4)$

**Tabla 14.4.1 - Resistencia de conexiones rígidas entre miembros OC (circulares) (continuación)**

Tipo de conexión	Resistencia en flexión de la conexión
	$F_R = 0.95$
<p>En conexiones tipo Y, T, y a través, con los elementos del alma bajo la combinación de carga axial, momento flexionante en el plano y fuera de él, o cualquier combinación de estos efectos:</p>	
$\left(\frac{P_r}{P_c}\right) + \left(\frac{M_{r-ip}}{M_{c-ip}}\right)^2 + \left(\frac{M_{r-op}}{M_{c-op}}\right) \leq 1.0 \quad (14.4.5)$	
<p><math>M_{c-ip}</math> = <math>F_R M_n</math> resistencia de diseño en flexión en el plano, tabla 14.4.1  <math>M_{c-op}</math> = <math>F_R M_n</math> resistencia de diseño en flexión fuera del plano, tabla 14.4.1  <math>M_{r-ip}</math> = resistencia requerida en flexión en el plano, correspondiente a las combinaciones de carga aplicables  <math>M_{r-op}</math> = resistencia requerida en flexión fuera del plano, correspondiente a las combinaciones de carga aplicables  <math>P_c</math> = <math>F_R P_n</math> resistencia axial de diseño, tabla 14.3.1  <math>P_r</math> = resistencia axial requerida, para las combinaciones de carga aplicables</p>	
<p><b>Funciones</b></p>	
<p><math>Q_f = 1.0</math></p>	<p>cuando la superficie de la cuerda en la que se hace la conexión está en tensión <span style="float: right;">(14.2.5a)</span></p>
<p><math>= 1.0 - 0.3U(1+U)</math></p>	<p>cuando la superficie de la cuerda en la que se hace la conexión está en compresión <span style="float: right;">(14.2.5b)</span></p>
<p><math>U = \left[ \frac{P_u}{F_y A} + \frac{M_u}{F_y S} \right]</math></p>	<p><math>P_u</math> y <math>M_u</math> se determinan en el lado de la conexión que tiene los esfuerzos de compresión más bajos. <math>P_u</math> y <math>M_u</math> son las resistencias requeridas de los perfiles <span style="float: right;">(14.2.6)</span></p>

**Tabla 14.4.2 - Límites de aplicación de la tabla 14.4.1**

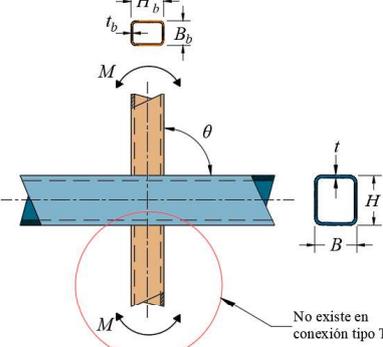
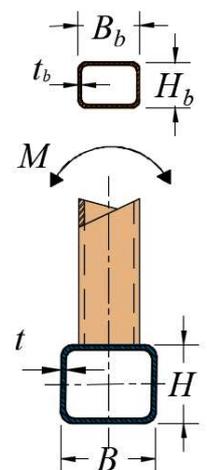
Relación de esbeltez de la pared de la cuerda	$D/t \leq 50$ para conexiones tipo T o Y
	$D/t \leq 40$ para conexiones a través
Relación de esbeltez de la pared de las barras del alma	$D_b/t_b \leq 50$
	$D_b/t_b \leq 0.05E/F_{yb}$
Relación de anchos	$0.2 < D_b/D \leq 1.0$
Resistencia del material	$F_y$ y $F_{yb} \leq 360$ MPa (3,600 kg/cm <sup>2</sup> )
Ductilidad	$F_y/F_u$ y $F_{yb}/F_{ub} \leq 0.8$

Es aceptable el acero ASTM A500 grado C.

**Tabla 14.4.3 - Resistencia de conexiones rígidas entre miembros OR (rectangulares)**

Tipo de conexión	Resistencia en flexión de la conexión
<p>Miembros del alma en flexión en el plano de la armadura. Conexiones tipo T y a través</p>	<p>Estado límite: plastificación de la pared de la cuerda, cuando <math>\beta \leq 0.85</math></p>
	$M_n = F_y t^2 H_b \left[ \frac{1}{2\eta} + \frac{2}{\sqrt{1-\beta}} + \frac{\eta}{(1-\beta)} \right] Q_f \quad (14.4.6)$ <p style="text-align: center;"><math>F_R = 1.0</math></p>

**Tabla 14.4.3 Resistencia de conexiones rígidas entre miembros OR (rectangulares) (continuación)**

Tipo de conexión	Resistencia en flexión de la conexión
	<p>Estado límite: fluencia local de las paredes laterales, cuando <math>\beta &gt; 0.85</math></p> $M_n = 0.5F_y^* t (H_b + 5t)^2 \quad (14.4.7)$ $F_R = 1.0$ <p>Estado límite: fluencia local del o los elementos del alma debida a una distribución desbalanceada de fuerzas, cuando <math>\beta &gt; 0.85</math></p> $M_n = F_{yb} \left[ Z_b - \left( 1 - \frac{b_{eoi}}{B_b} \right) B_b H_b t_b \right] \quad (14.4.8)$ $F_R = 0.95$
<p>Miembro o miembros del ama en flexión fuera del plano de la armadura. Conexiones T y a través</p> 	<p>Estado límite: plastificación de la pared de la cuerda, cuando <math>\beta \leq 0.85</math></p> $M_n = F_y t^2 \left[ \frac{0.5H_b(1+\beta)}{(1+\beta)} + \sqrt{\frac{2BB_b(1+\beta)}{(1-\beta)}} \right] Q_f \quad (14.4.9)$ $F_R = 1.0$ <p>Estado límite: fluencia local de las paredes laterales, cuando <math>\beta &gt; 0.85</math></p> $M_n = F_y^* t (B - t)(H_b + 5t) \quad (14.4.10)$ $F_R = 1.0$ <p>Estado límite: fluencia local del o los miembros del alma debida a una distribución desbalanceada de fuerzas, cuando <math>\beta &gt; 0.85</math></p> $M_n = F_{yb} \left[ Z_b - 0.5 \left( 1 - \frac{b_{eoi}}{B_b} \right)^2 B_b^2 t_b \right] \quad (14.4.11)$ $F_R = 0.95$ <p>Estado límite: falla por distorsión de la cuerda en conexiones tipo T y conexiones a través desbalanceadas</p> $M_n = 2F_y t \left[ H_b t + \sqrt{BHt(B+H)} \right] \quad (14.4.12)$ $F_R = 1.0$
<p>En conexiones tipo T y a través con elemento/elementos del alma bajo la combinación de fuerza axial, momento flexionante en o fuera del plano de la armadura, o cualquier combinación de estos efectos:</p> $\left( \frac{P_r}{P_c} \right) + \left( \frac{M_{r-ip}}{M_{c-ip}} \right) + \left( \frac{M_{r-op}}{M_{c-op}} \right) \leq 1.0 \quad (14.4.13)$ <p> <math>M_{c-ip}</math> = <math>F_R M_n</math>, resistencia de diseño en flexión en el plano, de la tabla 14.4.3  <math>M_{c-op}</math> = <math>F_R M_n</math>, resistencia de diseño en flexión fuera del plano, de la tabla 14.4.3  <math>M_{r-ip}</math> resistencia requerida en flexión en el plano, correspondiente a las combinaciones de carga aplicables  <math>M_{r-op}</math> resistencia requerida en flexión fuera del plano, correspondientes a las combinaciones de carga aplicables  <math>P_c</math> = <math>F_R P_n</math>, resistencia axial de diseño de la tabla 14.3.3  <math>P_r</math> resistencia axial requerida, para las combinaciones de carga aplicables                 </p>	

**Tabla 14.4.3 Resistencia de conexiones rígidas entre miembros OR (rectangulares) (continuación)**

Funciones		
$Q_f$	= 1.0	cuando la superficie de la cuerda en la que se hace la conexión está en tensión (14.2.5a)
	= $1.3 - 0.4 \frac{U}{\beta} \leq 1.0$	cuando la superficie en la que se hace la conexión está en compresión (14.2.16)
	$U = \left  \frac{P_u}{F_y A} + \frac{M_u}{F_y S} \right $	donde $P_u$ y $M_u$ se determinan en el lado de la conexión que tiene los esfuerzos de compresión más bajos. $P_u$ y $M_u$ son las resistencias requeridas de los perfiles (14.2.6)
	$F_y^* = F_y$	para conexiones tipo T y $0.8F_y$ para conexiones a través

**Tabla 14.4.4 Límites de aplicación de la tabla 14.4.3**

Ángulo de los elementos del alma	$\theta \cong 90^\circ$
Esbeltez de la pared de la cuerda	$B/t$ y $H/t \leq 35$
Esbeltez de las paredes de los elementos del alma	$B_b/t_b$ y $H_b/t_b \leq 35$
	$B_b/t_b$ y $H_b/t_b \leq 1.25 \sqrt{E/F_{yb}}$
Relación de anchos	$B_b/B \geq 0.25$
Relación de aspecto	$0.5 \leq H_b/t_b \leq 2.0$ y $0.5 \leq H/t \leq 2.0$
Resistencia del material	$F_y$ y $F_{yb} \leq 360\text{MPa}$ (3,600 kg/cm <sup>2</sup> )
Ductilidad	$F_y/F_u$ y $F_{yb}/F_{ub} \leq 0.8$

El acero ASTM A500 grado C es aceptable.

### 14.5 Soldadura de placas y elementos del alma con perfiles OR (rectangulares)

**14.5.1** Sus resistencias de diseño,  $F_R R_n$ ,  $F_R M_n$  y  $F_R P_n$ , se determinan siguiendo las indicaciones de este Capítulo y del Capítulo 11.

**14.5.2** Las resistencias de las conexiones de los elementos del alma se determinarán para el estado límite de la transferencia no uniforme de fuerzas a lo largo de la línea de la soldadura, debida a diferencias en la rigidez relativa de las paredes del perfil OR en conexiones entre miembros OR, así como, conexiones entre miembros OR y placas transversales. Estas resistencias se calculan como sigue:

$$R_n \text{ o } P_n = F_{ns} t_s l_e \tag{14.5.2.a}$$

$$M_{n-ip} = F_{ns} S_{ip} \tag{14.5.2.b}$$

$$M_{n-op} = F_{ns} S_{op} \tag{14.5.2.c}$$

**14.5.3** Para cargas combinadas se utiliza la ec. 14.4.13.

- a) Para soldaduras de filete  $F_R = 0.75$
- b) Para soldaduras de penetración parcial  $F_R = 0.8$ .

- $F_{ns}$  resistencia nominal de la soldadura sin incremento debido a la dirección de la carga
- $S_{ip}$  módulo de sección elástico de las soldaduras para flexión en el plano (tabla 14.5.1)
- $S_{op}$  módulo de sección elástico efectivo de las soldaduras para flexión fuera del plano (tabla 14.5.1)
- $l_e$  longitud efectiva de la soldadura de penetración o filete en miembros OR (rectangulares) para el cálculo de la resistencia de la soldadura
- $t_s$  la menor garganta efectiva de la soldadura alrededor del perímetro de la diagonal o placa

**14.5.4** Cuando una conexión tipo K con traslape se ha diseñado de acuerdo con la tabla 14.3.3 y las componentes de las fuerzas en los miembros del alma, normales a la cuerda, están balanceadas en un 80 por ciento (las componentes de las fuerzas

en los miembros del alma normales a la cara de la cuerda difieren en no más del 20 por ciento), la soldadura oculta debajo de la diagonal que traslapa puede ser omitida si las demás soldaduras con los miembros del alma traslapados desarrollan toda la capacidad de las paredes del miembro mencionado.

**14.5.5** Las revisiones de las soldaduras en la tabla 14.5.1 no se requieren si son capaces de desarrollar la resistencia completa de la pared del miembro del alma a lo largo de todo su perímetro (o con una placa a lo largo de su longitud completa).

*Comentario:*

*El enfoque utilizado para permitir la disminución del tamaño de las soldaduras considera que son del mismo tamaño en el perímetro completo de la sección OR de los miembros del alma. Se requiere especial atención en conexiones de perfiles de anchos iguales, o casi iguales, que combinan soldaduras de penetración parcial a lo largo de esos bordes con soldaduras de filete a través de la cara del miembro principal.*

*En 14.5 se consolidan todas las reglas de soldadura para placas y elementos secundarios a la cara de elementos principales OR. El diseño de las soldaduras de los elementos secundarios puede ser realizado bajo dos filosofías de diseño:*

- a) *La soldadura es proporcionada para desarrollar la resistencia del elemento secundario conectado en todos los puntos a lo largo de la soldadura. Esto puede ser apropiado si la carga en el elemento es compleja o si se desconoce la carga para el diseñador de la soldadura. Las soldaduras dimensionadas bajo esta filosofía representan un límite superior de la soldadura requerida y pueden ser excesivamente conservadoras en algunas situaciones.*
- b) *Las soldaduras deben ser diseñadas para ser “adecuadas para el propósito”, para resistir las fuerzas en los elementos secundarios que son típicamente conocidas en conexiones entre perfiles OR en armaduras, usando la “longitud efectiva”. Sin embargo, la carga no uniforme del perímetro de la soldadura, debido a la flexibilidad de la cara del elemento OR conectando, debe de ser tomada en cuenta. Longitudes efectivas de soldaduras para placas y elementos OR (rectangulares) sujetos a carga axial (y/o momento en algunos casos) son dadas en la tabla 14.5.1. Este enfoque de diseño de soldadura toma en consideración que una conexión de elemento secundario a elemento principal es más rígida a lo largo de sus bordes, relativo al centro de la cara del perfil OR, conforme el ángulo del elemento secundario y/o la relación de anchos aumenta. Por lo tanto, la dimensión de la longitud efectiva puede disminuir conforme el ángulo o el ancho del elemento secundario aumenta. Es importante mencionar que, para facilitar los cálculos y porque el error es insignificante, las esquinas de las soldaduras han sido asumidas como rectangulares para determinar las propiedades de la línea de la soldadura en algunos casos.*

**Tabla 14.5.1 Propiedades efectivas de la soldadura en conexiones con miembros OR (rectangulares)**

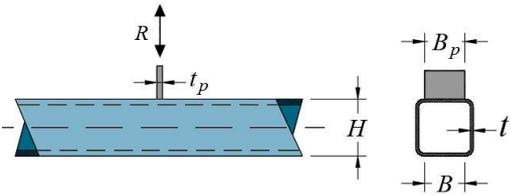
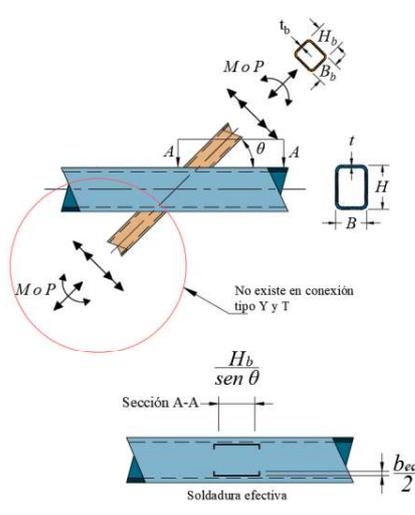
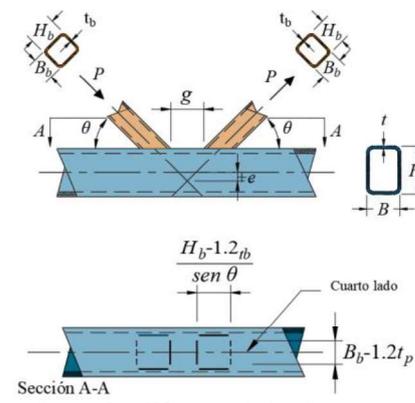
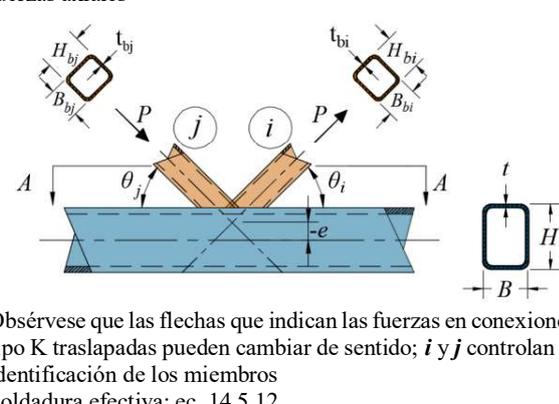
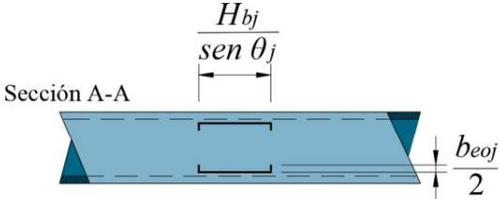
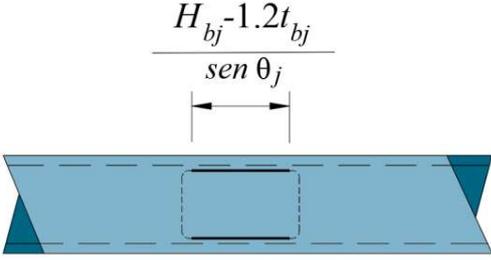
Tipo de conexión	Resistencia de la soldadura
<p>Conexiones transversales con placa tipo T o a través con fuerza axial en la placa</p> 	<p>Propiedades efectivas de la soldadura</p> $I_e = 2B_e \tag{14.5.3}$ <p><math>I_e</math> = longitud total efectiva de las soldaduras colocadas en los dos lados de la placa transversal</p>
<p>Conexiones tipo Y, T y a través con fuerzas axiales o flexión en el elemento o elementos del alma</p>	<p>Propiedades efectivas de la soldadura</p> $I_e = \frac{2H_b}{\text{sen}\theta} + 2B_e \tag{14.5.4}$ $S_{ip} = \frac{t_s}{3} \left( \frac{H_b}{\text{sen}\theta} \right)^2 + t_s B_e \left( \frac{H_b}{\text{sen}\theta} \right) \tag{14.5.5}$

Tabla 14.5.1 Propiedades efectivas de la soldadura en conexiones con miembros HSS rectangulares (continuación)

Tipo de conexión	Resistencia de la soldadura
 <p>No existe en conexión tipo Y y T</p> <p>Sección A-A</p> <p>Soldadura efectiva</p>	$S_{op} = t_s \left( \frac{H_b}{\text{sen}\theta} \right) B_b + \frac{t_s}{3} (B_b^2) - \frac{\left( \frac{t_s}{3} \right) (B_b - B_e)^3}{B_b} \quad (14.5.6)$ <p>Cuando <math>\beta &gt; 0.83</math> o <math>\theta &gt; 50^\circ</math>, <math>B_e/2</math> no debe exceder de <math>B_b/4</math></p>
<p>Conexión tipo K abierta con fuerzas axiales en los elementos del alma</p>  <p>Sección A-A</p> <p>Soldadura efectiva <math>\theta \geq 60^\circ</math>, cuarto lado efectivo cuando <math>\theta \leq 50^\circ</math></p>	<p>Propiedades efectivas de la soldadura</p> <p>Cuando <math>\theta \leq 50^\circ</math></p> $l_e = \frac{2(H_b - 1.2t_b)}{\text{sen}\theta} + 2(B_b - 1.2t_b) \quad (14.5.7)$ <p>Cuando <math>\theta \geq 60^\circ</math></p> $l_e = \frac{2(H_b - 1.2t_b)}{\text{sen}\theta} + (B_b - 1.2t_b) \quad (14.5.8)$ <p>Cuando <math>50^\circ &lt; \theta &lt; 60^\circ</math></p> <p><math>l_e</math> se determina por interpolación lineal</p>
<p>Conexión tipo K con traslape entre los miembros del alma con fuerzas axiales</p>  <p>Obsérvese que las flechas que indican las fuerzas en conexiones tipo K traslapadas pueden cambiar de sentido; <math>i</math> y <math>j</math> controlan la identificación de los miembros</p> <p>Soldadura efectiva: ec. 14.5.12</p>	<p>Propiedades efectivas de la soldadura en miembros traslapados</p> <p>(todas las dimensiones son para el miembro que se monta sobre el otro, <math>i</math>)</p> <p>Cuando <math>25\% \leq O_v &lt; 50\%</math>;</p> $l_{e,i} = \frac{2O_v}{50} \left[ \left( 1 - \frac{O_v}{100} \right) \left( \frac{H_{bi}}{\text{sen}\theta_i} \right) + \frac{O_v}{100} \left( \frac{H_{bi}}{\text{sen}(\theta_i + \theta_j)} \right) \right] + B_{ei} + B_{ej} \quad (14.5.9)$ <p>Cuando <math>50\% \leq O_v &lt; 80\%</math>;</p> $l_{e,i} = 2 \left[ \left( 1 - \frac{O_v}{100} \right) \left( \frac{H_{bi}}{\text{sen}\theta_i} \right) + \frac{O_v}{100} \left( \frac{H_{bi}}{\text{sen}(\theta_i + \theta_j)} \right) \right] + B_{ei} + B_{ej} \quad (14.5.10)$

**Tabla 14.5.1 Propiedades efectivas de la soldadura en conexiones con miembros HSS rectangulares (continuación)**

Tipo de conexión	Resistencia de la soldadura
 <p>Sección A-A</p>	<p>Cuando <math>80\% \leq O_v \leq 100\%</math>;</p> $l_{e,i} = 2 \left[ \left( 1 - \frac{O_v}{100} \right) \left( \frac{H_{bi}}{\text{sen} \theta_i} \right) + \frac{O_v}{100} \left( \frac{H_{bi}}{\text{sen}(\theta_i + \theta_j)} \right) \right] + B_{bi} + b_{eov} \quad (14.5.11)$ <p>Cuando <math>B_{bi}/B_b &gt; 0.85</math> o <math>\theta_i &gt; 50^\circ</math>, <math>B_{ei}/2</math> no debe exceder de <math>B_{bi}/4</math>, y si <math>B_{bi}/B_{bj} &gt; 0.85</math> o <math>(180 - \theta_i - \theta_j) &gt; 50^\circ</math>, <math>B_{ej}/2</math> no debe ser mayor que <math>B_{bi}/4</math></p> <p>El subíndice <i>i</i> se refiere al elemento del alma que se monta sobre el otro, y el <i>j</i> al que queda debajo.</p>
 <p>Soldadura efectiva:</p> <p>Cuando <math>B_{bj}/B &gt; 0.85</math> o <math>\theta_j &gt; 50^\circ</math></p>	<p>Propiedades efectivas de la soldadura en miembros traslapados (todas las dimensiones son para el miembro que se monta sobre el otro, <i>i</i>)</p> $l_{e,j} = \frac{2H_{bj}}{\text{sen} \theta_j} + 2B_{ej} \quad (14.5.12)$ <p>Cuando <math>B_{bj}/B &gt; 0.85</math> o <math>\theta_j &gt; 50^\circ</math>,</p> $l_{e,j} = \frac{2(H_{bj} - 1.2t_{bj})}{\text{sen} \theta_j} \quad (14.5.13)$

Espacio en blanco dejado de manera intencional

## 15. ESTADOS LÍMITE DE SERVICIO

Este capítulo contiene los temas siguientes:

- 15.1 Disposiciones generales
- 15.2 Contraflechas
- 15.3 Expansiones y contracciones
- 15.4 Deflexiones
- 15.5 Vibraciones
- 15.6 Desplazamientos laterales
- 15.7 Fuego y explosiones
- 15.8 Durabilidad.

### 15.1 Disposiciones generales

**15.1.1** Aunque no corresponden al colapso del edificio, pérdida de vidas o daños a los ocupantes, si se alcanzan los estados límite de servicio puede degradarse seriamente la utilidad de la construcción, ocasionar reparaciones costosas y otras consecuencias económicas. Dependen del destino del edificio, la percepción de sus ocupantes y el tipo de sistema estructural.

**15.1.2** Se revisan utilizando las cargas de servicio que corresponden a cada uno de ellos.

**15.1.3** Los tres tipos generales de comportamiento de estructuras de acero que indican que se ha alcanzado algún estado límite de servicio son:

- 1) Deformaciones excesivas, que pueden afectar la apariencia, función o drenaje del edificio, o transferir cargas a elementos no estructurales que pueden resultar dañados
- 2) Vibraciones excesivas, ocasionadas por las actividades de los ocupantes que producen molestias en ellos o un funcionamiento inadecuado de equipos
- 3) Daños locales excesivos (flujo plástico, pandeo local, grietas).

**15.1.4** Los requisitos generales de diseño que corresponden a los estados límite de servicio se incluyen en el Artículo 149 del Reglamento de Construcciones para la Ciudad de México.

*Comentario:*

*Los estados límite de servicio dependen de la ocupación o la función del edificio, las percepciones de sus ocupantes y el tipo de sistema estructural. Indicativos adicionales de un comportamiento deficiente en estructuras de acero en condiciones de servicio también son:*

- 1) Distorsiones excesivas debido al viento que puedan afectar el revestimiento y muros no estructurales*
- 2) Excesivo movimiento inducido por el viento que puede causar incomodidad de los ocupantes*
- 3) Excesivos efectos de expansión y contracción causados por diferencias de temperatura*
- 4) Efectos de deslizamiento de la conexión que resulten en deflexiones excesivas y rotaciones que pueden ocasionar efectos nocivos similares a los que producen los efectos de las cargas*
- 5) Deterioro de miembros de acero por intemperismo, corrosión y decoloración pueden también afectar la función y el servicio de la estructura durante su vida útil.*

*Los grupos de acciones que pueden requerir atención en la revisión del comportamiento de la estructura en condiciones de servicio incluyen: (1) las cargas estáticas de los ocupantes, la lluvia en el techo, cambios de temperatura, etc. (2) las cargas dinámicas de las actividades humanas, los efectos del viento, la operación de equipo de servicio mecánico o del edificio o el tráfico cerca del edificio, etc.*

### 15.2 Contraflechas

**15.2.1** Es frecuente que se proporcione una contraflecha a los elementos estructurales de los sistemas de piso, para obtener una superficie horizontal bajo cargas de servicio, por razones estéticas y para lograr un ajuste adecuado con otros elementos de la construcción como canceles, muros interiores, parapetos o recubrimientos de fachada. También son comunes las contraflechas en armaduras de cubierta de gran claro.

**15.2.2** Las contraflechas se indican en los documentos de diseño y construcción.

**15.2.3** Cuando no se especifiquen en los dibujos de taller de vigas o armaduras, éstas se fabricarán y montarán de manera que las pequeñas contraflechas producidas durante el laminado o el armado en el taller queden hacia arriba en la estructura terminada.

*Comentario:*

*Las contraflechas se especifican con frecuencia para proporcionar una superficie a nivel bajo cargas permanentes, por razones de apariencia o para alineación con otros trabajos. En ocasiones la contraflecha no se recupera del todo para evitar una deflexión o vibración excesiva. Normalmente, se introduce en vigas por calentamiento controlado de porciones seleccionadas de la viga o por doblado en frío, o ambos. Los diseñadores deben conocer los límites que presentan las prácticas normales de fabricación y montaje. El código de prácticas generales para estructuras de acero del IMCA (2022) proporciona valores sobre la tolerancia en la contraflecha. Se puede encontrar más información sobre contraflechas en la publicación en Biorhjoide (2006).*

### 15.3 Expansiones y contracciones

**15.3.1** Los cambios de dimensiones producidos por variaciones de temperatura y otros efectos no deben perjudicar el comportamiento de las estructuras en condiciones de servicio. Cuando sea necesario, se dispondrán juntas constructivas y se diseñarán los elementos no estructurales para que admitan, sin daños, los cambios de dimensiones.

*Comentario:*

*Es más efectivo, en general, separar por completo tramos relativamente largos de la estructura que utilizar juntas más cercanas, que dependen del deslizamiento de partes en contacto; sin embargo, el acomodo satisfactorio de juntas de expansión y juntas de contracción térmica no se puede reducir a unas cuantas reglas sencillas, sino que depende en gran medida del criterio de un ingeniero calificado. Es probable que el problema sea más grave en los edificios con muros de mampostería que con unidades prefabricadas. La separación completa de los marcos en las juntas de expansión ampliamente espaciadas, en general, es más satisfactoria que los dispositivos que dependen del deslizamiento de los apoyos y son usualmente menos caros que los apoyos con balancín en rodillos o articulaciones.*

*El flujo plástico y la contracción por secado del concreto, así como la fluencia del acero, se encuentran entre las causas, además de la temperatura, para los cambios dimensionales. Los efectos de la temperatura deben tomarse en cuenta tanto en la etapa de construcción como de servicio (con fachadas). Los ingenieros también deben considerar que el daño en elementos de recubrimiento del edificio puede causar penetración de agua y guiar a la corrosión. Los lineamientos para el tamaño y el espaciado recomendados de las juntas de expansión en los edificios se pueden consultar en NRC (1974).*

### 15.4 Deflexiones

**15.4.1** Las deflexiones verticales de elementos estructurales y sus combinaciones, incluyendo vigas, pisos, techos, muros divisorios y fachadas, producidas por cargas nominales, no deben exceder los valores máximos permisibles indicados a continuación:

- a) Un desplazamiento vertical en el centro de vigas en el que se incluyen efectos a largo plazo, igual al claro entre 240; además, en miembros en los cuales sus desplazamientos afecten a elementos no estructurales, como muros de mampostería, que no sean capaces de soportar desplazamientos apreciables, se considerará como estado límite a un desplazamiento vertical, medido después de colocar los elementos no estructurales, igual al claro de la viga entre 480. Para elementos en voladizo los límites anteriores se duplicarán.

**15.4.2** En edificios industriales, bodegas y otras construcciones semejantes con estructuras de acero, la condición del estado límite de servicio en términos de deflexiones se cumplirá si no se exceden los valores siguientes:

- a) Un desplazamiento vertical en el centro de vigas que soportan cubiertas de techo rígidas igual que el claro entre 240
- b) Un desplazamiento vertical en el centro de vigas que soportan cubiertas de techos flexibles igual que el claro entre 180
- c) Un desplazamiento vertical en el centro de vigas que soportan cubiertas de techo flexibles en el que se incluyen sólo los efectos de la carga viva, igual que el claro entre 360.

*Comentario:*

*Las deflexiones verticales y rotaciones excesivas se desarrollan principalmente por: (1) las cargas de gravedad; (2) los efectos de temperatura, fluencia y asentamiento diferencial, y (3) las tolerancias y los errores de construcción. Dichas deformaciones pueden ser visualmente discutibles, causar separación, agrietamiento o daño en revestimientos, acabados y en componentes.*

*Los límites de deflexión dependen en gran medida de la función de la estructura y la naturaleza de la construcción compatible. Los límites tradicionales expresados como una fracción de la longitud del tramo no deben extrapolarse más allá de la experiencia. El control apropiado de las deflexiones es un tema complejo que requiere de la cuidadosa aplicación de un criterio profesional. En ciertos sistemas de piso o vigas de gran claro puede ser necesario adoptar un límite más estricto para minimizar la posibilidad de daño en los elementos no estructurales adyacentes.*

*Los cálculos de deflexión para vigas compuestas deben incluir el deslizamiento relativo entre el perfil de acero y la losa de concreto, además de la contracción por secado y el flujo plástico como se especifica en el Capítulo 10.2.12 de los comentarios.*

*Se entiende como techo rígido aquel que tiene un sistema de piso a base de lámina colaborante con concreto, losa maciza, o similar y flexible aquella cubierta con lámina.*

**15.5 Vibraciones verticales de entepiso**

**15.5.1** El uso creciente de materiales de alta resistencia con sistemas estructurales eficientes y plantas arquitectónicas abiertas, lleva a claros mayores y sistemas de piso más flexibles y, con menor amortiguamiento. Esto hace que las vibraciones ocasionadas por el tránsito de personas, u otras actividades, puedan resultar inaceptables, por lo que, en el diseño deben tomarse las medidas necesarias para reducirlas a límites tolerables.

**15.5.2** Las vibraciones dependen, principalmente, de las acciones que las producen (frecuencia de las actividades) y de las características dinámicas del sistema de piso, esto es: frecuencia natural (en función de la masa y rigidez) y la fracción del amortiguamiento, expresado como un porcentaje del valor crítico.

**15.5.3** La revisión del estado límite de vibraciones es de especial importancia en lugares donde se espera continua actividad de los ocupantes como bibliotecas u oficinas y en sitios donde los usuarios pueden producir movimientos periódicos más o menos uniformes, como tribunas de estadios, auditorios, salones de baile y de actividades aeróbicas.

**15.5.4** Los equipos mecánicos que producen vibraciones deben aislarse de la estructura de una manera adecuada para que la transmisión de las vibraciones a elementos estructurales críticos se elimine o reduzca a límites aceptables. En el caso que no sean aislados adecuadamente, los elementos expuestos a estas vibraciones deben revisarse por fatiga acorde con la sección correspondiente de la presente norma.

**15.5.5** Las revisiones tradicionales de deflexiones bajo carga viva de vigas aisladas no son suficientes para asegurar que no se presentarán vibraciones molestas de los sistemas de piso. El control de la frecuencia vertical de vibrar a partir de sus rigideces y masas es un aspecto importante para satisfacer este estado límite de servicio. En los casos donde sea un parámetro controlable (por ejemplo, por medio de disipadores o masas resonantes) se deberá definir apropiadamente el amortiguamiento del sistema.

**15.5.6** Para evitar molestias a los ocupantes o daños en los equipos, las aceleraciones provenientes de las vibraciones verticales deberán mantenerse por debajo de los valores permisibles indicados en la tabla 15.5.7 acorde con actividad de diseño del sistema de piso.

*Comentario:*

*En sistemas de piso donde se pudiera desempeñar más de un tipo de actividad, deberá revisarse para cada caso rigiendo la condición más desfavorable.*

**15.5.7** Deberá procurarse que los sistemas de piso sean diseñados para que su frecuencia vertical quede fuera de los intervalos críticos indicados en la tabla 15.5.7. En estructuras existentes o en casos donde sea inevitable que su frecuencia quede dentro de estos intervalos, se deberá garantizar que las aceleraciones perceptibles estén por debajo de los valores límite definidos.

**Tabla 15.5.7 Valores límite de aceleraciones perceptibles por el caminar**

Destino de Piso	Frecuencia natural de la actividad, Hz	Límite de aceleración ( $a_p/g$ )	$W$ , kN/m <sup>2</sup> (kg/m <sup>2</sup> )
Habitación	1.5-6.5	0.005g	0.8(80)
Oficinas			1.0 (100)
Biblioteca, Iglesias, etc.			0.4 (40)
Centros comerciales			0.015g
Puente en interiores			0.015g
Puente en exteriores		0.05g	0.4 (40)

*Comentario:*

Estas vibraciones están fuertemente asociadas a la frecuencia natural del sistema de piso  $f_0$  y su correlación con las frecuencias de las actividades humanas actuantes por los efectos de resonancia (fig. C15.5.7), por lo que, para minimizar problemas de vibración, es recomendable que se mantengan fuera de ese intervalo. Sin embargo, si es el caso, es posible que, por la estructuración, distribución de masas o por el amortiguamiento, las aceleraciones producidas queden dentro de los límites aceptables.

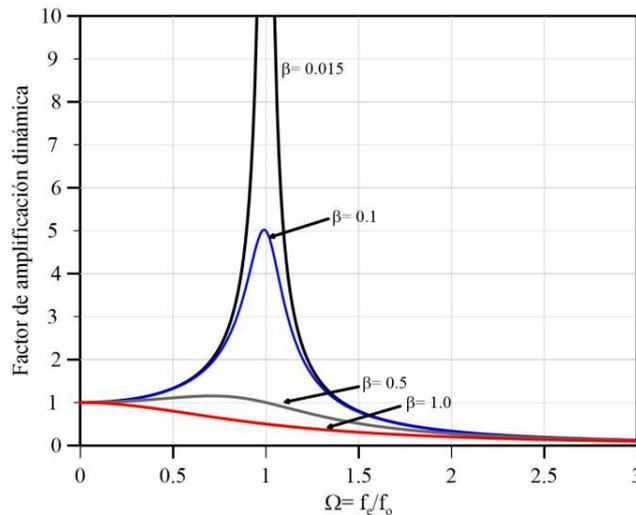


Figura C15.5.7 - Reducción de las aceleraciones debidas al amortiguamiento

**15.5.8** Las aceleraciones debidas al caminar de personas como fracción de la gravedad para un tablero del entrepiso se pueden calcular por medio de la expresión:

$$\frac{a_p}{g} = \frac{P_0 e^{0.35f_0}}{\beta W} \tag{15.5.8}$$

- $a_p/g$  aceleración como fracción de la gravedad
- $P_0$  fuerzas constantes equivalente al paso de una persona, mayor o igual que 450 N (45 kg) en puentes y a 350 N (35 kg) en el resto de las estructuras.
- $f_0$  frecuencia del primer modo de vibrar del tablero
- $\beta$  fracción del amortiguamiento crítico del entrepiso. Si no se puede demostrar otro valor deberá tomarse igual que 0.03 (3 por ciento)
- $W$  Peso efectivo soportado por los elementos o la franja de elementos que forman el tablero en estudio en N (kg), considerando peso propio, carga muerta y la carga viva media indicada en la NTC-Criterios y en la tabla 15.5.7

*Comentario:*

*En el cálculo, el peso efectivo se obtiene a partir de sumar el peso propio, las cargas muertas y una carga viva de servicio las cuales se definen en la NTC-Criterios como carga viva media, que son los valores incluidos en la tabla 15.5.7 (W).*

**15.5.9** Las aceleraciones debidas a actividades rítmicas armónicas como fracción de la gravedad de entepiso se calculan mediante la expresión

$$\frac{a_p}{g} = \frac{1.3\alpha_i w_p / w_t}{\sqrt{\left(\left(\frac{f_0}{f_e}\right)^2 - 1\right)^2 + \left(\frac{2\beta f_0}{f_e}\right)^2}} \quad (15.5.9)$$

$\alpha_i$  coeficiente dinámico

$w_p$  peso efectivo por unidad de área de los participantes distribuidos sobre el tablero, kN (kg/m<sup>2</sup>)

$w_t$  peso efectivo por unidad de área del tablero, kN (kg/m<sup>2</sup>), considerando peso propio, carga muerta y  $w_p$

$f_0$  frecuencia del primer modo de vibrar del tablero

$f_e$  frecuencia de la actividad

$\beta$  fracción del amortiguamiento crítico del entepiso; si no se puede demostrar otro valor, deberá tomarse de manera conservadora igual a 0.06 (6 por ciento)

**Tabla 15.5.9 - Valores límite de aceleraciones perceptibles para actividades rítmicas**

Actividad	$\alpha_i$	Frecuencia de la actividad $f_e$ Hz	Límite de aceleración $a_p/g$	$w_p$ kN/m <sup>2</sup> (kg/m <sup>2</sup> )
Baile y comedor	0.5	1.5-3	0.02	0.6 (60)
Conciertos y eventos deportivos	0.25	1.5-5	0.05	1.5(150)
Aerobics	1.5	2.75	0.06	0.2(20)
Ejercicios de salto compartidos con levantamientos de pesas	1.5	8.25	0.02	0.12(12)

*Comentario:*

*La fuerza  $P_0$  es la fuerza excitadora de entrada de la señal armónica del paso de una persona sobre el sistema de piso y representa al porcentaje del peso del transeúnte al dar un paso sobre el sistema de piso. Para puentes se define como 0.7 del peso de diseño de una persona y para el resto de las estructuras igual que 0.5 de dicho peso. El valor de diseño del peso del transeúnte en México se toma igual que 70 kg. En casos particulares podrán usarse valores mayores a este valor si así se requiere.*

*El porcentaje de amortiguamiento crítico es un parámetro complicado de establecer a no ser que se cuente con pruebas experimentales del sistema de piso terminado, por otra parte, en la literatura se ha observado que los sistemas de piso compuestos no desarrollan en condiciones de servicio el 5 por ciento de amortiguamiento por lo que conservadoramente se toma un valor del 3 por ciento. En casos donde la configuración del sistema de piso cuente con elementos que reduzcan los claros, podrán emplearse los valores mostrados en la tabla C.15.5.9. Para el caso de las actividades rítmicas debido a que se incrementan las excitaciones el amortiguamiento físicamente tiende a incrementarse, por lo que, es posible emplear para esa revisión el valor del 6 por ciento independiente de la configuración del sistema de piso, este porcentaje solo es válido para las actividades de la tabla C15.5.9 y no podrá emplearse para verificar la actividad de caminar.*

Tabla C.15.5.9 Valores de amortiguamiento para diferentes sistemas de piso

Porcentaje de amortiguamiento ( $\beta$ )	Sistema de piso
0.5	Estructuras de acero unidas por medio de soldaduras
1.0	Para sistemas de piso vacíos o con muy pocos elementos estructurales
3.0	Combinaciones de sistemas de piso de acero y concreto con algunos elementos estructurales verticales que reducen los claros
4.5	Combinaciones de sistemas de piso de acero y concreto que adicionalmente tienen elementos verticales que unan los entrepisos y que estén muy cercanos de forma que limiten el claro libres de la vibración (por ejemplo, muros divisorios estructurales a todo lo alto del entrepiso).

En los casos donde no sea posible modificar la rigidez o masa del sistema de piso y su frecuencia se encuentre dentro de la banda de resonancia, podrán controlarse las aceleraciones con el amortiguamiento del sistema empleando elementos físicos externos que proporcionen amortiguamiento adicional al propio de los materiales que conforman el sistema de piso.

Para el cálculo de la frecuencia fundamental del sistema,  $f_0$ , la masa del tablero deberá tomarse como la suma del peso propio de los elementos estructurales, la carga muerta y la carga viva; esta última se tomará acorde a como se define en la NTC-Criterios, la cual, es la que tiene mayor probabilidad de estar presente durante las actividades en el sistema de piso. Al ser una revisión por condiciones de servicio, se emplearán factores de carga unitarios. Las cargas  $w_p$  de la revisión para actividades rítmicas corresponden a la carga de excitación, por lo que, no se emplean en el cálculo de la frecuencia del sistema de piso.

En sistemas de piso cuyas frecuencias quedan por fuera de la banda crítica, es posible incrementar el límite de aceleración perceptible dado que se reducen los efectos molestos de ésta al alejarse de la zona de resonancia.

**15.5.10** Para valores de frecuencia por fuera de los intervalos definidos en la tabla 15.5.7, las aceleraciones perceptibles correspondientes a la frecuencia del sistema podrán incrementarse hasta los valores para cada frecuencia indicados en la fig. 11.5.10.

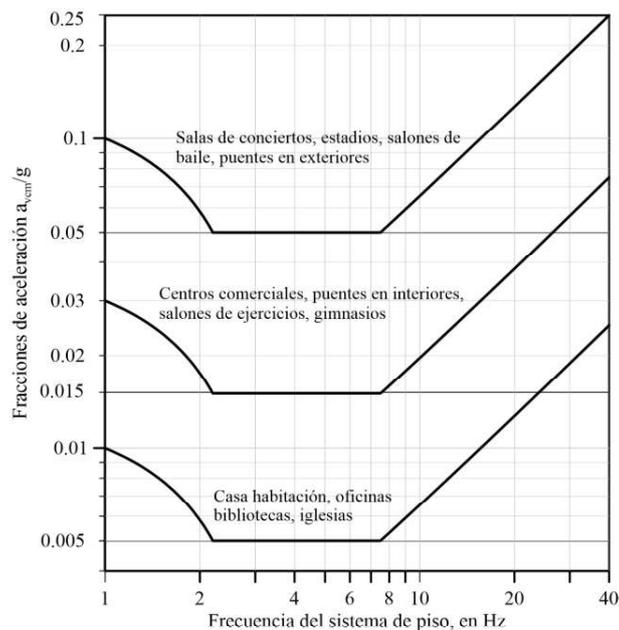


Figura 15.5.10 - Nivel de percepción aceptable de vibraciones debido a la actividad humana

*Comentario:*

Las curvas de aceleraciones de la figura 15.5.10 están basadas en el estándar ISO 2631-2 interpoladas para las actividades de los ocupantes en frecuencias entre 2 y 8 Hz. Las curvas para actividades humanas acorde con ese estándar, se obtienen a partir de una curva del valor cuadrático medio de aceleraciones (RMS) de referencia multiplicada por 10 para baja actividad (casas habitación, oficinas, etc), por 30 para actividades moderadas (centros comerciales, gimnasios y puentes) y por 100 para actividades altas o con mucho ruido ambiental (actividades rítmicas o puentes en exteriores). El valor cuadrático medio de la aceleración se puede determinar con la ec. C15.5.10

$$a_{\text{vcm}} = \sqrt{\frac{a_1 + a_2 + \dots + a_n}{n}} \quad (\text{C15.5.10})$$

donde:

$a_{\text{vcm}}$ : es el valor cuadrático medio de la aceleración

$a_n$ : es la aceleración  $n$

**15.5.11** La frecuencia de vibrar del sistema podrá obtenerse a vigas con una de las siguientes alternativas:

*Comentario:*

En el cálculo de las frecuencias verticales, dado que se revisa en una etapa donde las cargas semejan a la vibración ambiental se podrá utilizar el módulo de elasticidad dinámico para niveles bajos de esfuerzos como lo recomienda la guía de diseño 11 del AISC, Vibraciones de piso debido a la actividad humana (Murray et al., 1997) y Mendoza (1992) el cual será igual a 1.35 veces el módulo de elasticidad nominal.

- a) Estimación de las frecuencias a partir de las deflexiones estáticas del tablero, cuyos elementos se apoyan sobre bordes rígidos, ésta se calcula idealizando el tablero por una franja efectiva mediante la ec. 15.5.11.a.

$$f_0 = 0.18 \sqrt{\frac{g}{\Delta}} \quad (\text{15.5.11.a})$$

Si las vigas secundarias del tablero se apoyan sobre bordes flexibles, vigas principales, ésta se calcula mediante la ec.:

$$f_0 = 0.18 \sqrt{\frac{g}{\Delta_s + \Delta_p}} \quad (\text{15.5.11.b})$$

donde:

$g$ : aceleración de la gravedad

$\Delta$ : deflexión estática al centro del claro

$\Delta_s$ : deflexión al centro de la viga secundaria

$\Delta_p$ : deflexión al centro de la viga principal

Estas deflexiones se deben a la carga  $\omega$  por unidad de longitud de la franja de ancho igual a la separación de vigas secundarias y de la franja de ancho tributario en vigas principales.

La deflexión estática en vigas principales y secundarias podrá calcularse por medio de métodos analíticos o de forma aproximada mediante la expresión:

$$\Delta = \frac{5\omega L^4}{384 EI} \quad (\text{15.5.11.c})$$

$EI$ : rigidez en flexión del tablero del sistema de piso

$L$ : claro en el sentido de las vigas que conforman el tablero

$\omega$ : peso por unidad de longitud de la franja

**Comentario:**

La ecuación corresponde a la deflexión simplificando el tablero del sistema de piso como si fuera una viga simplemente apoyada.

La inercia deberá ser cuidadosamente calculada considerando la inercia efectiva  $I_{eff}$  para secciones que trabajan en sección compuesta.

El peso modal efectivo soportado por el tablero  $W_p$  podrá calcularse por medio de la ec.

$$W_p = w_u B_e J \quad (C15.5.11)$$

dónde  $w_u$  es el peso por unidad de área y  $B_e$  es el ancho equivalente, considerando todos los elementos que participan en el tablero. Por simplicidad, con esta aproximación se asume que las vigas principales generan la condición de apoyo rígido, por lo que, la participación de estas se desprecia. En caso de requerir refinar el valor del ancho efectivo, en la guía de diseño 11 del AISC, Vibraciones de piso debido a la actividad humana (Murray et al., 1997), se presentan una serie de ecuaciones para diferentes configuraciones estructurales de borde.

- b) Cálculo directo de las frecuencias mediante herramientas de cómputo podrán calcularse las frecuencias verticales de los tableros en estudio incluyendo todas las propiedades finales de las secciones que conforman el sistema de piso del tablero y todos los elementos que proporcionen masa, rigidez y amortiguamiento.

**Comentario:**

El empleo de la deflexión estática permite estimar de manera simple y rápida la frecuencia del sistema de manera global, pero si se requiere un análisis más refinado, tablero por tablero, por medio de las herramientas de cómputo disponibles se puede hacer un análisis con un modelo refinado del entrepiso en estudio. Este análisis tiene como objetivo obtener la respuesta de los modos de vibrar verticales de la estructura de manera que se aprecian las frecuencias fundamentales de cada tablero del sistema de piso, incluso de aquellos con huecos. Con esta metodología se determinarán los modos de vibrar de cada tablero que forma el entrepiso aislando únicamente las respuestas en la dirección vertical (fig. C15.5.11). Las frecuencias de cada tablero se identifican a través de su participación modal. Dado que es una metodología más aproximada, el peso modal efectivo  $W_p$  podrá tomarse para el ancho completo del tablero.

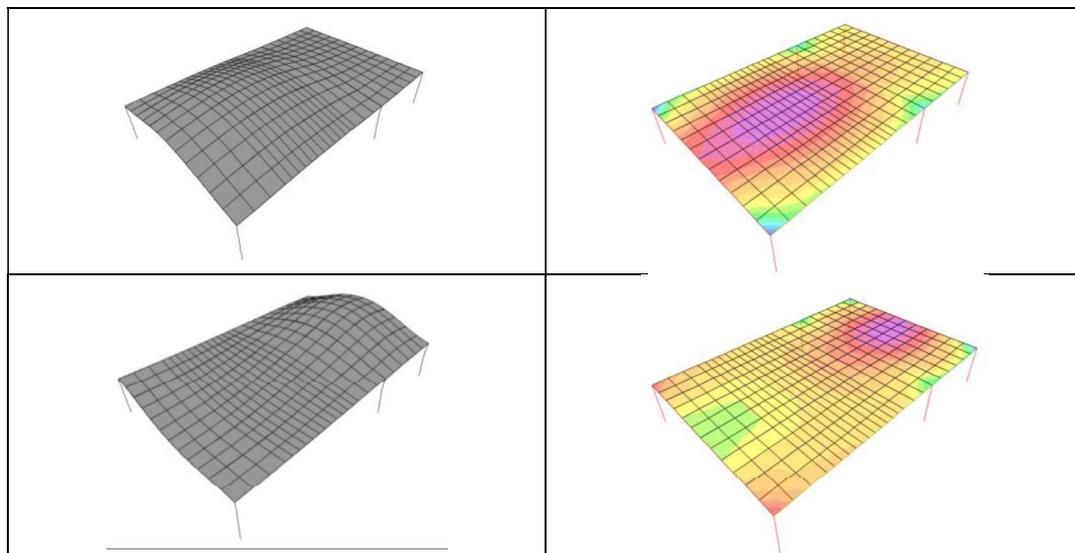


Figura C15.5.11.a - Frecuencia de vibrar para diferentes tableros de un mismo entrepiso

- c) Medición de las frecuencias del entrepiso por medio de pruebas experimentales: en estructuras existentes podrán realizarse pruebas de vibración ambiental con la finalidad de estimar las frecuencias de cada tablero, el amortiguamiento y, en su caso, las aceleraciones perceptibles con el paso de los ocupantes.

**Comentario:**

En estructuras existentes con problemas de vibración en los sistemas de piso es conveniente realizar pruebas de vibración ambiental colocando sensores en las zonas con mayor amplitud modal, las cuales generalmente ocurren al centro del tablero, a un cuarto del claro largo y el borde del claro largo, de forma que sea posible obtener las funciones de transferencia para identificar las frecuencias y el amortiguamiento. Con esta alternativa también será posible medir las aceleraciones perceptibles al hacer pasar a los ocupantes durante los muestreos. Si la geometría

*del tablero es irregular, es conveniente determinar previamente las formas modales con herramientas de cómputo, pues se recomienda colocar los sensores en las zonas de amplitud modal máxima.*

Las aceleraciones perceptibles podrán evaluarse por medio de herramientas de cómputo a partir de modelos refinados y análisis en el tiempo con integración directa, verificando que las aceleraciones calculadas, cumplan con los valores límite establecidos en este capítulo y en el modelado se establezcan los valores adecuados de amortiguamiento, rigidez y masas definidos en esta sección.

*Comentario:*

*Estos análisis serán del tipo historia en el tiempo con integración directa; si se utiliza el análisis modal para analizar un entrepiso aislado, se deberá modelar la mitad de la columna en la parte superior e inferior de los tableros, tal que, los modos en el plano no contribuyan a una solución con menor precisión o en su caso omitir los grados de libertad laterales de forma que solo se analicen las deformaciones verticales con sus correspondientes giros.*

*Las aceleraciones podrán evaluarse empleando historias en el tiempo aplicadas en varios puntos de las estructuras formando una trayectoria que preferiblemente pase por el centro del claro, de esa forma, es posible obtener una historia en el tiempo de la respuesta del sistema (fig. C.11.5.11.b). La frecuencia excitadora para considerar personas caminando sobre la estructura deberá ser de alrededor de 2 Hz (0.5 s). En el cálculo de estas historias se deberán tomar en cuenta los mismos parámetros de cargas, rigideces y amortiguamiento que le corresponde al sistema.*

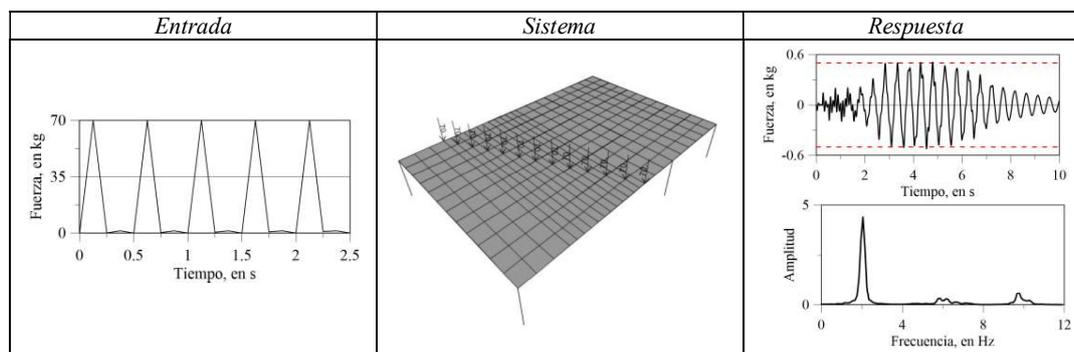


Figura C15.5.11.b - Obtención de la respuesta en el tiempo de las aceleraciones perceptibles con herramientas de cómputo

## 15.6 Desplazamientos laterales

**15.6.1** Los desplazamientos laterales de los pisos de las construcciones producidos por fuerzas sísmicas o de viento no deben ocasionar colisiones con estructuras adyacentes ni afectar el funcionamiento correcto de la construcción. Para ello, deben cumplirse los requisitos estipulados en el Artículo 149 del Reglamento de Construcciones para la Ciudad de México y los Capítulos 1 y 2 de la NTC-Sismo, sin dejar de incluir los efectos de torsión, bidireccionalidad y asimetría, así como, la aplicación del factor de carga correspondiente al inciso b) de la sección 3.4 de la NTC-Criterios.

*Comentario:*

*El desplazamiento lateral relativo (distorsión lateral) en un edificio de acero es una cuestión de servicio principalmente a partir de los efectos del viento o sismo. Los límites de desplazamiento lateral relativo (límites de distorsión) pretenden minimizar o controlar el daño en la estructura, contenidos y elementos no estructurales.*

*Es importante reconocer que el cabeceo o distorsión por cortante puede contribuir en los daños de ciertos elementos del edificio, como revestimientos y muros divisorios. El desplazamiento lateral relativo o distorsión sólo considera la componente horizontal, y no incluye el desplazamiento vertical por el acortamiento diferencial de la columna en los edificios altos, lo que también contribuye al daño. Además, una parte del desplazamiento lateral relativo puede ser causado por la rotación como cuerpo rígido del revestimiento o los muros divisorios que por sí mismas no causa deformación y, por lo tanto, daños. Griffis (1993) propone un índice de daño por desplazamiento lateral relativo, un parámetro más preciso que se utiliza para medir el daño posible.*

*Se debe enfatizar que la estimación precisa del desplazamiento lateral relativo o distorsión de entrepiso en el edificio es esencial para controlar el daño estructural y no estructural, por lo que, es parte de la revisión de la seguridad contra colapso. El análisis estructural debe considerar todos los componentes significativos de la posible deflexión del marco, incluyendo la deformación por flexión de vigas y columnas, la deformación axial de columnas y arriostramientos, la deformación por cortante de vigas y columnas, la rotación de la unión de viga-columna*

(deformación de la zona de panel), el efecto del tamaño de la unión del miembro, y el efecto  $P-\Delta$ , así como los efectos y combinaciones de carga establecidos en la NTC-Sismo y la NTC-Criterios.

## 15.7 Fuego y explosiones

**15.7.1** Las estructuras de acero deben protegerse contra el fuego para evitar expansiones térmicas excesivas y pérdidas de resistencia y rigidez ocasionadas por las altas temperaturas. El tipo y las propiedades de la protección utilizada dependen de las características de la estructura, de su uso y del contenido de material combustible. Para definir la protección contra fuego se aplicarán los métodos indicados en el Capítulo 4 y el Apéndice A de la NTC-Proyecto Arquitectónico.

*Comentario:*

*Para la revisión por fuego, en esta versión de la Norma se requiere el cumplimiento de las disposiciones de la NTC-Proyecto Arquitectónico para definir los componentes que brindan protección contra fuego de los elementos estructurales con objeto de satisfacer el número de horas mínimo de exposición al fuego que permita proteger la vida de los ocupantes y evacuarlos del edificio de manera segura.*

**15.7.2** Para el caso de estructuras compuestas indicadas en el Capítulo 10 de esta Norma, se deberán seguir las indicaciones de los recubrimientos contra fuego indicados en 4.15 de la NTC-Concreto.

**15.7.3** Como una alternativa, pueden utilizarse métodos analíticos para demostrar que, sometida al fuego de diseño, la estructura tiene un comportamiento adecuado. Se aceptará obtener las dimensiones, espesores y recubrimientos de elementos estructurales por cualquier otro método a satisfacción de la Administración, del Director y, en su caso, del Corresponsable. En el caso de estructuras compuestas no deberán ser menores que los requeridos en los Capítulos 6 a 8, así como los incisos 4.13 y 4.14 de la NTC-Concreto.

*Comentario:*

*El incremento de temperatura que ocurre durante la exposición de una estructura al fuego puede modificar las propiedades mecánicas de los elementos de acero, generando un decremento de la rigidez y resistencia. Esta exposición genera una reducción del módulo de elasticidad, del límite de fluencia y del límite de proporcionalidad. En el Apéndice 4 del AISC-360-2022 muestra un método para tomar en cuenta el cambio de propiedades mecánicas del acero para temperaturas mayores a 200°C. Para temperaturas menores que 200°C se considera que el acero mantiene sus propiedades mecánicas (AISC 360,2022). Para limitar la entrada de calor en los elementos de acero la NTC-Proyecto Arquitectónico especifican elementos de protección prescriptiva contra fuego y protección activa (por ejemplo, uso de rociadores). Para estructuras compuestas con perfiles embebidos se pueden implementar las recomendaciones del ACI-216.1-14 (19).*

**15.7.4** En casos especiales se tomarán precauciones contra los efectos de explosiones, buscando limitarlos a zonas que no pongan en peligro la estabilidad de la estructura.

## 15.8 Durabilidad

**15.8.1** Los edificios y otras estructuras se deterioran a lo largo del tiempo. El deterioro puede ser visible en una inspección (por ejemplo, intemperismo y corrosión), o consistir en cambios indetectables en el material. Deben especificarse los daños tolerables, o un sistema adecuado de protección y mantenimiento para minimizar la posibilidad de que se presenten esos problemas o corregirlos oportunamente.

**15.8.2** Los elementos de acero estructural expuestos a la intemperie se protegerán contra la corrosión (excepto los de acero especial intemperizable); cuando sea imposible protegerlos después de la fabricación y montaje de la estructura, en su diseño se tendrán en cuenta los efectos perjudiciales de la corrosión, por ejemplo, aumentando el grueso de las paredes de los perfiles respecto al necesario por resistencia. Se deberán tomar precauciones especiales cuando las estructuras estén expuestas a humedades, humos, vapores industriales, u otros agentes altamente corrosivos.

*Comentario:*

*Para definir el nivel de protección contra la corrosión de una estructura es necesario conocer el nivel de exposición a ambientes agresivos. Para determinar la clasificación del nivel de exposición de una estructura se recomienda consultar la norma ISO 12944-2, a partir de conocer el nivel de exposición se pueden utilizar distintas medidas de protección, así como definir la vida útil del sistema de protección y el mantenimiento requerido.*

## 16. ESTRUCTURAS DÚCTILES

Este capítulo se aplica, principalmente, a estructuras que se diseñaron de manera que puedan disipar parte de la energía que reciben durante un temblor por deformaciones inelásticas locales, en zonas escogidas.

Las estructuras que satisfacen los requisitos señalados en este capítulo pueden diseñarse con el factor de comportamiento sísmico que les corresponde, de acuerdo con la tabla 4.3.2 de la NTC-Sismo. Para los sistemas estructurales que no se encuentren definidos en la tabla, se debe presentar a la Administración un estudio en el que se soporte el valor del factor de comportamiento sísmico utilizado, así como sus requisitos.

Comprende los siguientes conceptos:

- 16.1 Requisitos generales
- 16.2 Marcos rígidos de acero (MR)
- 16.3 Marcos contraventeados (MC)
- 16.4 Marcos con muros de placa (MPD)
- 16.5 Marcos rígidos compuestos (MRC)
- 16.6 Marcos compuestos con contraventeos (MCC)
- 16.7 Marcos con muros compuestos (MMC)
- 16.8 Sistema Diagrid.

### 16.1 Requisitos generales

**16.1.1** En los casos en que la estructura está formada por una combinación de marcos rígidos y muros, contraventeos o similares, cada uno de los marcos que componen la estructura deberá resistir no menos del 25 por ciento de la fuerza lateral que le correspondería si estuviera aislado.

**16.1.2** Este porcentaje es aplicable también a los marcos con contraventeos excéntricos.

*Comentario:*

*Esta regla tiene el propósito de que los marcos que no gobiernan la respuesta sísmica tengan una resistencia mínima. Debido a las imprecisiones en el cálculo de las rigideces laterales de muros y contraventeos y la posibilidad de que el sistema de piso no transmitiera adecuadamente las fuerzas de inercia a los miembros más rígidos (Loera y Mendoza, 1991; Rosenblueth y Gómez, 1991; De Buen 1993), en ediciones anteriores se solicitaba que los marcos aislados resistieran un porcentaje mayor de la fuerza lateral. El avance de la tecnología y estudios posteriores demostraron que la aportación mínima podía reducirse garantizando una respuesta dúctil. Puede consultar un estudio más amplio en Tapia y Tena (2014) y Del Rincón y Tapia (2018).*

### 16.1.1 Materiales

**16.1.1.1** La gráfica esfuerzo de tensión deformación del acero empleado deberá tener una zona de cedencia (deformación creciente con esfuerzo prácticamente constante) correspondiente a un alargamiento máximo no menor que uno por ciento, seguida de una zona de endurecimiento por deformación.

**16.1.1.2** La resistencia requerida de un elemento o de su conexión se determinará con el esfuerzo de fluencia esperado,  $F_{ye} = R_y F_y$ , donde  $R_y$  es el cociente del esfuerzo de fluencia esperado entre el mínimo especificado,  $F_y$ .

**16.1.1.3** La tabla 16.1.1.3 presenta los valores de  $R_y$  para determinar el esfuerzo de fluencia esperado  $F_{ye}$ , y  $R_u$  para determinar el esfuerzo último esperado ( $F_{ue} = R_u F_u$ ).

**Tabla 16.1.1.3 - Valores de  $R_y$  y  $R_u$  para determinar el esfuerzo de fluencia esperado  $F_{ye}$  y el esfuerzo último esperado  $F_{ue}$**

Tipo de acero	$R_y$	$R_u$
<b>Perfiles laminados y barras</b>		
NMX B-254 (ASTM A36)	1.5	1.2
(ASTM A1043 Gr. 36)	1.3	1.1
NMX B-284 Gr. 345, 380 (ASTM A572 Gr. 50, 55) (ASTM A913 Gr. 50, 60, 65) (ASTM A588) (ASTM A992)	1.1	1.1
(ASTM A1043 Gr. 50)	1.2	1.1
NMX B-099 Gr. 345 (ASTM A529 Gr. 50)	1.2	1.2
NMX B-099 Gr. 380 (ASTM A529 Gr. 55)	1.1	1.2
<b>Perfiles huecos (OR y OC)</b>		
NMX B-199 (ASTM A500 Gr. B, C) NMX B-200 (ASTM A501) (ASTM 1085)	1.4	1.3
NMX B-199 (ASTM A500 Gr. C) (ASTM A1085)	1.3 1.25	1.2 1.15
<b>Tubos</b>		
NMX B-177 (ASTM A53)	1.6	1.2
<b>Placas</b>		
NMX B-254 (ASTM A36) (ASTM A1043 Gr. 36)	1.3 1.3	1.2 1.1
NMX B-248 Gr. 380 (A1011 Gr. 55)	1.1	1.1
NMX B-284 Gr. 290 (ASTM A572 Gr. 42)	1.3	1.0
NMX B-284 Gr. 345, 380 (ASTM A572 Gr. 50, 55) (ASTM A588)	1.1	1.2
(ASTM 1043 Gr. 50)	1.2	1.1
<b>Acero de refuerzo</b>		
(ASTM A615 Gr. 60)	1.2	1.2
(ASTM A615 Gr. 75 y Gr. 80)	1.1	1.2
NMX B-457 (ASTM A706 Gr. 60 y Gr. 80)	1.2	1.2

*Comentario:*

Los valores de sobrerresistencia que se indican en esta tabla, adoptados en las provisiones sísmicas del AISC-341 (2022), están basados en dos estudios estadísticos de pruebas experimentales (Liu et al., 2007; Liu, 2016). Las magnitudes del factor  $R_y$  para secciones laminadas en la práctica de Estados Unidos son un poco menores que las magnitudes medias reportadas en el estudio estadístico, debido a que en el estudio se consideraron algunas secciones pequeñas poco usadas en un diseño sísmico. Se han realizado estudios estadísticos de las propiedades mecánicas de los aceros disponibles en el mercado local (Tapia y Rangel, 2018; García y Tapia, 2019) demostrando que la propuesta del AISC es apropiada para esta especificación.

### 16.1.2 Miembros en flexión

**16.1.2.1** Se considerará un miembro en flexión cuando trabaja predominantemente a esta sollicitación y la fuerza axial no excede de  $0.1P_y$ , donde  $P_y = A F_y$ .

*Comentario:*

En caso de que no se cumpla este requisito, debe considerarse que el elemento trabaja en flexocompresión. El incremento de carga axial reduce la capacidad a flexión, por lo que el momento resistente debe reducirse en función de la carga axial aplicada.

### 16.1.2.1 Requisitos geométricos

**16.1.2.1.1** El claro libre de las vigas no será menor que cinco veces el peralte de su sección transversal en marcos de ductilidad media, ni que siete veces en marcos de ductilidad alta; el ancho de sus patines no excederá el del patín o el peralte de la columna a la que se conecta la viga.

*Comentario:*

*En los casos donde el claro libre de las vigas no cumpla los límites en función del peralte de la sección transversal, los efectos de cortante podrían regir la respuesta. La falla por cortante es frágil, por lo que esta condición debe incluirse en el proceso de diseño.*

**16.1.2.1.2** El eje de las vigas no debe separarse horizontalmente del de las columnas más de un décimo de la dimensión transversal de la columna normal a la viga. Sin embargo, esa excentricidad puede aumentarse hasta un cuarto de la dimensión transversal si en el diseño se tienen en cuenta las acciones internas adicionales.

**16.1.2.1.3** Las secciones transversales deben tener dos ejes centroidales de simetría, uno vertical, en el plano en que actúan las cargas gravitacionales, y otro horizontal. Cuando se utilicen cubreplacas en los patines para aumentar la resistencia del perfil deben conservarse los dos ejes de simetría.

**16.1.2.1.4** Cuando las vigas están formadas por placas soldadas, almas y patines deben unirse entre sí con soldaduras, de filete o penetración, continuas en toda la longitud de la viga. En las zonas de formación de articulaciones plásticas las soldaduras serán de penetración completa, reforzadas con un filete de tamaño no menor que 10 mm o el espesor del alma de la viga.

**16.1.2.1.5** Cuando se empleen vigas de resistencia variable, ya sea por adición de cubreplacas en algunas zonas o porque el ancho de sus patines o su peralte varíen a lo largo del claro, el momento resistente no será nunca menor, en ninguna sección, que la cuarta parte del momento resistente máximo, que se tendrá en los extremos.

**16.1.2.1.6** No se harán empalmes de ningún tipo, en la viga o en sus cubreplacas, en las zonas de formación de articulaciones plásticas.

**16.1.2.1.7** Se considera que las articulaciones plásticas en los extremos de las vigas tienen una longitud igual que un peralte, medido a partir del paño de la columna, y en zonas intermedias, de dos peraltes, medidos a uno y otro lado de la sección teórica en la que aparecerá la articulación.

*Comentario:*

*En la fig. C16.1.2.1.7 se muestra la localización de la zona de formación de la articulación plástica en miembros que trabajan predominantemente en flexión. En algunos casos, las articulaciones se podrían formar en zonas intermedias, de manera que las zonas protegidas (que se explican más adelante) deben estar relacionadas con la zona donde se espera que se concentre la respuesta inelástica. La formación de la articulación plástica es aproximadamente un peralte.*

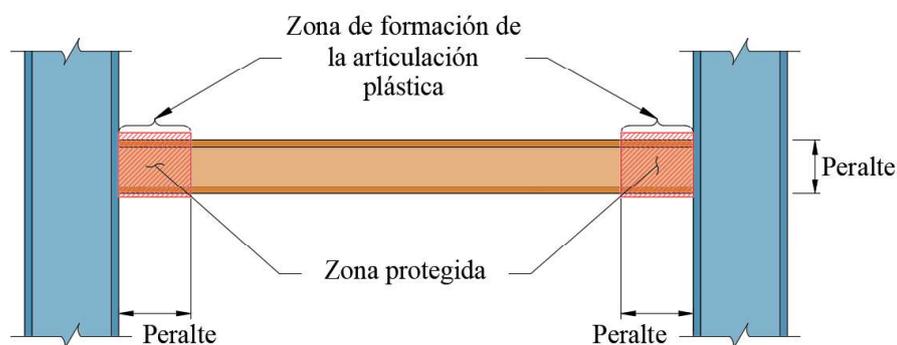
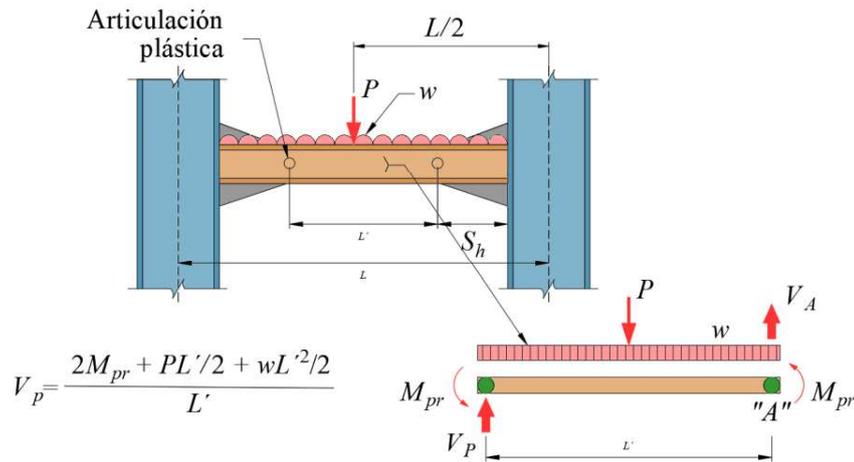


Figura C16.1.2.1.7 - Localización de articulación plástica en miembros que trabajan predominantemente en flexión

**16.1.2.2 Requisitos para fuerza cortante**

**16.1.2.2.1** Los elementos que trabajan principalmente en flexión se dimensionan de manera que no se presenten fallas por cortante antes de que se formen las articulaciones plásticas asociadas con el mecanismo de colapso. Para ello la fuerza cortante de diseño se obtiene del equilibrio del miembro entre las secciones en que se forman las articulaciones plásticas, en las que se supone que actúan momentos del mismo sentido y de magnitudes iguales a sus momentos plásticos resistentes (fig. C16.1.2.2.1)



$$V_P = \frac{2M_{pr} + PL'/2 + wL'^2/2}{L'}$$

Tomando suma de momentos alrededor de A = 0

Figura C16.1.2.2.1 - Equilibrio de la viga

Comentario:

En la fig. C16.1.2.2.1, la carga puntual **P** y la carga distribuida **w** representan los efectos de carga viva y carga muerta que se adicionan a los efectos del mecanismo. **M<sub>pr</sub>** es el momento máximo esperado que se genera por la formación de la articulación plástica en ambos extremos. La dirección del momento máximo esperado **M<sub>pr</sub>** en los extremos de la viga supone una respuesta en doble curvatura, puesto que estaría dominada por efectos de flexión. De manera que, haciendo la suma de momentos en una de las articulaciones, el equilibrio estaría dado por:

$$M_{pr} + M_{CM} + M_{CV} + V_p L' = 0 \tag{C16.1.2.2.1}$$

donde **M<sub>CM</sub>** es la demanda por carga muerta, **M<sub>CV</sub>** corresponde a las cargas vivas, **L'** es la distancia que separa la posición de las articulaciones plásticas y **S<sub>h</sub>** es la distancia del paño de la columna al centro de la articulación plástica.

**16.1.2.2.2** El valor máximo probable del momento en la articulación plástica es:

$$M_{pr} = C_{pr} R_y F_y Z \tag{16.1.2.2.1}$$

- M<sub>pr</sub>** momento máximo probable en la articulación plástica
- R<sub>y</sub>** cociente del esfuerzo de fluencia esperado entre el mínimo especificado, **F<sub>y</sub>**; se toma de la tabla 16.1.1.3
- Z** módulo de sección plástico en la sección en que se forma la articulación plástica
- C<sub>pr</sub>** coeficiente que tiene en cuenta incrementos en la resistencia por endurecimiento por deformación, restricciones locales y otros factores:

$$C_{pr} = \frac{F_y + F_u}{2F_y} \leq 1.2 \tag{16.1.2.2.2}$$

**F<sub>u</sub>** esfuerzo mínimo especificado de ruptura en tensión

*Comentario:*

*El coeficiente,  $C_{pr}$ , toma en cuenta la resistencia máxima que se puede alcanzar en el acero, y que incluye el efecto del endurecimiento por deformación, restricciones locales, refuerzos adicionales y otras condiciones. Este coeficiente es clave en el diseño por capacidad de conexiones. Es posible consultar estudios más amplios sobre la influencia del endurecimiento por deformación en el diseño de estructuras en (Ricles et al., 2000; Tapia et al. 2016; y Tapia y García 2019).*

**16.1.2.2.3** Al plantear la ecuación de equilibrio para calcular la fuerza cortante se tendrán en cuenta las cargas de diseño que obran sobre el miembro.

**16.1.2.2.4** Las articulaciones plásticas se forman, en la mayoría de los casos, en los extremos de los elementos que trabajan en flexión. Sin embargo, hay ocasiones, frecuentes en las vigas de los niveles superiores de los edificios, en que una de ellas se forma en la zona central del miembro. Cuando esto suceda, la fuerza cortante se evalúa teniendo en cuenta la posición real de la articulación plástica.

### 16.1.2.3 Contraventeo lateral

**16.1.2.3.1** Deben soportarse lateralmente todas las secciones transversales de las vigas en las que puedan formarse articulaciones plásticas asociadas con el mecanismo de colapso. La distancia,  $L_u$ , entre cada sección soportada lateralmente y la siguiente no será mayor que:

- a) Miembros de ductilidad alta

$$L_u = 0.086r_y(E/F_y) \quad (16.1.2.3.1.a)$$

- b) Miembros de ductilidad media o baja

$$L_u = 0.17r_y(E/F_y) \quad (16.1.2.3.1.b)$$

*Comentario:*

*Este requisito pretende impedir que la inestabilidad por pandeo lateral por flexotorsión evite que se desarrolle una respuesta dúctil (véase en 7.3).*

**16.1.2.3.2** Para elementos en sección compuesta, las condiciones anteriores sólo son válidas durante el proceso de construcción, cuando el concreto no ha fraguado todavía. Este requisito se aplica a un solo lado de la articulación plástica cuando ésta se forma en un extremo de la viga, y a ambos lados cuando aparece en una sección intermedia. Las expresiones anteriores son válidas para vigas de sección transversal IR, IS o H flexionadas alrededor de su eje de mayor momento de inercia.

**16.1.2.3.3** En zonas que se conservan en el intervalo elástico al formarse el mecanismo de colapso la separación entre puntos no soportados lateralmente puede ser mayor que la indicada en el párrafo anterior, pero no debe exceder de  $L_u$ , calculada de acuerdo con 7.3. Los elementos de contraventeo proporcionarán soporte lateral, directo o indirecto, a los dos patines de las vigas. Cuando el sistema de piso proporcione soporte lateral al patín superior, el desplazamiento lateral del patín inferior puede evitarse por medio de atiesadores verticales de rigidez adecuada, soldados a los dos patines y al alma de la viga.

### 16.1.3 Miembros flexocomprimidos

#### 16.1.3.1 Requisitos geométricos

**16.1.3.1.1** Si la sección transversal es rectangular hueca, la relación de la mayor entre la menor de sus dimensiones exteriores no debe exceder de 2 y la dimensión menor será mayor o igual que 200 mm.

**16.1.3.1.2** Si la sección transversal es  $H$ , el ancho de los patines no será mayor que el peralte total, la relación peralte–ancho del patín no excederá de 1.5 y el ancho de los patines será de al menos 200 mm. Sin embargo, se permite el uso de perfiles laminados que no cumplen rigurosamente estas condiciones.

**16.1.3.1.3** La relación de esbeltez máxima de las columnas no excederá de 60.

*Comentario:*

*El límite de la relación de esbeltez  $kL/r$  en las columnas sometidas a carga axial en compresión pretende evitar la inestabilidad por pandeo global, caracterizada por una disminución súbita de la resistencia.*

### 16.1.3.2 Resistencia mínima en flexión

**16.1.3.2.1** La resistencia en flexión de las columnas que concurren en un nudo debe satisfacer las condiciones dadas por la ec. 16.2.1.5.1.a, con las excepciones que se indican en él.

*Comentario:*

*Esta revisión pretende asegurar que la capacidad de las columnas que concurren al nudo sea mayor que la capacidad de las vigas. En los cálculos, la capacidad de las columnas se reduce por la aplicación de la carga axial y la capacidad de las vigas se calcula con la resistencia esperada.*

### 16.1.3.3 Requisitos para fuerza cortante

**16.1.3.3.1** Los elementos flexocomprimidos se dimensionarán de manera que no fallen prematuramente por fuerza cortante.

**16.1.3.1.2** Para ello, la fuerza cortante de diseño se obtendrá del equilibrio del miembro, considerando su longitud igual que su altura libre y suponiendo que en sus extremos obran momentos del mismo sentido y de magnitud igual que los momentos máximos resistentes de las columnas en el plano en estudio, que valen  $Z_c (F_{yc} - f_a)$ .

$F_{yc}$       esfuerzo de fluencia del acero de la columna  
 $f_a$         esfuerzo normal en la columna producido por la fuerza axial de diseño de la combinación correspondiente

*Comentario:*

*El esfuerzo  $f_a$  representa una reducción de la capacidad relacionada por la aplicación de la carga axial.*

### 16.1.4 Uniones viga columna

**16.1.4.1** Las uniones viga columna deben satisfacer las especificaciones de 11.9, con las modificaciones pertinentes cuando las columnas sean de sección transversal rectangular hueca.

#### 16.1.4.1 Contraventeo

**16.1.4.1.1** Si en alguna junta de un marco no llegan vigas al alma de la columna, por ningún lado de ésta, o si el peralte de la viga o vigas que llegan por alma es apreciablemente menor que el de las que se apoyan en los patines de la columna, éstos deberán ser soportados lateralmente al nivel de los patines inferiores de las vigas.

**16.1.4.1.2** Los elementos inclinados, como los contraventeos, deben transmitir la carga a través de un solo tipo de unión; es decir, con soldadura o con tornillos, pero en ningún caso con una combinación de ambos. Sin embargo, sí pueden utilizarse tornillos para unir las diagonales a placas soldadas a las columnas.

### 16.1.5 Empalmes de columnas

#### 16.1.5.1 Ubicación

**16.1.5.1.1** Los empalmes de columnas en todas las estructuras, incluidas aquellas que no son diseñadas como estructuras dúctiles, deben ubicarse a más de 1.2 m del patín de la viga en la conexión de la columna.

**16.1.5.1.2** Se incluyen las excepciones siguientes:

- 1) Cuando la altura libre de la columna, entre los patines de las conexiones viga–columna, es menor que 2.4 m, el empalme de columna se ubicará a la mitad de la altura libre
- 2) Se permiten los empalmes de columnas localizados más cerca del patín de la viga de la conexión viga–columna, si son realizados uniendo almas y patines con soldaduras de penetración completa; sin embargo, el empalme no se puede realizar a una distancia menor a un ancho de la columna, respecto al patín de la viga de la conexión
- 3) Empalmes en columnas compuestas.

*Comentario:*

*Un empalme de columna es una región de la columna que podría tener una menor resistencia en los casos donde el procedimiento sea impreciso. Por esto, la posición de los empalmes de columnas tiene como objetivo evitar que la sección del empalme se localice en un punto crítico de las demandas en flexión.*

### 16.1.5.2 Resistencia requerida

**16.1.5.2.1** La resistencia requerida de los empalmes de columnas de marcos diseñados con base en este capítulo, debe ser la mayor de:

- a) La resistencia requerida de las columnas determinada conforme a la sección correspondiente al marco en diseño
- b) La resistencia requerida determinada usando las combinaciones de carga incluyendo la carga sísmica. La resistencia requerida no necesita exceder las cargas máximas que el sistema puede transferir al empalme de columna.

**16.1.5.2.2** Los empalmes de columnas soldados en los cuales cualquier porción de la columna está sujeta a efectos de tensión, determinados utilizando las combinaciones de carga incluyendo la carga sísmica, deben satisfacer los requisitos siguientes:

- 1) La resistencia disponible de soldaduras de penetración parcial, en caso de ser usadas, debe ser igual o mayor que el 200 por ciento de la resistencia requerida
- 2) La resistencia disponible de cada patín del empalme debe ser igual o mayor que  $0.5R_y F_y b t_p$

$b$  y  $t_p$  ancho y espesor de un patín de la menor de las columnas de la conexión.

- 3) En los empalmes de columnas realizados uniendo almas y patines con soldaduras de penetración completa, es necesario realizar una transición gradual entre los patines de ancho o espesor desigual cuando el esfuerzo de tensión del menor de los patines excede de  $0.3F_y$ .

*Comentario:*

*Los requisitos anteriores tienen como objetivo evitar que la resistencia del empalme de columnas sea tal que exista la posibilidad de que desarrolle una respuesta inadecuada. Esto incluye requisitos sobre la capacidad de la soldadura, la resistencia de los patines que se conectan y la influencia de la magnitud de la demanda axial en el diseño.*

### 16.1.5.3 Resistencia en cortante

**16.1.5.3.1** Los empalmes de columnas en todos los edificios, incluidos aquellos que no son diseñados como estructuras dúctiles, deben tener una resistencia en cortante no menor que  $M_{pc}/H$ , con respecto a ambos ejes ortogonales de la columna.

$M_{pc}$  menor de las resistencias nominales en flexión de las secciones de columnas en la dirección de análisis  
 $H$  altura del entrepiso

**16.1.5.3.2** La resistencia en cortante de los empalmes de columnas de marcos dúctiles, debe ser la mayor de la resistencia del párrafo anterior y de las resistencias especificadas en 16.1.5.2.

### 16.1.5.4 Configuración del acero estructural del empalme

**16.1.5.4.1** Los empalmes de columnas de acero pueden ser atornillados o soldados, o soldados a una columna y atornillados a la otra. Los empalmes deben cumplir los requisitos de las secciones correspondientes al marco en diseño.

**16.1.5.4.2** Las placas o canales usadas para realizar empalmes de almas en columnas de marcos dúctiles deben ser colocadas en ambos lados del alma de la columna.

**16.1.5.4.3** Para empalmes soldando alma con alma y patín con patín, realizados con soldaduras de penetración, será necesario remover los soportes de la soldadura. No es necesario remover el acero de respaldo de la soldadura de penetración.

## **16.1.6 Zonas protegidas y soldaduras de demanda crítica**

### **16.1.6.1 Zonas protegidas**

**16.1.6.1.1** Son las partes de miembros del sistema que resiste las acciones sísmicas que se espera que se comporten inelásticamente durante eventos sísmicos importantes.

**16.1.6.1.2** Las zonas protegidas deben indicarse en los planos estructurales, así como, en las piezas fabricadas.

**16.1.6.1.3** En ellas se consideran los aspectos siguientes:

- 1) Se prohíben las discontinuidades creadas por cambios bruscos de sección o por operaciones de fabricación o montaje, como agujeros, puntos de soldadura, ayudas para el montaje, cortes con arco-aire o soplete
- 2) Si en algún caso hay discontinuidades como las mencionadas, el ingeniero responsable de la obra indicará si se sustituye el elemento afectado o si puede repararse conforme a los criterios establecidos en la ISO – 20723
- 3) En los patines superiores de las vigas no se colocarán conectores de cortante soldados ni elementos de la lámina de piso unidos por medio de soldadura (excluyendo los puntos de soldadura al arco eléctrico necesarios para mantener la lámina en su posición correcta)
- 4) No se permiten elementos de conexión soldados, atornillados o sujetos con balazos para ángulos de borde, fachadas, muros o cancelos divisorios, tuberías y otros componentes semejantes
- 5) No habrá empalmes de ningún tipo, en la viga o en sus cubreplacas.

**16.1.6.1.4** Para fines de los párrafos anteriores, se considerará que las zonas donde se concentrará el comportamiento inelástico (articulaciones plásticas) tienen las dimensiones indicadas en 16.1.2.1.

*Comentario:*

*Las zonas protegidas son las partes de los miembros donde se espera que se concentre la respuesta inelástica durante los sismos intensos. Por esta razón, cualquier modificación en esa región podría cambiar la respuesta del elemento y, por consiguiente, de todo el sistema estructural. En los planos y en obra es necesario que se señalen las zonas protegidas para evitar que se adicionen elementos y accesorios como los que se describen en los cinco incisos anteriores.*

### **16.1.6.2 Soldaduras de demanda crítica**

**16.1.6.2.1** Son soldaduras que resisten las acciones sísmicas que requieren metal de aportación con propiedades particulares y condiciones especiales de colocación e inspección.

*Comentario:*

*Las soldaduras de demanda crítica es aquella que se espera sea sometida a significativas deformaciones inelásticas y/o también en la zona adyacente del elemento que une. Las soldaduras de demanda crítica son generalmente soldaduras de juntas de penetración completa que se designan así, porque están sujetas a niveles de fluencia o esfuerzos mayores demandas y localizadas en una unión cuya falla resulta en una degradación significativa de la resistencia o rigidez del sistema sismo resistente. Es necesario que las soldaduras de demanda crítica se señalen en los planos estructurales.*

### **16.1.6.3 Materiales de aportación**

**16.1.6.3.1** Electrodo con 480 MPa (4 900 kg/cm<sup>2</sup>) de resistencia a la ruptura en tensión.

**16.1.6.3.2** Todo el metal de aportación tendrá una tenacidad, determinada con pruebas Charpy en V, no menor que 27 J a 255K(-18°C) (20 ft-lb a 0°F).

**16.1.6.3.3** El metal de aportación para las soldaduras definidas como de demanda crítica tendrá una tenacidad Charpy en V no menor que 27 J a 255 K (-18°C) (20 ft-lb a 0 °F) ni que 54 J a 293 K (20 °C) (40 ft-lb a 70 °F).

**16.1.6.3.4** Si la temperatura de servicio mínima esperada (TSME) de la estructura en el edificio terminado es menor que 283 K (10 °C, 50 °F) el valor mínimo de 54 J (40 ft-lb) prescrito arriba se proporcionará a una temperatura no mayor que 10 K (10 °C, 20 °F) por encima de la TSME. La TSME puede tomarse igual que 268 K (-5 °C, 23 °F) para las partes exteriores de la estructura y 283 K (10 °C, 50 °F) para las interiores.

**16.1.6.3.5** La prueba Charpy en V se realizará conforme a la NMX-B-120.

### **16.1.7 Relaciones ancho/espesor**

**16.1.7.1** Para miembros diseñados para ductilidad alta, las relaciones ancho/espesor, de los elementos en compresión, no deben exceder el límite  $\lambda_{da}$  de la tabla 16.1.8.1.

**16.1.7.2** Para miembros diseñados para ductilidad media no deben exceder el límite  $\lambda_{dm}$  de la misma tabla.

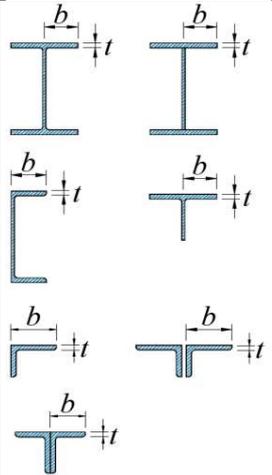
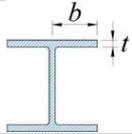
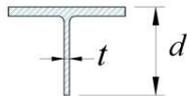
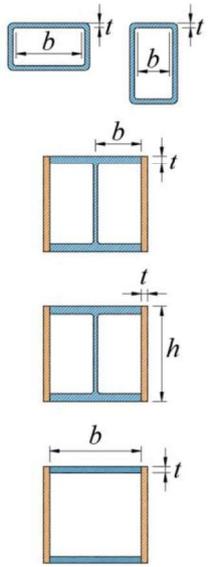
*Comentario:*

*Cuando se requiere una capacidad de deformación inelástica estable para miembros de ductilidad alta es necesario que las relaciones ancho/espesor de los elementos proyectados estén limitados a secciones transversales resistentes al pandeo local cuando hayan incurrido de manera significativa en el intervalo inelástico. Aunque las relaciones ancho/espesor para miembros de ductilidad media de la tabla 16.1.8.1 son suficientes para prevenir el pandeo local antes de la fluencia, existen resultados de ensayos que sugieren que estos límites no son adecuados para las rotaciones inelásticas requeridas en marcos dúctiles de acero (AISC 341, 2022). Por esta razón, los miembros diseñados para ductilidad alta deben satisfacer relaciones ancho/espesor más estrictas.*

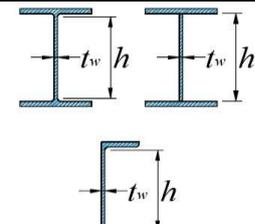
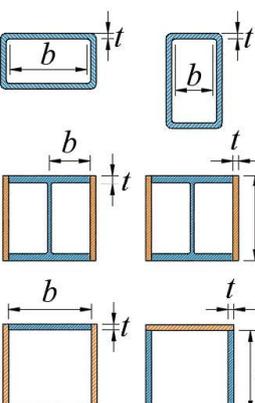
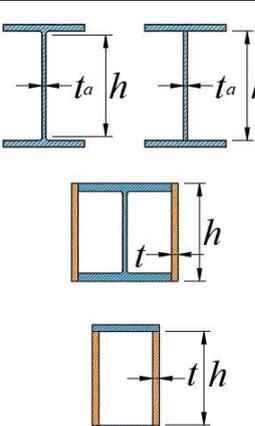
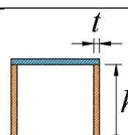
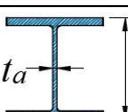
### **16.1.8 Requisitos adicionales**

**16.1.8.1** Para los sistemas estructurales de acero y compuestos rigidizados con muros de concreto se deben satisfacer, además de los requisitos de esta Norma, los correspondientes a muros de concreto de la NTC-Concreto. De la misma manera, para sistemas de concreto rigidizados con elementos de acero, por ejemplo, contraventeos, se deben cumplir con los requisitos correspondientes de ambas normas.

**Tabla 16.1.8.1 - Valores máximos de las relaciones ancho/espesor para elementos de ductilidad media y alta de miembros en compresión**

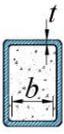
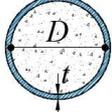
	Descripción del elemento	Relación ancho/espesor	Valores máximos de la relación ancho/espesor		Ejemplos
			$\lambda_{da}$	$\lambda_{dm}$	
			Miembros de ductilidad alta	Miembros de ductilidad media	
Elementos no atesados	Patines de secciones laminadas <i>IR</i> o armadas <i>IS</i> , canales <i>CE</i> y tés <i>TR</i> ; alas de ángulos sencillos o de miembros de ángulos dobles con separadores; alas exteriores de pares de ángulos conectados continuamente.	$b/t$	$0.32 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$	$0.40 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$	
	Patines de pilas de sección <i>HP</i>	$b/t$	No aplica	$0.48 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$	
	Almas de secciones tés <i>TR</i>	$d/t$	$0.32 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}^{[1]}$	$0.40 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$	
Elementos atesados	Paredes de secciones <i>OR</i> rectangulares usadas en contraventeos Patines de secciones <i>IR</i> y cajón Placas laterales de secciones <i>IR</i> , <i>HR</i> y cajón y alas de secciones en cajón armadas usadas para contraventeos Patines de secciones cajón usadas como eslabones	$h/t$ $b/t$	$0.65 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}^{[2]}$	$0.76 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}^{[3]}$	

**Tabla 16.1.8.1 - Valores máximos de las relaciones ancho/espesor para elementos de ductilidad media y alta de miembros en compresión (continuación)**

Descripción del elemento	Relación ancho/espesor	Valores máximos de la relación ancho/espesor		Ejemplos
		$\lambda_{da}$	$\lambda_{dm}$	
		Miembros de ductilidad alta	Miembros de ductilidad media	
Almas de secciones laminadas IR o armadas IS usadas para contraventeos	$h/t_a$	$1.57 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$		
<p>Cuando se usa en vigas o columna como patines en compresión uniforme debido a carga axiales, flexión o flexocompresión:</p> <p>1) Pared secciones OR rectangulares</p> <p>2) Patines y placas laterales de secciones IR en cajón y almas y patines en cajón armadas de vigas o columnas</p>	$h/t$  $b/t$	$0.65 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$	$1.18 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$	
<p>Cuando se usa en vigas, columna y eslabón como almas en flexión o flexocompresión:</p> <p>1) Almas de sección IR roladas o laminadas o canales CE</p> <p>2) Placas laterales de sección IR en cajón</p> <p>3) Almas de sección cajón armadas</p>	$h/t_a$  $h/t$	<p>Para <math>\frac{P_u}{F_R R_y P_y} \leq 0.114</math></p> $2.57 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}} \left(1 - \frac{1.04 P_u}{F_R R_y P_y}\right)$ <p>Para <math>\frac{P_u}{F_R R_y P_y} &gt; 0.114</math></p> $0.81 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}} \left(2.68 - \frac{P_u}{F_R R_y P_y}\right)$ $\geq 1.57 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$	<p>Para <math>\frac{P_u}{F_R R_y P_y} \leq 0.114</math></p> $3.96 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}} \left(1 - \frac{3.04 P_u}{F_R R_y P_y}\right)$ <p>Para <math>\frac{P_u}{F_R R_y P_y} &gt; 0.114</math></p> $1.29 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}} \left(2.12 - \frac{P_u}{F_R R_y P_y}\right)$ $\geq 1.57 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$	
Almas de sección cajón usadas como viga enlace en contraventeos excéntricos	$h/t$	$0.67 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$	$1.75 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$	
Almas de pilas de secciones HP	$h/t_a$	No aplica	$1.57 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$	

Elementos atiesados

**Tabla 16.1.8.1 - Valores máximos de las relaciones ancho/espesor para elementos de ductilidad media y alta de miembros en compresión (continuación)**

	Descripción del elemento	Relación ancho/espesor	Valores máximos de la relación ancho/espesor		Ejemplos
			$\lambda_{da}$	$\lambda_{dm}$	
			Miembros de ductilidad alta	Miembros de ductilidad media	
	Paredes de secciones OC circulares	$D/t$	$0.053 \frac{E}{R_y F_y}$	$0.062 \frac{E}{R_y F_y} [3]$	
Elementos compuestos	Paredes de tubos rectangulares OR y cajón rellenos de concreto	$b/t$	$1.48 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$	$2.37 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$	
	Paredes de tubos circulares OC rellenos de concreto	$D/t$	$0.085 \frac{E}{R_y F_y}$	$0.17 \frac{E}{R_y F_y}$	

[1] Para miembros en compresión de secciones té TR, el valor máximo de la relación ancho/espesor del alma para miembros de ductilidad alta puede ser incrementado a  $0.40 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$  si se satisfacen cualquiera de las condiciones siguientes:

- (1) El pandeo del miembro comprimido ocurre en el plano del alma
- (2) La carga axial de compresión se transfiere a la conexión sólo por la cara externa del patín de la sección té TR, resultando una conexión excéntrica que reduce el esfuerzo de compresión en el extremo del alma.

[2] En vigas de sección IR, en sistemas de marcos rígidos de ductilidad alta, para los cuales  $\frac{P_u}{(F_R R_y P_y)}$  es menor o igual que 0.114, el valor máximo de la relación  $h/t_a$  no debe exceder de  $2.57 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$ ; en sistemas de marcos rígidos de ductilidad media, donde  $\frac{P_u}{(F_R R_y P_y)}$  es menor o igual que 0.114, el valor máximo de la relación  $h/t_a$  no debe exceder de  $3.96 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$ .

[3] El valor máximo de la relación  $D/t$  de miembros OC circulares en vigas o columnas no debe exceder de  $0.077 \frac{E}{R_y F_y}$ .

*Comentario:*

*No se usa el esfuerzo esperado  $F_{ye} = F_y R_y$  con fines de diseño.*

*Una estructura debe ser diseñada como ductilidad media (Q= 3) cuando una sección no cumpla con los límites para miembros de ductilidad alta. Debe ser diseñada como miembro de ductilidad baja (Q=2) cuando una sección no cumpla con los límites para miembros de ductilidad media.*

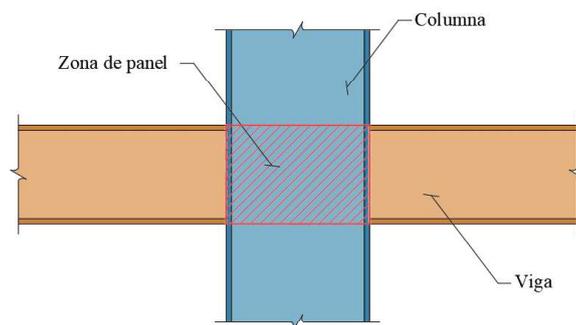
**16.2 Marcos rígidos de acero**

**16.2.1 Marcos rígidos de ductilidad alta, Q= 4**

**16.2.1.1** El comportamiento esperado de los marcos rígidos de ductilidad alta, que cumplan los requisitos adicionales indicados en esta sección, se caracteriza por tener una capacidad importante de deformación inelástica ocasionada por la fluencia en flexión de vigas y por la fluencia limitada de las zonas de panel en las columnas.

*Comentario:*

*La resistencia requerida en la zona del panel se puede determinar por capacidad a partir de la máxima resistencia probable de las vigas, o bien, a partir del análisis estructural en el que se modele la zona del panel. La resistencia disponible de la zona del panel se puede determinar con 11.8.7. En caso de que la resistencia requerida exceda la resistencia disponible, será necesario reforzar la zona del panel soldando placa(s) de refuerzo en el alma de la columna, o bien, cambiando la sección de la columna por una que tenga mayor resistencia disponible en la zona del panel.*



**Figura 16.2.1.1 - Zona de panel**

**16.2.1.2** Excepto en los casos en que se permita otra cosa en esta sección, las columnas se diseñarán para que sean más resistentes que las vigas conectadas con ellas, completamente plastificadas y endurecidas por deformación. Sólo se permite la plastificación por flexocompresión en las bases de las columnas.

*Comentario:*

*Esto considera la inclusión del concepto columna fuerte-viga débil, donde las vigas son la primera línea de defensa y las columnas deberían estar relacionadas con poco o nulo daño centrado únicamente en la base. El concepto columna fuerte-viga débil está relacionado más con el comportamiento global del marco. Es posible consultar una discusión más amplia del concepto columna fuerte-viga débil en el diseño de estructuras en (Perea et al., 2017; Tapia y Tena, 2011; Gómez-Bernal y Martín del Campo 2010; y Perea et al. 2014).*

**16.2.1.3** Las vigas, columnas y uniones viga columna se diseñarán y restringirán contra el pandeo para soportar deformaciones plásticas importantes, a menos que se pueda demostrar que el elemento considerado permanecerá en el intervalo elástico mientras uno o varios componentes del nudo experimentan esas deformaciones.

**16.2.1.4** Se considerará que un elemento que tiene deformaciones plásticas importantes ejerce un momento en la articulación plástica igual que el calculado con la ec. 16.1.2.2.1.

### 16.2.1.1 Vigas

**16.2.1.1.1** Sus secciones transversales deben cumplir con las relaciones ancho/espesor,  $\lambda_{da}$ , para miembros de ductilidad alta, definidas en la tabla 16.1.8.1.

**16.2.1.1.2** Para calcular la resistencia en flexión de las vigas o las fuerzas que producen, se tendrá en cuenta la contribución de la losa cuando trabaja en acción compuesta con ellas.

**16.2.1.1.3** Se deben cumplir las especificaciones de zonas protegidas y soldaduras de demanda crítica (ver 16.1.6).

### 16.2.1.2 Soporte lateral de vigas

**16.2.1.2.1** El soporte lateral de las vigas cumplirá con los requisitos de 16.1.2.3 para miembros de ductilidad alta y los requisitos adicionales de 16.2.1.3.

### 16.2.1.3 Requisitos adicionales en zonas de formación de articulaciones plásticas

**16.2.1.3.1** Se colocará un contraventeo adicional en las zonas donde se formarán las articulaciones plásticas asociadas con el mecanismo de colapso, que cumplirá los requisitos siguientes:

- a) Los dos patines de las vigas de acero se soportarán lateralmente o se colocará un contraventeo torsional en la sección transversal
- b) La resistencia requerida del elemento de soporte lateral de cada patín no será menor que

$$P_u = \frac{0.06R_y F_y Z_v}{h_o} \tag{16.2.1.3.1.a}$$

$h_o$  distancia entre los centroides de los patines de la viga

c) La resistencia requerida del contraventeo torsional no será menor que

$$M_u = 0.06R_y F_y Z \tag{16.2.1.3.1.b}$$

*Comentario:*

*Estos requisitos pretenden asegurar que no se presente inestabilidad por flexotorsión; especialmente, en las zonas que desarrollen las mayores demandas inelásticas.*

### 16.2.1.4 Columnas

**16.2.1.4.1** Las secciones de las columnas deberán cumplir con las relaciones ancho/espesor,  $\lambda_{atas}$ , para miembros de ductilidad alta definidas en la tabla 16.1.8.1 y ser diseñadas para que las articulaciones plásticas se desarrollen en los extremos de las vigas. Para estructuras del grupo A, localizadas en las zonas II o III, la carga axial factorizada de las columnas no excederá de  $0.3A_t F_y$ , para cualquier combinación que involucre acciones por sismo.

*Comentario:*

*El concepto de columna fuerte-viga débil, es un enfoque de diseño por capacidad con la intención de proporcionar al marco, columnas suficientemente resistentes como para distribuir la fluencia de las vigas en múltiples entrepisos.*

### 16.2.1.5 Uniones viga columna

**16.2.1.5.1** En las uniones viga columna debe cumplirse la relación siguiente:

$$\frac{\sum M_{pc}^*}{\sum M_{pv}^*} > 1.0 \tag{16.2.1.5.1.a}$$

$\sum M_{pc}^*$  suma de los momentos en las dos columnas en un plano que concurren en la junta, determinada en la intersección de los ejes de vigas y columnas; se obtiene sumando las proyecciones, en el eje de las vigas, de las resistencias nominales en flexión de las dos columnas, reducidas por fuerza axial. Cuando los ejes de las vigas que llegan a la junta no coinciden, se utiliza la línea media entre ellos.

Puede tomarse:

$$\sum M_{pc}^* = \sum Z_c \left( F_{yc} - \frac{P_{uc}}{A_c} \right) \tag{16.2.1.5.1.b}$$

$Z_c$  módulo de sección plástico de la columna

$F_{yc}$  esfuerzo de fluencia mínimo especificado del acero de la columna

$P_{uc}$  fuerza axial de compresión de diseño de la combinación correspondiente (positiva)

$A_c$  área total de la sección transversal de la columna

$\sum M_{pv}^*$  suma de los momentos en la viga, o vigas, que concurren en la junta, situadas en el mismo plano que las columnas, determinada en la intersección de los ejes de vigas y columnas; se obtiene sumando las proyecciones, en el eje de las columnas, de las resistencias nominales en flexión de las vigas en los puntos en los que se forman las articulaciones plásticas.

Igualmente, se puede considerar:

$$\sum M_{pv}^* = \sum (1.1R_y M_{pv} + M_v) \tag{16.2.1.5.1.c}$$

- $R_y$  cociente del esfuerzo de fluencia esperado entre el mínimo especificado,  $F_y$  (tabla 16.1.1.3).  
 $M_v$  momento adicional que se obtiene multiplicando la fuerza cortante en la articulación plástica por la distancia de ésta al eje de columna  
 $M_{py}$  momento plástico de la viga

*Comentario:*

La ec. 16.2.1.5.1.a, la capacidad a flexión de las columnas  $\Sigma M^*_{pc}$  se calcula con un esfuerzo de fluencia que se reduce por la influencia de la demanda por carga axial en el elemento, mientras que la capacidad a flexión de la viga  $\Sigma M^*_{pv}$  se calcula con valor máximo probable del momento. Por esto, pese a que la proporción entre los momentos ( $\Sigma M^*_{pc}/\Sigma M^*_{pv}$ ) se propone igual que uno (ec. 16.2.1.5.1.a), la revisión es conservadora. La ec. 16.2.1.5.1.a no considera los efectos biaxiales en el nudo de la columna y solo se aplica por separado en cada dirección de análisis.

**16.2.1.5.2** No se requiere cumplir la ec. 16.2.1.5.1.a, en los casos siguientes:

- a) Columnas en las que  $P_{uc} < 0.3A_c F_{yc}$  para todas las combinaciones de carga, que satisfacen alguna de las condiciones siguientes:  
 1) Columnas de edificios de un solo piso o del entrepiso superior de edificios más altos  
 2) Columnas en las que: (a) la suma de las resistencias en cortante de todas las columnas del entrepiso que no satisfacen la ec. 16.2.1.5.1.a, es menor que el 20 por ciento de la suma de las resistencias en cortante de todas las columnas de los marcos rígidos en el entrepiso que actúan en la misma dirección, y (b) la suma de las resistencias en cortante de todas las columnas que no satisfacen la ec. 16.2.1.5.1.a, en cada línea de marcos rígidos en el entrepiso es menor que el 33 por ciento de la resistencia en cortante de todas las columnas de los marcos rígidos situados en esa línea.

**16.2.1.5.3** Una línea de columnas se define como una sola línea, o varias, paralelas entre sí, situadas dentro del 10 por ciento de la dimensión de la planta perpendicular a la línea de columnas.

*Comentario:*

Para los fines de esta excepción, la resistencia al cortante de las columnas se calcula considerando la resistencia en flexión de cada extremo de la columna, limitada por la resistencia de las vigas unidas a ella, o la resistencia en flexión de las columnas mismas, dividida entre  $H$  (altura del entrepiso).

**16.2.1.5.4** Resistencia nominal en compresión de diseño:

$$P_{uc} = F_R F_{yc} A_c \quad (16.2.1.5.4)$$

- b) Columnas de cualquier entrepiso cuya relación resistencia/demanda en cortante es 1.5 veces mayor que la del entrepiso situado encima.

*Comentario:*

El beneficio de cumplir los requerimientos de columna fuerte-viga débil se centra en que las columnas son lo suficientemente fuertes como para forzar la fluencia en flexión de las vigas en múltiples niveles del marco, de modo que se logran alcanzar altos niveles de disipación de energía en el sistema. En marcos que tengan columnas débiles, particularmente aquellos de entrepisos débiles, es más probable que exhiban una respuesta indeseable que aquellos entrepisos con las mayores relaciones de demanda y capacidad en las columnas.

### 16.2.1.5.1 Estabilidad de las uniones viga columna

- a) Conexiones con soporte lateral

Cuando las almas de vigas y columnas están en el mismo plano, y la columna permanece en el intervalo elástico fuera de la zona del panel, se deberá proporcionar soporte lateral sólo en el nivel de los patines superiores de las vigas.

*Comentario:*

Se espera que las columnas de marcos rígidos dúctiles estén arriostradas para prevenir la rotación fuera del plano del marco rígido durante un evento sísmico importante.

Se considera que una columna se conserva en el intervalo elástico cuando la relación calculada con la ec. 16.2.1.5.1.a es mayor que 2.

*Comentario:*

*Cuando se iguala la ec. 16.2.1.5.1.a, a una magnitud mayor que 2, se está asumiendo que la articulación plástica en las columnas se desarrollaría solo ante distorsiones de entrepiso extremadamente grandes.*

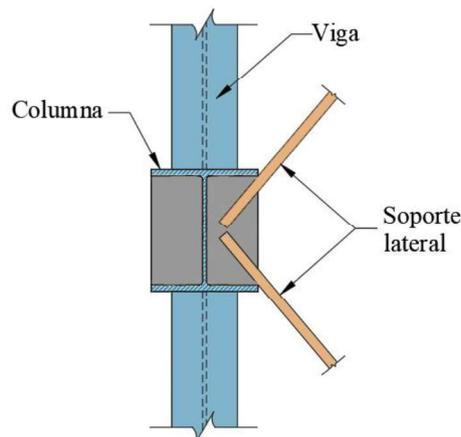
Cuando no se puede demostrar que la columna permanece en el intervalo elástico fuera de la zona del panel, se aplican los criterios siguientes:

- 1) Los patines de las columnas deberán tener soporte lateral a la altura de los patines superior e inferior de la viga. El soporte lateral puede ser directo o indirecto.

*Comentario:*

*El soporte lateral directo del patín de la columna se logra por medio de miembros de contraventeo o sistemas de piso unidos al patín de la columna en o cerca del punto que se desea contraventear. El soporte indirecto se refiere al que se obtiene por la rigidez de miembros y conexiones que no están unidos directamente a los patines de las columnas, sino actúan a través de su alma o de placas atiesadoras.*

- 2) Los miembros que proporcionan soporte lateral deben diseñarse para que resistan el 2 por ciento de la resistencia nominal del patín de la viga,  $F_y A_{pv}$ .



**Figura 16.2.1.5.1 - Soporte lateral de la unión viga columna**

b) Conexiones sin soporte lateral

Las columnas en las que se conectan vigas sin soporte transversal en la conexión, se diseñarán considerando la distancia entre miembros laterales adyacentes; la altura de la columna para su revisión por pandeo en el plano transversal al marco que resiste las fuerzas sísmicas se realiza siguiendo el Capítulo 9, con las excepciones siguientes:

- 1) La resistencia requerida de las columnas se obtendrá de las combinaciones de carga que incluyan los efectos por sismo
- 2) La relación de esbeltez de las columnas,  $L/r$ , no será mayor que 60
- 3) La resistencia requerida de las columnas en flexión en la dirección transversal a los marcos que resisten el sismo debe incluir el momento debido a la aplicación de la fuerza cortante,  $M_{uv}$ , y los momentos de segundo orden debidos a las deflexiones laterales del entrepiso.

*Comentario:*

*Las especificaciones de esta sección pretenden fomentar el uso apropiado del arriostramiento de los patines de columnas en lugar del empleo de columnas más pesadas. Sin embargo, es posible obtener otros beneficios cuando se usan columnas más robustas. Por ejemplo, sería posible eliminar placas de continuidad o dobles que podrían compensar los costos adicionales del material.*

**16.2.1.6 Empalmes de columnas**

**16.2.1.6.1** Se deben cumplir los requisitos siguientes, además de los especificados en 16.1.5.

*Comentario:*

*Se ha demostrado que los momentos flexionantes a media altura de la columna pueden regir el diseño y que, de hecho, las columnas pueden flexionarse en curvatura simple bajo algunas condiciones de carga. Por esto y reconociendo el potencial de un daño severo o incluso el colapso debido a la falla del empalme de la columna, se implementaron estas especificaciones para empalmes en columnas de marcos rígidos.*

**16.2.1.6.2** Los empalmes soldados de columnas deben realizarse con soldaduras de penetración completa. Los atornillados deben tener una resistencia en flexión igual o mayor que  $R_y F_y Z_x$  correspondiente a la columna de menor resistencia.

*Comentario:*

*No se permiten soldaduras de penetración parcial en empalmes, dado que la raíz en esas soldaduras es un iniciador potencial de fractura.*

La resistencia requerida en cortante es  $\Sigma M_{pc}/H$

$H$  altura del entrepiso

$\Sigma M_{pc}$  suma de los momentos plásticos nominales,  $F_y Z_x$ , de las columnas situadas arriba y debajo del empalme.

**16.2.1.7 Zonas protegidas**

**16.2.1.7.1** La región de cada extremo de las vigas sujeta a deformaciones inelásticas se considera una zona protegida, que debe satisfacer los requisitos de 16.1.6.1.

*Comentario:*

*La zona protegida se supone localizada en cada extremo de las vigas debido a que se considera la biarticulación por flexión en la mayoría de los casos (fig. C16.1.2.2.1). Sin embargo, hay casos y condiciones donde la respuesta inelástica puede ocurrir en otras zonas del elemento, por lo que la zona protegida no debe limitarse a los extremos únicamente.*

**16.2.1.8 Soldaduras de demanda crítica**

**16.2.1.8.1** Las soldaduras siguientes se consideran de demanda crítica; deben satisfacer los requisitos de 16.1.6.2.

- 1) Soldaduras de penetración completa en empalmes de columnas
- 2) Soldaduras en las uniones entre columnas y placas base

Excepción. No se requieren soldaduras de demanda crítica cuando se puede demostrar que no puede formarse una articulación plástica en la columna en, o cerca, de la placa base porque hay restricciones que lo impiden y, además, no hay fuerza de tensión bajo las combinaciones de carga de diseño.

- 3) Soldaduras de penetración completa entre el alma y los patines de vigas y columnas.

**16.2.1.9 Resistencia de las conexiones**

**16.2.1.9.1** Para el diseño de las conexiones se deben satisfacer todos los requisitos aplicables de 16.2.1.5 y de las secciones siguientes:

- 1) La conexión será capaz de admitir una distorsión de entrepiso igual que 0.04 rad
- 2) La resistencia en flexión de la conexión, determinada en la cara de la columna, debe ser igual o mayor que el 80 por ciento del momento plástico de la viga conectada, cuando la distorsión del entrepiso es de 0.04 rad

- 3) La resistencia en cortante requerida en la conexión se basará en las combinaciones de carga que se indican en la NTC-Criterios. En aquellas combinaciones que incluyan sismo se sumará, a las fuerzas sísmicas verticales, el cortante en la articulación plástica,  $V_{ap}$ , considerando la sobrerresistencia del material (ec. 16.2.1.9.1).

$$V_{ap} = \frac{2(1.1R_y M_p)}{L_h} \quad (16.2.1.9.1)$$

$V_{ap}$  cortante ocasionado por la formación de la articulación plástica, que considera la sobrerresistencia del material (fig 16.2.1.9.1).

$M_p$  momento plástico resistente nominal.

$L_h$  distancia entre los puntos de formación de articulaciones plásticas.

*Comentario:*

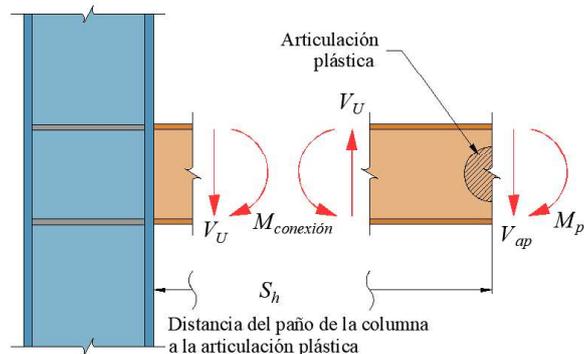
*El cortante de la ec. 16.2.1.9.1 representa la contribución de la demanda sísmica para el diseño de la conexión. Ese cortante del mecanismo resulta de la formación del momento máximo probable en la ubicación de la articulación plástica en la viga y debe ser combinado con otras fuerzas cortantes como aquellas originadas por las fuerzas gravitacionales (carga muerta y carga viva), usando las combinaciones de carga. La aplicación de este criterio aseguraría que el daño inicial ocurriría en la viga y no en la conexión. Puede consultar una discusión más amplia sobre el procedimiento de diseño en Tapia et al. (2022).*

No es necesario demostrar que se cumplen los requisitos indicados en los puntos 1 y 2 si se emplean las conexiones que se discuten en 11.9.9.

*Comentario:*

*El uso de conexiones precalificadas con ensayos previos o ensayos para proyectos específicos pueden ser usadas para facilitar y estandarizar el diseño de conexiones. Las conexiones precalificadas publicadas en el AISC 358-22 pueden ser consideradas para justificar el desempeño de la conexión.*

- 4) El momento en la cara de la columna es igual que el momento máximo probable en la articulación plástica,  $M_{pr}$  (ec. 16.1.2.2.1), más el cortante  $V_{ap}$  multiplicado por la distancia de la cara de la columna a la articulación,  $S_h$  (fig. 16.2.1.9.1). También se deben considerar las fuerzas que actúan en la viga en la distancia  $S_h$ .



**Figura 16.2.1.9.1 - Diagrama de cuerpo libre entre la articulación plástica y la cara de la columna**

#### 16.2.1.10 Zona del panel

**16.2.1.10.1** La resistencia requerida a cortante en la zona del panel de marcos de ductilidad alta se deberá determinar por capacidad a partir de la proyección en las caras de la columna de los momentos máximos esperados en las articulaciones plásticas cercanas a la unión. La resistencia disponible a cortante de la zona del panel se deberá determinar de acuerdo con las especificaciones de 11.8.7.

**16.2.1.10.2** En caso de que la resistencia requerida exceda la resistencia disponible será necesario reforzar la zona del panel soldando placas dobles de refuerzo en el alma de la columna, o bien, cambiando la sección de la columna por una que tenga

mayor resistencia disponible en la zona del panel. Cuando se utilicen placas dobles de refuerzo, éstas no deben tener un espesor menor que 6 mm ( $1/4$  pulgadas). El espesor de la zona del panel, incluyendo el espesor del alma de la columna y el de las placas de refuerzo si las hay, debe ser mayor que  $1/90$  veces la suma de la altura  $d_z$  y el ancho  $w_z$  de la zona del panel (ec. 16.2.1.10.2).

$$t > (d_z + w_z) / 90 \quad (16.2.1.10.2)$$

*Comentario:*

*La zona del panel es un componente del sistema que puede tener comportamiento no lineal dúctil al estar bajo altas fuerzas cortantes que generen fluencia y distorsiones del panel (Lee et al. 2005; Shin y Engelhardt, 2013). El diseño o revisión de la zona del panel es necesario para evitar distorsiones excesivas en el panel que generen concentración de esfuerzos y fracturas en la conexión con la viga, así como mayores distorsiones de entrepiso que las estimadas del análisis sin considerar la zona del panel (Perea et al., 2018).*

### 16.2.2 Marcos rígidos de ductilidad media, $Q=3$

**16.2.2.1** Los marcos rígidos de ductilidad media se diseñan de acuerdo con esta sección.

**16.2.2.2** Su comportamiento esperado se caracteriza por tener una capacidad limitada de deformación inelástica ocasionada por la fluencia en flexión de las vigas y en cortante en las zonas de panel de las columnas.

*Comentario:*

*Se esperaría que los marcos rígidos de ductilidad media sean capaces de desarrollar una incursión inelástica más limitada que la esperada en marcos rígidos de ductilidad alta.*

#### 16.2.2.1 Vigas

**16.2.2.1.1** Las secciones transversales de las vigas deberán cumplir los requisitos de 16.1.7 para elementos de ductilidad media y las recomendaciones de 16.2.1.1.

#### 16.2.2.2 Soporte lateral de vigas

**16.2.2.2.1** Se seguirán todas las recomendaciones de 16.1.2.3.

#### 16.2.2.3 Columnas

**16.2.2.3.1** Las secciones de las columnas deberán cumplir los requisitos de 16.1.7 para miembros de ductilidad media, y las recomendaciones de 16.2.1.4.

#### 16.2.2.4 Uniones viga columna

**16.2.2.4.1** En el diseño de las conexiones se cumplirán los requisitos aplicables de 16.2.1.5 y 16.2.1.9, reduciendo la distorsión de entrepiso indicada en 16.2.1.9 a 0.02 rad. Para este sistema estructural también se debe cumplir la desigualdad de la ec. 16.2.1.5.1.a.

*Comentario:*

*Las especificaciones para marcos rígidos de ductilidad media tienen como objetivo proporcionar niveles limitados de capacidad de rotación inelástica a 0.02 rad. La magnitud del ángulo de distorsión se estableció con juicios ingenieriles a partir de los resultados de pruebas experimentales y estudios analíticos (AISC 341, 2022).*

**16.2.2.4.2** No es necesario demostrar que se cumplen estos requisitos cuando se empleen conexiones precalificadas definidas en el capítulo 11 de esta Norma o bien en la literatura especializada siempre y cuando esté plenamente demostrado que la conexión puede generar la distorsión asociada al factor de comportamiento sísmico que para este caso es  $Q = 3$ .

#### 16.2.2.5 Empalmes de columna

**16.2.2.5.1** Se deben cumplir los requisitos siguientes, además de los especificados en 16.1.5.

**16.2.2.5.2** Los empalmes soldados de columnas deben realizarse con soldaduras de penetración completa. Los atornillados deben tener una resistencia en flexión igual o mayor que  $R_y F_y Z_x$  correspondiente a la columna de menor resistencia.

**16.2.2.5.3** La resistencia requerida en cortante es  $\Sigma M_{pc}/H$ .

$H$  altura del entrepiso

$\Sigma M_{pc}$  Suma de momentos plásticos nominales,  $F_y Z_x$ , de columnas situadas arriba y debajo del empalme

*Comentario:*

*La resistencia requerida a flexión y a cortante son las máximas esperadas por la columna para garantizar que el daño no inicie en el empalme.*

### 16.2.2.6 Zonas protegidas

**16.2.2.6.1** La región de cada extremo de las vigas sujeta a deformaciones inelásticas debe considerarse una zona protegida; debe satisfacer los requisitos de 16.1.6.1.

### 16.2.2.7 Soldaduras de demanda crítica

**16.2.2.7.1** Las soldaduras siguientes se consideran de demanda crítica, deben satisfacer los requisitos de 16.1.6.2

- 1) Soldaduras de penetración completa en empalmes de columnas
- 2) Soldaduras en las uniones entre columnas y placas base
- 3) Excepción. No se requieren soldaduras de demanda crítica cuando se puede demostrar que no puede formarse una articulación plástica en la columna en, o cerca, de la placa base porque hay restricciones que lo impiden y, además, no hay fuerza de tensión bajo las combinaciones de carga de diseño
- 4) Soldaduras de penetración completa entre el alma y los patines de vigas y columnas.

### 16.2.2.8 Zona del panel

**16.2.2.8.1** Se seguirán todas las recomendaciones de 16.2.1.10. Alternativamente, la resistencia requerida a cortante en la zona del panel de marcos de ductilidad media se puede determinar a través del análisis estructural.

*Comentario:*

*Una alternativa para obtener del análisis la resistencia requerida a cortante en la zona del panel es a través de segmentos de columna con altura igual que el del peralte de las vigas. Conservadoramente, la resistencia requerida de la zona del panel se puede igualar al gradiente de momento de las columnas que llegan al nodo o zona rígida, dividido entre el peralte de la viga. Es posible consultar referencias sobre la modelación de la zona del panel y su influencia en estructuras de acero en Perea et al. (2018).*

### 16.2.3 Marcos rígidos de ductilidad baja, $Q=2$

**16.2.3.1** Se espera que los marcos rígidos de ductilidad baja puedan admitir deformaciones inelásticas mínimas en sus elementos y conexiones.

*Comentario:*

*Los marcos de ductilidad baja desarrollan magnitudes reducidas de la capacidad de deformación inelástica. Para compensar esa baja ductilidad, estos marcos son diseñados para resistir una mayor demanda lateral usando un factor de comportamiento sísmico menor que los sistemas con marcos de ductilidad alta o ductilidad media. Por esta razón, los elementos estructurales de este sistema estructural deben satisfacer menos requisitos.*

### 16.2.3.1 Vigas

**16.2.3.1.1** Las vigas cumplirán los requisitos del Capítulo 7.

**16.2.3.2 Soporte lateral de vigas**

**16.2.3.2.1** No se requiere ningún tipo de soporte lateral además de lo que se indica en el Capítulo 7.

**16.2.3.3 Columnas**

**16.2.3.3.1** Las columnas deben cumplir los requisitos de 16.2.1.4.

**16.2.3.4 Relaciones ancho/espesor**

**16.2.3.4.1** Basta con que se cumplan los límites indicados en el Capítulo 2 para secciones tipo 2 ( $\lambda_p$ ) o 3 ( $\lambda_r$ ) en función del estado límite de resistencia de diseño.

*Comentario:*

*Debido a que los elementos de marcos rígidos de ductilidad baja están sometidos a rotaciones inelásticas limitadas no es necesario que las relaciones ancho/espesor de los elementos proyectados estén sujetos a límites de pandeo local como los que se muestran en la tabla 16.1.8.1, sino que los requisitos para sección tipo 2 ó 3 del Capítulo 2 son suficientes para asegurar un comportamiento estable.*

**16.2.3.5 Uniones viga columna**

**16.2.3.5.1** Las conexiones viga columna se harán con soldadura o tornillos de alta resistencia; deben satisfacer los requisitos de 11.1.7.

- a) Se cumplirán todos los requisitos aplicables de 11.9, con las modificaciones siguientes:
- 1) La resistencia de la conexión será suficiente para transmitir el menor de los momentos siguientes:
    - i) Un momento  $M_u$  igual, como mínimo, a  $1.1R_yM_{pv}$ , donde  $M_{pv}$  es el momento plástico nominal de la viga,  $F_yZ$ .
    - ii) El momento máximo que pueda ser transmitido por el sistema.
  - 2) La rotación inelástica que se indica en 16.2.1.9 o 11.9.9.1.1 puede reducirse a 0.02 radianes
  - 3) La resistencia en cortante requerida en la conexión se basa en las combinaciones de carga que se indican en la NTC-Criterios. En aquellas combinaciones que incluyan sismo se sumará, a las fuerzas sísmicas verticales, el cortante de la resistencia en flexión de la viga,  $V_{fv}$ , que se considera como:

$$V_{fv} = \frac{2(1.1R_yM_p)}{L} \quad (16.2.3.5.1)$$

$V_{fv}$  cortante ocasionado al alcanzarse la resistencia en flexión de la viga  
 $L$  longitud libre de la viga

- 4) También se debe cumplir con la desigualdad de la ec. 16.2.1.5.1.a.

*Comentario:*

*En marcos de ductilidad baja se pretende que el daño también ocurra en las vigas y no en las conexiones, con el fin de evitar un comportamiento frágil. Por esta razón, los requisitos anteriores establecen las demandas de diseño de la conexión cuando las vigas sean capaces de desarrollar una respuesta inelástica estable.*

**16.2.3.5.2** No es necesario demostrar que se cumplen estos requisitos cuando se empleen conexiones precalificadas definidas en el Capítulo 11 de esta Norma o bien en la literatura especializada siempre y cuando esté plenamente demostrado que la conexión puede generar la distorsión asociada al factor de comportamiento sísmico que para este caso es  $Q = 2$ .

### 16.2.3.6 Zonas protegidas

**16.2.3.6.1** La región de cada extremo de las vigas sujeta a deformaciones inelásticas debe considerarse una zona protegida; debe satisfacer los requisitos de 16.1.6.1.

### 16.2.3.7 Soldaduras de demanda crítica

**16.2.3.7.1** Lo son las soldaduras de penetración completa entre los patines de las vigas y las columnas en las que se apoyan.

*Comentario:*

*A pesar de que en el diseño de marcos de ductilidad baja no hay una definición cuantitativa de la deformación inelástica, la intención general es evitar comportamientos frágiles en la respuesta ante cargas laterales. Por esto, se evita que el daño inicie en la conexión, en cambio se pretende que esté regido por la resistencia a flexión o cortante de la viga o la columna, la resistencia en la zona del panel, etc.*

### 16.2.4 Marcos con vigas de alma abierta (armadura) de ductilidad media, $Q=3$

#### 16.2.4.1 Alcance

**16.2.4.1.1** Los marcos rígidos con vigas de alma abierta de ductilidad media deben satisfacer los requisitos de esta sección.

*Comentario:*

*El sistema de marcos con viga de alma abierta tiene la ventaja que cubre mayores claros y sustituye el uso de vigas soldadas o laminadas de gran peralte y pesadas. Sin embargo, se ha observado en sismos previos que las vigas de alma abierta sin segmento especial desarrollan un comportamiento histerético pobre con grandes y súbitas reducciones de resistencia y rigidez debido al pandeo y fractura de las diagonales; lo que resulta en una degradación histerética que se relaciona con distorsiones de entrepiso excesivas (Goel e Itani, 1994; Chao y Goel, 2008). No obstante, diferentes investigaciones experimentales (e.g. Chao et al., 2015) y analíticas (e.g. Goel e Itani, 1994; Chao y Goel, 2008; Perea et al., 2017) demuestran que el sistema de marco rígido con viga de alma abierta con segmento especial tiene un comportamiento más dúctil y estable que aquel con vigas de alma abierta sin segmento especial. Para alcanzar esta alta ductilidad, es necesario que se cumplan los requisitos que se estipulan en esta sección y, así garantizar que el sistema tenga una respuesta dúctil y estable.*

#### 16.2.4.2 Bases de diseño

**16.2.4.2.1** Se espera que los marcos rígidos con vigas de alma abierta con segmentos detallados para ductilidad alta diseñados de acuerdo con esta sección admitan deformaciones inelásticas significativas en un segmento especial de la viga de alma abierta. Su uso se limita a separaciones entre columnas no mayores que 20 m, y el peralte total de la viga de alma abierta no debe exceder de 1.80 m. Las columnas y las partes de la viga de alma abierta fuera del segmento especial se diseñan para que permanezcan elásticas bajo las acciones generadas por el segmento especial plastificado y endurecido por deformación.

*Comentario:*

*Los límites en la separación de las columnas y el peralte de la viga de alma abierta establecen las características de los estudios analíticos y experimentales que sustentan las ecuaciones de diseño.*

#### 16.2.4.3 Análisis

**16.2.4.3.1** Deben satisfacerse los requisitos siguientes.

##### 16.2.4.3.1 Segmento especial

**16.2.4.3.1.1** La resistencia requerida en cortante vertical del segmento especial se calcula con las combinaciones de carga aplicables.

**16.2.4.3.2 Segmentos no-especiales**

**16.2.4.3.2.1** La resistencia requerida de los miembros y conexiones que forman parte de los segmentos no especiales se calcula para las combinaciones de carga aplicables. Al determinar la fuerza sísmica, las fuerzas horizontales se toman como las fuerzas necesarias para desarrollar la resistencia esperada en cortante vertical en el centro del segmento especial, como se define en 16.2.4.5.2. Se incluyen los efectos de segundo orden correspondientes a las distorsiones máximas de diseño.

*Comentario:*

*Los elementos y conexiones fuera del segmento especial deben tener la resistencia necesaria para la combinación factorizada de las cargas gravitacionales y la máxima resistencia esperada por cortante del segmento especial donde el cortante del mecanismo debe incluir el endurecimiento por deformación y la sobrerresistencia del material. Debido a que la respuesta inelástica se concentraría en el segmento especial, se prevé que la respuesta de los elementos en los segmentos no especiales permanezca en el intervalo elástico.*

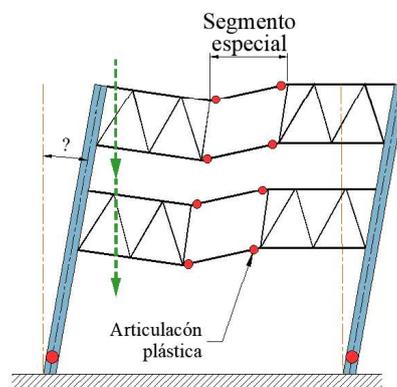


Figura C16.2.4.3.2.1 - Articulación de marco rígido con viga de alma abierta con segmento de ductilidad alta

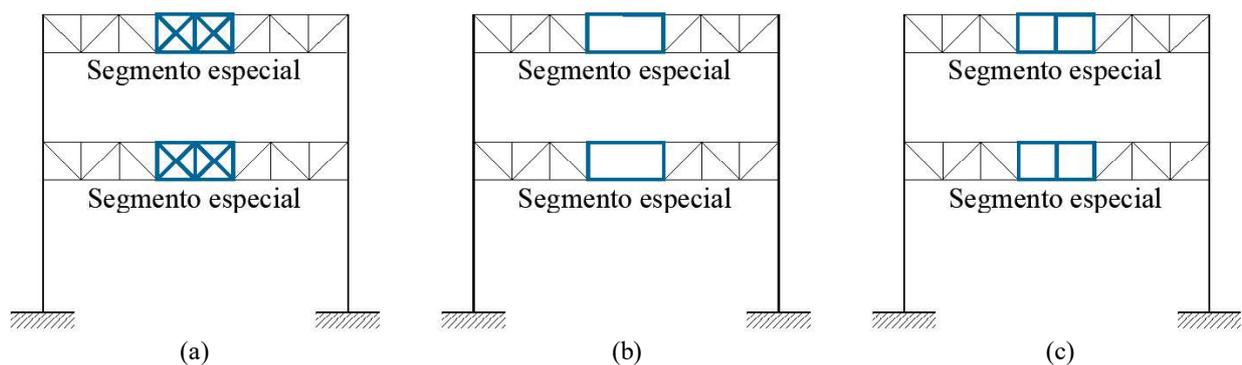


Figura 16.2.4.3.2.1 - Marcos con vigas de alma abierta dúctiles especiales (a) segmento especial con diagonales en X, (b) segmento especial tipo Vierendeel de un panel, (c) segmento especial tipo Vierendeel con montantes que forman múltiples tableros

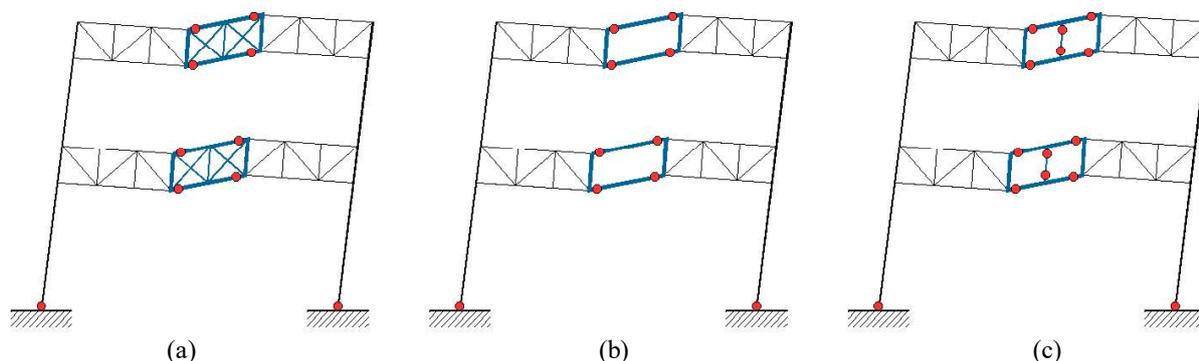


Figura 16.2.4.3.2.2 - Mecanismo de deformación plástica para casos típicos de marcos con vigas de alma abierta dúctiles especiales

#### 16.2.4.4 Requisitos del sistema

##### 16.2.4.4.1 Segmento especial

**16.2.4.4.1.1** La viga de alma abierta horizontal que forma parte del marco tiene un segmento especial, cuyo eje vertical central coincide con el de la viga de alma abierta. La longitud de ese segmento está comprendida entre 0.1 y 0.5 veces la longitud del claro. La relación longitud/peralte de cualquier tablero del segmento está comprendida entre 0.67 y 1.5.

*Comentario:*

*Se recomienda que la posición del segmento especial esté en el centro del claro de la viga de alma abierta debido a que la fuerza cortante por cargas de gravedad es menor en esta región. El límite inferior del 10 por ciento y 50 por ciento en la longitud del segmento especial en relación a la longitud de la viga de alma abierta pretenden contener los casos prácticos. El segmento especial podría tener diagonales en X (fig. 16.2.4.3.2.2 a) o podría ser tipo Vierendeel (fig. 16.2.4.3.2.2 b y c).*

**16.2.4.4.1.2** Todos los tableros del segmento especial serán tipo Vierendeel o con diagonales en X. No se permite una combinación de ellos, ni otro tipo de triangulación. Sólo se permite agregar miembros verticales o montantes en el segmento especial Vierendeel para formar múltiples tableros. Los tableros con diagonales en X deberán estar separados por miembros verticales o montantes. Las diagonales se harán con barras planas laminadas de la misma sección, conectadas entre sí en los puntos de cruce. La resistencia requerida de la conexión será igual que 0.25 veces la resistencia nominal en tensión de las diagonales. No se permite el uso de conexiones atornilladas.

*Comentario:*

*Se recomienda considerar la mitad de la longitud de la diagonal para determinar la resistencia a compresión en vigas de alma abierta interconectadas con diagonales en X en el segmento especial.*

**16.2.4.4.1.3** Tampoco se permiten empalmes en las cuerdas de la viga de alma abierta dentro del segmento especial, ni a menos de 0.5 veces la longitud del tablero, medida a partir de sus extremos.

**16.2.4.4.1.4** La resistencia axial requerida en las diagonales del alma del segmento especial, correspondiente a las cargas muerta y viva aplicadas en la viga de alma abierta, no excederá de  $0.03F_y A_t$ .

##### 16.2.4.4.2 Soporte lateral para estabilidad de las vigas de alma abierta

**16.2.4.4.2.1** En los extremos del segmento especial, cada patín de los elementos que forman las cuerdas debe estar soportado lateralmente. La resistencia requerida del elemento de soporte lateral debe ser:

$$P_u = 0.06R_y F_y A_p \quad (16.2.4.4.2.1)$$

$A_p$  área total del patín del miembro de la cuerda del segmento especial

*Comentario:*

*El soporte lateral se requiere en la cuerda inferior y superior para estabilizar el segmento especial durante las demandas cíclicas impuestas por el sismo. Este requisito pretende evitar la inestabilidad por pandeo de la armadura en su conjunto.*

#### 16.2.4.4.3 Soporte lateral para estabilidad de las conexiones de la viga de alma abierta y las columnas

16.2.4.4.3.1 Las columnas deben soportarse lateralmente en los niveles de las dos cuerdas de la viga de alma abierta. Los elementos de soporte lateral tendrán una resistencia requerida igual que:

$$P_u = 0.02R_y P_{nc} \quad (16.2.4.4.3.1)$$

$P_{nc}$  resistencia nominal en compresión de los extremos de los elementos de las cuerdas.

#### 16.2.4.5 Miembros

##### 16.2.4.5.1 Segmento especial

16.2.4.5.1.1 La resistencia disponible en cortante del segmento especial es igual que la suma de la resistencia disponible en cortante de los miembros de las cuerdas ocasionadas por la flexión en ellos, la correspondiente a la resistencia en tensión y 0.3 veces la resistencia en compresión disponible de los miembros diagonales, cuando los haya. Las cuerdas superior e inferior del segmento especial tendrán secciones iguales y proporcionarán al menos el 25 por ciento de la resistencia requerida en cortante vertical.

16.2.4.5.1.2 La resistencia disponible,  $F_R P_n$ , obtenida de acuerdo con el estado límite de fluencia en tensión, debe ser igual o mayor que 2.2 veces la resistencia requerida.  $F_R = 0.9$ .

$$P_n = F_y A_t \quad (16.2.4.5.1.2)$$

##### 16.2.4.5.2 Resistencia esperada del segmento especial en cortante vertical

16.2.4.5.2.1 La resistencia esperada en cortante vertical en el punto medio del segmento especial es:

$$V_{ne} = \frac{3.6R_y M_{nc}}{L_s} + \frac{0.036EI_x L}{L_s^3} + R_y (P_{nt} + 0.3P_{nc}) \text{sen}(\alpha) + \frac{m}{2} \left( \frac{3.6R_y M_{nv}}{L_s} + \frac{0.036EI_v L}{L_s^3} \right) \quad (16.2.4.5.2.1)$$

- $I_x$  momento de inercia del miembro de una cuerda del segmento especial respecto al eje de flexión, X
- $I_v$  momento de inercia de los miembros verticales o montantes en el segmento especial respecto al eje de flexión
- $L$  claro de la armadura
- $L_s$  longitud del segmento especial
- $m$  número de miembros verticales o montantes en el segmento especial
- $M_{nc}$  resistencia nominal en flexión del miembro de una cuerda del segmento especial
- $M_{nv}$  resistencia nominal en flexión de los miembros verticales o montantes en el segmento especial
- $P_{nt}$  resistencia nominal en tensión de una diagonal del segmento especial
- $P_{nc}$  resistencia nominal en compresión de una diagonal del segmento especial
- $\alpha$  ángulo de inclinación de las diagonales con respecto a la horizontal, en grados

El tercer término de la ec. 16.2.4.5.2.1 sólo se considera en segmentos especiales con diagonales en X. El cuarto término de la ec. 16.2.4.5.2.1 sólo se considera en segmentos especiales tipo Vierendeel que incluyan montantes que forman múltiples tableros.

*Comentario:*

*Los primeros dos términos de la ec. 16.2.4.5.2.1 toman en cuenta la plastificación máxima esperada por flexión en los extremos de las cuerdas del segmento especial. El tercer término toma en cuenta la resistencia máxima esperada en tensión y compresión de las diagonales en X, cuando existen en el segmento especial. El cuarto término*

*toma en cuenta la plastificación máxima esperada por flexión de los montantes internos en el segmento especial, cuando existen (Chao y Goel, 2008).*

*Cuando el segmento especial es muy corto  $L = 0.1L_s$ , el segundo término de la ec. 16.2.4.5.2.1 podría relacionarse con un incremento significativo del cortante que supone una incursión inelástica muy dúctil, por lo que se sugiere seleccionar configuraciones donde esta proporción no sean tan pequeña; proporciones superiores a  $L = 0.2L_s$  son deseables. Estas decisiones inciden significativamente en la respuesta global, que ha tenido un comportamiento deficiente en sismos en México (Tapia-Hernández y García-Carrera 2020).*

#### 16.2.4.5.3 Límites de la relación ancho/espesor

**16.2.4.5.3.1** Los miembros de las cuerdas y las diagonales del segmento especial deben satisfacer los límites establecidos en 16.1.7 para miembros de ductilidad alta. La relación ancho/espesor de las barras diagonales no excederá de 2.5.

#### 16.2.4.5.4 Cuerdas formadas por varios perfiles

**16.2.4.5.4.1** La separación entre elementos de unión de las cuerdas formadas por varios perfiles no excederá de  $0.04E r_y / F_y$ .

$r_y$  radio de giro de los componentes individuales respecto a su eje de menor momento de inercia.

*Comentario:*

*Debido a que las cuerdas en el segmento especial están sujetas a grandes demandas de rotación en la articulación plástica se requiere que la separación esté limitada para evitar el pandeo lateral torsional de los elementos individuales. El mecanismo de colapso que rige el proceso de diseño de los marcos rígidos con vigas de alma abierta considera la falla de la viga de alma abierta en su conjunto, por lo que los requisitos pretenden evitar la falla de los elementos que la conforman.*

#### 16.2.4.5.5 Zonas protegidas

**16.2.4.5.5.1** Son las regiones de los extremos de los miembros de las cuerdas del segmento especial. Deben satisfacer los requisitos de 16.1.6.1.

**16.2.4.5.5.2** La zona protegida se extiende fuera del segmento especial una longitud igual a dos veces el peralte de la cuerda, medida desde la conexión con los miembros del alma.

**16.2.4.5.5.3** También son zonas protegidas los miembros del alma del segmento especial, montantes y diagonales, en toda su longitud.

*Comentario:*

*Las zonas protegidas en marcos rígidos con vigas de alma abierta se establecen para las regiones donde se espera que se concentre la respuesta inelástica durante los eventos sísmicos intensos. Por esta razón, cualquier modificación en esa región puede cambiar la respuesta del elemento y, por consiguiente, de todo el sistema estructural.*

#### 16.2.4.6 Conexiones

##### 16.2.4.6.1 Soldaduras de demanda crítica

**16.2.4.6.1.1** Las soldaduras siguientes se consideran de demanda crítica, deben satisfacer los requisitos de 16.1.6.2.

- 1) Soldaduras de penetración completa en empalmes de columnas
- 2) Soldaduras en las uniones entre columnas y placas base

Excepción. No se requieren soldaduras de demanda crítica cuando se puede demostrar que no puede formarse una articulación plástica en la columna en, o cerca, de la placa base porque hay restricciones que lo impiden y, además, no hay fuerza de tensión bajo las combinaciones de carga de diseño.

- 3) Soldaduras de penetración completa entre el alma y los patines de vigas y columnas.

**16.2.4.6.2 Conexiones de los elementos diagonales del alma del segmento especial**

**16.2.4.6.2.1** Las conexiones en los extremos de las diagonales del alma del segmento especial tendrán una resistencia no menor que la resistencia de fluencia esperada del miembro. La resistencia esperada de una diagonal es  $R_y F_y A_t$ .

**16.2.4.6.3 Empalmes de columnas**

**16.2.4.6.3.1** Se deben cumplir los requisitos siguientes, además de los especificados en 16.1.5.

**16.2.4.6.3.2** Los empalmes soldados de columnas deben realizarse con soldaduras de penetración completa. Los atornillados deben tener una resistencia en flexión igual o mayor que  $R_y F_y Z_x$  correspondiente a la columna de menor resistencia.

**16.2.4.6.3.3** La resistencia requerida en cortante es  $\Sigma M_{pc}/H$

$H$  altura de entrepiso

$\Sigma M_{pc}$  suma de los momentos plásticos nominales,  $F_y Z_x$ , de las columnas situadas arriba y debajo del empalme

*Comentario:*

*La falla de la columna relacionaría la respuesta del sistema estructural con un mecanismo frágil e inestable.*

**16.2.5 Marcos con vigas de alma abierta (armaduras) de ductilidad baja,  $Q=2$** 

*Comentario:*

*En la práctica se ha utilizado vigas de alma abierta debido a que evita la colocación de trabes armadas o vigas laminadas pesadas y de gran peralte además de facilitar el paso de instalaciones. Sin embargo, las soluciones implementadas no han incluido un segmento especial, por lo que algunas han tenido un desempeño deficiente con grandes y súbitas reducciones de resistencia y rigidez debido al pandeo y fractura de las diagonales ante demandas sísmicas (Tapia & García, 2019).*

**16.2.5.1** En esta sección se indican los requisitos especiales que deben satisfacerse cuando se emplean vigas de alma abierta en marcos de ductilidad baja. Deben cumplirse, además, todas las condiciones aplicables de 16.2.3.

**16.2.5.2** Puede adoptarse un factor de comportamiento sísmico  $Q=2$ , en edificios de no más de tres pisos o 12 m de altura total, y en el último entrepiso de cualquier edificio.

*Comentario:*

*Los marcos rígidos con vigas de alma abierta de ductilidad baja son capaces de desarrollar una magnitud reducida de deformación inelástica. Para compensar esa ductilidad limitada, estos marcos son diseñados para resistir una mayor demanda lateral usando un factor de comportamiento sísmico menor que los sistemas con marcos rígidos con vigas de alma abierta de ductilidad media.*

**16.2.5.3** Las vigas de alma abierta de ductilidad baja pueden emplearse como vigas en marcos rígidos de ductilidad baja, si se diseñan de manera que la suma de las resistencias en flexión ante fuerzas sísmicas de las dos vigas de alma abierta que concurren en cada nudo intermedio sea igual o mayor que 1.25 veces la suma de las resistencias en flexión ante fuerzas sísmicas de las columnas que llegan al nudo. Esta resistencia debe calcularse con el esfuerzo de fluencia esperado de la columna,  $F_{ye}$ . En nudos extremos, el requisito anterior debe ser satisfecho por la única viga de alma abierta que forma parte de ellos.

**16.2.5.4** Además, deben cumplirse las condiciones siguientes:

- Los elementos de las vigas de alma abierta que trabajan en compresión o en flexocompresión, sean cuerdas, diagonales o montantes, se diseñarán con un factor de resistencia,  $F_R$ , igual que 0.7. Al determinar cuáles elementos trabajan en compresión, habrán de tenerse en cuenta los dos sentidos en que puede actuar el sismo
- Las conexiones entre las cuerdas de las vigas de alma abierta y las columnas deben ser capaces de desarrollar la resistencia correspondiente a 1.2 veces la resistencia nominal de las cuerdas.

**16.2.5.5** En edificios de más de un piso, el esfuerzo en las columnas producido por las fuerzas axiales de diseño no será mayor que  $0.3F_c$ , y la relación de esbeltez máxima de las columnas no excederá de 60.

*Comentario:*

*Las columnas de marcos rígidos con vigas de alma abierta de ductilidad baja son propensas a colapsar bajo el efecto P-Δ generado por la interacción del sismo con la carga vertical cuando la carga axial es grande, por lo que debe preverse este efecto en el proceso de diseño.*

### **16.2.6 Columnas en voladizo de ductilidad baja, $Q=1.5$**

*Comentario:*

*En este capítulo se incluyen las columnas aisladas, las estructuras formadas por un solo eje de columnas y los sistemas de marcos con columnas empotradas en la base y sin restricción al giro en el extremo superior. Las columnas de acero deben ser compactas sin o con relleno de concreto.*

#### **16.2.6.1 Bases de diseño**

**16.2.6.1.1** Las columnas diseñadas con estas especificaciones tendrán una capacidad limitada de desplazamiento lateral inelástico, producido por flujo plástico en flexión. La aplicación del sistema se limita a estructuras con alturas no mayores que 10 m y condiciones de irregularidad limitadas.

*Comentario:*

*Los sistemas conformados con columnas en voladizo tienen una redundancia estructural baja y una capacidad limitada de deformación inelástica; por esto, se clasifican como sistemas de ductilidad media (ver tabla 4.3.2 de la NTC-Sismo). En todos los casos, se diseñan para resistir una mayor demanda lateral usando un factor de comportamiento sísmico muy bajo.*

#### **16.2.6.2 Requisitos del sistema**

##### **16.2.6.2.1 Columnas**

**16.2.6.2.1.1** Las columnas se diseñan para las condiciones de carga obtenidas en el análisis. La resistencia axial en compresión requerida,  $P_u$ , no excederá del 15 por ciento de la de diseño para esas condiciones de carga.

**16.2.6.2.1.2** Estas columnas son propensas a colapsar bajo el efecto  $P-\Delta$  generado por la interacción del sismo con la carga vertical, por lo que debe preverse este concepto en el diseño.

##### **16.2.6.2.2 Arriostramiento de columnas**

**16.2.6.2.2.1** El arriostramiento cumplirá los mismos requisitos que el de las vigas de ductilidad intermedia (ver 16.1.2.3).

#### **16.2.6.3 Miembros**

##### **16.2.6.3.1 Requisitos básicos**

**16.2.6.3.1.1** Las secciones transversales deberán cumplir con las relaciones ancho/espesor o diámetro/espesor,  $\lambda_{da}$ , para miembros de ductilidad alta definidas en la tabla 16.1.8.1.

*Comentario:*

*Se especifica que cumplan los requisitos de miembros con ductilidad alta para evita la posibilidad de que se desarrolle inestabilidad por pandeo local en la zona de la articulación (base de las columnas), ya que, para este sistema estructural con poca redundancia, esa falla guiaría rápidamente a un mecanismo de colapso.*

##### **16.2.6.3.2 Patines de las columnas**

**16.2.6.3.2.1** En las zonas protegidas (ver 16.1.6.1) no se permiten cambios bruscos en el área de los patines de las columnas.

*Comentario:*

*Los cambios en el área de los patines ocasionan una concentración de esfuerzos que podría guiar a la fractura.*

### **16.2.6.3.3 Empalmes**

**16.2.6.3.3.1** Todos serán a tope con soldadura de penetración completa.

### **16.2.6.3.4 Zonas protegidas**

**16.2.6.3.4.1** La región de la base de la columna sometida a deformaciones inelásticas se considerará una zona protegida. Se supondrá que la longitud de esa región es igual que dos veces el peralte o el diámetro de la columna.

### **16.2.6.4 Conexiones**

#### **16.2.6.4.1 Soldaduras de demanda crítica**

**16.2.6.4.1.1** Las siguientes soldaduras se consideran como de demanda crítica.

- 1) Soldaduras a tope de penetración completa en empalmes de columnas
- 2) Soldaduras de la columna con la placa base.

#### **16.2.6.4.2 Bases de las columnas**

**16.2.6.4.2.1** Se diseñarán de acuerdo con el Capítulo 13.

*Comentario:*

*La placa base de la columna debería ser capaz de soportar sin daño el momento esperado por la columna, incluyendo la sobrerresistencia del material y el endurecimiento por deformación. Esto es la aplicación de la filosofía del diseño por capacidad para la base de columna.*

## **16.3 Marcos contraventeados**

### **16.3.1 Marcos con contraventeos excéntricos de ductilidad alta, $Q=4$**

**16.3.1.1** Los marcos con contraventeos excéntricos (MCE) están compuestos por columnas, vigas y diagonales. Se distinguen de los marcos con contraventeos concéntricos en que la diagonal se une a la viga dejando un segmento corto, al que se da el nombre de eslabón dúctil (en adelante, simplemente eslabón), definido por la distancia horizontal entre los puntos de intersección de los ejes de las dos diagonales y el de la viga, o entre el punto de intersección de los ejes de la diagonal y la viga y el de la columna (fig. 16.3.1.6), el cual fluirá a cortante o a flexión en función de su longitud.

**16.3.1.2** Los elementos que constituyen los marcos con contraventeos excéntricos, columnas, vigas, diagonales y eslabones se diseñan de acuerdo con los requisitos indicados en esta sección.

**16.3.1.3** Se utilizan también, con poca frecuencia, configuraciones como la de la fig. 16.3.1.6.

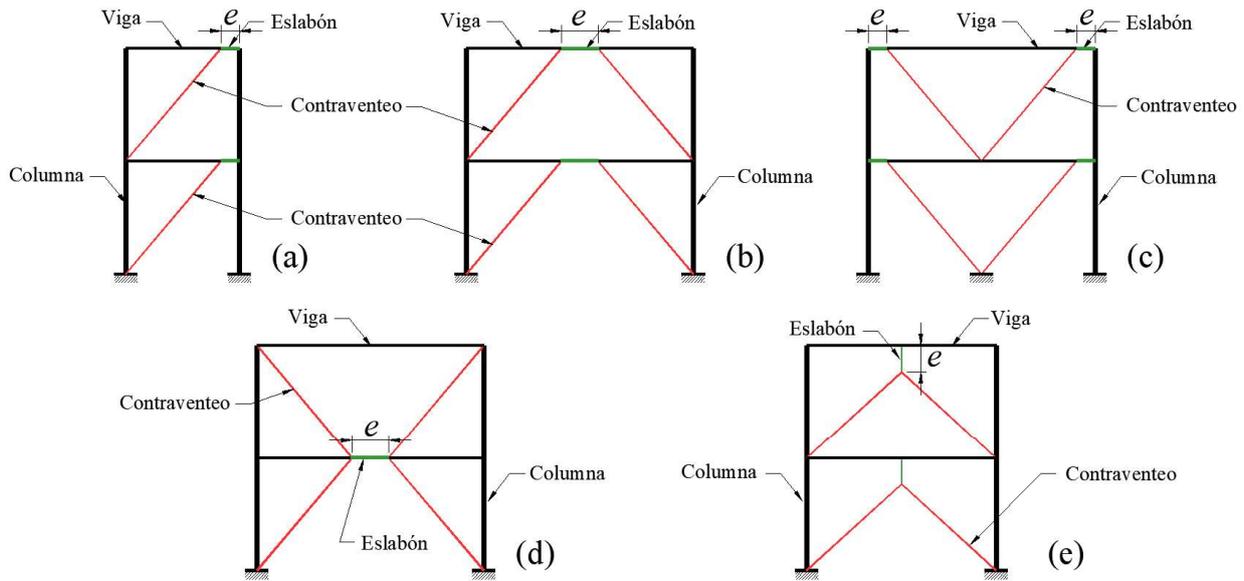
**16.3.1.4** El eslabón debe tener la resistencia adecuada y una alta capacidad de deformación inelástica, por flujo en flexión o cortante, mientras que los demás elementos se mantienen básicamente en el intervalo elástico. Las deformaciones inelásticas se concentran en el eslabón.

**16.3.1.5** Se espera que los MCE diseñados con esta Norma proporcionen una capacidad significativa de deformación inelástica, principalmente por fluencia en cortante o flexión de los eslabones.

*Comentario:*

*Es conveniente que los marcos que contienen los contraventeos excéntricos estén ubicados de manera simétrica en planta, para que se minimicen los efectos de torsión. Además, se debe verificar que el diafragma constituido por el sistema de piso pueda transmitir las fuerzas cortantes a los marcos contraventeados.*

**16.3.1.6** Se recomienda que el ángulo entre las diagonales y la horizontal esté comprendido entre 30 y 60 grados (fig. 16.3.1.6;  $e$  longitud del eslabón).



**Figura 16.3.1.6 - Configuraciones de marcos con contraventeos excéntricos**

*Comentario:*

*Es posible proponer que la sección transversal del eslabón sea diferente a la sección de la viga fuera del eslabón.*

### 16.3.1.1 Análisis

**16.3.1.1.1** La resistencia requerida de la estructura se determina con un análisis que incluye las combinaciones de fuerzas gravitacionales y sísmicas indicadas en la NTC-Criterios. El eslabón no debe sobredimensionarse, ya que las diagonales, columnas, vigas y conexiones fuera de él se diseñan para que resistan las acciones que les transmite el eslabón plastificado y endurecido por deformación. La resistencia al corte del eslabón se toma igual que  $R_y$  (ver 16.1.1) multiplicada por su resistencia nominal al corte,  $V_n$  (ver 16.3.1.3.1), y por 1.25 cuando la sección es IR y 1.4 si es en cajón.

*Comentario:*

*Debido a que las diagonales, vigas fuera del eslabón y columnas se diseñarían con la resistencia esperada del eslabón, por lo cual el eslabón debe diseñarse con las acciones de diseño. Los factores 1.25 y 1.4 para secciones IR o IS y cajón, respectivamente, representan el endurecimiento por deformación que desarrollaría el eslabón en el intervalo inelástico, lo que pretende garantizar que todo el sistema genere deformaciones inelásticas estables en el eslabón sin fallas permanentes en otros elementos.*

**16.3.1.1.2** Se permiten las excepciones siguientes:

- Para diseñar las vigas fuera del eslabón y las columnas de marcos de tres o más niveles se puede considerar el 90 por ciento de las fuerzas determinadas arriba

*Comentario:*

*Las columnas se deben diseñar aplicando la filosofía del diseño por capacidad a partir de la resistencia esperada por el eslabón estimada como  $1.25R_y$  veces la resistencia nominal del enlace. Este procedimiento presupone que todos los eslabones fluirán al mismo tiempo a lo largo del sismo, lo que es posible que ocurra en edificios de pocos*

niveles. En cambio, la reducción del 90 por ciento pretende reconocer la baja probabilidad de que todos los eslabones fluyan al mismo tiempo en edificios altos durante un sismo (García & Tapia, 2019). Se recomienda considerar análisis no lineales como los que se explican en 7.3 de la NTC-Sismo para tener una estimación más precisa de las demandas de diseño y evitar que las secciones queden sobrediseñadas.

- b) Pueden despreciarse los momentos flexionantes producidos por los desplazamientos laterales debidos a sismo, pero deben considerarse los generados por fuerzas aplicadas en las columnas entre puntos con soporte lateral
- c) No es necesario que la resistencia requerida de las columnas sea mayor que el más pequeño de los valores siguientes:
  - 1) Las fuerzas hacia arriba correspondientes a la resistencia al volteo de la cimentación
  - 2) Las fuerzas determinadas con un análisis no lineal efectuado como se indica en la NTC-Sismo.

### 16.3.1.2 Requisitos básicos

**16.3.1.2.1** Las secciones transversales de las columnas deben cumplir con las relaciones ancho/espesor,  $\lambda_{da}$ , para miembros de ductilidad alta definidas en la tabla 16.1.8.1.

**16.3.1.2.2** Las diagonales y las vigas fuera del eslabón, deben tener secciones transversales que cumplan con las relaciones ancho/espesor,  $\lambda_{dm}$ , para miembros de ductilidad media definidas en la tabla 16.1.8.1.

*Comentario:*

*Debido a que se espera que los marcos con contraventeo excéntrico tengan una respuesta dúctil, las secciones transversales deben cumplir las relaciones ancho/espesor para garantizar que el estado límite de pandeo local no domine la respuesta de los elementos cumpliendo los requisitos de la tabla 16.1.8.1.*

### 16.3.1.3 Eslabones

**16.3.1.3.1** Los eslabones deben tener las características siguientes:

- 1) Ser secciones tipo 1, laminadas o formadas por placas soldadas, o secciones armadas en cajón, que satisfagan los requisitos de miembros de ductilidad alta de 16.1.7. No se permite utilizar secciones OC (HSS) como eslabones.

Excepción: se permite que los patines de los eslabones de sección IR o IS y longitud  $e \leq \frac{1.6M_p}{V_p}$  cumplan los requisitos de miembros de ductilidad media

- 2) El alma o las almas estarán formadas por una sola placa; no se permiten placas adosadas a ella para reforzarlas, ni perforaciones
- 3) El esfuerzo de fluencia mínimo especificado no excederá de 345 MPa (3 515 kg/cm<sup>2</sup>)
- 4) Cuando están formados por placas, el alma o almas se unen a los patines con soldaduras de penetración completa
- 5) En secciones en cajón, el momento de inercia alrededor del eje de simetría vertical,  $I_y$ , será mayor que dos tercios del momento de inercia alrededor del eje de simetría horizontal,  $I_x$  ( $I_y > 2/3I_x$ ).

*Comentario:*

*El refuerzo del eslabón mediante placas adosadas y/o las perforaciones no están permitidas ya que podrían afectar o modificar el comportamiento inelástico del eslabón. Teniendo en cuenta que las vigas fuera del enlace, contraventeos y columnas están diseñados, a partir de la resistencia esperada del eslabón, un incremento en la capacidad del eslabón podría generar mecanismos de falla indeseados.*

#### 16.3.1.3.1 Resistencia en cortante del eslabón

**16.3.1.3.1.1** Es igual que  $F_R V_n$ , donde:

- 1) Para fluencia en cortante del eslabón ( $e \leq \frac{2M_p}{V_p}$ ):

$$V_n = V_p \quad (16.3.1.3.1.1)$$

cuando  $\frac{P_u}{P_y} \leq 0.15$

$$V_p = 0.60 F_y A_a \quad (16.3.1.3.1.1.a)$$

cuando  $\frac{P_u}{P_y} > 0.15$

$$V_p = 0.60 F_y A_a \sqrt{1 - (P_u/P_y)^2} \quad (16.3.1.3.1.1.b)$$

2) Para fluencia en flexión del eslabón ( $e > \frac{2M_p}{V_p}$ ):

$$V_n = \frac{2M_p}{e} \quad (16.3.1.3.1.1.c)$$

Cuando  $\frac{P_u}{P_y} \leq 0.15$

$$M_p = F_y Z_x \quad (16.3.1.3.1.1.d)$$

cuando  $\frac{P_u}{P_y} > 0.15$

$$M_p = 1.18 F_y Z_x [1 - (P_u/P_y)] \quad (16.3.1.3.1.1.e)$$

*Comentario:*

En los casos donde  $P_u/P_y > 0.15$ , el multiplicador que incluye la carga axial  $P_u$  en las ecs. 16.3.1.3.1.1.b y 16.3.1.3.1.1.e, representa un factor de reducción de la capacidad del elemento dada la carga en compresión. Cuando la carga axial en el eslabón sea importante ( $P_u/P_y > 0.15$ ), se recomienda modificar el ancho de la crujía o la longitud del eslabón para maximizar el porcentaje del cortante resistido por el marco (vigas y columnas) y disminuir la componente horizontal de la fuerza en el contraventeo que ocasiona la fuerza axial en el eslabón. Por esta razón, se recomienda evitar ángulos menores que 40 grados entre el contraventeo y la viga. Es posible encontrar una discusión más amplia en Del Rincón y Tapia (2018) y García y Tapia (2019).

En las expresiones anteriores:

$F_R$  0.90

$e$  longitud del eslabón, definida como la distancia libre entre los extremos de dos diagonales o entre la diagonal y la cara de la columna

$M_p$  momento plástico del eslabón

$V_p$  cortante de plastificación del eslabón

$P_y$   $A F_y$

$A$  área total del eslabón

$A_a$  área del alma o almas del eslabón

$(d-2t_p)t_a$  para secciones IR o IS

$2(d-2t_p)t_a$  para secciones en cajón

$P_u$  fuerza axial de diseño

$d$  peralte del eslabón

$t_a$  espesor del alma o de las almas

$t_p$  espesor del patín o patines del eslabón

*Comentario:*

Los contravientos excéntricos tienen la ventaja que el momento y cortante en el eslabón se pueden determinar con relaciones simples provenientes de la estática, las cuales son válidas tanto en el rango elástico como inelástico.

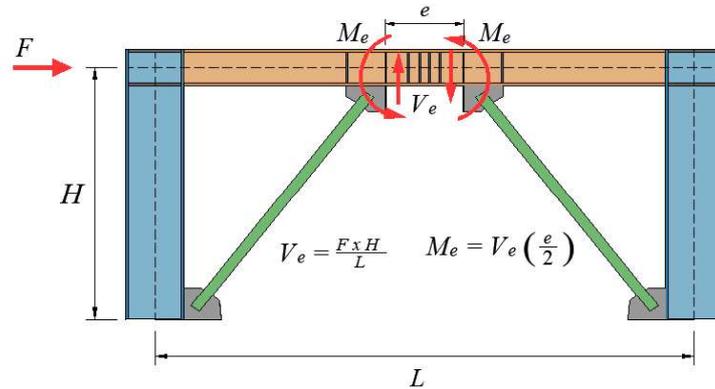


Figura C16.3.1.3.1.1.a - Comportamiento elástico del eslabón

Comentario:

El rango óptimo de la longitud del eslabón depende de múltiples variables, por lo que no se pueden establecer recomendaciones aplicables a todos los casos. Para longitudes entre cero y veinte por ciento hay baja disipación de energía, mientras que para excentricidades mayores que el cincuenta por ciento hay pérdida de rigidez. Con fines esquemáticos, esta tendencia se ejemplifica en la fig. C16.3.1.3.1.1.b.

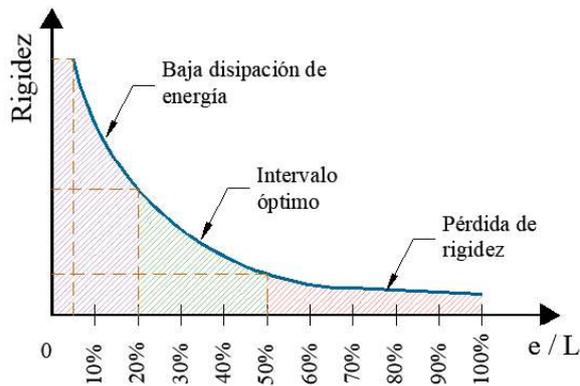


Figura C16.3.1.3.1.1.b – Grafica Rigidez – e/L

**16.3.1.3.2 Longitud del eslabón**

16.3.1.3.2.1 Si  $P_u/P_y > 0.15$  la longitud del eslabón está limitada por los valores siguientes:

cuando  $\rho \leq 0.5$

$$e \leq \frac{1.6M_p}{V_p} \tag{16.3.1.3.2.1.a}$$

cuando  $\rho > 0.5$

$$e \leq \frac{1.6M_p}{V_p} (1.15 - 0.3\rho) \tag{16.3.1.3.2.1.b}$$

$$\rho = \frac{P_u/P_y}{V_u/V_p} \tag{16.3.1.3.2.1.c}$$

$V_u$  cortante de diseño

### 16.3.1.3.3 Ángulo de rotación del eslabón

**16.3.1.3.3.1** El ángulo de rotación inelástica del eslabón,  $\gamma_p$ , es el ángulo entre su eje y los de la viga fuera de él (fig. C16.3.1.3.3.2), cuando la distorsión total del entrepiso es igual que la de diseño, no debe exceder de los valores siguientes:

*Comentario:*

*El ángulo de rotación total del eslabón  $\gamma_p$  se calcula tomando el desplazamiento relativo de un extremo del eslabón con respecto al otro y dividiéndolo entre su longitud. El cumplimiento de los siguientes límites asegura el comportamiento satisfactorio del eslabón ante demandas sísmicas severas.*

0.08 radianes para eslabones de longitud  $e \leq \frac{1.6M_p}{V_p}$

0.02 radianes para eslabones de longitud  $e \geq \frac{2.6M_p}{V_p}$

**16.3.1.3.3.2** Para longitudes comprendidas entre  $1.6M_p / V_p$  y  $2.6M_p / V_p$  se interpolará linealmente.

*Comentario:*

*En eslabones cortos ( $e < 1.6M_p/V_p$ ) cuya fluencia es por cortante, la magnitud del ángulo de rotación plástico  $\gamma_p$  no debe exceder de 0.08 radianes, mientras que para eslabones largos ( $e > 2.6M_p/V_p$ ) cuya fluencia es por flexión, la magnitud del ángulo de rotación plástico  $\gamma_p$  debe ser menor que 0.02 radianes. Para los límites del ángulo de rotación plástico aproximado en eslabones intermedios ( $1.6M_p/V_p < e < 2.6M_p/V_p$ ) se debe determinar el ángulo considerando  $\gamma_p = 0.176 - 0.06V_{pe}/M_p$ . Se puede consultar más información en Tapia y García (2019).*

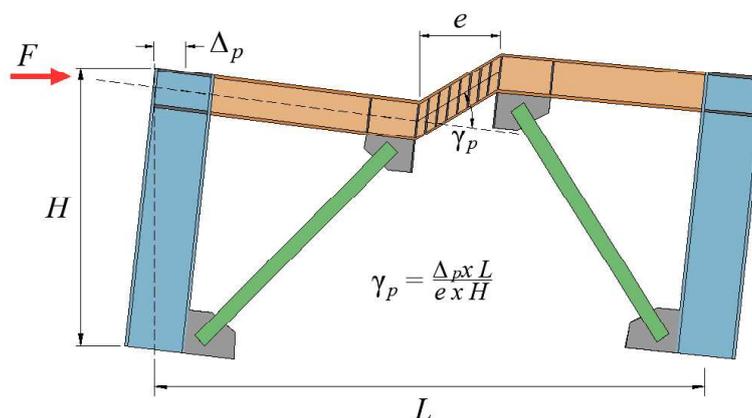


Figura C16.3.1.3.3.2 - Giro del eslabón

*Los eslabones cortos transmiten momentos flexionantes menores hacia la viga en comparación los eslabones largos, lo que puede representar una reducción en el tamaño de la sección de la viga. Otra forma de reducir esa demanda es proponer una sección del contraventeo con una rigidez flexionante grande por medio de espesor o ancho de los patines que reduzca la demanda por flexión que se transfiere a la viga. En cualquier caso, el contraventeo debería ser diseñado para soportar la proporción del momento que se transfiere a ese elemento.*

### 16.3.1.4 Atiesadores en los eslabones

#### 16.3.1.4.1 Secciones IR o IS

*Comentario:*

*Un detallado adecuado del eslabón garantiza un comportamiento estable, dúctil y predecible ante demandas cíclicas.*

## a) Atiesadores en los extremos de la viga eslabón

Se colocarán atiesadores del peralte del alma en los dos lados del alma del eslabón y en los extremos de las diagonales que se unen con ellos. El ancho total de los dos atiesadores no será menor que  $(b_p - 2t_a)$ , y su espesor no menor que  $0.75t_a$  ni que 10 mm,  $b_p$  y  $t_a$  son el ancho del patín y el espesor del alma del eslabón (fig. 16.3.1.4.1.a)

## b) Atiesadores intermedios de la viga eslabón

Su separación será:

- 1) En eslabones de longitud igual o menor que  $1.6M_p / V_p$  se colocarán atiesadores intermedios con separaciones que no excederán de  $30t_a - d/5$  para rotaciones del eslabón de 0.08 radianes, y de  $52t_a - d/5$  para rotaciones de 0.02 radianes o menores (fig. 16.3.1.4.1.a)
- 2) En eslabones de longitud igual o mayor que  $2.6M_p/V_p$  y menor que  $5M_p/V_p$  se colocarán atiesadores intermedios a una distancia de cada extremo del eslabón igual que  $1.5b_p$  (fig. 16.3.1.4.1.b)
- 3) En eslabones de longitud entre  $1.6M_p/V_p$  y  $2.6M_p/V_p$  se colocarán atiesadores intermedios que cumplirán los requisitos 1 y 2.

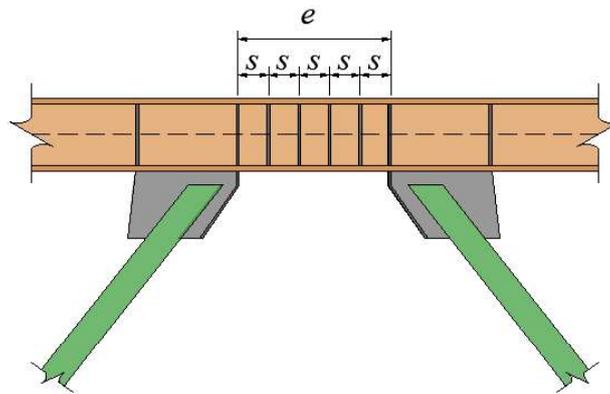


Figura 16.3.1.4.1.a - Atiesadores en el eslabón para  $e \leq 1.6M_p/V_p$

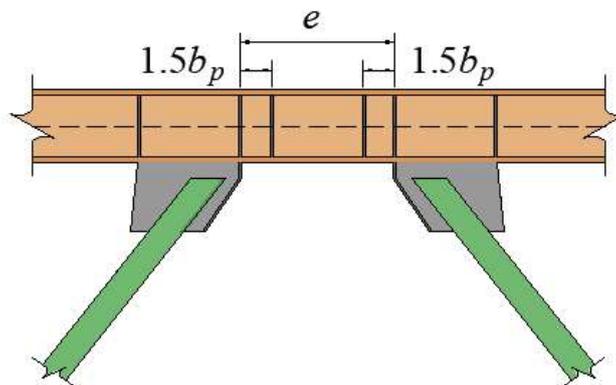


Figura 16.3.1.4.1.b - Atiesadores en eslabones para  $2.6M_p/V_p \leq e \leq 5M_p/V_p$

- 4) Cuando la longitud de los eslabones es mayor que  $5M_p/V_p$  no se requieren atiesadores intermedios
- 5) El peralte de los atiesadores debe ser igual que el peralte total del alma
- 6) Si el peralte de los eslabones es menor que 640 mm, los atiesadores se colocan en un solo lado del alma. Su espesor no debe ser menor que el del alma del eslabón,  $t_a$ , ni que 10 mm, y su ancho igual o mayor que  $b_p/2 - t_a$ . En eslabones con peralte igual o mayor que 640 mm se requieren atiesadores en los dos lados del alma

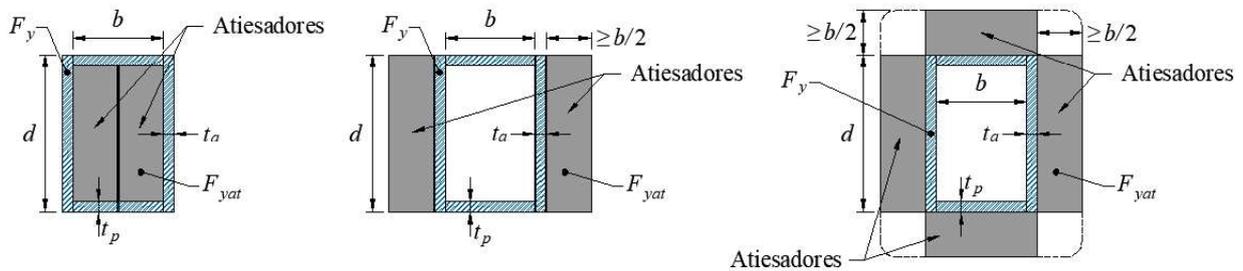
- 7) La resistencia requerida de las soldaduras de filete que conectan un atiesador con el alma del eslabón es  $F_{yat} A_{at}$ , donde  $A_{at}$  es el área de una sección transversal horizontal del atiesador y  $F_{yat}$  su esfuerzo de fluencia. La resistencia requerida de las soldaduras de filete que unen a un atiesador con cada patín del eslabón es  $F_{yat} A_{at} / 4$ .

*Comentario:*

Los atiesadores intermedios se requieren para favorecer la estabilidad de la viga eslabón, aunque no sean necesarios conforme a la revisión por resistencia de la sección transversal. Los atiesadores en el alma y patines se deben detallar para evitar que se deposite soldadura en el área  $k$  del perfil del eslabón, pues se ha demostrado que puede generar fracturas en el alma y reducir su capacidad de rotación plástica.

**16.3.1.4.2 Secciones en cajón**

**16.3.1.4.2.1** En las conexiones de la diagonal se colocarán atiesadores de peralte completo en un lado de cada una de las almas del eslabón, que pueden soldarse a la cara interior o exterior de las almas. El ancho de cada atiesador no será menor que  $b/2$ , donde  $b$  es el ancho interior del cajón, y su espesor no menor que  $0.75t_a$  o 13 mm (fig. 16.3.1.4.2.1).



**Figura 16.3.1.4.2.1 - Atiesadores en eslabones de sección en cajón**

**16.3.1.4.2.2** Deben colocarse, además, atiesadores intermedios, que cumplirán los requisitos siguientes:

- 1) En eslabones de longitud igual o menor que  $1.6M_p/V_p$  y relación peralte/espesor del alma,  $h/t_a$ , mayor o igual que  $0.64 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$ , se requieren atiesadores de peralte total, colocados en un lado de cada alma. Las separaciones entre ellos no serán mayores que  $20t_a - (d - 2t_p)/8$
- 2) Los eslabones de longitud igual o menor que  $1.6M_p/V_p$ , y relación peralte/ espesor del alma,  $h/t_a$ , menor que  $0.64 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$  no requieren atiesadores intermedios
- 3) Los eslabones de longitud mayor que  $1.6M_p/V_p$  no requieren atiesadores intermedios.

Los atiesadores intermedios deben ser de peralte completo, soldados al alma con soldaduras de filete que resistan una fuerza igual que  $F_{yat} A_{at}$  donde  $A_{at}$  es el área de la sección transversal horizontal del atiesador.

*Comentario:*

La colocación de los atiesadores debe ayudar a que la respuesta del eslabón sea estable, puesto que el resto de los elementos se diseñaría a partir de la capacidad del eslabón, incluyendo los atiesadores.

**16.3.1.5 Zonas protegidas**

**16.3.1.5.1** Los eslabones son zonas protegidas, que deben satisfacer los requisitos de 16.1.6.1.

*Comentario:*

Las zonas protegidas, como ya se ha mencionado, son las regiones en las que se prevé una incursión inelástica, predominantemente en el eslabón (aunque no limitativo). Cualquier adición de elementos, subelementos y accesorios podría modificar la respuesta del eslabón, por lo que es deseable que las zonas protegidas estén claramente identificadas en los planos estructurales y en obra.

### 16.3.1.6 Conexiones

#### 16.3.1.6.1 Soldaduras de demanda crítica

16.3.1.6.1.1 Las soldaduras siguientes se consideran de demanda crítica, deben satisfacer los requisitos de 16.1.6.2.

- 1) Soldaduras de penetración completa en empalmes de columnas
- 2) Soldaduras de las uniones entre columnas y placas base
- 3) Excepción. No se requieren soldaduras de demanda crítica cuando se puede demostrar que no puede formarse una articulación plástica en la columna en, o cerca, de la placa base porque hay restricciones que lo impiden y, además, no hay fuerza de tensión bajo las combinaciones de carga de diseño
- 4) Soldaduras en conexiones viga-columna
- 5) Soldaduras que unen los patines y alma o almas del eslabón a una columna, cuando el eslabón se forma junto a ella

*Comentario:*

*En pruebas experimentales se ha demostrado que en configuraciones con eslabones junto a la columna (como los mostrados en la fig. 16.3.1.6.a y 16.3.1.6.c), se desarrolla una concentración de esfuerzos en el patín de la conexión. Por esto, se requiere que esas soldaduras también se consideren como de demanda crítica para evitar fracturas.*

- 6) Soldaduras que unen los patines y alma o almas del eslabón cuando este está formado por placas.

#### 16.3.1.6.2 Conexiones eslabón-columna

16.3.1.6.2.1 Cuando el eslabón se conecta a una columna, se requiere que se cumplan los requisitos siguientes:

- 1) Las conexiones deben ser rígidas para la transmisión de flexión
- 2) Deben ser capaces de soportar una rotación al menos 20 por ciento mayor que la correspondiente al desplazamiento,  $\Delta$ , del marco
- 3) En eslabones de longitud  $e \leq 1.6M_p/V_p$  la rotación deberá ser  $\gamma_p \geq \pm 0.08 \text{ Rad}$
- 4) En eslabones de longitud  $e \geq 2.6M_p/V_p$  la rotación será  $\gamma_p \geq \pm 0.02 \text{ Rad}$

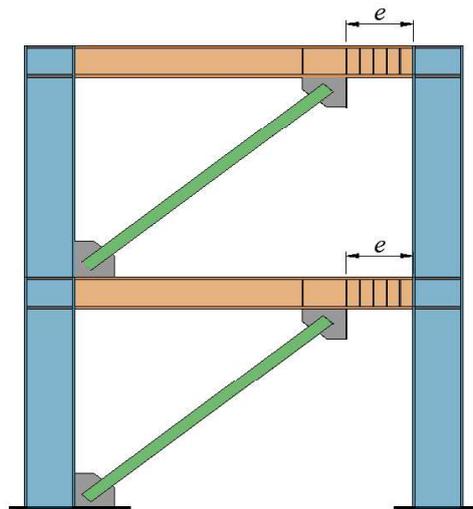


Figura 16.3.1.6.2.1 - Conexión eslabón-columna

- 5) Para eslabones intermedios, con  $1.6M_p/V_p < e < 2.6M_p/V_p$ , se interpola linealmente

- 6) La resistencia en cortante de la conexión, medida cuando se presenta el ángulo de rotación requerido en el eslabón será, como mínimo, igual que la resistencia esperada del eslabón,  $R_y V_n$
- 7) La resistencia en flexión de la conexión, medida cuando se presenta el ángulo de rotación requerido en el eslabón será, como mínimo, igual que el momento generado por el cortante nominal del eslabón multiplicado por  $R_y$  y por 1.25 para eslabones formados por secciones IR o IS y por 1.4 para secciones en cajón, es decir,  $1.25R_y e V_p$ , o  $1.4R_y e V_p$ .

*Comentario:*

*Los requisitos de la conexión de una viga IR a la columna son equivalentes a los que se establecen para marcos rígidos de ductilidad alta. Sin embargo, las demandas de carga y deformación en la conexión eslabón a columna son substancialmente diferentes. Por esto, una conexión que califica para ser usada en marcos rígidos de ductilidad alta no necesariamente se comportaría adecuadamente para la conexión eslabón a columna. Se recomienda al diseñador ser cauteloso en la determinación de las demandas transferidas por el eslabón.*

### 16.3.1.6.3 Conexiones viga-columna

**16.3.1.6.3.1** Cuando una diagonal o placa de conexión se une simultáneamente a la columna y a la viga, la conexión debe cumplir los requisitos siguientes:

- 1) Puede ser simple, capaz de desarrollar una rotación no menor que 0.025 radianes
- 2) Se diseña para que resista un momento igual que el menor que los siguientes:
  - a) La capacidad en flexión esperada de la viga que corresponde a su momento plástico multiplicado por  $R_y$  y por 1.1; esto es,  $1.1R_y M_p$
  - b) El momento correspondiente a la suma de las capacidades esperadas en flexión de las columnas, multiplicadas por  $R_y$  y por 1.1; esto es,  $\Sigma(1.1R_y F_y Z_c)$ .

*Comentario:*

*Estos requisitos tienen como objetivo evitar que la transferencia de las demandas de la viga a la columna ocasione daño en la conexión. Lo definido en 16.3.1.6.3 pretende establecer condiciones de diseño que garanticen, mediante la aplicación del diseño por capacidad, que las conexiones permanecerán elásticas.*

### 16.3.1.6.4 Conexión de las diagonales

**16.3.1.6.4.1** Cuando se utilicen agujeros sobredimensionados se verificará el estado límite de deslizamiento de los tornillos, aplicando las combinaciones de cargas de diseño.

**16.3.1.6.4.2** Si la conexión se diseña para que resista una porción del momento en el extremo del eslabón, se considerará completamente rígida, y se tendrán en cuenta la carga axial y la fuerza cortante.

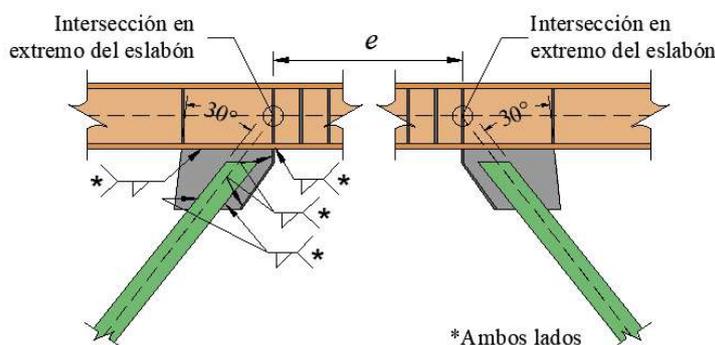
*Comentario:*

*Las conexiones semirrígidas son capaces de disminuir la demanda debido a la deformación que pueden desarrollar; por esto, la condición completamente rígida representa el caso más conservador para el diseño de una conexión.*

**16.3.1.6.4.3** La intersección de los ejes centroidales de la diagonal y del eslabón debe estar en la terminación del eslabón o dentro de él.

*Comentario:*

*Se acepta que la intersección esté fuera del eslabón, si el momento adicional en la viga se incluye en el diseño.*



**Figura 16.3.1.6.4.3 - Soldaduras de diagonales a la viga**

*Comentario:*

*Cuando el punto de intersección de la línea de acción del contraventeo y la línea de acción de la viga está fuera del eslabón se genera un momento adicional que debe ser resistido por la viga. El cual debe ser considerado en el diseño por tal motivo conviene, que la intersección este en el extremo del eslabón o bien dentro.*

#### 16.3.1.6.5 Empalmes de columnas.

**16.3.1.6.5.1** Se deben cumplir los requisitos de 16.1.5.

**16.3.1.6.5.2** Se diseñan para desarrollar, como mínimo, el 50 por ciento de la menor que las resistencias en flexión de los miembros conectados.

**16.3.1.6.5.3** Cuando se hagan con soldaduras de penetración, serán de penetración completa.

**16.3.1.6.5.4** La resistencia requerida en cortante será  $\Sigma M_{pc}/H_c$

$H_c$  altura de la columna entre intersecciones con vigas

$\Sigma M_{pc}$  suma de los momentos plásticos nominales,  $F_y Z_c$ , de las columnas situadas arriba y abajo del empalme

*Comentario:*

*El objetivo de estos requisitos es evitar que el empalme de las columnas desarrolle una respuesta inelástica, puesto que se puede generar una zona débil relacionada con una falla frágil.*

#### 16.3.1.6.6 Soporte lateral del eslabón

**16.3.1.6.6.1** Cuando sea de sección IR o IS, se proporcionará soporte lateral en los patines superior e inferior de sus extremos. El soporte lateral se diseñará para una fuerza del 6 por ciento de la resistencia de cada patín del eslabón ( $0.06R_y F_y Z/h_o$ , donde  $h_o$  es la distancia entre los centroides de los patines).

*Comentario:*

*La sección compuesta con la losa en el patín superior no es suficiente por sí sola para garantizar un arriostamiento lateral adecuado en el plano perpendicular al marco. Se recomienda un arriostamiento con vigas transversales.*

### 16.3.2 Marcos con contraventeos restringidos contra el pandeo de ductilidad alta, $Q = 4$ (MCPR)

#### 16.3.2.1 Bases del diseño

**16.3.2.1.1** Esta sección se aplica a marcos provistos de contraventeos de fabricación especial, conectados concéntricamente con vigas y columnas. Se permiten excentricidades no mayores que el peralte de la viga, si se tienen en cuenta en el diseño las fuerzas adicionales y si no cambia la fuente esperada de deformación inelástica.

**16.3.2.1.2** Se espera que los marcos con contraventeos restringidos contra el pandeo (MCRP) diseñados de acuerdo con estas recomendaciones proporcionen una capacidad de deformación inelástica significativa, principalmente por fluencia, en tensión o compresión, de los contraventeos. Los contraventeos restringidos contra pandeo se consideran disipadores de energía, por lo que los marcos que formen un sistema dual con estos elementos deberán analizarse y diseñarse conforme lo establecido en el Capítulo 12 de las NTC-Sismo.

*Comentario:*

*Los marcos con contraventeos restringidos contra el pandeo no son una clase particular de marcos con contraventeo concéntrico, por lo que no deben ser considerados como un contraventeo convencional para su análisis y diseño. Los contraventeos restringidos contra el pandeo son disipadores de energía y su análisis y diseño deben apegarse a criterios de ocupación inmediata, tal y como se establece en el Capítulo 12 de las NTC-Sismo. Es deseable que las líneas de acción del contraventeo, vigas y columnas intersecten en un punto con la mínima excentricidad. En los casos donde la excentricidad no sea despreciable, es necesario considerarlas en el diseño. No es necesario que el perfil de acero cumpla con los límites ancho-grueso de la tabla 16.1.8.1 puesto que la ductilidad se desarrolla en el núcleo y el perfil es sólo una camisa. El fabricante debe garantizar un desempeño adecuado de la camisa y el núcleo mediante pruebas experimentales como se indica en 16.3.2.2.*

### 16.3.2.2 Introducción

**16.3.2.2.1** Los marcos con contraventeos restringidos contra el pandeo (MCRP), se componen de vigas, columnas y contraventeos concéntricos restringidos contra pandeo (CRP).

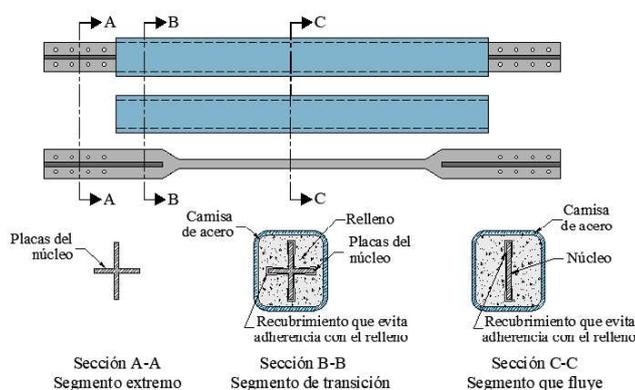
**16.3.2.2.2** Los CRP están compuestos por un núcleo de acero confinado por una camisa de acero rellena con concreto o mortero de alta resistencia de contracción controlada, que restringe el pandeo del núcleo (fig. 16.3.2.2.4). A diferencia de los contraventeos convencionales, los CRP se caracterizan por fluir indistintamente en tensión o compresión, con una elevada capacidad de disipación de energía por histéresis del material del núcleo.

**16.3.2.2.3** Los CRP se diseñan, prueban y detallan para que tengan capacidad suficiente de deformación inelástica. La deformación esperada es la debida a la deformación del marco por cargas gravitacionales más la mayor deformación debida por: a) dos veces la distorsión de entrepiso de diseño; o b) una distorsión de entrepiso del 2 por ciento de su altura.

*Comentario:*

*Con el propósito de considerar el escenario donde se excedan los límites de la deformación esperada del entrepiso (incisos a y b), se recomienda que el diseñador considere: a) los efectos de la configuración y capacidades del contraventeo restringido contra el pandeo en la potencial formación del mecanismo de fluencia de la estructura, b) participe en la inspección de la fabricación del contraventeo y c) que involucre en el proceso de diseño a un fabricante de CRP reconocido con un programa de calidad certificado.*

**16.3.2.2.4** Para validar el comportamiento estructural de los CRP, se deberán realizar pruebas de especímenes y sub-ensamblajes como se indica en la NTC- Sismo, y siguiendo las especificaciones de 16.3.2.8.



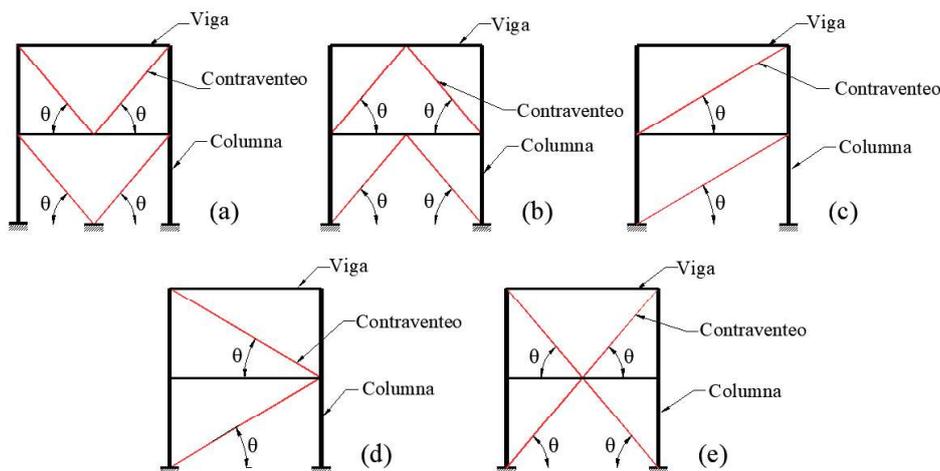
**Figura 16.3.2.2.4 - Componentes de un CRP**

**16.3.2.2.5** El diseño de los MCRP se realiza de manera que durante el sismo de diseño los CRP incurrieren en el intervalo inelástico, en tensión o compresión, mientras que las vigas y columnas se conservan, básicamente, en el intervalo elástico. Las deformaciones inelásticas se concentran, principalmente, en los CRP.

*Comentario:*

*Los contraventeos restringidos contra pandeo exhiben un comportamiento simétrico y estable ante fuerzas en tensión y compresión con deformaciones inelásticas significativas.*

**16.3.2.2.6** Se recomienda que los contraventeos formen un ángulo  $\theta$  comprendido entre 30 y 60 grados respecto a la horizontal (fig. 16.3.2.2.6)



**Figura 16.3.2.2.6 - Configuraciones permitidas de contraventeos concéntricos restringidos contra el pandeo: a) en V; b) en V invertida; c) y d), en diagonal sencilla; e) en X en dos niveles**

*Comentario:*

*Es posible considerar otras configuraciones a las que se muestran en la fig. 16.3.2.2.6, puesto que no es una revisión exhaustiva ni limitativa. La única excepción es la configuración en K de la fig. 16.3.3.6.2, la cual no está permitida en configuraciones de edificios en zonas sísmicas.*

*Es conveniente que los marcos que contienen los CRP estén ubicados de manera simétrica en planta, para que se minimicen los efectos de torsión, así mismo, se debe verificar que el diafragma constituido por el sistema de piso pueda transmitir las fuerzas cortantes, producidas por viento o sismo, a los marcos contraventeados.*

### 16.3.2.3 Análisis

**16.3.2.3.1** Los CRP se diseñarán para que no resistan cargas gravitacionales, pues su función es únicamente la de resistir fuerzas laterales.

**16.3.2.3.2** La resistencia requerida de vigas, columnas y conexiones se determina con las combinaciones de carga indicadas en la NTC-Criterios, afectadas por los factores de carga respectivos. En el cálculo de las fuerzas sísmicas, el efecto de las acciones horizontales se toma igual que las fuerzas desarrolladas en el miembro suponiendo que las fuerzas en los contraventeos corresponden, en todos los casos, a su resistencia de diseño ajustada en compresión o tensión.

**16.3.2.3.3** Para determinar si los contraventeos trabajan en tensión o compresión se ignoran los efectos de las cargas gravitacionales.

**16.3.2.3.4** La resistencia ajustada de los contraventeos en tensión o compresión es la que se indica en 16.3.2.4.1.

**16.3.2.3.5** Se permiten las excepciones siguientes:

- a) Pueden despreciarse las fuerzas de flexión resultantes de las distorsiones de entrepiso producidas por sismo. Deben considerarse los momentos resultantes de cargas aplicadas a las columnas entre puntos de soporte lateral
- b) No es necesario que la resistencia requerida de las columnas exceda la menor de:
  - 1) Las fuerzas correspondientes a la resistencia de la cimentación a fuerzas de tensión producidas por volteo
  - 2) Las fuerzas determinadas con un análisis no lineal de acuerdo con la NTC-Sismo.

**16.3.2.3.6** La deformación del contraventeo se determina de la porción inelástica de la distorsión de entrepiso de diseño, e incluye los efectos de la flexibilidad vertical de las vigas. De forma alternativa, esa deformación puede determinarse con un análisis no lineal acorde con la NTC-Sismo.

### 16.3.2.3.1 Deformación de los contraventeos

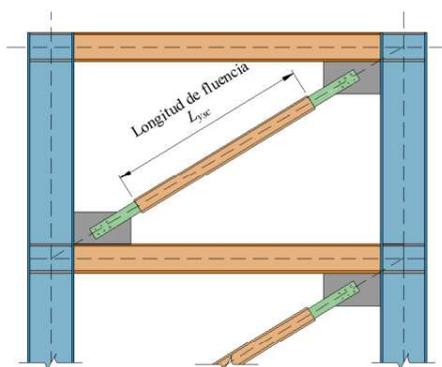
**16.3.2.3.1.1** La deformación de los CRP se obtiene con un análisis estructural que considere las combinaciones de carga adecuadas.

**16.3.2.3.1.2** La deformación axial de un contraventeo, asociada con la distorsión elástica de entrepiso ( $\Delta_x$ ), se determina como sigue (fig. 16.3.2.3.1.3 y 16.3.2.3.1.4):

$$\delta_{bx} = \frac{P_{bx} L_{ysc}}{EA_n} \quad (16.3.2.3.1.2)$$

- $\delta_{bx}$  deformación axial elástica de la longitud efectiva de las diagonales  
 $P_{bx}$  fuerza axial en la diagonal asociada con la distorsión elástica de entrepiso  
 $L_{ysc}$  longitud efectiva de fluencia del núcleo de la diagonal (fig. 16.3.2.3.1.3)  
 $A_n$  área total de la sección transversal del núcleo de la diagonal

**16.3.2.3.1.3** Para determinar la longitud efectiva de fluencia del núcleo deben restarse las longitudes de la zona común de columna y viga, así como la de las placas y otros elementos de conexión.



**Figura 16.3.2.3.1.3 - Longitud efectiva de fluencia de los CRP ( $L_{ysc}$ )**

**16.3.2.3.1.4** Conocida  $\delta_{bx}$  se determina la deformación axial de los CRP asociada a la distorsión de diseño ( $\delta_{bm}$ ).

$$\delta_{bm} = C_b \delta_{bx} \quad (16.3.2.1.4)$$

$C_b$  factor de amplificación por deflexión ( $C_b = 5.0$ )

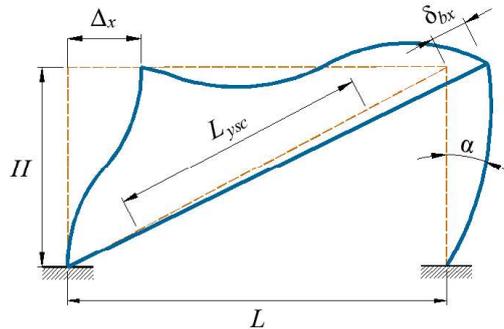


Figura 16.3.2.3.1.4 - Deformación axial de los CRP

16.3.2.3.1.5 Una vez determinado el valor de  $\delta_{bm}$ , se calcula la deformación unitaria del núcleo de acero,  $\epsilon_{CRP}$  (ec. 16.3.2.3.1.5), con la que se determinan los valores de  $\omega$  y  $\beta$  requeridos para el cálculo de la resistencia.

$$\epsilon_{CRP} = \frac{2\delta_{bm}}{L_{ysc}} \tag{16.3.2.3.1.5}$$

Comentario:

Los fabricantes de los CRP ofrecen asesoría sobre la determinación de la deformación axial y los valores de  $\omega$  y  $\beta$  para el cálculo de la resistencia, a partir de las pruebas experimentales de los contraventeos que tienen disponibles. Se sugiere involucrar a un fabricante reconocido con un programa de calidad certificado en el proceso de diseño.

### 16.3.2.4 Resistencia

La resistencia de los contraventeos, que se calcula como sigue, debe justificarse con resultados certificados por el fabricante o con pruebas experimentales que garanticen la capacidad de los CRP. La curva bilineal que se muestra en la fig. 16.3.2.4.1 representa el comportamiento idealizado de un contraventeo.

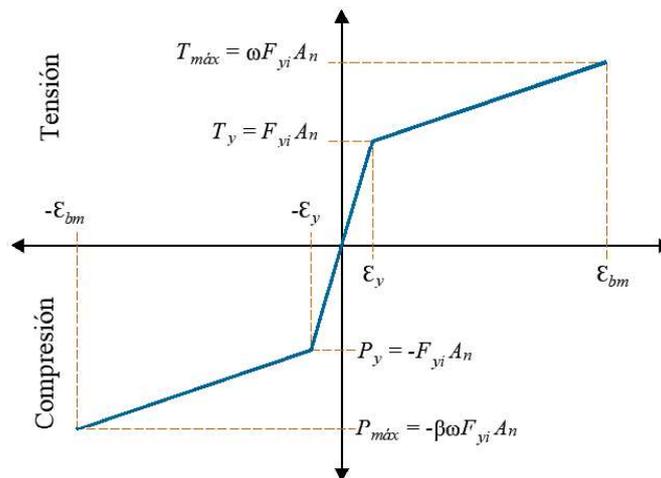


Figura 16.3.2.4.1 - Curva idealizada fuerza desplazamiento de los CRP

**16.3.2.4.1 Resistencia de fluencia de diseño de los contraventeos**

**16.3.2.4.1.1** Los núcleos de los CRP deben diseñarse para resistir la fuerza total que actúa en las diagonales ( $P_u$ ). Las resistencias de fluencia para fines de diseño en tensión y compresión son:

En tensión

$$T_y = F_R F_{yi} A_n \quad (16.3.2.4.1.1.a)$$

En compresión

$$P_y = F_R F_{yi} A_n \quad (16.3.2.4.1.1.b)$$

- $F_R$  factor de reducción de resistencia igual que 0.9  
 $F_{yi}$  esfuerzo de fluencia medio del material del núcleo determinado a partir del ensaye de probetas  
 $A_n$  área total de la sección transversal del núcleo

*Comentario:*

*Para fines de diseño preliminar, se pueden usar valores del esfuerzo de fluencia  $F_{yi}$  obtenidos de estadísticas del fabricante, pero estos valores deberán ser verificados durante el proceso de fabricación.*

**16.3.2.4.2 Resistencia máxima de diseño de los contraventeos**

**16.3.2.4.2.1** La resistencia máxima de diseño de las diagonales se ajusta con base en la información de las características de los CRP, así como de las demandas de carga axial, obtenidas del análisis estructural, asociadas con la distorsión de diseño máxima.

**16.3.2.4.2.2** Las conexiones de los contraventeos y los miembros que concurren en los nudos deben diseñarse para resistir las fuerzas calculadas, basadas en la resistencia máxima de diseño de las diagonales. Para el diseño de las conexiones se deberán tomar en cuenta los requisitos de 16.3.2.7.

**16.3.2.4.2.3** La resistencia máxima de diseño de las diagonales es:

En tensión

$$T_{m\acute{a}x} = \omega F_{ym\acute{a}x} A_n \quad (16.3.2.4.2.3.a)$$

En compresión

$$P_{m\acute{a}x} = \beta \omega F_{ym\acute{a}x} A_n \quad (16.3.2.4.2.3.a)$$

- $T_{m\acute{a}x}$  resistencia máxima de diseño en tensión  
 $P_{m\acute{a}x}$  resistencia máxima ajustada de diseño en compresión  
 $F_{ym\acute{a}x}$  esfuerzo de fluencia máximo del material del núcleo determinado a partir del ensaye de probetas.  
 $\beta$  factor de ajuste de la resistencia en compresión ( $\beta > 1.0$ ). Es proporcionado por el fabricante de los CRP  
 $\omega$  factor de ajuste de endurecimiento por deformación ( $\omega > 1.0$ ). Es proporcionado por el fabricante de los CRP

**16.3.2.4.2.4** Para el diseño de las conexiones de vigas, columnas y demás elementos se deben diseñar aplicando un factor de 1.2

*Comentario:*

*Aplicando el criterio del diseño por capacidad, se debe emplear la resistencia máxima esperada del contraventeo en el diseño de las conexiones, las vigas y las columnas, por lo cual los elementos mecánicos obtenidos se multiplican por un factor de 1.2 (véase 16.3.2.7). Esto incluye las fuentes de sobrerresistencia, los factores de endurecimiento por deformación  $\omega$  y el ajuste de la resistencia en compresión  $\beta$ .*

### 16.3.2.5 Requisitos del sistema

#### 16.3.2.5.1 Marcos con contraventeos en *V* (Chevrón) y *V* invertida

**16.3.2.5.1.1** La resistencia requerida de las vigas a las que se unen los contraventeos y de sus conexiones y miembros que las soportan se determina con base en las combinaciones de carga aplicables, suponiendo que los contraventeos no proporcionan resistencia para cargas gravitacionales. En combinaciones de carga que incluyen sismo, las fuerzas vertical y horizontal en la viga se calculan con las resistencias ajustadas de los contraventeos, en tensión y compresión.

**16.3.2.5.1.2** Las vigas deben ser continuas entre columnas y su contraventeo lateral debe satisfacer los requisitos, para miembros de ductilidad media, de 16.1.2.3.

*Comentario:*

*Debido a que los contraventeos restringidos contra el pandeo transfieren sus cargas directamente a la viga en las configuraciones de marcos con contraventeos en *V* (Chevrón) y *V* invertida, se debe asegurar que la viga tenga suficiente resistencia para soportar la respuesta inelástica de ambos CRP en tensión y compresión asociadas a la distorsión máxima de diseño. En el proceso de diseño, se necesitará asegurar que la viga es capaz de resistir la componente de descarga esperada del CRP. Por esto, se recomienda evitar vigas flexibles en estas configuraciones, que podrían generar mecanismos de falla indeseados. Asimismo, los posibles desequilibrios en las descargas de los contraventeos a la viga se minimizarían si se hacen pocos cambios de sección transversal de los CRP a lo largo de la altura.*

**16.3.2.5.1.3** Como mínimo, debe soportarse lateralmente el punto de intersección de la viga y los contraventeos.

#### 16.3.2.5.2 Contraventeos en *K*

**16.3.2.5.2.1** Esta configuración no se permite porque puede afectar, desfavorablemente, el comportamiento de las columnas (fig. 16.3.3.6.2).

#### 16.3.2.5.3 Zonas protegidas

**16.3.2.5.3.1** Las zonas protegidas incluyen el núcleo de acero de los contraventeos y los elementos que lo conectan a las vigas y columnas; deben satisfacer los requisitos de 16.1.6.1.

*Comentario:*

*Las zonas protegidas son las regiones donde se prevén deformaciones inelásticas. Debido a que el núcleo del contraventeo está recubierto (fig. 16.3.2.2.4). Las zonas protegidas son predominantemente las conexiones del CPR a los elementos del marco. Es necesario que las zonas protegidas estén señaladas en los planos estructurales y en obra para evitar cualquier posible modificación de esa región.*

#### 16.3.2.6 Soldaduras de demanda crítica

**16.3.2.6.1** Las soldaduras siguientes se consideran de demanda crítica; deben satisfacer los requisitos de 16.1.6.2.

- 1) Soldaduras de penetración completa en empalmes de columnas
- 2) Soldaduras en las uniones entre columnas y placas base  
Excepción. No se requieren soldaduras de demanda crítica cuando se puede demostrar que no puede formarse una articulación plástica en la columna en, o cerca, de la placa base porque hay restricciones que lo impiden y, además, no hay fuerza de tensión bajo las combinaciones de carga de diseño.
- 3) Soldaduras en conexiones viga columna.

#### 16.3.2.7 Conexiones

Las conexiones deben conservarse en el intervalo elástico para los niveles de fuerza asociados con la fluencia de los CRP, por lo que se diseñan para la fuerza máxima que puede esperarse que les transmita el contraventeo, multiplicada por 1.2.

**16.3.2.7.1 Conexiones viga-columna**

**16.3.2.7.1.1** Cuando un contraventeo o placa de conexión se une a la viga y a la columna, el diseño de la conexión se hace conforme a:

- a) Si la conexión es simple, debe ser capaz de admitir una rotación de 0.025 rad
- b) La conexión se diseña para resistir un momento igual que el menor de:
  - 1) El momento resistente esperado de la viga,  $R_y M_p$ , multiplicado por 1.2
  - 4) El momento correspondiente a la suma de las resistencias esperadas en flexión de las columnas, igual que  $\Sigma(R_y F_y Z)$ , multiplicada por 1.2.

**16.3.2.7.1.2** El momento se considera en combinación con las resistencias requeridas de las conexiones de los contraventeos y de la viga y se incluyen, en su caso, las fuerzas amplificadas de los colectores del diafragma de piso.

*Comentario:*

*Con estos requisitos se pretende que la respuesta inelástica ocurra primero en el CRP, mientras que la conexión permanezca en el intervalo elástico. Lo descrito en 16.3.2.7.1 son las demandas de diseño de la conexión que garantizarían la respuesta dúctil del sistema en su conjunto.*

**16.3.2.7.2 Conexión de las diagonales**

**16.3.2.7.2.1** La resistencia requerida de las conexiones de los contraventeos en tensión o compresión (incluyendo las conexiones viga columna si son parte del sistema contraventeado) debe ser 1.2 veces la resistencia máxima del contraventeo en compresión.

**16.3.2.7.2.2** Si se utilizan conexiones atornilladas con agujeros sobredimensionados, la resistencia requerida para el estado límite de deslizamiento de los tornillos no tiene que ser mayor que el efecto de la carga, considerando las combinaciones requeridas, incluyendo las de efectos sísmicos.

**16.3.2.7.3 Placas de conexión**

**16.3.2.7.3.1** En su diseño deben considerarse los estados límite de pandeo local o de la placa.

**16.3.2.7.4 Empalmes de columnas**

**16.3.2.7.4.1** Se deben cumplir los requisitos de 16.1.5.

**16.3.2.7.4.2** Se diseñan para desarrollar, como mínimo, el 50 por ciento de la menor de las resistencias en flexión de los miembros conectados.

**16.3.2.7.4.3** Cuando se hagan con soldaduras de penetración, serán de penetración completa.

**16.3.2.7.4.4** La resistencia requerida en cortante será  $\Sigma M_{pc}/H_c$

$H_c$  altura de la columna entre intersecciones con vigas

$\Sigma M_{pc}$  suma de los momentos plásticos nominales,  $F_{yc} Z_{cy}$ , de las columnas situadas arriba y abajo del empalme

*Comentario:*

*La falla del empalme en una columna podría guiar a un mecanismo de colapso prematuro. Por esto, los requisitos de esta sección pretenden evitar el daño en el empalme colocándolo en la posición menos vulnerable y estableciendo las demandas de diseño.*

**16.3.2.8 Pruebas de contraventeos restringidos al pandeo ante carga cíclica reversible**

**16.3.2.8.1** Se deberán realizar pruebas experimentales que validen el comportamiento de los CRP de acuerdo con las recomendaciones del estándar ANSI/AISC 341-22, en su Capítulo K3.

### 16.3.3 Marcos con contraventeos concéntricos de ductilidad media, $Q=3$

#### 16.3.3.1 Diseño

**16.3.3.1.1** Esta sección es aplicable a marcos con contraventeos concéntricos (MCC) formados por columnas, vigas y diagonales que se unen al resto de la estructura sin excentricidades; es decir, en cada conexión los ejes de los miembros que llegan a ella se interceptan en un punto.

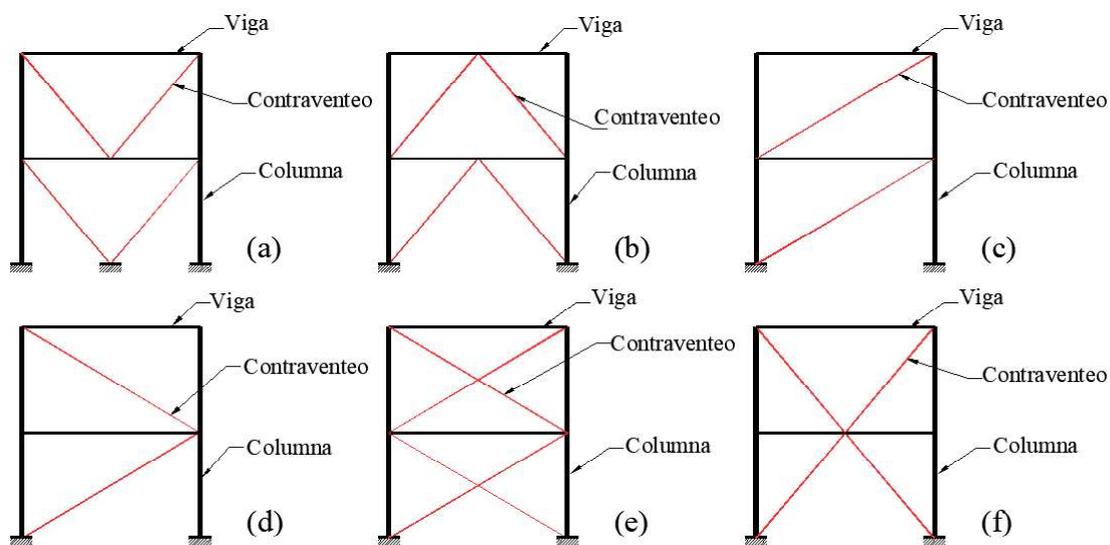
*Comentario:*

Los marcos con contraventeos concéntricos que satisfagan todos los requisitos de esta sección pueden ser diseñados con un factor comportamiento sísmico de  $Q=3$ . El sistema en su conjunto desarrolla una ductilidad media, pero los contravientos deben ser detallados como miembros de ductilidad alta. No es posible diseñar marcos con un factor de comportamiento sísmico mayor debido a que la respuesta estaría regida por el desempeño de los contraventeos ante pandeo global en compresión o pandeo local, la cual es una inestabilidad súbita (Tapia et al. 2016; Tapia-Hernández y Guerrero-Bobadilla 2021).

**16.3.3.1.2** Se considera que los marcos diseñados con las recomendaciones de esta sección pueden admitir deformaciones inelásticas importantes principalmente por pandeo de los contraventeos comprimidos y fluencia de los que trabajan en tensión.

*Comentario:*

Cuando los marcos con contraventeos concéntricos se diseñan con elementos que tienen una relación de esbeltez muy alta, la capacidad en compresión es muy limitada, de manera que los contraventeos trabajarían sólo en tensión. A pesar de que estos pudieran tener una configuración de marcos con contraventeo concéntrico como las que se muestran en la fig. 16.3.3.1.2. En ningún caso se consideran como sistemas dúctiles.



**Figura 16.3.3.1.2 – Algunas configuraciones de contraventeos concéntricos: a) en V; b) en V invertida; c) y d), en diagonal sencilla; e) en X; f) en X en dos niveles**

*Comentario:*

Las configuraciones de contraventeos concéntricos mostradas en la fig 16.3.3.1.2 no es exhaustiva ni limitativa.

#### 16.3.3.2 Análisis

**16.3.3.2.1** La resistencia requerida de columnas, vigas y conexiones está basada en las combinaciones de carga aplicables. El valor de las fuerzas horizontales será el mayor de los obtenidos con los análisis siguientes:

- a) Un análisis en el que se supone que todos los contraventeos resisten las fuerzas correspondientes a sus resistencias esperadas en tensión o en compresión
- b) Un análisis en el que se supone que todos los contraventeos en tensión resisten las fuerzas correspondientes a sus resistencias esperadas y los contraventeos comprimidos sus resistencias esperadas posteriores al pandeo.

**16.3.3.2.2** Para determinar si los contraventeos trabajan en compresión o tensión no se incluyen los efectos de las cargas gravitacionales. El análisis se hace en los dos sentidos en que pueden actuar las fuerzas sísmicas.

*Comentario:*

*Los marcos con contraventeos pueden ser dúctiles solo si se evita el pandeo prematuro de las vigas y las columnas. El diseño de los elementos y las conexiones se realizaría a partir de la plastificación de los contraventeos conforme a los escenarios descritos en 16.3.3.2.1.a y 16.3.3.2.1.b.*

### 16.3.3.3 Distribución de fuerzas laterales

**16.3.3.3.1** Las diagonales deben colocarse en direcciones alternadas a lo largo de cualquier línea de contraventeo, de manera que para cualquier sentido de las fuerzas sísmicas paralelas a esa línea, cuando menos el 30 por ciento, pero no más del 70 por ciento de la fuerza horizontal total a lo largo de la línea, sea resistida por contraventeos en tensión, a menos que la resistencia disponible de cada contraventeo comprimido sea mayor que la requerida, correspondiente a la combinación de acciones de diseño. Para fines de este requisito, una línea de contraventeo se define como una línea única, o varias paralelas separadas no más del 10 por ciento de la dimensión del edificio perpendicular a ellas.

### 16.3.3.4 Diagonales de contraventeo

**16.3.3.4.1** Su relación de esbeltez efectiva,  $KL/r$ , no será mayor que  $4.0 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$ .

*Comentario:*

*Este límite tiene como objetivo evitar que los contraventeos se fracturen ante demandas cíclicas, limitar los efectos dinámicos y el desbalance de fuerzas en tensión y compresión, que se generan como consecuencia de usar elementos de contraventeo muy esbelto, es decir, con relaciones de esbeltez altas.*

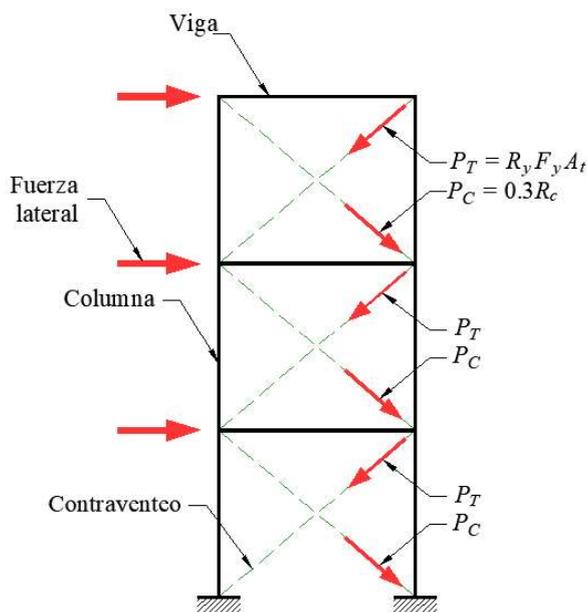
**16.3.3.4.2** En contraventeos formados por varios perfiles, la relación de esbeltez entre conectores de los elementos que los conforman no será mayor que la mitad de la relación de esbeltez del elemento armado completo. La resistencia al corte de los elementos de sujeción será, como mínimo, igual que la resistencia de diseño en tensión de cada una de las barras que unen. Su separación será uniforme, y se emplearán, como mínimo, dos elementos de sujeción en cada contraventeo. En el cuarto central del contraventeo no se colocarán esos elementos.

**16.3.3.4.3** El área neta efectiva de las diagonales no debe ser menor que su área total. Las diagonales con agujeros o ranuras se refuerzan para que se cumpla esta condición.

**16.3.3.4.4** Los contravientos deberán ser diseñados como miembros para ductilidad alta, donde las relaciones ancho/espesor, no deben exceder el límite  $\lambda_{da}$  de la tabla 16.1.8.1.

### 16.3.3.5 Fuerza axial máxima que aplican los contraventeos a columnas y vigas.

**16.3.3.5.1** En los contraventeos en tensión,  $P = R_y F_y A_t$ , y en los comprimidos,  $P = 0.3 R_c$ . Se toma la fuerza que produzca el valor más desfavorable para el diseño del elemento que recibe la diagonal (columna, placa de conexión, etc.).



**Figura 16.3.3.5.1 - Fuerza máxima que generan los contraventeos en tensión y en compresión**

*Comentario:*

La magnitud  $P_C=0.3R_c$  representa la resistencia residual del contraventeo después del pandeo global en compresión. La magnitud se ha establecido, a partir de pruebas experimentales y es aceptada por la comunidad internacional.

#### 16.3.3.5.1 Resistencia de las diagonales de contraventeo

16.3.3.5.1.1 La resistencia esperada en tensión,  $R_t$ , de un contraventeo es  $R_y F_y A_t$ .

16.3.3.5.1.2 La resistencia esperada en compresión,  $R_c$ , de un contraventeo es igual que la menor de las cantidades  $R_y F_y A_t$  y  $1.2F_n A_t$ , donde  $F_n$  se calcula como se indica en el Capítulo 6, sustituyendo en las ecuaciones pertinentes  $F_y$  por  $R_y F_y$ .

16.3.3.5.1.3 La resistencia posterior al pandeo es, como máximo, igual que 0.3 veces la resistencia esperada del contraventeo comprimido.

*Comentario:*

La resistencia de los contraventeos se determina tomando en cuenta la sobrerresistencia del material y el endurecimiento por deformación plástica, siguiendo la filosofía del diseño por capacidad.

#### 16.3.3.5.2 Resistencia de las conexiones de las diagonales de contraventeo

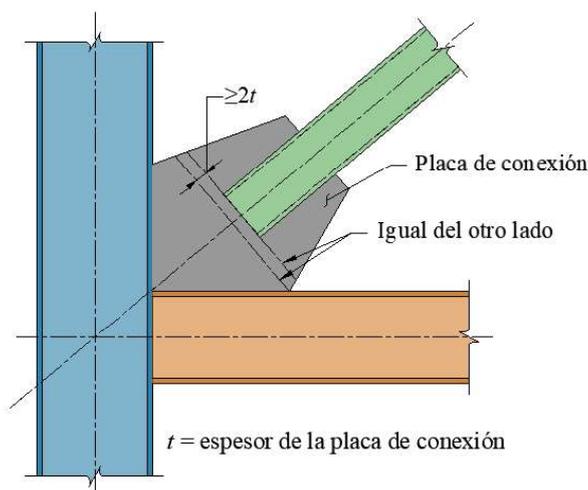
16.3.3.5.2.1 Deberán minimizarse las excentricidades en las conexiones de los contraventeos. En caso de haber excentricidades sus efectos deberán ser considerados en el análisis y en el diseño. La excentricidad máxima permitida será igual que la mitad del peralte de la viga a la que se une la diagonal; sin embargo, puede aumentarse hasta un peralte completo si no cambia la fuente esperada de capacidad de deformación inelástica.

*Comentario:*

Debido a que los marcos con contraventeos pueden estar sujetos a distorsiones inelásticas significativas, es necesario garantizar que las placas de conexión sean capaces de desarrollar las rotaciones asociadas sin fractura. Estos criterios pretenden generar un mecanismo de columna fuerte viga débil contraventeo más débil con conexiones que permanezcan en el intervalo elástico sin daño. Se puede encontrar mayor información sobre el procedimiento de diseño de las placas de conexión para contraventeos en Astaneh-Asl et al. (2006).

**16.3.3.5.2.2** La resistencia de las conexiones será la indicada en los siguientes incisos.

- a) Resistencia requerida. Las conexiones de los contraventeos tendrán una resistencia no menor que la más pequeña de:
  - 1) La resistencia esperada en tensión del elemento de contraventeo, igual que  $R_y F_y A_t$
  - 2) La fuerza máxima, obtenida en el análisis, que puede ser transmitida al contraventeo.
- b) Resistencia en tensión. La resistencia de diseño en tensión de las conexiones de los elementos de contraventeo, basada en los estados límite de fractura en la sección neta (ver 5.3.1b) y de ruptura en bloque por cortante y tensión (ver 11.4.3), será igual o mayor que la resistencia requerida determinada en 16.3.3.5.2.2.a
- c) Resistencia en compresión. La resistencia de diseño en compresión de las conexiones de los elementos de contraventeo, basada en un estado límite de pandeo, será igual o mayor que la resistencia requerida en compresión definida en 16.3.3.5.2 tomando en cuenta en el cálculo de  $F_n$  el esfuerzo de fluencia esperado,  $R_y F_y$
- d) Resistencia en flexión. La resistencia de diseño en flexión de la conexión en la dirección en que se pandeará el contraventeo será igual o mayor que la resistencia requerida del contraventeo flexionado alrededor del eje de pandeo, multiplicada por 1.1,  $(1.1R_y M_p)$
- e) En el diseño de las placas de conexión deben considerarse sus posibles formas de pandeo
- f) Su geometría debe cumplir el requisito indicado en la fig. 16.3.3.5.2.2
- g) No debe utilizarse una combinación de tornillos y soldaduras para resistir las fuerzas en la conexión.



**Figura 16.3.3.5.2.2 Geometría requerida de la placa de conexión**

*Comentario:*

*En la geometría requerida se distingue una línea de doblado de longitud mínima de dos veces el espesor de la placa. La línea de doblado se mide desde el extremo del contraventeo hasta la línea perpendicular donde la placa está restringida a rotar. Cuando se consideren configuraciones con el pandeo del contraventeo en el plano del marco se requiere hacer los ajustes geométricos necesarios.*

### 16.3.3.5.3 Resistencia de los empalmes de columnas

**16.3.3.5.3.1** Se deben cumplir los requisitos de 16.1.5.

**16.3.3.5.3.2** Se diseñan para desarrollar, como mínimo, el 50 por ciento de la menor de las resistencias en flexión de los miembros conectados.

**16.3.3.5.3.3** Cuando se hagan con soldaduras de penetración, serán de penetración completa.

**16.3.3.5.3.4** La resistencia requerida en cortante será  $\Sigma M_{pc}/H_c$

*Comentario:*

*Es necesario que los empalmes tengan la resistencia necesaria para soportar la incursión inelástica después del pandeo y fluencia de los contraventeos. Con estos requisitos se pretende evitar una acumulación de daño que genere un colapso prematuro por la inestabilidad de las columnas en los empalmes. Por esto, se incluyen criterios para localizar la posición recomendada de los empalmes y las demandas de diseño.*

### 16.3.3.6 Consideraciones especiales para la configuración de las diagonales

**16.3.3.6.1** Las vigas a las que se unen los contraventeos en V y en V invertida deben satisfacer los requisitos siguientes:

*Comentario:*

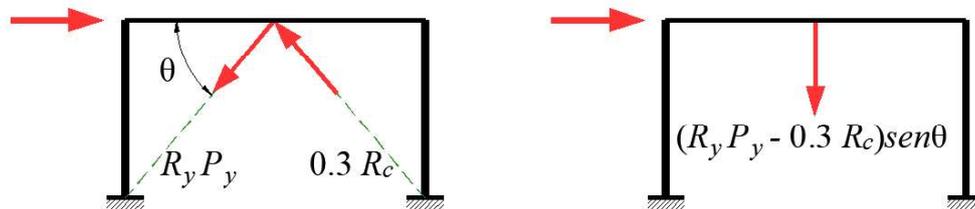
*El comportamiento que se esperaría de marcos con contraventeos dúctiles es que después del pandeo del contraventeo en compresión, el contraventeo en tensión siga soportando carga hasta la fluencia. Esto crea un desbalance de fuerzas que debería ser resistido por las vigas en marcos con contraventeos en V y en V invertida (chevrón) como se muestra en la fig. 16.3.3.6.1. En consecuencia, esta configuración de contraventeos requeriría requisitos adicionales para las vigas, conexiones y elementos de soporte. Este efecto de descarga no ocurre en otras configuraciones (por ejemplo, en los incisos c, d y e de la fig. 16.3.3.1.2), puesto que el desequilibrio ocurre en los nodos de conexión de vigas y columnas.*

- 1) Ser continuas entre columnas
- 2) Resistir los efectos de todas las cargas gravitacionales tributarias, muertas y vivas, suponiendo que el contraventeo no existe

*Comentario:*

*La viga debe ser capaz resistir las cargas gravitacionales en caso de daño grave o fractura del contraventeo.*

- 3) Resistir los efectos de las cargas gravitacionales, muertas y vivas, más una carga vertical aplicada por las diagonales, calculada considerando una fuerza mínima igual que  $R_y P_y$  en la diagonal en tensión y máxima de  $0.3R_c$  en la de compresión



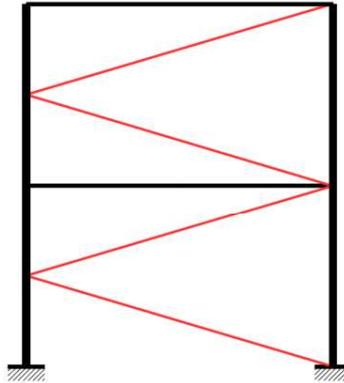
**Figura 16.3.3.6.1 - Fuerzas máximas estimadas en los contraventeos en “V” invertida**

*Comentario:*

*La magnitud máxima en compresión igual que  $0.3R_c$  supone que el contraventeo tuvo pandeo global y que su resistencia residual posterior al pandeo tiene esa magnitud. Este escenario pretende establecer el mayor desequilibrio como demanda de diseño de la viga.*

- 4) Soportarse lateralmente para que satisfagan los requisitos de miembros de ductilidad media
- 5) Como mínimo, los patines superior e inferior de las vigas deben soportarse lateralmente en el punto de intersección de los contraventeos, con un elemento que soporte una fuerza lateral no menor que el dos por ciento de la resistencia nominal del patín, igual que el producto de su área por  $F_y$ , a menos que el miembro tenga resistencia y rigidez suficientes, fuera de su plano, para asegurar la estabilidad entre los puntos restringidos adyacentes.

**16.3.3.6.2** En marcos con contraventeo concéntrico no se permite usar diagonales en “K”, conectadas en un solo punto y en un solo lado de la columna (fig. 16.3.3.6.2).



**Figura 16.3.3.6.2 - Configuración de contraventeo en K no permitida**

*Comentario:*

*La respuesta ante demandas laterales de los contraventeos crea un desbalance de fuerzas desfavorable en las columnas de marcos con contraventeos en K, que contribuye a la falla de las columnas.*

### 16.3.3.7 Zonas protegidas

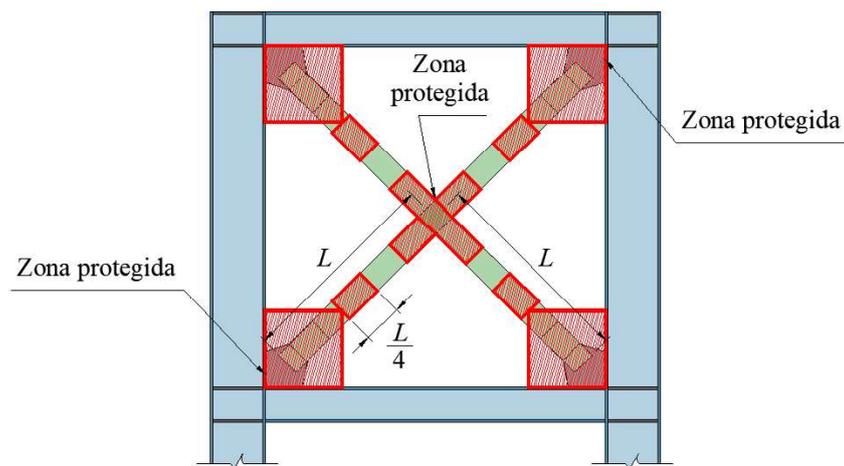
16.3.3.7.1 Las zonas protegidas son:

- 1) El cuarto central de los contraventeos
- 2) Una zona de los contraventeos adyacente a cada conexión, de longitud igual que un peralte del contraventeo en esa zona
- 3) Los elementos que unen los contraventeos con vigas y columnas.

16.3.3.7.2 Las zonas protegidas deben satisfacer los requisitos de 16.1.6.1.

*Comentario:*

*En contraventeos en cruz, la zona protegida adyacente a la conexión se debe considerar en los extremos de la cruz y en la unión central de ambos contraventeos (ver fig. C.16.3.3.7.2).*



*Figura C16.3.3.7.2 – Zona protegida de los contravientos en cruz*

### 16.3.3.8 Soldaduras de demanda crítica

16.3.3.8.1 Las soldaduras siguientes se consideran de demanda crítica; deben satisfacer los requisitos de 16.1.6.2.

- 1) Soldaduras de penetración completa en empalmes de columnas
- 2) Soldaduras en las uniones entre columnas y placas base.  
Excepción. No se requieren soldaduras de demanda crítica cuando se puede demostrar que no puede formarse una articulación plástica en la columna en, o cerca, de la placa base porque hay restricciones que lo impiden y, además, no hay fuerza de tensión bajo las combinaciones de carga de diseño.
- 3) Soldaduras en conexiones viga columna.

*Comentario:*

*La soldadura de demanda crítica incluye, los empalmes de columnas debido a que los puntos de inflexión en la columna podrían moverse a lo largo de un sismo intenso y no pueden predecirse desde el proceso de diseño.*

### 16.3.4 Marcos con contraventeos concéntricos de ductilidad baja, $Q=2$

16.3.4.1 Las diagonales de contraventeo pueden resistir fuerzas de tensión y compresión importantes, bajo la acción de eventos sísmicos intensos, mientras admiten deformaciones inelásticas moderadas en ellas y sus conexiones.

*Comentario:*

*Cuando la estructura no sea capaz de desarrollar grandes deformaciones inelásticas sin daño excesivo ni garantizar que no se fracture el contraventeo o su conexión es necesario analizarla como marcos con contraventeos concéntricos de ductilidad baja ( $Q=2$ ). Los marcos rígidos con contraventeos concéntricos de ductilidad baja son capaces de desarrollar una magnitud reducida de deformación inelástica. Para compensar esa ductilidad limitada, estos marcos son diseñados para resistir una mayor demanda lateral usando un factor de comportamiento sísmico menor que los sistemas con marcos con contraventeos concéntricos de ductilidad alta.*

#### 16.3.4.1 Diseño

16.3.4.1.1 Esta sección es aplicable a marcos con contraventeos concéntricos, formados por columnas, vigas y diagonales que se unen al resto de la estructura sin excentricidades, es decir, en cada conexión los ejes de los miembros que llegan a ella se interceptan en un punto. Sin embargo, se admiten excentricidades no mayores que el peralte de la viga, siempre que en el diseño se consideren las fuerzas resultantes en los miembros y las conexiones, y no cambie la fuente de suministro de capacidad de deformación inelástica.

16.3.3.1.2 Los contravientos deberán ser diseñados como miembros para ductilidad media, donde las relaciones ancho/espesor, no deben exceder el límite  $\lambda_{dm}$  de la tabla 16.1.8.1.

#### 16.3.4.2 Análisis

16.3.4.2.1 Como se esperan demandas inelásticas limitadas, basta realizar el análisis como se indica en 16.3.3.2.

#### 16.3.4.3 Requisitos del sistema

16.3.4.3.1 Marcos con contraventeos en V o V invertida.

16.3.4.3.2 Las vigas deben satisfacer los requisitos siguientes:

- 1) Ser continuas en la conexión con los contraventeos que están alejados de la conexión viga columna
- 2) Su resistencia de diseño se obtiene suponiendo que los contraventeos no proporcionan apoyo para las cargas muertas y vivas.

*Comentario:*

*Aunque la ductilidad global del sistema sea limitada, la viga debe ser capaz de resolver la trayectoria de cargas gravitacionales, aún si el contraventeo tiene daño grave o fractura ante los ciclos histeréticos.*

**16.3.4.3.3** En las combinaciones que incluyen sismo sus efectos se obtienen como sigue:

- a) Las fuerzas en contraventeos en tensión tendrán el menor de los valores siguientes:
  - i) Su resistencia esperada de fluencia,  $R_y F_y A_t$
  - ii) Los valores de diseño obtenidos del análisis
  - iii) La fuerza máxima que pueda ser desarrollada por el sistema
- b) Las fuerzas en las diagonales comprimidas se supondrán iguales a  $0.3R_c$
- c) Se proporcionará restricción lateral, como mínimo, en los puntos de intersección de los contraventeos, a menos que tengan resistencia y rigidez suficientes, fuera de su plano, para asegurar la estabilidad entre puntos restringidos adyacentes.

#### 16.3.4.4 Diagonales de contraventeo

**16.3.4.4.1** Las diagonales deben satisfacer los requisitos que siguen:

- a) Las relaciones ancho/espesor deben satisfacer los valores para miembros de ductilidad media definidos en la tabla 16.1.8.1
- b) Tener una relación de esbeltez efectiva,  $KL/r$ , no mayor que  $4.0 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$

*Comentario:*

*Es necesario que el contraventeo sea robusto para que la diferencia entre la resistencia en tensión y compresión sea lo más reducida posible y, al mismo tiempo, minimizar posibles efectos dinámicos de su respuesta ante demandas laterales.*

- c) La resistencia al corte de los elementos de sujeción será, como mínimo, igual que la resistencia de diseño en tensión de cada una de las barras que unen. Su separación será uniforme, y se emplearán, como mínimo, dos elementos de sujeción en cada diagonal. En el cuarto central de la diagonal no se colocarán elementos de sujeción.

No se permiten contraventeos en **K**.

*Comentario:*

*La configuración en **K** se muestra en la fig. 16.3.3.6.2.*

#### 16.3.4.5 Conexiones de las diagonales de contraventeo

**16.3.4.5.1** Se cumplirán los requisitos indicados en 16.3.3.5.2.

#### 16.3.5 Marcos con contraventeos concéntricos que trabajan solo en tensión de ductilidad baja, $Q=1$

*Comentario:*

*Estos sistemas no podrían considerarse dúctiles en ningún caso, debido a que sus ciclos de histéresis pueden incursionar en el rango inelástico y, por tanto, tener deformaciones inelásticas (permanentes). Se debe garantizar que permanezca en el rango elástico y por ende se diseña con  $Q=1$ .*

**16.3.5.1** Cuando la rigidez lateral de los marcos es proporcionada únicamente por diagonales de relación de esbeltez que sobrepasa los límites indicados en 3.3.2, se emplea un factor de comportamiento sísmico unitario ( $Q=1$ ), y se supone que la diagonal en tensión resiste toda la fuerza sísmica.

*Comentario:*

*Lo anterior se debe a que las diagonales no pueden completar los ciclos histeréticos estables y, por tanto, la estructura tiene muy poca capacidad de disipación de energía. Es deseable garantizar un comportamiento elástico ante acciones sísmicas.*

**16.3.5.2** El análisis debe ser elástico lineal, teniendo en cuenta que las diagonales no resisten compresiones.

*Comentario:*

*Debido a que los contraventeos de este sistema estructural tienen relaciones de esbeltez grandes, la capacidad a compresión es tan limitada que se supone despreciable en el proceso de diseño.*

**16.3.5.3** Los elementos estructurales se diseñan siguiendo las especificaciones de los Capítulos 5 a 8 de esta Norma, y las distorsiones máximas se limitarán a los valores indicados en la tabla 4.3.2 de la NTC-Sismo.

### 16.3.6 Contraventeos en estructuras cuyo diseño queda regido por viento

**16.3.6.1** En estructuras de un piso, cuyo diseño quede regido por viento, se permite utilizar contraventeos que trabajen exclusivamente en tensión.

## 16.4 Marcos con muros de placa de acero (MPD) de ductilidad alta, $Q=4$

### 16.4.1 Bases de diseño

**16.4.1.1** Esta sección se aplica a marcos que tienen placas de acero delgadas conectadas a las vigas y a las columnas, en algunos de los tableros que los forman.

*Comentario:*

*Las proporciones más estudiadas en marcos con muros de placa dúctiles se limitan a relaciones de aspecto entre  $0.8 < L/h < 2.5$  (fig. C-16.4.1.1). Conforme se incrementa la proporción  $L/h$  se requeriría progresivamente un elemento horizontal de borde (EHB) más grande, esto cuando se aplican los principios del diseño por capacidad.*

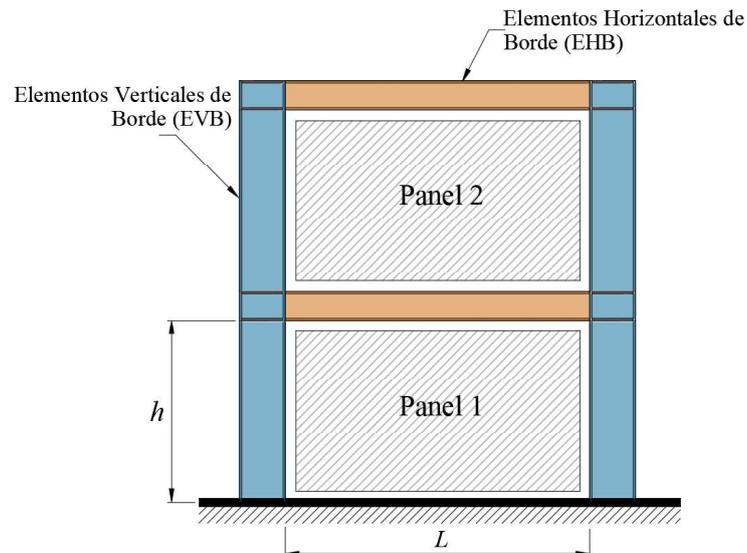


Figura C-16.4.1.1 Configuración de marcos con muros de placas dúctiles

**16.4.1.2** Se espera que los marcos con muros de placa dúctiles (MPD) diseñados siguiendo esta Norma tendrán una capacidad de deformación inelástica significativa, obtenida principalmente por fluencia de la placa y por la formación de articulaciones plásticas en los extremos de los elementos horizontales de borde (EHB).

*Comentario:*

*La fluencia del alma ocurre desarrollando un campo de tensión en un ángulo cercano a 45 grados respecto a la vertical y el pandeo de la placa se presentaría en dirección ortogonal.*

### 16.4.2 Análisis

**16.4.2.1** Se considerará que las placas de los MPD no resisten cargas gravitacionales. En lo que sigue se utilizan las palabras “placas” o “almas”.

**16.4.2.2** La resistencia requerida de los elementos de borde, horizontales y verticales, y de las conexiones de las placas, se obtendrá de las combinaciones de carga indicadas en la NTC-Criterios. Para determinar las fuerzas sísmicas se hará un análisis en el que se supondrá que todas las almas resisten fuerzas correspondientes a su resistencia esperada en tensión con un ángulo  $\alpha$ , de acuerdo con lo establecido en 16.4.4.2, y que los EHB resisten, en cada extremo, fuerzas debidas a flexión, iguales a  $1.1R_y M_p$ . Se supone que las almas trabajan en tensión, despreciando los efectos de las cargas gravitacionales.

**16.4.2.3** El esfuerzo de fluencia esperado en el alma se tomará igual que  $R_y F_y$ . Si se emplean tableros perforados, el esfuerzo efectivo de tensión esperado se obtendrá de acuerdo con 16.4.6.

*Comentario:*

*Los componentes verticales del campo de tensión están anclados a elementos horizontales de borde (EHB) en el panel superior y en el panel inferior. Los elementos EHB deben tener la resistencia suficiente para permitir el desarrollo de la fluencia completa por tensión en todo el ancho del panel.*

### 16.4.3 Requisitos del sistema

#### 16.4.3.1 Rigidez de los elementos de borde, verticales (EVB) y horizontales (EHB)

**16.4.3.1.1** Los elementos verticales de borde (EVB) tendrán un momento de inercia alrededor de un eje perpendicular al plano del alma,  $I_c$ , no menor que:

$$\frac{0.0031 t_a h^4}{L} \quad (16.4.3.1.1)$$

**16.4.3.1.2** El momento de inercia de los elementos horizontales de borde (EHB), en el mismo plano,  $I_v$ , no será menor que:

$$\frac{0.0031 L^4}{h} \quad (16.4.3.1.2)$$

veces la diferencia del espesor de las placas del alma encima y debajo de ellos.

- $I_v$  momento de inercia de un EHB respecto a un eje perpendicular a la placa del alma
- $I_c$  momento de inercia de un EVB respecto a un eje perpendicular a la placa del alma
- $L$  distancia entre ejes de los EVB
- $H$  distancia entre ejes de los EHB
- $t_a$  espesor del alma

#### 16.4.3.2 Relación de momentos en la conexión entre EVB y EHB

**16.4.3.2.1** Se deben satisfacer los requisitos de 16.2.1.5 para la relación de momentos en todas las conexiones entre EVB y EHB, sin considerar los efectos en las almas.

*Comentario:*

*Este requisito pretende asegurar que las columnas tengan una resistencia mayor que las vigas para favorecer la estabilidad del sistema.*

#### 16.4.3.3 Contraventeo

**16.4.3.3.1** Los EHB se deben contraventar para que satisfagan los requisitos de 16.1.2.3 para miembros de ductilidad media.

### 16.4.3.4 Aberturas en el alma

**16.4.3.4.1** Las aberturas en el alma estarán provistas, en todos sus lados, de elementos de borde intermedios que abarquen el ancho y la altura total del panel, a menos que se permita su ausencia de acuerdo con 16.4.6, o que se demuestre, experimental o analíticamente, que no son necesarios.

### 16.4.4 Miembros

#### 16.4.4.1 Requisitos básicos

**16.4.4.1.1** Los EHB, los EVB y los elementos de borde intermedios, deben satisfacer los requisitos de 16.1 para miembros de ductilidad alta.

*Comentario:*

*Debido a que las altas demandas de respuesta inelástica del muro con placa dúctil se transmiten a los elementos EHB, EVB y elementos de bordes intermedios, se debe garantizar que éstos serían capaces de desarrollar una respuesta estable.*

#### 16.4.4.2 Almas

**16.4.4.2.1** La resistencia de diseño en cortante del panel,  $F_R V_n$ , correspondiente al estado límite de fluencia por cortante, se determina con las expresiones siguientes:

$$V_n = 0.42 F_y t_a L_{pc} \text{sen}(2\alpha) \quad (16.4.4.2.1.1)$$

$L_{pc}$  distancia libre entre los patines de los EVB

$t_a$  espesor del alma

$\alpha$  ángulo de fluencia del alma, en grados, medido con respecto a la vertical. El ángulo  $\alpha$  se puede tomar igual que 40 grados o calcularse con la expresión:

$F_R$  factor de reducción de la resistencia igual que 0.90

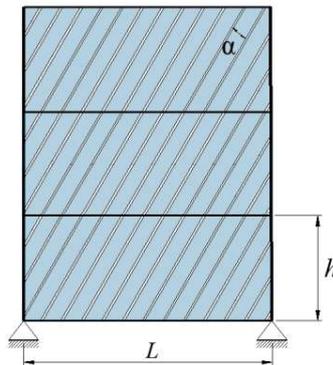
$$\tan^4 \alpha = \frac{1 + \frac{t_a L}{2A_c}}{1 + t_a h \left( \frac{1}{A_v} + \frac{h^3}{360I_c L} \right)} \quad (16.4.4.2.1.2)$$

$A_v$  área de la sección transversal de un EHB

$A_c$  área de la sección transversal en un EVB

*Comentario:*

*Las fuerzas cortantes laterales son resistidas por campos de tensión diagonal que se desarrollan en las almas, en la dirección  $\alpha$  definida por la ec. 16.4.4.2.1.2. Cuando los elementos de borde de un panel de alma no son idénticos. En la ec. 16.4.4.2.1.2 puede tomarse  $A_v$  igual que el promedio de las áreas de los dos EHB y los promedios de las áreas y de los momentos de inercia para los EVB. La resistencia en cortante plástico se determina dividiendo, para fines de análisis, cada panel de alma en un mínimo de 10 franjas, de anchos iguales, supuestas articuladas en los dos extremos, con la inclinación definida por el ángulo  $\alpha$ .*



**Figura 16.4.4.2.1 - Modelo de franjas en unas placas de un TPD**

### 16.4.4.3 Zonas protegidas

**16.4.4.3.1** Las zonas protegidas de un muro de placa dúctil deben satisfacer los requisitos de 16.1.6.1. Incluyen las partes siguientes:

- 1) Almas de los tableros
- 2) Elementos que unen las almas con los elementos verticales y horizontales de borde
- 3) Las zonas en las que se forman las articulaciones plásticas en cada extremo de los EHB, en una región que abarca desde el paño de la columna hasta una distancia igual que un peralte de la viga, o como se especifique en 16.1.6.1.

*Comentario:*

*Se esperaría que los marcos con muros de placas dúctiles y sus conexiones desarrollen grandes deformaciones inelásticas, por lo que sus componentes deben ser identificadas como zonas protegidas. Es deseable que las zonas rígidas estén identificadas en los planos estructurales y en obra.*

### 16.4.5 Conexiones

#### 16.4.5.1 Soldaduras de demanda crítica

**16.4.5.1.1** Las soldaduras siguientes se consideran de demanda crítica. Deben satisfacer los requisitos de 16.1.6.2.

- 1) Soldaduras de penetración completa en empalmes de columnas
- 2) Soldaduras en las uniones entre columnas y placas base  
Excepción. No se requieren soldaduras de demanda crítica cuando se puede demostrar que no puede formarse una articulación plástica en la columna en, o cerca, de la placa base porque hay restricciones que lo impiden y, además, no hay fuerza de tensión bajo las combinaciones de carga de diseño.
- 3) Soldaduras de las conexiones entre los elementos de borde verticales y horizontales.

*Comentario:*

*Las soldaduras de demanda crítica son equivalentes a las que se requieren en marcos rígidos dúctiles.*

#### 16.4.5.2 Conexiones entre EVB y EHB

**16.4.5.2.1** Deben satisfacerse los requisitos de 16.2.3.5.

- 1) Resistencia requerida

La resistencia en cortante requerida en la conexión se basará en las combinaciones de carga que se indican en la NTC-Criterios. Para obtener la carga sísmica se sumarán el cortante de la resistencia a flexión de la viga,  $V_{ap}$  (ec. 16.2.1.9.1), y el cortante resultante de la resistencia esperada de fluencia en tensión diagonal del alma, con una inclinación dada por el ángulo  $\alpha$ .

*Comentario:*

*Las conexiones entre EVB y EHB deben ser capaces de desarrollar una resistencia plástica definida por el EHB cuando se sigue la filosofía de diseño por capacidad. Se espera que se desarrollen articulaciones plásticas en los extremos del EHB, tal que el resto de los elementos deben ser diseñados con su resistencia esperada.*

## 2) Zonas de panel (zona común de viga y columna)

**16.4.5.2.2** La zona del panel del EVB adyacente a los EHB superior e inferior debe cumplir los requisitos de 16.2.1.10.

### 16.4.5.3 Conexiones del alma a los elementos de borde

**16.4.5.3.1** La resistencia requerida de las conexiones del alma a los elementos de borde verticales y horizontales que la rodean será igual que la resistencia de fluencia en tensión del alma calculada con el ángulo  $\alpha$ .

*Comentario:*

*El diseño de la conexión del alma a los elementos de borde debe anticipar la posibilidad de fluencia de la placa del alma. La conexión debe diseñarse con la resistencia esperada del alma considerando un mecanismo con fluencia del alma, desarrollando un campo de tensión y el pandeo de la placa en compresión.*

### 16.4.5.4 Empalmes de columnas

**16.4.5.4.1** Los empalmes cumplirán los requisitos del 16.1.5. Cuando se empleen soldaduras, serán de penetración completa.

**16.4.5.4.2** Se diseñarán para resistir, al menos, el 50 por ciento de la menor resistencia en flexión disponible de los miembros conectados. La resistencia requerida en cortante,  $V_u$ , se obtendrá como se indica en 16.1.5.3.

### 16.4.6 Almas perforadas

#### 16.4.6.1 Perforaciones circulares con distribución regular

*Comentario:*

*Las almas perforadas constituyen un caso especial en el que una distribución adecuada de perforaciones permite el paso de instalaciones, y puede utilizarse para reducir la resistencia y rigidez del muro de placa a los niveles requeridos en el diseño, cuando las placas resultan excesivamente delgadas. En la fig. C16.4.6.1 se muestra una distribución de agujeros típica.*

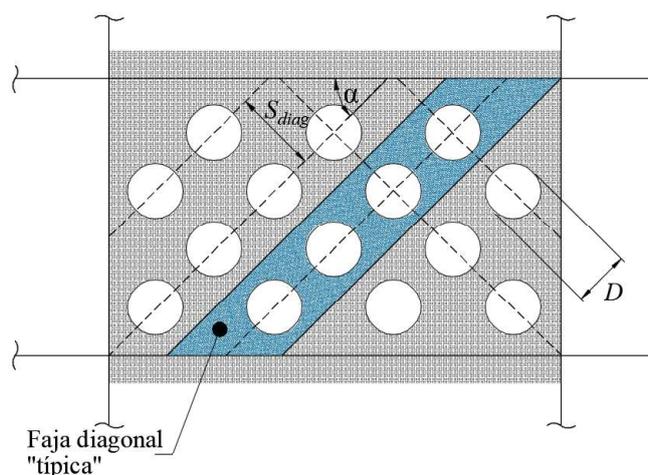


Figura C16.4.6.1 - Detalle esquemático de una placa perforada y una faja diagonal típica

*Si en el diseño de edificios de altura baja a media se emplean placas de acero laminadas en caliente, es posible que las de menor espesor disponible ocasionen en el panel del alma fuerzas mucho mayores que las necesarias,*

con el consiguiente aumento de las acciones sobre los EVB y los EHB, y un sistema más caro de lo necesario, lo que puede mejorarse utilizando placas perforadas.

**16.4.6.1.1** Se permite hacer perforaciones en la placa de alma siguiendo los lineamientos de esta sección. Los agujeros se distribuirán de manera regular, serán circulares y del mismo diámetro, y se harán en toda el área del alma, colocados sobre diagonales con el mismo ángulo de inclinación respecto a la vertical. Los bordes de los agujeros tendrán una rugosidad no mayor que 13 micras.

#### 16.4.6.1.1 Resistencia

**16.4.6.1.1.1** La resistencia de diseño en cortante del alma del tablero,  $F_R V_n$ , correspondiente al estado límite de fluencia por cortante en un alma perforada, se obtiene con la expresión:

$$V_n = 0.42 F_y t_a L_{pc} \left( 1 - \frac{0.7D}{S_{diag}} \right) \quad (16.4.6.1.1.1)$$

$F_R$	factor de reducción de la resistencia igual que 0.9
$D$	diámetro de los agujeros
$L_{pc}$	distancia libre entre los patines de los EVB
$S_{diag}$	distancia mínima entre centros de agujeros
$t_a$	espesor del alma

*Comentario:*

La ec. 16.4.6.1.1.1 considera que los agujeros están alineados en una diagonal a 45 grados desde la horizontal, ya que es la configuración más simple y práctica. En los casos donde la disposición sea sensiblemente diferente se deberían hacer los ajustes necesarios como se explica en AISC 341 (2022).

#### 16.4.6.1.2 Separación

**16.4.6.1.2.1** La separación  $S_{diag}$  entre agujeros no será menor que  $1.67D$ .

**16.4.6.1.2.2** La distancia entre los primeros agujeros y las conexiones del alma con los elementos de borde verticales y horizontales será por lo menos igual que  $D$ , pero sin exceder de  $D+0.7S_{diag}$ .

#### 16.4.6.1.3 Rigidez

**16.4.6.1.3.1** La rigidez de las placas perforadas regularmente se calcula empleando un espesor efectivo de la placa,  $t_{ef}$ , dado por:

$$t_{ef} = \frac{1 - \frac{\pi}{4} \left( \frac{D}{S_{diag}} \right)}{1 - \frac{\pi}{4} \left( \frac{D}{S_{diag}} \right) \left( 1 - \frac{N_r D \sin \alpha}{H_c} \right)} t_a \quad (16.4.6.1.3.1)$$

$H_c$	altura libre de la columna (y de la placa de alma) entre los patines de la viga
$N_r$	número de filas horizontales de perforaciones
$\alpha$	ángulo de las líneas más cortas entre centros de agujeros con respecto a la vertical, en grados

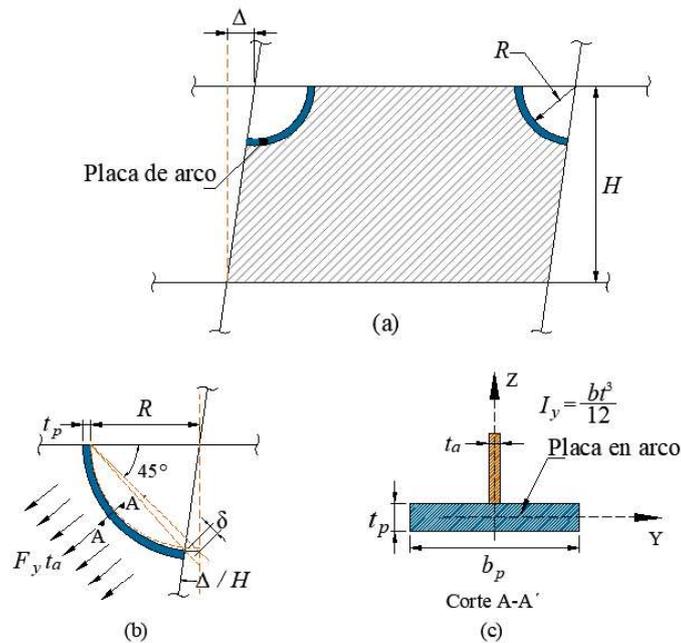
#### 16.4.6.1.4 Esfuerzos efectivos esperados de tensión

**16.4.6.1.4.1** El esfuerzo efectivo esperado de tensión que se usará para el análisis, en lugar del indicado en 16.4.2, será:

$$R_y F_y (1 - 0.7D/S_{diag}) \quad (16.4.6.1.5.1)$$

**16.4.6.2 Cortes de esquina reforzados**

**16.4.6.2.1** Se permiten cortes en forma de un cuarto de círculo en las esquinas de las almas, siempre que éstas se conecten a una placa en arco que siga el borde de los cortes. Las placas se diseñan para que permitan el desarrollo de la resistencia total del alma, y mantengan su resistencia durante las distorsiones de entrepiso de diseño. Esto se logra si se satisfacen las condiciones siguientes.



**Figura 16.4.6.2.1 a) - Alma con corte de esquina reforzado; b) Esquema de la deformación de la esquina; c) Detalle de la placa en arco utilizada para reforzar el corte.**

*Comentario:*

*Las fuerzas actuando en el arco reforzado son la combinación de efectos que se muestra en la fig. C16.4.6.2.1. La fuerza debida al cambio de ángulo en la esquina se usa para calcular el espesor de la placa  $t_a$  del arco que pretende reforzar la región del corte. Es aconsejable considerar un corte de esquina reforzado con la placa perpendicular para evitar que pueda propiciar el desarrollo de una fractura.*

**16.4.6.2.1 Diseño por tensión**

**16.4.6.2.1.1** La placa en arco tendrá la resistencia disponible necesaria para resistir la fuerza de tensión axial resultante de la tensión en la placa del alma, sin considerar otras fuerzas.

$$P_u = \frac{R_y F_y t_a R^2}{4e} \tag{16.4.6.2.1.1.1}$$

$R$  radio de los cortes

$$e = R \left( 1 - \frac{\sqrt{2}}{2} \right) \tag{16.4.6.2.1.1.2}$$

**16.4.6.2.1.2** Los EHB y los EVB se diseñan para resistir las fuerzas de tensión axial que actúen en el extremo del elemento de refuerzo en arco.

### 16.4.6.2.2 Diseño para las fuerzas en la conexión viga-columna

**16.4.6.2.2.1** La placa en arco tendrá la resistencia admisible necesaria para resistir los efectos combinados de fuerza axial y momento en el plano del alma, resultantes de la deformación de la conexión, en ausencia de otras fuerzas. La fuerza y el momento son:

$$P_u = \frac{15EI_y}{16e^2} \left( \frac{\Delta}{H} \right) \quad (16.4.6.2.2.1.1)$$

$$M_u = P_u e \quad (16.4.6.2.2.1.2)$$

$H$  altura del entrepiso

$I_y$  momento de inercia de la placa en arco alrededor del eje Y

$\Delta$  distorsión de diseño del entrepiso

## 16.5 Marcos rígidos compuestos (MRC)

Esta sección se aplica a marcos rígidos que cuentan con algún elemento estructural que trabaja en acción compuesta.

A menos que se indique otra cosa en esta sección, los elementos compuestos deben satisfacer los requisitos del Capítulo 10 de esta Norma. Además, los componentes de acero estructural deben satisfacer los requisitos aplicables de la presente Norma, y los componentes de concreto los de la NTC-Concreto.

*Comentario:*

*Esta sección se aplica a marcos rígidos que cuentan con algún miembro estructural (viga y columna) que trabaja en acción compuesta. Los marcos a momento compuestos incluyen una gran variedad de configuraciones donde las vigas de acero o compuestas se combinan con columnas de acero, de concreto, o compuestas.*

### 16.5.1 Marcos compuestos de ductilidad alta, $Q=4$

#### 16.5.1.1 Requisitos generales

**16.5.1.1.1** Los marcos rígidos compuestos (MRC) con ductilidad alta deben diseñarse como se indica en esta sección, que se aplica a marcos resistentes a momento con conexiones rígidas, y que pueden contener columnas y/o vigas compuestas.

**16.5.1.1.2** Además de cumplir con los requisitos de marcos compuestos de ductilidad media (ver 16.5.2) y baja (ver 16.5.3), se deben satisfacer los de esta sección.

#### 16.5.1.2 Bases de diseño

**16.5.1.2.1** Los marcos compuestos de ductilidad alta se deben diseñar para desarrollar deformaciones inelásticas significativas por flexión de las vigas, y deformaciones inelásticas moderadas por cortante en la zona del panel de acero de las conexiones. Para ello, se debe garantizar que la resistencia de diseño efectiva de las columnas deba ser mayor que la resistencia plástica de las vigas. Solo se permite plastificación de las columnas en la base. El diseño de conexiones viga-columna, incluyendo la zona del panel de acero, las placas de continuidad o diafragmas de acero, debe satisfacer los requisitos de 16.2.1.

*Comentario:*

*La intención es que los marcos compuestos de ductilidad alta, al igual que los marcos de acero o de concreto de ductilidad alta, se diseñen para desarrollar deformaciones inelásticas significativas por flexión en las vigas y en la base de las columnas, y en su caso deformaciones inelásticas moderadas por cortante en la zona del panel de columnas de acero. Se pretenden limitar o prevenir fallas frágiles o que produzcan un desempeño inadecuado, como pandeo local en miembros estructurales de acero, articulaciones plásticas en columnas, falla de la conectividad de placas o diafragmas de acero, desconchamiento o agrietamiento severo del concreto, una distorsión excesiva de la zona del panel en columnas de acero, entre otras.*

### 16.5.1.3 Análisis

**16.5.1.3.1** Las fuerzas sísmicas para el diseño de marcos compuestos (MRC) de ductilidad alta se calculan con  $Q = 4$ , con los métodos que se estipulan en la NTC-Sismo.

**16.5.1.3.2** El análisis de un marco compuesto (MCR) de ductilidad alta deberá satisfacer los requisitos de diseño que se describen en el Capítulo 3 de la Norma, que incluyen todas las deformaciones significativas en elementos y conexiones, efectos de segundo orden, imperfecciones geométricas, e incertidumbres en rigideces y resistencias.

**16.5.1.3.3** El diseño se basará en un análisis elástico de segundo orden. Pueden usarse valores nominales de la rigidez efectiva de las columnas, calculados partiendo de una sección transformada agrietada, o bien, con la rigidez efectiva en flexión, ( $EI_{ef}$ ), calculada con la ec. 10.3.9.3.

**16.5.1.3.4** Para el análisis y diseño se permiten el *método de la longitud efectiva* o el *método directo*, descritos en el Capítulo 3 y en 10.3.9.

*Comentario:*

*El diseño del sistema se debe basar en un análisis elástico de segundo orden. Para este análisis, esta norma permite el uso de valores nominales de la rigidez efectiva de las columnas, que para el caso de columnas compuestas pueden calcularse partiendo de una sección transformada agrietada, o bien, utilizando el valor de la rigidez efectiva en flexión,  $EI_{ef}$ , que se incluye en esta norma.*

### 16.5.1.4 Requisitos del sistema

#### 16.5.1.4.1 Relaciones ancho/espesor

**16.5.1.4.1.1** Las relaciones ancho/espesor de los elementos de acero en compresión de miembros compuestos diseñados para ductilidad alta no deben exceder el límite  $\lambda_{da}$  de la tabla 16.1.8.1. Se permite que los elementos de acero embebidos en concreto diseñados para ductilidad alta excedan el límite anterior, siempre que la sección de concreto los recubra en más de 100 mm, que el concreto esté confinado por el refuerzo transversal y que no se exceda el límite  $\lambda_{dm}$  de la tabla 16.1.8.1.

*Comentario:*

*El desarrollo de la alta ductilidad en miembros compuestos requiere la aplicación de secciones altamente dúctiles para prevenir fallas por pandeo local. Para elementos de acero embebidos en concreto se pueden emplear secciones ductilidad media, siempre que estén suficientemente embebidas en concreto con un adecuado confinamiento. Los datos de prueba disponibles de miembros compuestos rellenos sugieren que el límite de secciones compactas o moderadamente dúctiles no es adecuado para las deformaciones inelásticas requeridas en marcos compuestos dúctiles (Varma et al., 2004; Tort y Hajjar, 2004).*

**16.5.1.4.1.2** Las columnas compuestas embebidas de marcos dúctiles deberán cumplir los requisitos de detallado adicionales de las secciones 16.5.1.5.3 y las columnas compuestas rellenas los requisitos adicionales de 16.5.1.5.4.

#### 16.5.1.4.2 Unión viga columna

**16.5.1.4.2.1** Las columnas de acero o compuestas que concurren en un nudo deben diseñarse con una resistencia mínima probable igual o mayor que la resistencia plástica máxima esperada de las vigas que concurren en el mismo nudo. Para ello, debe satisfacerse la condición siguiente:

$$\frac{\Sigma M_{pc}^*}{\Sigma M_{pv}^*} > 1.0 \quad (16.5.1.4.2.1)$$

$\Sigma M_{pc}^*$  suma de los momentos resistentes nominales de las columnas de acero, compuestas o de concreto reforzado, que llegan a la junta, calculados considerando el efecto de la fuerza axial.

$\Sigma M_{pv}^*$  suma de los momentos resistentes esperados de las vigas de acero o compuestas que llegan a la junta

**16.5.1.4.2.2** La revisión anterior no es necesaria en los nudos de azotea, ni cuando la compresión máxima en las columnas es menor que el 10 por ciento de su resistencia de diseño ( $P_u < 0.1P_R$ ).

**16.5.1.4.2.3** Los momentos resistentes anteriores se calculan en la intersección de los ejes de vigas y columnas. Si los ejes de las vigas que llegan al nudo no coinciden, se considera la línea media entre ellos.

**16.5.1.4.2.4** El momento resistente nominal de columnas de acero se determina usando la ec. 16.2.1.5.1.b. Para columnas de concreto reforzado, el momento resistente se determina como lo indican la NTC-Concreto. Para columnas compuestas se determina con la ec.:

$$M_{pc}^* = M_R \left( \frac{R_c - P_u}{R_c - R_{cc}} \right) \leq M_R \quad (16.5.1.4.2.4)$$

$M_R$  momento resistente de diseño de la sección en flexión pura (ec. 10.3.4.1)

$R_c$  resistencia axial de diseño de la columna en compresión, reducida por estabilidad (ec. 10.3.2.1.a)

$R_{cc}$  resistencia axial nominal de la sección de concreto, reducida por estabilidad (ec. 10.3.5.1.2.1.c)

**16.5.1.4.2.5** Conservadoramente, el momento resistente de la columna de acero, de concreto o compuesta se puede determinar con la ec. siguiente:

$$M_{pc}^* = M_n \left( 1 - \frac{P_u}{P_n} \right) \quad (16.5.1.4.2.5)$$

**16.5.1.4.2.6** El momento resistente esperado en las vigas, en la intersección de sus ejes con los de las columnas, se puede determinar con la ec.:

$$M_{pv}^* = M_{pe} + M_{uv} \quad (16.5.1.4.2.6)$$

$M_{pe}$  resistencia plástica esperada de la viga, igual que  $M_{pe} = 1.1R_y Z F_y$  para una viga de acero. Para una viga compuesta, la resistencia puede determinarse con el método de distribución plástica de los esfuerzos o el de compatibilidad de deformaciones. En cualquier caso, se deben usar resistencias máximas esperadas de los materiales (por ejemplo, el esfuerzo máximo esperado del acero estructural y de refuerzo es  $F_{ye} = 1.1R_y F_y$ )

$M_{uv}$  momento adicional que produce en el eje de la columna el cortante esperado en la articulación plástica de la viga

**16.5.1.4.2.7** Alternativamente, el momento resistente esperado de vigas compuestas se puede determinar con la ec.:

$$\Sigma M_{pv}^* = R_y (M_n^+ + M_n^-) \quad (16.5.1.4.2.7)$$

$R_y$  sobrerresistencia del acero de refuerzo, igual que 1.25 de acuerdo con la tabla 16.1.1.3

$M_n^+$  resistencia a momento nominal positivo de la viga compuesta

$M_n^-$  resistencia a momento nominal negativo de la viga compuesta

*Comentario:*

*Para la resistencia a flexión de las columnas se deben considerar resistencias nominales (mínimas) y la potencial reducción de la resistencia a flexión por la carga axial, mientras que para las vigas se deben considerar resistencias esperadas (máximas) y el momento de flexión que produce el cortante en la viga en la articulación. Para vigas compuestas en nudos internos, la resistencia nominal de ambas vigas es la suma del momento a flexión positiva más la de flexión negativa, las cuales no necesariamente son iguales. Es importante mencionar que el cumplimiento de la ec. 16.5.1.4.2.1 no asegura que alguna de las columnas se plastifique individualmente; no obstante, procura que la plastificación de las vigas sea predominante en el potencial desarrollo de un mecanismo. Esta ec. 16.5.1.4.2.1 no considera los efectos biaxiales en el nudo de la columna y solo se aplica por separado en cada dirección de análisis. Se espera que el marco desarrolle mayor ductilidad para valores mayores de este cociente respecto a la unidad, siempre que se garantice que las conexiones cumplen también los requisitos de 16.5.1.6.*

**16.5.1.4.3 Arriostramiento de vigas**

**16.5.1.4.3.1** Las vigas de acero o compuestas de ductilidad alta deben estar arriostradas debidamente y satisfacer los requisitos de 16.5.2 y 16.5.3, además de los requisitos adicionales siguientes:

- a) La separación entre secciones de vigas de acero soportadas lateralmente no debe ser mayor que:

$$L_u = 0.086 r_y E / F_y \quad (16.5.1.4.3.1.a)$$

Si las vigas están embebidas en concreto, la determinación de  $r_y$  en el plano de pandeo se hará con la sección transformada elástica.

- b) Los dos patines de las vigas de acero deben estar arriostrados lateralmente, o toda la sección transversal estar arriostrada torsionalmente

Además, se arriostarán los puntos cercanos a cargas concentradas, cambios de sección transversal, y otros lugares donde el análisis indique que pueden formarse articulaciones plásticas.

- c) Los arriostramientos laterales tendrán una resistencia  $P_b$ , y una rigidez  $K_b$  mínimas de:

$$P_b \geq 0.06 M_{pe} / h_o \quad (16.5.1.4.3.1.c.1)$$

$$K_b \geq \frac{20 M_{pe}}{F_R L_b h_o} \quad (16.5.1.4.3.1.c.2)$$

- d) Si el arriostramiento es torsional, tendrá una resistencia  $M_b$  mínima de:

$$M_b \geq 0.06 M_{pe} \quad (16.5.1.4.3.1.d)$$

- $F_R$  factor de reducción de la resistencia igual que 0.75  
 $h_o$  distancia entre los centros de gravedad de los patines  
 $M_{pe}$  momento plástico esperado de la viga de acero ( $M_{pe} = R_y F_y Z$ )

*Comentario:*

*En marcos compuestos debería prevenirse una falla por pandeo lateral-torsional en la viga cuando menos hasta que se alcance la distorsión límite de 0.030 que se establece en la NTC-Sismo. Las ecs. 16.5.1.4.3.1.c.1 a 16.5.1.4.3.1.d garantizan que el arriostramiento tenga una resistencia y rigidez suficiente para darle soporte lateral eficientemente a la viga.*

**16.5.1.5 Miembros****16.5.1.5.1 Zonas protegidas**

**16.5.1.5.1.1** Se consideran zonas protegidas los extremos de las vigas, donde se espera que se formen articulaciones plásticas.

*Comentario:*

*En general, se supone que las articulaciones plásticas en marcos rígidos, y por tanto las zonas protegidas, se extienden desde el paño de la columna hasta un peralte de la viga.*

**16.5.1.5.1.2** Están prohibidos los cambios abruptos de sección, soldaduras, barrenos o cortes dentro de la zona protegida, a menos que se demuestre con pruebas experimentales reportadas en la literatura especializada que la configuración resultante pueda desarrollar una articulación plástica estable hasta al menos 1.25 veces la distorsión límite de la tabla 4.3.2 de la NTC-Sismo.

*Comentario:*

*La zona protegida es donde se esperan las demandas inelásticas mayores en el sistema. En un sistema de marco rígido o momento-resistente, esto se espera en los extremos de las vigas de acero o compuestas, y con limitada fluencia en la zona del panel en el caso de columnas de acero.*

#### 16.5.1.5.2 Patines de vigas

16.5.1.5.2.1 Se prohíben cambios abruptos en el área de los patines de la viga de acero en las zonas protegidas.

#### 16.5.1.5.3 Detallado de columnas compuestas embebidas

16.5.1.5.3.1 Las columnas compuestas embebidas deben satisfacer las especificaciones del Capítulo 10 de esta Norma. Los componentes de acero estructural de columnas compuestas embebidas de ductilidad alta deberán satisfacer los requisitos de 16.2.1, y los componentes de concreto y acero de refuerzo deben cumplir los requisitos de detallado de columnas de concreto reforzado de marcos dúctiles de la NTC-Concreto.

16.5.1.5.3.2 Adicionalmente, las columnas compuestas embebidas de ductilidad alta deben satisfacer los requisitos adicionales siguientes:

- a) El área de la sección transversal del perfil de acero debe ser, como mínimo, igual que 1 por ciento del área total de la sección transversal compuesta
- b) El área de refuerzo transversal deberá ser mayor que:

$$A_{sh} \geq 0.09 h_{cc} s \left( 1 - \frac{F_y A_a}{P_R} \right) \left( \frac{f'_c}{F_{yr}} \right) \quad (16.5.1.5.3.2.b)$$

$f'_c$  y  $h_{cc}$  resistencia en compresión y peralte de la sección transversal del concreto confinado por el refuerzo transversal  
 $s$  y  $F_{yr}$  separación y esfuerzo de fluencia del refuerzo transversal  
 $A_a$  y  $F_y$  área y esfuerzo de fluencia del acero estructural  
 $P_R$  resistencia en compresión de la columna compuesta, que se determina con la ec. 10.3.2.1.a

- c) El refuerzo transversal consistirá en estribos cerrados, refuerzo en espiral o zunchos, que cumplan los requisitos de confinamiento altamente dúctil indicados de la NTC-Concreto
- d) La separación,  $s$ , del refuerzo transversal en los extremos no será mayor que:
  - i)  $b_c/4$   $b_c$  es la dimensión menor de la sección transversal
  - ii)  $6d_r$   $d_r$  es el diámetro mayor de las varillas de refuerzo longitudinal
  - iii)  $12d_{rt}$   $d_{rt}$  es el diámetro del refuerzo transversal
  - iv)  $15 \text{ cm}$
- e) La separación indicada en el párrafo anterior se conserva en el nudo viga-columna y se extiende hacia el centro de la columna en una longitud, medida desde el paño inferior de la viga, de:
  - i) un cuarto de la altura libre de la columna
  - ii) una vez y media la dimensión mayor de la sección transversal
  - iii)  $75 \text{ cm}$
- f) El refuerzo transversal en la zona del nudo de las columnas compuestas embebidas se puede remplazar por placas y/o soleras soldadas a las vigas de acero. Si se usan placas de altura igual o mayor que el peralte de las vigas, estas placas pueden colocarse a paño de columnas siempre que el acero longitudinal también quede sujeto.

*Comentario:*

*Los estribos en la zona del nudo de columnas compuestas embebidas no se pueden cerrar debido a que se interceptan con el alma de las vigas de acero que se conectan a la columna. Para resolver esto, no se recomienda barrenar agujeros en el alma para el paso de los estribos. En su lugar, los estribos se pueden remplazar por soleras, placas que confinen el nudo, entre otras soluciones.*

- g) Fuera de la longitud indicada arriba, la separación no será mayor que el doble de la requerida para los extremos, o bien, la necesaria por resistencia. En empalmes, cambios de sección, o en cambios abruptos de resistencia y/o rigidez, la separación será igual que la requerida para los extremos
- h) Los empalmes, dobleces, longitudes de desarrollo, y otros detalles de armado en columnas compuestas ahogadas cumplirán con los requisitos de elementos dúctiles de la NTC-Concreto
- i) No se permite el uso de mallas electrosoldadas como acero de refuerzo en columnas compuestas embebidas
- j) El diseño debe considerar cualquier efecto adverso debido a cambios abruptos de resistencia y/o rigidez en los elementos estructurales.

*Comentario:*

*Las transiciones a elementos de concreto reforzado o de acero estructural, y la zona de transición a la placa base se consideran cambios abruptos.*

#### **16.5.1.5.4 Detallado de columnas compuestas rellenas**

Las columnas compuestas rellenas deben satisfacer el Capítulo 10 de esta Norma, y los requisitos adicionales siguientes:

##### **16.5.1.5.4.1 Diafragmas o placas de continuidad**

**16.5.1.5.4.1.1** Los diafragmas o placas de continuidad en columnas compuestas rellenas pueden ser interiores o exteriores. En cualquiera de los casos, deben cumplir los requisitos siguientes.

- a) Su espesor será igual o mayor que el del patín más grueso de las vigas de acero que se conecten a la columna
- b) Deben soldarse en todo el perímetro de la columna utilizando soldaduras de penetración completa, o de filete en ambos lados de la placa. La soldadura de las placas interiores puede ser completa y puede exigir cortes de la columna en varios tramos.

*Comentario:*

*Los diafragmas interiores deben tener una abertura circular de tamaño adecuado para el paso de concreto.*

**16.5.1.5.4.1.2** En columnas compuestas rellenas se deben tomar las precauciones necesarias para vibrar adecuadamente el concreto y evitar que se presente segregación.

*Comentario:*

*En columnas compuestas rellenas se recomienda utilizar concreto autocompactable o un producto similar, que evite los problemas de segregación, un mal vibrado, o alta contracción por secado, así como un colado completo sin vacíos.*

**16.5.1.5.4.1.3** Debe darse atención especial a la compactación del concreto en la zona de los diafragmas interiores, a fin de evitar discontinuidades en ella.

*Comentario:*

*Se sugiere que las juntas de colado de columnas compuestas rellenas se proyecten en el nivel inferior de alguno de los diafragmas interiores, de tal forma que se pueda rellenar con mortero expansivo (grout) el posible espacio, en caso de presentarse contracción por secado del concreto. El relleno con mortero expansivo debe llegar al nivel superior de la abertura del diafragma interior.*

##### **16.5.1.5.4.2 Refuerzo en secciones huecas rectangulares para el concreto en estado fresco**

**16.5.1.5.4.2.1** En las columnas compuestas rellenas, de sección cuadrada o rectangular, deben colocarse refuerzos exteriores temporales durante el colado del concreto fresco, que no se retirarán hasta que el concreto alcance el 70 por ciento de la resistencia de diseño. Estos refuerzos deben colocarse a lo largo de las columnas rectangulares, espaciados a distancias no mayores que un sexto de la altura de entrepiso. El refuerzo temporal se puede omitir en el nivel de las placas base, los diafragmas interiores o exteriores, y las vigas conectadas a la columna.

*Comentario:*

*El objeto del refuerzo exterior temporal es evitar deformaciones locales del tubo de acero de sección cuadrada o rectangular debidas a la presión hidrostática del concreto en estado fresco. Una vez endurecido el concreto, los refuerzos se retiran y pueden consistir en placas o ángulos soldados o atornillados entre ellos. Durante la instalación de los refuerzos se debe cuidar que haya un contacto continuo con la sección de acero, pero que no se induzcan deformaciones locales hacia el interior del tubo rectangular.*

### 16.5.1.6 Conexiones

#### 16.5.1.6.1 Conexiones viga columna

**16.5.1.6.1.1** Todas las conexiones en marcos compuestos de ductilidad alta deben ser rígidas (o conexiones a momento). Las conexiones entre los componentes de acero de los elementos compuestos deberán satisfacer los requisitos de 16.2.1.9.

**16.5.1.6.1.2** Además, las conexiones viga columna deben cumplir los requisitos siguientes:

- a) La conexión deberá ser capaz de admitir una distorsión de entrepiso de al menos 0.04 rad
- b) La resistencia en flexión de la conexión, medida en el paño de la columna cuando la distorsión de entrepiso es de 0.04 rad, deberá ser de al menos el 80 por ciento del momento plástico de la viga conectada.

*Comentario:*

*En marcos rígidos compuestos se debe garantizar que las conexiones viga-a-columna son lo suficientemente resistente para permitir que el sistema alcance la distorsión límite de diseño de 0.030 que establece la NTC-Sismo. El valor de distorsión de 0.040 que debe alcanzar la conexión con una resistencia posterior a la fluencia de al menos el 80 por ciento garantiza que, junto con el cumplimiento de los requisitos previos, el sistema alcance la ductilidad objetivo que se establece en el diseño. Mayor información en Azizinamini y Schneider 2004; Ricles et al. 2004; Herrera et al. 2008).*

*Si bien esta norma permite el diseño de vigas compuestas basadas únicamente en los requisitos del Capítulo 9, se deben considerar los efectos de la carga cíclica reversible sobre la resistencia y la rigidez de los pernos de cortante. Esto es particularmente importante para marcos compuestos dúctiles donde las cargas de diseño se calculan suponiendo ductilidad y tenacidad de los miembros críticos. En ausencia de datos de prueba para respaldar requisitos específicos, las siguientes medidas especiales deben considerarse en marcos dúctiles compuestos: (1) implementación de un plan de inspección y aseguramiento de calidad para verificar la adecuada soldadura de los conectores de cortante en las vigas; y (2) uso de anclajes de pernos de acero adicionales a los requeridos y adyacente a las regiones de las vigas en las que se espera la articulación de plástica.*

#### 16.5.1.6.2 Resistencia requerida en cortante de la conexión

**16.5.1.6.2.1** La resistencia requerida en la conexión será la mayor de:

- a) El cortante obtenido del análisis estructural, con las combinaciones de carga que establecen la NTC-Criterios
- b) La proporcionada por la expresión

$$V_u = 2M_{pe}/L_h \quad (16.5.1.6.2.1)$$

$M_{pe}$  momento plástico esperado de la viga, igual que  $M_{pe} = 1.1R_y Z F_y$  para vigas de acero.

$L_h$  distancia entre los centros de las articulaciones plásticas de la viga

**16.5.1.6.2.2** El momento plástico de vigas compuestas puede determinarse con los métodos de la distribución plástica de esfuerzos o de compatibilidad de deformaciones, utilizando la resistencia máxima probable de los materiales

#### 16.5.1.6.3 Empalmes

**16.5.1.6.3.1** Los empalmes entre los componentes de acero estructural deben satisfacer los requisitos de 16.1.5.

#### 16.5.1.6.4 Placas base

**16.5.1.6.4.1** Las conexiones entre los componentes de acero estructural de una columna compuesta y su placa base deben satisfacer los requisitos del Capítulo 13 de esta Norma.

#### 16.5.1.6.5 Soldaduras de demanda crítica

**16.5.1.6.5.1** Son las siguientes:

- a) Todas las de las zonas protegidas
- b) Entre empalmes de columnas
- c) En la conexión de columnas y placas base
- d) De penetración completa, entre los patines de vigas de acero y la columna
- e) En placas de continuidad
- f) En placas atiesadoras de vigas que queden en el paño de columnas compuestas ahogadas
- g) Entre almas de vigas y columnas.

#### 16.5.2 Marcos compuestos de ductilidad media, $Q=3$

##### 16.5.2.1 Requisitos generales

**16.5.2.1.1** Los marcos rígidos compuestos de ductilidad media deben diseñarse como se indica en esta sección, que se aplica a marcos resistentes a momento con conexiones rígidas, que pueden contener columnas y/o vigas compuestas.

**16.5.2.1.2** Además de cumplir con los requisitos de marcos compuestos de ductilidad baja (ver 16.5.3), se deben satisfacer los de esta sección.

##### 16.5.2.2 Bases de diseño

**16.5.2.2.1** Los marcos compuestos de ductilidad media se deben diseñar para desarrollar deformaciones inelásticas moderadas por flexión de las vigas, y deformaciones inelásticas menores por cortante en la zona del panel, para ello, se debe garantizar que la resistencia de diseño de las columnas deba ser mayor que la resistencia plástica de las vigas. Sólo se permite la plastificación de las columnas en la base. El diseño de las conexiones viga-columna, incluyendo la zona del panel, y de las placas de continuidad o diafragmas, debe satisfacer los requisitos de 16.2.

##### 16.5.2.3 Análisis

**16.5.2.3.1** Las fuerzas sísmicas para el diseño de marcos de ductilidad media se calcularán con  $Q = 3$ , con los métodos que se estipulen en la NTC-Sismo.

##### 16.5.2.4 Requisitos del sistema

###### 16.5.2.4.1 Relaciones ancho/espesor

**16.5.2.4.1.1** Las relaciones ancho/espesor de los elementos de acero en compresión de miembros compuestos diseñados para ductilidad media no deben exceder el límite  $\lambda_{dm}$  de la tabla 16.1.8.1.

*Comentario:*

*El desarrollo de la ductilidad media en elementos de acero de marcos compuestos requiere la aplicación de secciones moderadamente dúctiles que prevengan fallas por pandeo local. Esto implica que las relaciones ancho/espesor se limiten a un intervalo que proporcione secciones transversales compuestas resistentes al pandeo local.*

**16.5.2.4.2 Relación de momentos de columnas y vigas**

**16.5.2.4.2.1** Las columnas de acero o compuestas que concurren en un nudo deben tener una resistencia mínima probable igual o mayor que la resistencia plástica máxima esperada de las vigas. Debe satisfacerse la condición siguiente:

$$\frac{\Sigma M_{pc}^*}{\Sigma M_{pv}^*} \geq 1.0 \quad (16.5.2.4.2.1)$$

**16.5.2.4.2.2** Los términos y los momentos resistentes se definen en 16.5.1.4.2.

**16.5.2.4.2.3** No es necesario que esta condición se cumpla en conexiones de columnas con vigas del último nivel.

**16.5.2.4.3 Arriostramiento lateral torsional de vigas**

**16.5.2.4.3.1** Las vigas de acero de ductilidad media deben cumplir los requisitos de 16.5.3 y las condiciones adicionales:

- a) La separación entre secciones de vigas de acero soportadas lateralmente no debe exceder de:

$$L_u = 0.17 r_y E / F_y \quad (16.5.2.4.3.1.a)$$

- b) Los dos patines de las vigas de acero deben estar arriostrados lateralmente, o toda la sección transversal estará arriostrada torsionalmente  
c) Los arriostramientos laterales tendrán una resistencia  $P_b$ , y una rigidez  $K_b$  mínimas de:

$$P_b \geq 0.02 M_{pe} / h_o \quad (16.5.2.4.3.1.c.1)$$

$$K_b \geq \frac{10 M_{pe}}{F_R L_b h_o} \quad (16.5.2.4.3.1.c.2)$$

- d) Si el arriostramiento es torsional, tendrá una resistencia  $M_b$  mínima de:

$$M_b \geq 0.024 M_{pe} \quad (16.5.2.4.3.1.d)$$

**16.5.2.5 Miembros****16.5.2.5.1 Detallado de columnas compuestas embebidas**

**16.5.2.5.1.1** Las columnas compuestas embebidas de ductilidad media deben satisfacer los requisitos adicionales siguientes:

- El área de la sección transversal del perfil de acero debe ser, como mínimo, igual que 1 por ciento del área total de la sección transversal compuesta
- El concreto que recubre al perfil de acero debe estar reforzado por barras longitudinales continuas y refuerzo transversal compuesto por estribos o espirales
- El refuerzo transversal consistirá en estribos cerrados o zunchos, que satisfarán los requisitos de confinamiento moderadamente dúctil de la NTC-Concreto
- La separación,  $s$ , del refuerzo transversal en los extremos de las columnas no será mayor que: (a)  $b_c/2$ , donde  $b_c$  es la dimensión menor de la sección transversal; (b)  $8d_r$ , donde  $d_r$  es el diámetro mayor de las varillas de refuerzo longitudinal; (c)  $24d_r$ , donde  $d_r$  es el diámetro del refuerzo transversal; (d) 30 cm
- La separación indicada en el párrafo anterior se conserva en el nudo viga-columna y se extiende hacia el centro de la columna en una longitud medida desde el paño inferior de la viga, de: (a) un sexto de la altura libre de la columna; (b) la dimensión mayor de la sección transversal; (c) 45 cm
- Fuera de la longitud indicada arriba, la separación no será mayor que el doble de la requerida para los extremos, o bien, la necesaria por resistencia. En el caso de columnas conectadas a elementos rígidos, tal como muros de cortante

o contraventeos, o en cambios abruptos de resistencia y/o rigidez, la separación será, en toda la columna, igual que el requerido para los extremos

- g) Los empalmes, dobleces, longitudes de desarrollo, y otros detalles de armado en columnas compuestas embebidas cumplirán con los requisitos de elementos moderadamente dúctiles de la NTC-Concreto
- h) No se permite el uso de mallas electrosoldadas como acero de refuerzo en columnas compuestas embebidas
- i) El diseño debe considerar cualquier efecto adverso debido a cambios abruptos de resistencia y/o rigidez en los elementos estructurales.

*Comentario:*

*Las transiciones a elementos de concreto reforzado o de acero estructural y la zona de transición a la placa base se consideran cambios abruptos.*

#### 16.5.2.5.2 Detallado de columnas compuestas rellenas

16.5.2.5.2.1 Se cumplirán los requisitos de 16.5.1.

#### 16.5.2.5.3 Conexiones viga columna

16.5.2.5.3.1 Todas las conexiones en marcos compuestos de ductilidad media deben ser rígidas (o conexiones que resisten momento). Las conexiones entre los componentes de acero de los elementos compuestos deben satisfacer los requisitos de 16.5.1.

16.5.2.5.3.2 Además, deben cumplir los requisitos siguientes:

- a) Serán capaces de admitir una distorsión de entrepiso de al menos 0.03 rad
- b) Su resistencia en flexión medida en el eje de la columna cuando la distorsión de entrepiso es no menor de 0.03 rad será, como mínimo, el 80 por ciento del momento plástico de diseño de la viga conectada.

*Comentario:*

*En este sistema se debe garantizar que las conexiones viga a columna es lo suficientemente resistente para permitir que el sistema alcance la distorsión límite de diseño de 0.020 que establece la NTC-Sismo. El valor de distorsión de 0.030 que debe alcanzar la conexión con una resistencia posterior a la fluencia de al menos el 80 por ciento garantiza que, junto con el cumplimiento de los requisitos previos, el sistema alcance la ductilidad objetivo que se establece en el diseño.*

#### 16.5.2.5.4 Resistencia requerida en cortante de la conexión

16.5.2.5.4.1 La resistencia requerida en las vigas en la conexión será la mayor de:

- a) La fuerza cortante obtenida en el análisis estructural, con las combinaciones de carga que establecen la NTC-Criterios
- b) La proporcionada por la expresión

$$V_u = 2M_{pe}/L_h \quad (16.5.2.5.4.1)$$

$M_{pe}$  momento plástico esperado de la viga igual que  $1.1R_y M_p$

$L_h$  distancia entre los centros de las articulaciones plásticas de la viga.

#### 16.5.2.5.5 Empalmes

16.5.2.5.5.1 Se deben satisfacer los requisitos de 16.1.5.

#### 16.5.2.5.6 Placas base

16.5.2.5.6.1 Se deben satisfacer los requisitos del Capítulo 13 de esta Norma.

### 16.5.2.5.7 Zonas protegidas

**16.5.2.5.7.1** Se consideran zonas protegidas los extremos de las vigas, donde se espera que se formen articulaciones plásticas.

*Comentario:*

*En general, las articulaciones plásticas en marcos rígidos, y por tanto las zonas protegidas, se extienden desde el paño de la columna hasta un peralte de la viga.*

**16.5.2.5.7.2** No se permiten cambios abruptos de sección, soldaduras, barrenos o cortes dentro de la zona protegida, a menos que se demuestre con pruebas experimentales reportadas en la literatura especializada que la configuración resultante pueda desarrollar una articulación plástica estable hasta al menos 1.25 veces la distorsión límite de la tabla 4.3.2 de la NTC-Sismo.

### 16.5.2.5.8 Soldaduras de demanda crítica

**16.5.2.5.8.1** Son las siguientes:

- a) Entre empalmes de columnas
- b) En la conexión de columnas y placas base
- c) De penetración completa, entre los patines de vigas de acero y la columna
- d) En placas de continuidad
- e) En placas atiesadoras de vigas que queden en el paño de columnas compuestas embebidas
- f) Entre almas de vigas y columnas.

### 16.5.3 Marcos compuestos de ductilidad baja, $Q=2$

*Comentario:*

*Un detallado sísmico con ductilidad baja puede alcanzarse cumpliendo en general un diseño por resistencia como se establece en el Capítulo 10 de esta norma y algunos requisitos adicionales que se detallan en esta sección. En este sistema de marcos compuestos de ductilidad baja se diseña para desarrollar deformaciones inelásticas limitadas por flexión de las vigas y limitadas por cortante en la zona del panel de columnas de acero.*

#### 16.5.3.1 Requisitos generales

**16.5.3.1.1** Los marcos rígidos compuestos de ductilidad baja deben diseñarse como se indica en esta sección, que se aplica a marcos resistentes a momento con conexiones rígidas, que pueden contener columnas y/o vigas compuestas.

#### 16.5.3.2 Bases de diseño

**16.5.3.2.1** Los marcos compuestos de ductilidad baja se deben diseñar para desarrollar deformaciones inelásticas limitadas por flexión de las vigas y por cortante en la zona del panel.

*Comentario:*

*Con esta Norma se pretende que los elementos estructurales y sus conexiones en marcos compuestos de ductilidad baja garanticen deformaciones inelásticas limitadas.*

#### 16.5.3.3 Análisis

**16.5.3.3.1** Las fuerzas sísmicas para el diseño de marcos compuestos de ductilidad baja se calculan con  $Q=2$ , con los métodos que se estipulen en la NTC-Sismo.

**16.5.3.3.2** El diseño se basará en un análisis elástico de segundo orden. Para él, pueden usarse valores nominales de la rigidez efectiva de las columnas, calculados partiendo de una sección transformada agrietada, o bien, con la rigidez efectiva en flexión, ( $EI_{ef}$ ), calculada con la ec. 10.3.9.3.

**16.5.3.3.3** Para el análisis y diseño se permiten el *método de la longitud efectiva* o el *método directo*, descritos en el Capítulo 3.

### 16.5.3.4 Requisitos del sistema

#### 16.5.3.4.1 Relaciones ancho/espesor

**16.5.3.4.1.1** Las relaciones ancho/espesor de los elementos de acero en compresión de miembros compuestos diseñados para desarrollar una ductilidad baja no deben exceder el límite  $\lambda_{dm}$  de la tabla 16.1.8.1. Esto no se requiere en elementos de acero completamente embebidos en concreto.

*Comentario:*

*El desarrollo de la ductilidad baja en elementos de acero de miembros compuestos requiere el uso de secciones compactas o modernamente dúctiles para que desarrolle fluencia en el acero previo al pandeo local.*

#### 16.5.3.4.2 Relación entre los momentos resistentes de columnas y vigas

**16.5.3.4.2.1** Las columnas y vigas de un marco rígido pueden diseñarse para las demandas obtenidas con un análisis elástico de segundo orden.

#### 16.5.3.4.3 Arriostramiento lateral-torsional de vigas

**16.5.3.4.3.1** Las vigas de acero de ductilidad baja deben cumplir los requisitos de los Capítulos 6 y 7.

### 16.5.3.5 Miembros

#### 16.5.3.5.1 Detallado de columnas compuestas embebidas

**16.5.3.5.1.1** El componente de acero estructural de columnas compuestas embebidas de ductilidad baja deberá satisfacer los requisitos del Capítulo 10 de la presente Norma. Por su parte, los componentes de concreto y acero de refuerzo deben cumplir los requisitos de detallado de columnas de concreto reforzado de marcos de ductilidad baja de la NTC-Concreto.

#### 16.5.3.5.2 Detallado de columnas compuestas rellenas

**16.5.3.5.2.1** Las columnas compuestas rellenas deben satisfacer los requisitos del Capítulo 10.

#### 16.5.3.5.3 Diafragmas o placas de continuidad

**16.5.3.5.3.1** Ver 16.5.1.5.4.1.

#### 16.5.3.5.4 Refuerzo para concreto en estado fresco

**16.5.3.5.4.1** Ver 16.5.1.5.4.2.

### 16.5.3.6 Conexiones

#### 16.5.3.6.1 Conexiones viga columna

**16.5.3.6.1.1** Todas las conexiones viga columna en marcos compuestos de ductilidad baja deben ser rígidas (o conexiones resistentes a momento). Las conexiones entre los componentes de acero de los elementos compuestos deben satisfacer los requisitos del Capítulo 11.

**16.5.3.6.1.2** Adicionalmente, las conexiones viga columna han de cumplir con los requisitos siguientes:

- a) Deberán ser capaces de admitir una distorsión de entrepiso de al menos 0.02 rad
- b) Su resistencia en flexión, medida en el paño de la columna, cuando una distorsión de entrepiso es de 0.04 rad, será, como mínimo, igual que 80 por ciento del momento plástico de la viga conectada.

*Comentario:*

*En este sistema se recomienda también garantizar que las conexiones viga a columna son lo suficientemente resistente para permitir que el sistema alcance la distorsión límite de diseño de 0.015 que establece la NTC-Sismo. El valor de distorsión de 0.020 que debe alcanzar la conexión con una resistencia de al menos el 80 por ciento, garantiza que, junto con el cumplimiento de los requisitos previos, el sistema alcance la ductilidad objetivo que se establece en el diseño. Generalmente no se requieren pruebas de conexiones para garantizar este requisito, aunque se recomienda evitar el uso de conexiones en las que se sospeche tendrán un desempeño frágil.*

**16.5.3.6.2 Cortante requerido**

**16.5.3.6.2.1** La resistencia en cortante en una columna compuesta se determina con un análisis elástico de segundo orden, como se indica en el Capítulo 3.

**16.5.3.6.3 Empalmes**

**16.5.3.6.3.1** Los empalmes entre los componentes de acero estructural deben satisfacer los requisitos de 16.1.5.

**16.5.3.6.4 Placas base**

**16.5.3.6.4.1** Las conexiones entre los componentes de acero estructural de una columna compuesta y su placa base deben satisfacer los requisitos del Capítulo 13 de esta Norma.

**16.5.3.6.5 Zonas protegidas**

**16.5.3.6.5.1** Se consideran zonas protegidas los extremos de las vigas, donde se espera que se formen articulaciones plásticas.

*Comentario:*

*En general, las articulaciones plásticas en marcos rígidos, y por tanto las zonas protegidas, se extienden desde el paño de la columna hasta un peralte de la viga.*

**16.5.3.6.5.2** No se permiten cambios abruptos de sección, soldaduras, barrenos o cortes dentro de la zona protegida, a menos que se demuestre con pruebas experimentales reportadas en la literatura especializada que la configuración resultante pueda desarrollar una articulación plástica estable hasta al menos 1.25 veces la distorsión límite de la tabla 4.3.2 de la NTC-Sismo.

**16.5.3.6.6 Soldaduras de demanda crítica**

**16.5.3.6.6.1** Son las siguientes:

- a) Entre empalmes de columnas
- b) En la conexión de columnas y placas base
- c) De penetración completa, entre los patines de vigas de acero y la columna
- d) En placas de continuidad
- e) En placas atiesadoras de vigas que queden en el paño de columnas compuestas embebidas
- f) Entre almas de vigas y columnas.

**16.5.4 Marcos con conexiones semirrígidas compuestas de ductilidad media,  $Q=3$** **16.5.4.1 Requisitos generales**

**16.5.4.1.1** Los marcos con conexiones semirrígidas compuestas deben diseñarse como se indica en esta sección, que se aplica a marcos resistentes a momento con conexiones semirrígidas compuestas, y que pueden contener columnas y/o vigas compuestas o de acero.

*Comentario:*

*Como se ilustra en la fig. C16.5.4.1.1, un tipo de conexión viga columna compuesta del tipo semirrígida compuesta consiste en componentes de acero de asiento (ángulo, T, u otros similares) atornillados o soldados en el patín de*

la columna y el patín inferior de la viga, y sobre el patín superior una losa de concreto con acero de refuerzo especial que trabaja conjuntamente con la viga de acero.

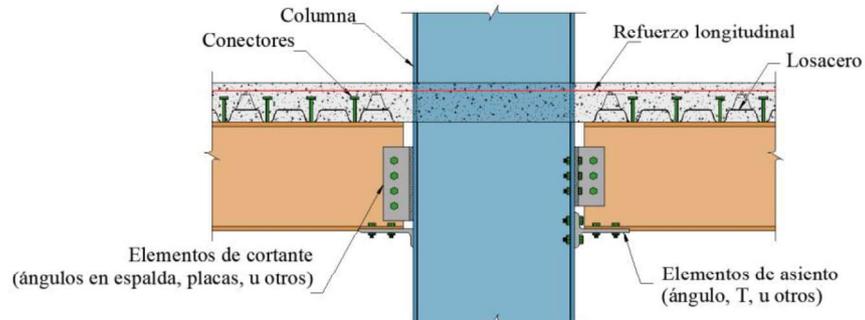


Figura C 16.5.4.1.1 - Conexión semirrígida compuesta

*Comentario:*

Los marcos momento resistente con conexiones semirrígidas compuestas está integrado por columnas de acero estructural y vigas compuestas, conectadas con uniones semirrígidas compuestas o parcialmente restringidas (Zandonini y León 1992; León y Kim 2004; Thermou et al. 2004). En las uniones semirrígidas compuestas, la resistencia a la flexión se proporciona por un par de fuerzas que resiste la conexión de acero convencional en el patín inferior (placas soldadas, atornilladas, ángulos o puntas en T), y el acero de refuerzo continuo en la losa en la parte superior de la viga.

Se han publicado metodologías y guías de diseño para marcos con este sistema y conexiones (e.g. Ammerman y León, 1990; León et al., 1996; ASCE, 1998). En el diseño de estas conexiones semirrígidas, se supone que las fuerzas de flexión y de cortante pueden considerarse por separado.

#### 16.5.4.2 Bases de diseño

**16.5.4.2.1** Los marcos rígidos con conexiones semirrígidas compuestas se deben diseñar para desarrollar deformaciones inelásticas significativas, principalmente a través de la fluencia de los componentes dúctiles de la conexión y en la zona del panel. También se permite plastificación de las columnas en la base. El diseño de los elementos de la conexión, la zona del panel, las placas de continuidad o diafragmas deben de satisfacer los requisitos de 16.1.

*Comentario:*

Los marcos rígidos con conexiones semirrígidas compuestas se detallan para que puedan desarrollar deformaciones inelásticas significativas en la propia conexión, en la zona del panel y en la base de las columnas, manteniendo elásticas las vigas y columnas.

#### 16.5.4.2.1 Limitaciones

**16.5.4.2.1.1** El uso de marcos con conexiones semirrígidas compuestas se debe limitar a las construcciones regulares del grupo B, de no más de 4 pisos o 12 m, localizadas en las zonas firme y de transición.

*Comentario:*

Las limitaciones que se establecen para este sistema corresponden a los valores donde el sistema presenta un comportamiento satisfactorio y se obtienen mayores ventajas y beneficios. El control de desplazamientos laterales se dificulta para marcos de mayor altura o en zonas de terreno blando.

#### 16.5.4.3 Análisis

**16.5.4.3.1** La viga compuesta, la flexibilidad de la conexión, y los efectos  $P-\Delta$  deben considerarse en el análisis de segundo orden para determinar las propiedades dinámicas, la resistencia y la deformación inelástica de los marcos con conexiones semirrígidas compuestas.

*Comentario:*

Es deseable también modelar la zona del panel como otro elemento inelástico. (ver comentario en 16.2.1.10).

*El diseño de este sistema debe hacerse utilizando un análisis que, como mínimo, tenga en cuenta el comportamiento de conexión semirrígida compuesta de las conexiones mediante la utilización de resortes lineales con rigidez reducida (Bjorhovde, 1984), y la zona del panel. Se debe considerar la rigidez efectiva de la conexión para determinar las distribuciones y deflexiones de carga de los miembros, calcular el período de vibración del edificio y verificar la estabilidad del marco. Para mayor información se puede consultar León et al., 1996; Rassati et al., 2004; Ammerman y León, 1990; Chen y Lui, 1991 y AISC 341-22.*

#### 16.5.4.3.1 Viga compuesta

**16.5.4.3.1.1** El análisis debe de considerar la rigidez de la viga compuesta. La que puede determinarse con un momento de inercia efectivo a partir del análisis de la sección transversal.

#### 16.5.4.3.2 Relación de momentos entre columna y la conexión semirrígida compuesta

**16.5.4.3.2.1** En el análisis de la estructura, se debe considerar la respuesta inelástica  $M-\theta$  (momento-rotación) de la conexión que se obtenga experimentalmente o, alternativamente, se pueden utilizar la ec. siguiente.

$$M_n = C_1(1 - e^{-C_2\theta}) + (C_3 + C_4)\theta \quad (16.5.4.3.2.1)$$

**16.5.4.3.2.2** En el caso de momento positivo, con la losa de concreto trabajando en compresión:

$$\begin{aligned} C_1 &= 0.24F_y(d+Y_3)(0.48A_{w1}+A_t) \\ C_2 &= 0.021\left(d+\frac{Y_3}{2}\right) \\ C_3 &= 0.01F_y(d+Y_3)(A_{w1}+A_t) \\ C_4 &= 0.0065F_y(d+Y_3)A_{w1} \end{aligned} \quad (16.5.4.3.2.2)$$

**16.5.4.3.2.3** En el caso de momento negativo, con las barras de refuerzo trabajando en tensión:

$$\begin{aligned} C_1 &= 0.18(4F_yA_s+0.857F_yA_t)(d+Y_3) \\ C_2 &= 0.775 \\ C_3 &= 0.007F_y(d+Y_3)(A_{w1}+A_t) \\ C_4 &= 0 \end{aligned} \quad (16.5.4.3.2.3)$$

#### 16.5.4.4 Requisitos del sistema

##### 16.5.4.4.1 Unión conexión - columna

**16.5.4.4.1.1** Se debe garantizar que la resistencia nominal a flexocompresión de las columnas es mayor que la resistencia esperada de las conexiones semirrígidas compuestas con la siguiente ec.:

$$\frac{\Sigma M_{pc}^*}{\Sigma M_{csrc}^*} \geq 1.0 \quad (16.5.4.4.1.1)$$

- $\Sigma M_{pc}^*$  suma de los momentos resistentes nominales de las columnas de acero, compuestas o de concreto reforzado, que llegan a la junta, calculados considerando el efecto de la fuerza axial como se explica en 16.2.1.5.
- $\Sigma M_{csrc}^*$  suma de los momentos resistentes esperados de las conexiones semirrígidas compuestas que llegan a la junta.

**16.5.4.4.1.2** Si las columnas son compuestas, su resistencia se determina como se indica en 16.5.1; si son de concreto, se utilizan la NTC-Concreto.

**16.5.4.4.1.3** Los momentos resistentes anteriores se calculan en el paño de los ejes de vigas y columnas. La revisión anterior no es necesaria en los nodos del último nivel, ni cuando la compresión máxima en las columnas es menor que el 10 por ciento de su resistencia de diseño ( $P_u < 0.1P_R$ ).

**16.5.4.4.1.4** El momento resistente de la columna debe determinarse considerando su interacción con la máxima carga axial última de compresión,  $P_u$ , y las dimensiones y resistencias nominales de los materiales. Conservadoramente, el momento resistente de la columna se puede determinar con la siguiente ec.

$$M_{pc}^* = M_{pc} \left( 1 - \frac{P_u}{P_R} \right) \quad (16.5.4.4.1.4)$$

**16.5.4.4.1.5** El momento resistente esperado en las conexiones semirrígidas compuestas, en la intersección del paño con los de las columnas, se puede determinar con la ec.:

$$M_{csrc}^* = R_y (M_{csrc}^+ + M_{csrc}^-) \quad (16.5.4.4.1.5)$$

$R_y$  sobrerresistencia del acero de refuerzo, igual que 1.25 de acuerdo con la tabla 16.1.1.3.

$M_{csrc}^+$  resistencia a momento positivo de la conexión semirrígida compuesta para una rotación de 0.02, de acuerdo con la ec. 16.5.4.3.2.1

$M_{csrc}^-$  resistencia a momento negativo de la conexión semirrígida compuesta para una rotación de 0.02, de acuerdo con la ec. 16.5.4.3.2.1

*Comentario:*

*Este requisito pretende lograr un mecanismo de columnas fuerte – conexión semirrígida débil.*

#### **16.5.4.4.2 Unión conexión - viga**

**16.5.4.4.2.1** La resistencia de la conexión semirrígida compuesta a flexión positiva y negativa debe ser menor a la resistencia plástica de la viga que conecta, pero no menor que el 50 por ciento de esta resistencia.

#### **16.5.4.5 Miembros**

##### **16.5.4.5.1 Columnas**

**16.5.4.5.1.1** Las columnas de acero estructural deben cumplir con los requisitos ancho espesor de miembros altamente dúctiles.

##### **16.5.4.5.2 Vigas**

**16.5.4.5.2.1** Las vigas de acero estructural deben cumplir con los requisitos ancho espesor de miembros altamente dúctiles.

##### **16.5.4.5.2.1 Zonas protegidas**

**16.5.4.5.2.1.1** Todos los componentes de la conexión semirrígida compuesta, que incluyen los elementos de asiento, los tornillos en la conexión, y las barras de refuerzo, conforman la zona protegida.

#### **16.5.4.6 Conexiones**

**16.5.4.6.1** Las conexiones semirrígidas compuestas deben cumplir los requisitos de 16.5.1, y los de la presente sección.

##### **16.5.4.6.1 Resistencia requerida**

**16.5.4.6.1.1** La demanda o resistencia requerida de la conexión semirrígida compuesta debe determinarse de un análisis de segundo orden que considere la flexibilidad de las conexiones.

### 16.5.4.6.2 Conexiones viga-columna

**16.5.4.6.2.1** La conexión semirrígida compuesta debe garantizar los siguientes requisitos:

- La conexión es capaz de resistir una distorsión de entrepiso de al menos 0.03
- La resistencia a flexión de la conexión a una rotación de 0.02 rad, en el paño de la columna, es mayor que  $0.5M_p$ , donde  $M_p$  es el momento plástico nominal de la viga de acero que conecta.

**16.5.4.6.2.2** En la zona de la conexión, las vigas deben tener una zona maciza mínima de 350 mm medida a partir del paño de la columna.

*Comentario:*

La fig. C 16.5.4.6.2.2 ilustra la zona maciza requerida con un sistema de piso con losa de concreto sobre lámina acanalada.

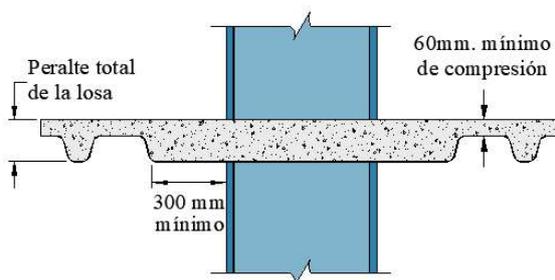


Figura C 16.5.4.6.2.2 Conexión semirrígida compuesta

**16.5.4.6.2.3** La losa debe estar reforzada con barras longitudinales y transversales, con al menos 3 barras a cada lado de la columna con longitud mínima de  $\frac{1}{4}$  del claro de la losa extendiéndose más allá del punto de inflexión de la viga a cada lado del eje de la columna. Al menos dos barras deben ser continuas. Todo el refuerzo debe tener un recubrimiento de 25 mm con respecto al lecho superior de la losa.

### 16.5.4.6.3 Empalmes

**16.5.4.6.3.1** Los empalmes entre los componentes de acero estructural deben satisfacer los requisitos de 16.1.5.

### 16.5.4.6.4 Placas base

**16.5.4.6.4.1** Las conexiones entre los componentes de acero estructural de una columna compuesta y su placa base deben satisfacer los requisitos del Capítulo 13.

## 16.6 Marcos compuestos con contraventeos

**16.6.1** Esta sección proporciona requisitos mínimos para el análisis y diseño de elementos compuestos y sus conexiones en marcos provistos de contraventeos concéntricos, excéntricos o restringidos al pandeo. Es aplicable a marcos con contraventeos que cuentan con algún elemento estructural que trabaja en acción compuesta.

**16.6.2** Los elementos compuestos deben satisfacer los requisitos del Capítulo 10 de esta Norma. A menos que se indique otra cosa en esta sección, los componentes de acero estructural deben satisfacer los requisitos aplicables de esta Norma, y los componentes de concreto los de la NTC-Concreto.

*Comentario:*

Los requisitos de elementos compuestos de esta sección se complementan con el Capítulo 10 de esta Norma. Los de elementos de concreto se complementan con los de la NTC-Concreto

**16.6.3** El análisis de un marco compuesto provisto de contraventeos o muros debe cumplir las condiciones que se describen en el Capítulo 3 de esta Norma.

*Comentario:*

*El diseño y detallado de marcos compuestos con contraventeos son similares a los que se deben aplicar para marcos de acero contraventeados. Dependiendo de cómo se detalle y conecten, la zona central y los extremos de una conexión son donde se espera la formación de posibles articulaciones plásticas en este sistema.*

### **16.6.1 Marcos con contraventeos excéntricos de ductilidad alta, $Q=4$**

*Comentario:*

*La viga enlace es donde se espera la formación de posibles articulaciones plásticas en este sistema.*

#### **16.6.1.1 Requisitos generales**

**16.6.1.1.1** Los marcos compuestos con contraventeos excéntricos están formados por columnas compuestas embebidas o rellenas, vigas de acero o compuestas, contraventeos de acero o compuestos rellenos, y eslabones de acero estructural. El eslabón debe tener la resistencia adecuada y una alta capacidad de deformación inelástica por fluencia en flexión o cortante, mientras que los demás elementos se deben mantener elásticos.

#### **16.6.1.2 Bases de diseño**

**16.6.1.2.1** Se espera que los marcos compuestos diseñados con esta Norma proporcionen una capacidad significativa de deformación inelástica, principalmente por fluencia en cortante o flexión de los eslabones.

**16.6.1.2.2** Los marcos compuestos contraventeados deben cumplir los requisitos de los marcos de acero contraventeados de 16.3.1, excepto cuando se indica otra cosa en esta sección.

**16.6.1.2.3** Debe cumplir los requisitos indicados en 16.3.1.

#### **16.6.1.3 Conexiones viga columna**

**16.6.1.3.1** Cuando un contraventeo o placa se conecta en la viga y en la columna, la conexión debe estar en alguno de los casos siguientes:

- a) Conexión viga columna rígida que cumpla los requisitos de 16.3
- b) Conexión viga columna simple que cumpla los requisitos de 16.3. La rotación requerida debe ser de al menos 0.025 rad, además, se debe cumplir con 16.1 de esta Norma
- c) Conexión viga columna semirrígida, en donde la rotación requerida debe ser de al menos 0.025 rad, además, se debe cumplir con 16.5.4.

### **16.6.2 Marcos compuestos con contraventeos restringidos al pandeo de ductilidad alta, $Q=4$**

**16.6.2.1** Los marcos con contraventeos restringidos al pandeo que contengan algún elemento estructural que trabaja en acción compuesta deben cumplir todos los requisitos de 16.3.2 para marcos de acero con contraventeos restringidos al pandeo. Además, los elementos compuestos deben cumplir con el Capítulo 10 y el 16.6.3 de la presente Norma.

*Comentario:*

*Dependiendo de cómo se detalle y conecten, la zona central y los extremos de una conexión son donde se esperaría la formación de posibles articulaciones plásticas.*

### **16.6.3 Marcos con contraventeos concéntricos de ductilidad media, $Q=3$**

*Comentario:*

*Dependiendo de cómo se detalle y conecten, la zona central y los extremos de una conexión son donde se esperaría la formación de posibles articulaciones plásticas.*

### 16.6.3.1 Requisitos generales

**16.6.3.1.1** Esta sección se aplica a marcos con contraventeos concéntricos de ductilidad alta, formados por columnas, vigas y diagonales de acero o compuestas que se unen sin excentricidades. Estos marcos deben cumplir todos los requisitos de 16.3.3 para marcos de acero con contraventeos concéntricos de ductilidad alta, excepto cuando se indica otra cosa en esta sección.

### 16.6.3.2 Bases de diseño

**16.6.3.2.1** Se pretende que los elementos estructurales y sus conexiones en marcos compuestos con contraventeos de ductilidad alta se diseñen y detallen para que puedan desarrollar deformaciones inelásticas significativas, por fluencia y pandeo de las diagonales, y fluencia de las placas de conexión entre ellos.

### 16.6.3.3 Análisis

**16.6.3.3.1** El análisis de marcos compuestos con contraventeos concéntricos de ductilidad alta debe cumplir los requisitos de 16.3.3.

### 16.6.3.4 Requisitos del sistema

**16.6.3.4.1** El sistema debe cumplir los requisitos de análisis y diseño para marcos de acero con contraventeos concéntricos de ductilidad alta de 16.3.3.

### 16.6.3.5 Miembros

#### 16.6.3.5.1 Requisitos básicos

**16.6.3.5.1.1** Las columnas y los contraventeos de acero o compuestos deben cumplir los requisitos de 16.1.7 para miembros de ductilidad alta. Las vigas de acero o compuestas deben cumplir los requisitos de 16.1.7 para miembros de ductilidad media.

#### 16.6.3.5.2 Diagonales de contraventeo

**16.6.3.5.2.1** Las diagonales de acero cumplirán los requisitos de 16.3.3.5.

**16.6.3.5.2.2** Las diagonales compuestas rellenas tendrán una relación de esbeltez efectiva,  $KL/r$ , no mayor que 115. En la determinación de la esbeltez,  $KL/r$ , el radio de giro,  $r$ , es el de la sección de acero.

### 16.6.3.6 Conexiones

**16.6.3.6.1** Cuando un contraventeo o placa se conecte en la viga y en la columna, la conexión estará en alguno de los casos siguientes:

- a) Conexión viga columna rígida que cumpla los requisitos de 16.3
- b) Conexión viga-columna simple que cumpla los requisitos de 16.3. La rotación requerida debe ser de al menos 0.025 rad, además, se debe cumplir con 16.1 de la presente Norma
- c) Conexión viga-columna semirrígida, en donde la rotación requerida debe ser de al menos 0.025 rad, además, se debe cumplir con la sección 16.1 de la presente Norma.

**16.6.3.6.2** En la geometría de la placa de conexión con miembros compuestos, se debe considerar un segmento libre para la fluencia de la placa de conexión de dos veces su espesor,  $2t$ , que no quede restringida por el concreto en la viga y/o columna como se indica en la fig. 16.3.3.5.3.2. Alternativamente, en vigas de acero que soportan una losa de concreto sin acción compuesta, se puede poner un material flexible.

*Comentario:*

La línea de doblez comienza en el extremo del contraventeo, siendo perpendicular al eje longitudinal del contraventeo y extendiéndose hacia la parte rígida de la viga o columna de acero, o bien a la parte rígida del concreto en (1) una viga con losa sin o con acción compuesta (a menos que se reemplace el concreto de esta zona por material flexible), o (2) al paño del concreto en unas columnas compuesta embebida. En los casos que la línea de doblez termine en un punto flexible de la misma placa, es decir, que no termine en la parte rígida de acero o concreto, se recomienda rigidizar con una placa perpendicular en la zona flexible y dejar el segmento libre o línea de doblez.

**16.6.4 Marcos con contraventeos concéntricos de ductilidad baja,  $Q=2$** **16.6.4.1 Requisitos generales**

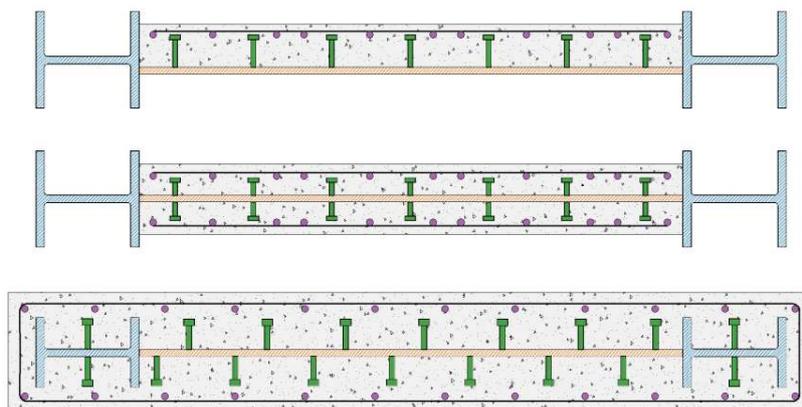
**16.6.4.1.1** Esta sección se aplica a marcos con contraventeos concéntricos de ductilidad baja, formados por columnas, vigas y diagonales de acero o compuestas que se unen sin excentricidades. Estos marcos deben cumplir todos los requisitos de 16.3.4 para marcos de acero con contraventeos de ductilidad baja, excepto cuando se indica otra cosa en esta sección.

**16.7 Marcos con muros compuestos (MMC)****16.7.1 Muros de placa de acero de ductilidad alta,  $Q=4$** **16.7.1.1 Bases de diseño**

**16.7.1.1.1** Esta sección aplica al diseño de marcos de acero rigidizados con muros compuestos, los cuales consisten en placas de acero revestidas con concreto reforzado en uno o ambos lados de la placa, y con miembros de borde de acero o compuestos.

*Comentario:*

La fig. C16.7.1.1.1 muestra configuraciones típicas de muros compuestos con la placa revestida con concreto reforzado en uno o ambos lados, y con elementos de borde de acero o compuestos. La placa de acero se conecta por medio de placas de conexión a las columnas de acero, designados en esta sección como elementos verticales de borde (EVB) y, similarmente, a las vigas de acero designadas como elementos horizontales de borde (EHB).



**Figura C16.7.1.1.1 Muros compuestos**

**16.7.1.1.2** Se espera que los muros compuestos diseñados con esta Norma tendrán una capacidad significativa de deformación inelástica mediante la fluencia de la placa de acero. Los elementos horizontales (EHB) y verticales (EVB) de borde adyacentes a los muros compuestos deben permanecer elásticos bajo las fuerzas máximas que se puedan generar con la plastificación completa de la placa de acero compuesta. Solo se permite articulaciones plásticas en los extremos de los EHB y en la base de los EVB.

*Comentario:*

Los muros compuestos de cortante pueden ser una solución eficiente cuando el espesor requerido de muros convencionales (e.g. de concreto reforzado, o de placa de acero) es excesivo. Investigaciones sobre este tipo de sistemas han incluido configuraciones en las que se utiliza concreto reforzado en uno o ambos lados de la placa de acero para mitigar los efectos del pandeo local (Astaneh-Asl, 2002; Zhao y Astaneh-Asl, 2004).

**16.7.1.2 Análisis**

**16.7.1.2.1** Las columnas, vigas y conexiones del sistema se deben diseñar por capacidad considerando la resistencia máxima esperada de la placa de acero,  $0.6R_yF_yA_p$ , con la sección del concreto reforzado, donde  $A_p$  es el área de la placa de acero horizontal, y  $R_yF_y$  es el esfuerzo de fluencia esperado de la placa. Los análisis deben considerar aberturas en el muro, si las hay.

**16.7.1.3 Requisitos del sistema**

**16.7.1.3.1** No se permiten placas de acero con espesor inferior a 10 mm.

**16.7.1.3.2** Los EVB y EHB deben cumplir con los requisitos de 16.4.3.1.

**16.7.1.3.3** La zona del panel del EVB adyacente a los EHB superior e inferior debe cumplir los requisitos de 16.2.1.10.

**16.7.1.3.4** La relación de momentos en todas las conexiones entre EVB y EHB debe satisfacer lo descrito en 16.4.3.2.

*Comentario:*

Este requisito pretende asegurar que las columnas (EVB) tengan una resistencia mayor que las vigas (EHB) para favorecer la estabilidad del sistema.

**16.7.1.3.5** Los EHB se contraventearán para que satisfagan los requisitos de 16.1.2.3 para miembros de ductilidad media.

**16.7.1.3.6** Las aberturas en el alma estarán provistas, en todos sus lados, de elementos de borde intermedios que abarquen el ancho y la altura total de la abertura.

**16.7.1.4 Miembros**

**16.7.1.4.1** Los EHB y EVB deben cumplir con las relaciones ancho/espesor de la tabla 16.1.8.1 para de miembros de ductilidad alta.

*Comentario:*

Las demandas de respuesta inelástica del tablero compuesto se transmiten a los elementos de borde EHB y EVB, por lo que estos deben garantizar que serán capaces de desarrollar una respuesta dúctil.

**16.7.1.4.2** La resistencia de diseño en cortante,  $F_R V_n$ , del tablero compuesto, correspondiente al estado límite de fluencia por cortante, se determina como:

$$V_n = 0.6 F_y A_p \quad (16.7.1.4.2)$$

$F_R$  0.90

$F_y$  Esfuerzo de fluencia mínima especificada de la placa de acero

$A_p$  Área horizontal de la placa de acero rigidizada por el concreto

**16.7.1.4.3** Los elementos de borde de acero estructural o compuestos deben diseñarse para resistir la resistencia máxima esperada a cortante de la placa de acero revestida con la sección de concreto reforzado.

**16.7.1.4.4** La placa de acero debe estar atiesada por el revestimiento de concreto reforzado en uno o ambos lados. La conformidad con este requisito se demostrará con un análisis de pandeo elástico que muestre que el tablero compuesto es capaz de resistir la fuerza cortante nominal de la placa de acero (ec. 16.7.1.4.2). El espesor del revestimiento de concreto y la separación de los conectores de cortante deben calcularse para permitir que la placa de acero alcance su fluencia antes del

pandeo general o local. Si el muro compuesto no cumple con lo anterior, la resistencia a cortante de la placa se debe determinar de conformidad con 16.4.

*Comentario:*

*Se recomienda comprobar el pandeo general del muro compuesto utilizando la teoría de pandeo elástico con una sección transformada del muro, es decir, transformando la sección de concreto en atiesadores verticales y horizontales de acero y realizando un análisis de pandeo elástico de la placa ortotrópica o rigidizada (Astaneh-Asl, 2002). Se recomienda comprobar el pandeo local de la placa de acero utilizando la teoría del pandeo elástico considerando los conectores de acero como puntos de soporte fijos de la placa (Choi et al., 2009).*

**16.7.1.4.5** El revestimiento de concreto en la placa debe tener un espesor mayor que 100 mm en cada lado cuando se proporciona en ambos lados, y de 200 mm cuando se proporciona en un solo lado. Se deben proporcionar anclajes tipo perno con cabeza u otros conectores mecánicos para evitar el pandeo local, así como la separación de la placa y el concreto. La cuantía del acero de refuerzo en ambas direcciones no debe ser inferior a 0.0025, y el espacio máximo entre varillas no debe exceder de 350 mm. Se debe proporcionar refuerzo horizontal y vertical en el revestimiento de concreto que satisfaga los requisitos de muros de concreto de conformidad con 7.4 de la NTC-Concreto.

*Comentario:*

*Se requiere un refuerzo mínimo en el muro de concreto para mantener la integridad del muro bajo cargas cíclicas reversibles en y fuera del plano. El espesor y el refuerzo mínimo del muro de concreto son consistentes con los que específica en 7.4 de la NTC-Concreto.*

### 16.7.1.5 Conexiones

**16.7.1.5.1** Las siguientes soldaduras son de demanda crítica que deben satisfacer los requisitos de 16.1.6.2.

- 1) Soldaduras en los empalmes de columnas
- 2) Soldaduras en las conexiones entre columna y placa base  
Excepción. No se requieren soldaduras de demanda crítica cuando se puede demostrar que no puede formarse una articulación plástica en la columna en, o cerca, de la placa base porque hay restricciones que lo impiden y, además, no hay fuerza de tensión bajo las combinaciones de carga de diseño
- 3) Soldaduras de las conexiones entre los elementos de borde verticales y horizontales

*Comentario:*

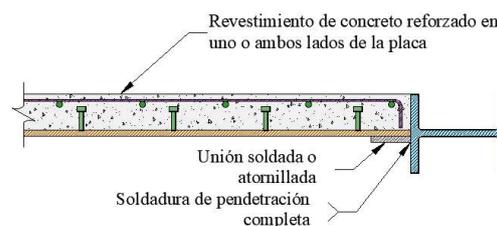
*Se esperaría que el muro compuesto de placa de acero revestido con concreto y sus conexiones desarrollen grandes deformaciones inelásticas, por lo que sus componentes deben ser identificadas como zonas protegidas. Las zonas protegidas deben de estar identificadas en los planos estructurales y en obra.*

**16.7.1.5.2** Las conexiones entre elementos de borde verticales y horizontales deben satisfacerse los requisitos de 16.2.3.5.

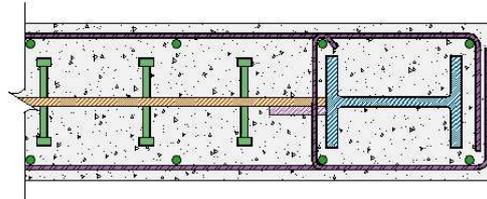
**16.7.1.5.3** La placa de acero debe estar continuamente conectada, mediante soldaduras o tornillos, a los elementos de borde de acero de los miembros de acero o compuestos. Se deben proporcionar soldaduras y/o tornillos de alta resistencia para desarrollar la resistencia nominal a cortante de la placa.

*Comentario:*

*En la fig. C16.7.1.5.3 se muestran dos ejemplos de conexiones entre el tablero compuesto con elementos de borde de acero o compuestos, en donde la placa de acero se conecta por soldaduras de filete o tornillos a la placa de conexión, y está se une a la columna de acero con soldaduras de penetración completa.*



(a) Placa de acero revestida con concreto en un lado y elementos verticales de borde (EVB) de acero



(b) Placa de acero revestida con concreto en ambos lado y elementos verticales de borde compuestos  
 Figura C16.7.1.5.3 Conexión soldada entre la placa de acero con el EVB de acero en tableros compuestos

**16.7.1.5.4** Los conectores entre la placa de acero y el panel de concreto reforzado se diseñarán para evitar el pandeo general del muro compuesto. Los conectores se diseñarán para resistir la fuerza de tensión resultante del pandeo local inelástico de la placa de acero, y transferir la resistencia a cortante esperada de la placa de acero o muro de concreto, el que sea menor.

**16.7.1.5.5** Además de los requisitos de 16.1.5, los empalmes de columnas deben cumplir con los requisitos de esta sección. Cuando se utilicen soldaduras para hacer el empalme, deberán ser soldaduras de ranura con penetración completa. Cuando los empalmes de columnas no se hacen con soldaduras de ranura, deben tener una resistencia requerida a flexión que sea al menos igual que la resistencia plástica,  $M_{pec}$ , de la columna más pequeña. La resistencia requerida a cortante de los empalmes de la columna debe ser al menos igual que  $\Sigma M_{pec}/H$ , donde  $\Sigma M_{pec}$  es la suma de las resistencias plásticas a flexión en los extremos superior e inferior de la columna, y  $H$  es la altura del entrepiso. Si la columna es compuesta, la resistencia plástica a flexión debe determinarse como se indica en el Capítulo 10 teniendo en cuenta la resistencia axial requerida.

## 16.7.2 Muros de placa de acero rellena de concreto de ductilidad alta, $Q=4$

### 16.7.2.1 Bases de diseño

**16.7.2.1.1** Esta sección es aplicable a muros compuestos planos, así como en forma de  $C$  o  $I$ , donde cada elemento del muro consiste de dos placas de acero con relleno de concreto entre ambas placas, y que pueden o no tener elementos de borde. La acción compuesta entre las placas y el relleno de concreto se debe alcanzar con barras de unión, o con una combinación entre conectores de cortante y barras de unión. Para cada elemento del muro, las dos placas de acero deben ser de igual espesor y estar conectadas con barras de unión. Los elementos de borde pueden ser placas, perfiles de acero, secciones huecas rellenas de concreto, o secciones semicirculares con diámetro igual que la separación de las placas.

*Comentario:*

*El uso de elementos de borde en los muros compuestos rellenos evita la falla prematura de las soldaduras entre las placas de acero y las placas de borde, como el que ocurre en el caso de muros con esquinas rectangulares, debido a la concentración de grandes esfuerzos (El-Bahey y Bruneau, 2012).*

**16.7.2.1.2** Los muros compuestos rellenos diseñados con esta Norma proporcionan una capacidad de deformación inelástica significativa a través del desarrollo del momento plástico de la sección transversal compuesta por fluencia de las placas de acero y el aplastamiento del concreto de relleno.

*Comentario:*

*La fig. C16.7.2.1.2 muestra configuraciones típicas de muros compuestos armado con placas rellenas de concreto.*

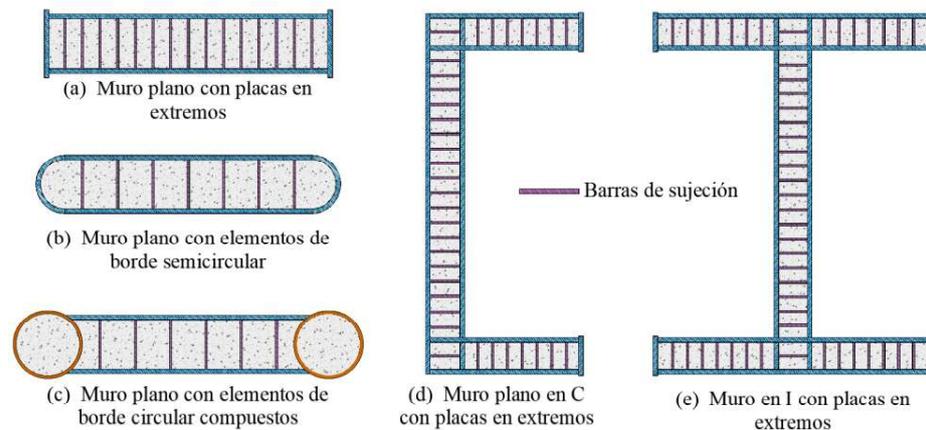


Figura C 16.7.2.1.2 Muro de cortante compuesto con secciones huecas rellenas

**16.7.2.2 Análisis**

**16.7.2.2.1** Las rigideces efectivas de muros compuestos rellenos que se deben emplear en el análisis se describen en 9.3.

**16.7.2.3 Requisitos del sistema**

**16.7.2.3.1** El espaciamiento de las barras de sujeción en dirección vertical y horizontal no debe exceder el valor máximo,  $w_1$ , de la ec. 16.7.2.3.1.1 para muros con elementos de borde, y de la ec. 16.7.2.3.1.2 para muros sin elementos de borde.

$$w_1 = 1.8 t_p \sqrt{\frac{E}{F_y}} \tag{16.7.2.3.1.1}$$

$$w_1 = 1.0 t_p \sqrt{\frac{E}{F_y}} \tag{16.7.2.3.1.2}$$

$t_p$  Espesor de las placas de acero

**16.7.2.3.2** La relación diámetro/espesor de los elementos de borde circulares y semicirculares debe cumplir con:

$$\frac{D}{t} \leq 0.044 \frac{E}{F_y} \tag{16.7.2.3.2}$$

$D$  Diámetro exterior

$t$  Espesor de la sección hueca circular

**16.7.2.3.3** El espesor de la placa de acero debe determinarse para que se desarrolle la resistencia a tensión de las barras de sujeción si ellas están soldadas.

**16.7.2.3.4** Las barras de unión deben de diseñarse para resistir elásticamente las fuerzas de tensión, que se determinan como:

$$T_{req} = T_1 + T_2 \tag{16.7.2.3.4}$$

**16.7.2.3.5**  $T_1$  es la fuerza de tensión resultante del pandeo local de las placas principales desarrollando articulaciones plásticas en una línea de fluencia horizontal o vertical a lo largo de las barras de unión, y se determina como:

$$T_1 = 2 \left( \frac{w_2}{w_1} \right) t_p^2 F_y \quad (16.7.2.3.5)$$

$t_p$  espesor de la placa de acero,  $w_1$  y  $w_2$  son los espaciamentos vertical y horizontal de las barras de unión, respectivamente.

**16.7.2.3.6**  $T_2$  es la fuerza de tensión que se desarrolla para evitar la ruptura del concreto en un plano paralelo a la placa de acero.

$$T_2 = \left( \frac{t_p F_y t_m}{4} \right) \left( \frac{w_2}{w_1} \right) \left[ \frac{6}{18 \left( \frac{t_m}{w_{min}} \right)^2 + 1} \right] \quad (16.7.2.3.6)$$

$t_m$  espesor total del muro  
 $w_{min}$  valor minimo de  $w_1$  y  $w_2$

#### 16.7.2.4 Miembros

**16.7.2.4.1** La resistencia nominal a flexión y cortante de los muros compuestos se debe determinar cómo se indica en 10.3.

#### 16.7.2.5 Conexiones

**16.7.2.5.1** Las soldaduras entre las placas de acero y los elementos de borde deben ser de ranura con penetración completa.

**16.7.2.5.2** La conexión de las barras de unión a la placa de acero debe ser capaz de desarrollar toda la resistencia a tensión de las barras.

*Comentario:*

*En la fig. C 16.7.2.5.2 se muestran ejemplos de posibles conexiones entre la barra de unión con la placa de acero. En el caso de soldaduras de tapón considere que, según 10.2.7.8 se requiere que el espesor del tapón sea mayor o igual que 16 mm o la mitad del espesor de la placa, lo cual puede generar restricciones adicionales en el espesor de la placa o el diámetro de la barra.*

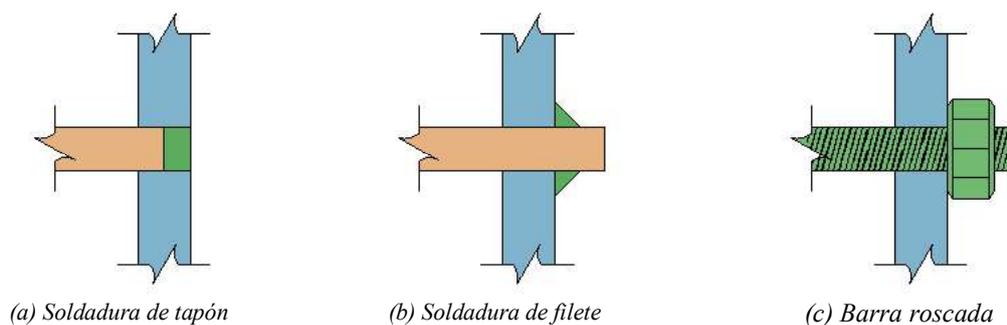


Figura C 16.7.2.5.2 Detalle de conexiones de barras de unión con placas de acero

### 16.8 Sistema Diagrid

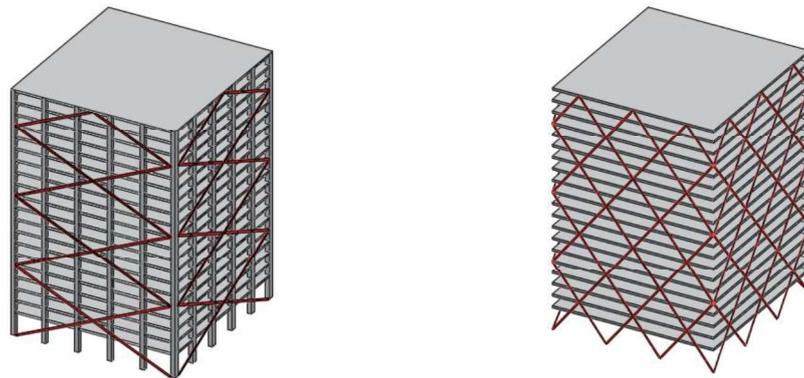
#### 16.8.1 Consideraciones Generales

**16.8.1.1** Esta sección aplica al diseño de sistemas estructurales cuya sismorresistencia es aportada parcial o totalmente por una rejilla perimetral, constituida por diagonales y anillos que deben cumplir, respectivamente, lo indicado en 16.8.3 y 16.8.4. Un sistema Diagrid consiste en un sistema primario, que puede ser gravitacional o contribuir a la resistencia y rigidez lateral del sistema estructural, y un sistema secundario conformado por una rejilla perimetral encargada de aportar, en lo fundamental,

una elevada rigidez lateral, y que se conecta perimetralmente al sistema primario con conexiones que deben cumplir lo indicado en 16.8.5 y 16.8.6.

*Comentario:*

*Una rejilla perimetral es un sistema estructural perimetral constituido por grandes armazones de acero dispuestos en módulos triangulares. Los elementos horizontales de la rejilla, ubicados a la altura de los sistemas de piso, forman anillos perimetrales que aseguran la integridad del sistema. En una rejilla perimetral, la disposición triangular de los elementos estructurales ubicados en el perímetro del edificio resulta en que su comportamiento estructural quede dominado por esfuerzos y deformaciones axiales. Dada la ausencia de columnas, las diagonales deben resistir de manera simultánea las cargas verticales y laterales que resultan de las acciones de diseño. La fig. C16.8.1.1.a, ilustra un sistema Diagrid, y lo distingue de un marco contraventeado perimetralmente. La fig. C16.8.1.1.b, ilustra las partes constituyentes de una rejilla perimetral.*



Marco contraventeado perimetralmente

Sistema Diagrid (no hay columnas perimetrales)

Figura C16.8.1.1.a - Comparación del sistema Diagrid y marcos con contravientos perimetrales

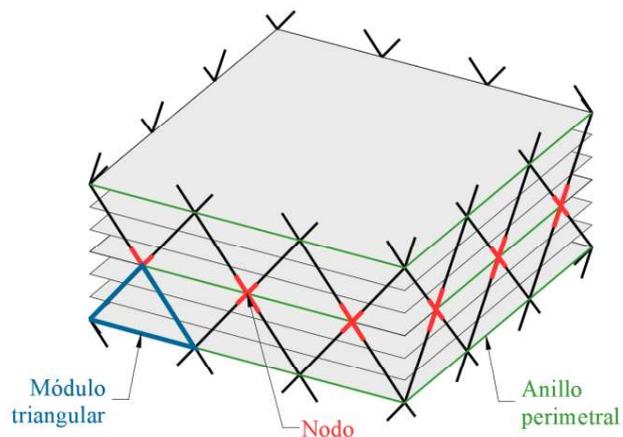


Figura C16.8.1.1.b - Partes constituyentes de una rejilla perimetral

*Un sistema Diagrid sismorresistente suele estructurarse en su interior con base en un sistema primario, casi siempre estructurado con marcos resistentes a momento, un núcleo constituido por muros de concreto, o una combinación de ambos; y en su exterior con base en una armadura tridimensional (denotada rejilla perimetral) con elevada rigidez lateral. Aunque el uso de rejillas perimetrales ofrece un sinnúmero de posibilidades en cuanto a la geometría del sistema estructural, se recomienda usar una geometría que tribute la mayor carga gravitacional posible al sistema primario, y descargue, en estos términos, lo más posible a las diagonales de las rejillas (Terán-Gilmore et al. 2021).*

*Se recomienda que la inclinación de las diagonales esté comprendida entre 35 a 75 grados en función de la altura del edificio (López et al. 2021). Es deseable que la configuración en planta de la rejilla perimetral sea simétrica para evitar efectos torsionantes.*

#### 16.8.1.2 El sistema Diagrid debe cumplir con los requisitos de 1.2 de la NTC-Sismo.

### 16.8.1.3 Las diagonales de la rejilla perimetral deben diseñarse para:

- a) Resistir las acciones no sísmicas, tales como la presión lateral del viento y los desplazamientos inducidos térmicamente, sin fallar por fatiga ni perjudicar al sistema primario
- b) Resistir, conforme a lo indicado en 1.2.1 y 1.2.2 de la NTC-Sismo, las deformaciones y fuerzas internas que resulten de las combinaciones de los efectos de las fuerzas gravitacionales y de las otras acciones que correspondan según los criterios que establece la NTC-Criterios
- c) Proporcionar la rigidez lateral necesaria para controlar para la intensidad sísmica Base de Diseño, dentro de límites que garanticen el nivel de desempeño de Ocupación Inmediata del sistema Diagrid, los desplazamientos y distorsiones de diseño.

*Comentario:*

*Una rejilla perimetral es capaz de aportar con eficiencia notable una rigidez lateral considerable al sistema Diagrid. Debido a la inestabilidad producto del pandeo de las diagonales de la rejilla perimetral y a que es técnicamente factible controlar la deformación lateral del sistema estructural dentro de límites que conlleven un bajo nivel de daño estructural, esta Norma impone como condición de diseño para el sistema Diagrid que satisfaga el nivel de desempeño de Ocupación Inmediata para la intensidad sísmica Base de Diseño. Debido a esto, en la tabla 4.3.2 de la NTC-Sismo solo se prescribe el límite de distorsión de  $\gamma_{01}$ . En congruencia y conforme a lo indicado en 3.1.1 de la NTC-Sismo, debe usarse un valor de  $Q = 1$  para establecer el espectro de diseño.*

*Bajo la consideración de las estrictas condiciones de diseño impuestas por esta Norma al sistema Diagrid, es posible considerar a este como parte de una nueva generación de sistemas estructurales enfocados a reducir las consecuencias de los sismos intensos en el entorno construido.*

**16.8.1.4** Se deben colocar una serie de anillos perimetrales horizontales adecuadamente conectados al sistema primario. Los anillos perimetrales deben diseñarse para simultáneamente transmitir las fuerzas laterales y verticales que les corresponde, según el análisis, a las diagonales de las rejillas perimetrales; y equilibrar las fuerzas internas que se acumulan en altura en esas diagonales como consecuencia de las acciones de diseño.

## 16.8.2 Diseño

**16.8.2.1** Las fuerzas internas a partir de las cuales se dimensionan las diagonales se establecen bajo la consideración de las combinaciones de carga indicadas en 16.8.1.3. Dentro de este contexto, se deben considerar la contribución de las cargas gravitacionales a las fuerzas internas en las diagonales. En caso de que un módulo triangular de la rejilla perimetral abarque varios entresijos y se conecte al sistema de piso de cada uno de ellos, se deben considerar, además de las fuerzas axiales, las fuerzas cortantes y momentos flexionantes que se desarrollan en las diagonales como consecuencia de las fuerzas de piso que se transmiten a ellas.

*Comentario:*

*Aunque esta Norma no impone limitaciones en cuanto a la geometría del sistema primario y la rejilla perimetral del sistema Diagrid, es importante enfatizar que la función fundamental de la rejilla perimetral es aportar rigidez lateral. Aunque es posible usar una geometría en planta que minimice los efectos de las cargas verticales en las diagonales de la rejilla, es necesario considerar que siempre hay un cierto porcentaje de la carga gravitacional que baja por la rejilla y que debe ser considerado explícitamente durante su diseño.*

*La fig. 16.8.4 muestra que, cuando un módulo triangular de la rejilla perimetral abarca varios entresijos y se conecta con todos ellos al nivel de las losas de piso, se transmiten a las diagonales fuerzas perpendiculares a su eje axial que resultan en deformaciones perpendiculares a este eje, y fuerzas cortantes y momentos flexionantes de consideración que deben ser considerados durante el diseño. La magnitud de las deflexiones y los cortantes y momentos dependen de la rigidez lateral del sistema primario, de tal manera que es importante considerar cuidadosamente la rigidez lateral mínima que debe proporcionarse al sistema primario con el fin de controlar estas demandas y promover un mejor comportamiento de la rejilla perimetral.*

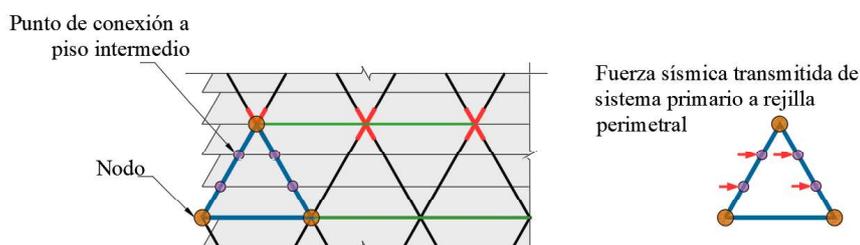


Figura 16.8.4 Interacción de sistemas de piso intermedios con diagonales de rejilla perimetral

**16.8.2.2** Los elementos estructurales y las conexiones del sistema primario, así como los de la cimentación, se deben diseñar como en el caso de una estructura convencional. Los elementos estructurales y las conexiones del sistema primario deben diseñarse y detallarse para que puedan satisfacer el Nivel de Desempeño de Ocupación Inmediata para las distorsiones de diseño establecidas, conforme a lo indicado en 1.7 de la NTC-Sismo, para la intensidad sísmica base de diseño.

*Comentario:*

*Se entiende por estructura convencional aquellas que usan las estructuraciones contenidas en las tablas 4.3.1 y 4.3.2 de la NTC-Sismo.*

**16.8.2.3** La rejilla perimetral debe ser diseñada para que aporte en cada entrepiso por sí sola, por lo menos el 80 por ciento de la rigidez lateral total. El sistema primario, incluyendo sus conexiones, debe detallarse para que desarrolle por lo menos una capacidad de deformación lateral igual al de la rejilla perimetral.

*Comentario:*

*Aunque esta Norma hace posible el diseño del sistema Diagrid con un formato de diseño sísmico basado en fuerzas, es importante mencionar que el buen desempeño sísmico de la rejilla perimetral queda significativamente influenciado por la deformación lateral máxima que desarrolle el sistema estructural. Esta deformación depende en lo fundamental de la rigidez lateral aportada por la rejilla perimetral, y no de su resistencia lateral. Debido a esto, se sugiere diseñar el sistema Diagrid dentro del marco planteado por el Capítulo 11 de la NTC-Sismo, que requiere del uso de una metodología basada en el control del desplazamiento lateral del sistema estructural. Entre las metodologías basadas en el control de desplazamiento enfocadas específicamente a un dimensionado basado en rigidez de sistemas Diagrid se encuentra la desarrollada por Terán et al. (2021).*

**16.8.2.4** Es posible diseñar un sistema Diagrid dual, en cuyo caso la sismorresistencia resulta del trabajo conjunto de la rejilla perimetral y el sistema primario desde la base del sistema estructural hasta al menos el 75 por ciento de la altura de la estructura sobre el nivel de desplante. En este caso, el sistema primario debe ser capaz de aportar por lo menos el 30 por ciento del cortante de entrepiso de diseño en todos los entrepisos del sistema estructural. Para la aplicación de este requisito se tomará como base de la estructura el nivel de desplante, a partir del cual sus desplazamientos con respecto al terreno circundante comienzan a ser significativos

*Comentario:*

*En un sistema Diagrid dual, el sistema primario no es un sistema gravitacional, sino que contribuye con rigidez, pero, sobre todo, resistencia lateral al sistema Diagrid. La contribución mínima de 30 por ciento se establece en congruencia con el requisito impuesto por la NTC-Sismo para cualquier sistema dual.*

**16.8.2.5** Los anillos perimetrales y los sistemas de piso del sistema primario deben quedar adecuadamente interconectados, en toda la altura que abarque la rejilla perimetral, de acuerdo con lo indicado en 16.8.4 y 16.8.5. El sistema de piso debe satisfacer en todos los entrepisos del sistema Diagrid los requisitos para diafragmas horizontales rígidos indicados en 2.8 de la NTC-Sismo.

### 16.8.3 Diagonales de la rejilla perimetral

**16.8.3.1** Las diagonales de la rejilla perimetral se deben diseñar y detallar como miembros de ductilidad alta, para los cuales las relaciones ancho/espesor no deben exceder el límite  $\lambda_{da}$  de la tabla 16.1.8.1.

*Comentario:*

*Este límite tiene como fin retrasar el pandeo local de las diagonales de tal manera de evitar su falla/fractura a bajos niveles de deformación axial.*

**16.8.3.2** La relación de esbeltez efectiva de las diagonales,  $KL/r$ , no será mayor que  $4.0 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$ .

*Comentario:*

*Este límite tiene como objetivo retrasar el pandeo global de las diagonales y con ello, promover un comportamiento cíclico estable cuando trabajen dentro de los límites de distorsión bajo consideración en la tabla 4.3.2 de la NTC-Sismo.*

**16.8.3.3** Las diagonales no deben ser fabricadas con varios perfiles.

*Comentario:*

*Dada la importancia de un comportamiento cíclico estable de las diagonales, estas Normas prohíben el uso de diagonales fabricadas con varios perfiles, de tal manera de evitar concentraciones de esfuerzos que conlleven fallas de integridad en las diagonales.*

**16.8.3.4** El área neta efectiva de las diagonales no debe ser menor que su área total. Las diagonales con agujeros o ranuras se reforzarán para que se cumpla esta condición.

*Comentario:*

*La rigidez lateral y, por ende, el desempeño sísmico de la rejilla perimetral depende de manera importante del área de las diagonales que la conforman. Debido a lo anterior, estas Normas requieren que en caso de que existan agujeros o ranuras en las diagonales, la pérdida de área que resulta de esto se subsane.*

**16.8.3.5** La resistencia esperada en tensión,  $R_t$ , de una diagonal debe ser igual a  $R_y F_y A_t$ .

**16.8.3.6** La resistencia esperada en compresión,  $R_c$ , de una diagonal debe ser igual a la menor de las dos siguientes:  $R_y F_y A_t$  y  $1.1 F_n A_t$ , donde  $F_n$  se calcula como se indica en el Capítulo 6 de esta Norma, sustituyendo en las ecuaciones pertinentes  $F_y$  por  $R_y F_y$ .

**16.8.3.7** La resistencia posterior al pandeo debe ser igual, como máximo, a 0.3 veces la resistencia esperada del contraventeo comprimido.

#### **16.8.4 Anillos de la rejilla perimetral**

**16.8.4.1** Los elementos horizontales que constituyen un anillo perimetral de la rejilla deben ubicarse a la altura de una de las losas del sistema estructural, de tal manera que pueda conectarse directamente al sistema primario con conexiones que satisfagan lo indicado en 16.8.5 y 16.8.6. Estos elementos horizontales deben tener una resistencia tal que sean capaces de simultáneamente transmitir las cargas verticales y laterales que correspondan a las diagonales de las rejillas, y resistir las fuerzas internas que en altura se acumulan en esas diagonales. Se debe revisar que los elementos horizontales cumplan con su función estructural satisfaciendo el nivel de Desempeño de Ocupación Inmediata.

*Comentario:*

*Aunque los anillos perimetrales no aportan directamente resistencia y rigidez lateral al sistema Diagrid, son fundamentales para asegurar un buen comportamiento de las diagonales de la rejilla perimetral, y un comportamiento conjunto adecuado de la rejilla perimetral y el sistema primario. La importancia de estos anillos en términos de la integridad estructural del sistema Diagrid implica un diseño cuidadoso que les permita aportar dicha integridad sin que se dañen.*

#### **16.8.5 Conexiones de las diagonales de la rejilla perimetral**

**16.8.5.1** Se deben minimizar las excentricidades en las conexiones de las diagonales que conforman la rejilla perimetral. En caso de que se usen modelos de análisis que representen los elementos estructurales con barras y se considere una conexión de dos o más elementos que no sea concéntrica debido a que sus ejes longitudinales centroidales no se intersectan en el mismo nodo, se deberán considerar la excentricidad y la reducción de rigidez correspondiente en el modelado de la zona de la conexión en conformidad con lo indicado en 1.2.4 de la NTC-Sismo.

**16.8.5.2** La resistencia de las conexiones de las diagonales debe ser tal que resistan con seguridad las siguientes acciones de diseño:

- a) La resistencia esperada en tensión de la diagonal, igual a  $R_y F_y A_t$
- b) La fuerza máxima, obtenida en el análisis, que puede ser transmitida a la diagonal.

**16.8.5.3** En la memoria de cálculo se debe demostrar, a satisfacción de la Administración, que las conexiones de la rejilla perimetral, y entre la rejilla y el sistema primario, son capaces de transmitir sin daño significativo las fuerzas internas que en ellas se generan para las condiciones de carga indicadas en 16.8.1.3. Además, será necesario demostrar que el sistema Diagrid desarrolla distorsiones residuales despreciables ante las acciones de diseño, que el sistema primario satisface el nivel de desempeño de Ocupación Inmediata, y que los elementos estructurales y sus conexiones son capaces de resistir sin daño la posible redistribución de deformaciones y fuerzas internas.

**16.8.5.4** Las siguientes soldaduras son de demanda crítica que deben satisfacer los requisitos de 16.1.6.2.

- a) Soldaduras en los empalmes de diagonales
- b) Soldaduras en las conexiones de diagonales
- c) Soldaduras en empalmes y la placa base de los elementos verticales del sistema primario.  
Excepción. No se requieren soldaduras de demanda crítica cuando se puede demostrar que no puede formarse una articulación plástica en la base del sistema primario (columna) en, o cerca, de la placa base porque hay restricciones que lo impiden y, además, no hay fuerza de tensión bajo las combinaciones de carga de diseño.

## 16.8.6 Zonas protegidas

**16.8.6.1** Las zonas protegidas son las partes del sistema estructural que resiste las acciones sísmicas. En los planos y en obra es necesario que se señalen las zonas protegidas para evitar que se adicionen elementos y accesorios conforme se indica en esta sección.

**16.8.6.2** Las zonas protegidas son:

- 1) El cuarto central de las diagonales de la rejilla perimetral
- 2) Una zona de las diagonales adyacente a cada conexión, de longitud igual a un peralte de la diagonal en esa zona
- 3) Las conexiones de la rejilla perimetral, incluyendo a la placa base
- 4) Cuando las diagonales se intersecten en cruz, la zona protegida incluye los extremos de la cruz y la unión central de ambos contravientos
- 5) Los elementos y conexiones que unen la rejilla perimetral al sistema primario.

**16.8.6.3** En las zonas protegidas se deben considerar los siguientes aspectos:

- 1) Se prohíben discontinuidades ocasionadas por cambios bruscos de sección debido a operaciones de fabricación o montaje, como agujeros, puntos de soldadura, apoyos para realizar el montaje y cortes con arco-aire o soplete
- 2) No se permiten elementos de conexión soldados, atornillados o sujetos con balazos para la sujeción de ángulos de borde, fachadas, muros o cancelos divisorios o tuberías y otros componentes semejantes en la longitud no arriostrada de los elementos de la rejilla perimetral.

*Comentario:*

*Las zonas protegidas son las partes de los miembros donde se espera que se concentre la posible respuesta inelástica durante los sismos intensos. Por esta razón, cualquier modificación de la región podría afectar o cambiar la respuesta del elemento y, por consiguiente, de todo el sistema estructural. Estos requisitos son aplicables también en los casos donde las conexiones se diseñen para desarrollar la respuesta inelástica como zona de fusible.*

## 16.8.7 Construcción

**16.8.7.1** Se deberán seguir las disposiciones del Capítulo 23 de esta Norma. Por la configuración inclinada de las diagonales de la rejilla perimetral se deberá analizar su estabilidad, la de sus conexiones y el sistema primario durante las distintas etapas de construcción, además, en los documentos de construcción se deberá indicar un procedimiento constructivo y se detallará las características de apuntalamientos temporales de ser necesarios.

## 17. ANÁLISIS SÍSMICO NO LINEAL

En este capítulo se presentan consideraciones generales para análisis sísmico no lineal de estructuras de acero.

Este capítulo está conformado por las siguientes secciones:

- 17.1 Aspectos generales
- 17.2 Diagramas fuerza-deformación de las articulaciones plásticas concentradas.

### 17.1 Aspectos generales

**17.1.1** El análisis sísmico de estructuras de acero se realizará con alguno de los métodos descritos en los Capítulos 6 y 7 de la NTC-Sismo.

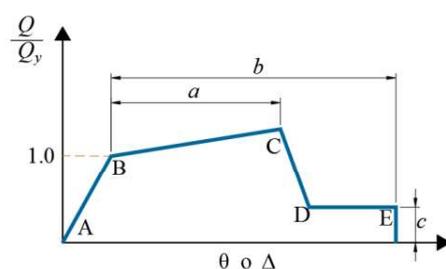
**17.1.2** Cuando se utilicen métodos de análisis dinámico no lineal, el modelo matemático de la estructura deberá incluir directamente las características carga-deformación no lineales de los miembros que la componen. Para ello, se introducirán elementos que describan el comportamiento de las articulaciones plásticas en las secciones en las que pueden aparecer al formarse el mecanismo de colapso, principalmente, aunque no exclusivamente, en los extremos de las columnas y las vigas. Se supondrá que la respuesta del resto de la estructura es elástico lineal.

*Comentario:*

*Cuando el daño en los elementos estructurales es moderado (incursión en el intervalo inelástico controlada), los modelos de plasticidad concentrada pueden ser una representación apropiada del comportamiento del edificio si se pretende estudiar la evolución del daño y redistribuciones de carga. El comportamiento histerético de las articulaciones plásticas de los miembros estructurales de acero que se dañen predominantemente en flexión, y que formen parte de sistemas estructurales cuyas demandas máximas de distorsión no excedan las restricciones para el estado límite de seguridad contra colapso (véase tabla 4.3.2 de la NTC-Sismo), pueden establecerse con los diagramas que se discuten en este Capítulo. Otros enfoques más refinados, como el uso de modelos de fibras y conceptos de plasticidad distribuida se permiten, aunque esos tipos de modelos tendrán que ser revisados y aprobados por la Administración para asegurar que el modelado se realiza de manera apropiada. Para más información sobre el enfoque de fibras consulte (Tapia et al., 2016).*

### 17.2 Diagramas fuerza-deformación de las articulaciones plásticas concentradas

**17.2.1** Se utilizará la curva fuerza-deformación generalizada de la fig. 17.2.1, con los parámetros  $a$ ,  $b$  y  $c$  definidos en las tablas 17.2.6.a y 17.2.6.b.



**Figura 17.2.1 - Curva fuerza-deformación generalizada para elementos de acero**

**17.2.2** En vigas y columnas se permite modificar la curva para incluir en ella el endurecimiento por deformación, dándole a la zona BC una pendiente del 3 por ciento de la pendiente elástica. Se permiten pendientes mayores si se respaldan mediante pruebas experimentales.

**17.2.3** Los parámetros  $Q$  y  $Q_y$  de la fig. 17.2.1 son los componentes generalizados de la carga y de la resistencia esperadas.

**17.2.4** En vigas y columnas,  $\theta$  es la rotación total, es decir la suma de la elástica y la plástica, mientras que  $\theta_y$  es la rotación en el inicio del comportamiento plástico;  $\Delta$  y  $\Delta_y$  tienen significados semejantes, referidos a los desplazamientos.

*Comentario:*

Las curvas de histéresis de un elemento estructural son una representación de su capacidad de deformación y carga en el intervalo elástico e inelástico. Esas curvas se obtienen mediante pruebas experimentales o analíticamente para las secciones más comunes.

Para realizar análisis estáticos no lineales, es suficiente con definir las envolventes de la respuesta (fig. C17.2.1). En las tablas 17.2.6.a y 17.2.6.b, se establecen los criterios para definir curvas envolventes de secciones "I" y secciones cajón ante demandas en flexión y cargas axiales, respectivamente.

Para realizar análisis dinámicos no lineales de estructuras de acero, se recomienda además hacer uso del modelo bilineal o del modelo de Wen (1976) para representar el comportamiento cíclico de los elementos.

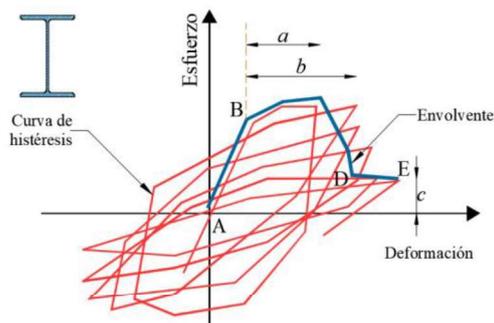


Figura C17.2.1 - Curva de histéresis de un elemento estructural.

**17.2.5** Con las ecs. 17.2.5.a y 17.2.5.b se calcula la rotación de fluencia,  $\theta_y$ , cuando el punto de inflexión aparece en la mitad de la longitud de una viga o columna:

Para vigas:

$$\theta_y = ZF_{ye} \frac{L_b}{6EI_b} \tag{17.2.5.a}$$

Para columnas:

$$\theta_y = ZF_{ye} \frac{L_c}{6EI_c} \left( 1 - \frac{P}{P_{ye}} \right) \tag{17.2.5.b}$$

*Comentario:*

Nótese que, para vigas, la rotación de fluencia  $\theta_y$  se obtiene despejándola de la ec. C17.2.5.a, la cual está con el momento esperado,  $M_e$ , y la rigidez,  $k$ . La rigidez  $k$  del elemento se define con la ec. C17.2.5.b y el momento esperado,  $M_e$ , mediante la ec. C17.2.5.c. La rigidez,  $k$ , corresponde a un elemento que se deforma en doble curvatura con un punto de inflexión en la mitad de su longitud.  $R_y$  es el factor por sobrerresistencia del material que se define en la tabla 16.1.1.3 de esta Norma.

$$M_e = k\theta_y \tag{C17.2.5.a}$$

donde

$$k = \frac{6EI_b}{L_b} \tag{C17.2.5.b}$$

$$M_e = ZF_{ye} = ZF_y R_y \tag{C17.2.5.c}$$

En el cálculo de la rotación de fluencia  $\theta_y$  en columnas mediante la ec. 17.2.5.b (elementos flexocomprimidos), el factor  $1 - P/P_{ye}$  debe ser siempre menor que uno. Esto se debe a que la aplicación de la carga axial  $P$  está relacionada con una disminución de la capacidad del elemento para resistir demandas por flexión.

$L_b$  longitud de la viga

$L_c$  longitud de la columna

$P$  fuerza axial en el miembro cuando se alcanza el desplazamiento objetivo en un análisis estático no lineal, o en el instante considerado en un análisis dinámico no lineal

$P_{ye}$  fuerza axial esperada que ocasiona la plastificación del miembro, igual a  $A_t F_{ye}$ .

**17.2.6** En todos los casos deberá comprobarse que los programas de computadora utilizados en el análisis estructural incorporen elementos para representar las articulaciones plásticas semejantes a los que se describen aquí.

Espacio en blanco dejado de manera intencional

**Tabla 17.2.6.a – Parámetros para el modelado y criterios de aceptación para análisis no lineal**

	Parámetros para el modelo				Criterio de aceptación		
	Relación de resistencia residual		Ángulo de rotación plástica, radianes				
	Ángulo de rotación plástica, radianes	Relación de resistencia residual	Ángulo de rotación plástica, radianes	Ocupación Inmediata	Seguridad de vida	Prevención de Colapso	
Componente o acción	<i>a</i>	<i>b</i>	<i>c</i>				
<b>Vigas en flexión</b>							
a.	$\frac{b_p}{2t_p} \leq 0.38 \sqrt{\frac{E}{F_{ye}}}$	y	$\frac{h}{t_a} \leq 2.45 \sqrt{\frac{E}{F_{ye}}}$	110 <sub>y</sub>	0.6	10 <sub>y</sub>	90 <sub>y</sub> 110 <sub>y</sub>
b.	$\frac{b_p}{2t_p} \geq 0.38 \sqrt{\frac{E}{F_{ye}}}$	o	$\frac{h}{t_a} \geq 3.76 \sqrt{\frac{E}{F_{ye}}}$	60 <sub>y</sub>	0.2	0.250 <sub>y</sub>	30 <sub>y</sub> 40 <sub>y</sub>
c.	Otros						
<b>Columnas en flexión</b> <sup>[a], [b]</sup>							
Para $P_u/R_c < 0.2$							
a.	$\frac{b_p}{2t_p} \leq 0.3 \sqrt{\frac{E}{F_{ye}}}$	y	$\frac{h}{t_a} \leq 1.76 \sqrt{\frac{E}{F_{ye}}}$	110 <sub>y</sub>	0.6	10 <sub>y</sub>	90 <sub>y</sub> 110 <sub>y</sub>
b.	$\frac{b_p}{2t_p} \geq 0.38 \sqrt{\frac{E}{F_{ye}}}$	o	$\frac{h}{t_a} \geq 2.7 \sqrt{\frac{E}{F_{ye}}}$	60 <sub>y</sub>	0.2	0.250 <sub>y</sub>	30 <sub>y</sub> 40 <sub>y</sub>
c.	Otros						
Se utilizará el valor menor que resulte de la interpolación lineal entre los valores a y b para las relaciones de esbeltez, de los patines (primer término) y del alma (segundo término).							
<b>Para <math>0.2 \leq P_u/R_c \leq 0.5</math></b>							
a.	$\frac{b_p}{2t_p} \leq 0.3 \sqrt{\frac{E}{F_{ye}}}$	y	$\frac{h}{t_a} \leq 1.53 \sqrt{\frac{E}{F_{ye}}}$	– <sup>d</sup>	0.2	0.250 <sub>y</sub>	– <sup>e</sup> – <sup>d</sup>
b.	$\frac{b_p}{2t_p} \geq 0.38 \sqrt{\frac{E}{F_{ye}}}$	o	$\frac{h}{t_a} \geq 2.35 \sqrt{\frac{E}{F_{ye}}}$	1.50 <sub>y</sub>	0.2	0.250 <sub>y</sub>	10 <sub>y</sub> 1.20 <sub>y</sub>
c.	Otros						
Se utilizará el valor menor que resulte de la interpolación lineal entre los valores a y b para las relaciones de esbeltez, de los patines (primer término) y del alma (segundo término).							

Tabla 17.2.6.a – Parámetros para el modelado y criterios de aceptación para análisis no lineal (continuación)

Componente o acción	Parámetros para el modelo			Criterio de aceptación		
	Ángulo de rotación plástica, radianes	Relación de resistencia residual	Ángulo de rotación plástica, radianes	Ocupación Inmediata	Seguridad de vida	Prevención de Colapso
	<i>a</i>	<i>b</i>	<i>c</i>			
<b>Zona de panel en columnas</b>	120 <sub>y</sub>	120 <sub>y</sub>	1.0	10 <sub>y</sub>	120 <sub>y</sub>	120 <sub>y</sub>
<b>Conexiones a cortante con losa</b> [e]	0.029-0.00020 <i>d<sub>hg</sub></i>	0.15-0.0036 <i>d<sub>hg</sub></i>	0.40	0.014-0.00010 <i>d<sub>hg</sub></i>	0.1125-0.0027 <i>d<sub>hg</sub></i>	0.15-0.0036 <i>d<sub>hg</sub></i>
<b>Conexiones a cortante sin losa</b> [e]	0.15-0.0036 <i>d<sub>hg</sub></i>	0.15-0.0036 <i>d<sub>hg</sub></i>	0.40	0.075-0.0018 <i>d<sub>hg</sub></i>	0.1125-0.0027 <i>d<sub>hg</sub></i>	0.15-0.0036 <i>d<sub>hg</sub></i>
<b>Eslabones en contraventeos excéntricos</b> [i], [k]						
a. $e \leq 1.6M_{CE}/V_{CE}$	0.15	0.17	0.8	0.005	0.14	0.16
b. $e \geq 2.6M_{CE}/V_{CE}$	Igual que en vigas en flexión					
c. otros	Interpolar linealmente					
<b>Muro de cortante de placa de acero</b> [l]	100 <sub>y</sub>	120 <sub>y</sub>	0.7	0.50 <sub>y</sub>	90 <sub>y</sub>	110 <sub>y</sub>

[a] Las columnas de marcos rígidos o contraventeados, pueden diseñarse para la fuerza máxima transmitida por los miembros conectados. Si la columna es rectangular o cuadrada, se sustituye  $b_p/2t_p$  por  $b/t$ , 0.3 por 0.65 y 0.38 por 1.12.

[b] Las columnas con  $P/R_c > 0.5$  se consideraran controladas por la fuerza.

[c] Rotación plástica =  $11(1-5/3 P/R_c)\theta_y$  en el plano de flexión.

[d] Rotación plástica =  $17(1-5/3 P/R_c)\theta_x$  en el plano de flexión.

[e] Rotación plástica =  $14(1-5/3 P/R_c)\theta_x$  en el plano de flexión.

[f]  $d_{hg}$  es el peralte del grupo de tornillos. Cuando las rotaciones plásticas son función de  $d_{hg}$ , no es necesario tomarlas como inferiores a cero.

[g] La deformación es el ángulo de rotación entre el eslabón y la viga fuera del eslabón o la columna.  $M_{CE}$  y  $V_{CE}$  son el momento y cortante esperados que resiste la sección del eslabón.

[h] Los valores son para eslabones con tres o más atiesadores en el alma. Si no hay atiesadores, los valores deben dividirse por 2.0. Se puede realizar interpolación lineal para uno o dos atiesadores.

[i] Los valores son para muros placa con atiesadores para evitar pandeo por cortante.

Nota:  $R_c$  es la carga máxima que resiste de compresión de cada columna tomando en cuenta efectos de pandeo, si es el caso.

**Tabla 17.2.6.b – Parámetros para el modelado y criterios de aceptación para análisis no lineales: acciones axiales**

Componente o acción	Parámetros para el modelo				Criterio de aceptación		
	Ángulo de rotación plástica, radianes		Relación de resistencia residual		Ángulo de rotación plástica, radianes	Seguridad de vida	Prevención de Colapso
	a	b	c	Occupación Inmediata			
<b>Contraventeos en compresión (excepto contraventeos excéntricos (CE))<sup>[a]</sup></b>							
a. Esbeltos	$\frac{KL}{r} \geq 4.2 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$						
1. W, I, 2L en el plano, 2C en el plano	0.5Δ <sub>c</sub>	10Δ <sub>c</sub>	0.3	0.5Δ <sub>c</sub>	8Δ <sub>c</sub>	10Δ <sub>c</sub>	
2. 2L fuera del plano, 2C fuera del plano	0.5Δ <sub>c</sub>	9Δ <sub>c</sub>	0.3	0.5Δ <sub>c</sub>	7Δ <sub>c</sub>	9Δ <sub>c</sub>	
3. HSS y tubos	0.5Δ <sub>c</sub>	9Δ <sub>c</sub>	0.3	0.5Δ <sub>c</sub>	7Δ <sub>c</sub>	9Δ <sub>c</sub>	
4. Ángulos sencillos	0.5Δ <sub>c</sub>	12Δ <sub>c</sub>	0.3	0.5Δ <sub>c</sub>	9Δ <sub>c</sub>	12Δ <sub>c</sub>	
<b>b. Compactos<sup>[b]</sup></b>							
$\frac{KL}{r} \leq 2.1 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$							
1. W, I, 2L en el plano, 2C en el plano	1Δ <sub>c</sub>	8Δ <sub>c</sub>	0.5	0.5Δ <sub>c</sub>	7Δ <sub>c</sub>	8Δ <sub>c</sub>	
2. 2L fuera del plano, 2C fuera del plano	1Δ <sub>c</sub>	7Δ <sub>c</sub>	0.5	0.5Δ <sub>c</sub>	6Δ <sub>c</sub>	7Δ <sub>c</sub>	
3. HSS y tubos	1Δ <sub>c</sub>	7Δ <sub>c</sub>	0.5	0.5Δ <sub>c</sub>	6Δ <sub>c</sub>	7Δ <sub>c</sub>	
c. Intermedio							
Se utilizan los valores obtenidos de una interpolación lineal entre esbeltos y compactos.							
<b>Contraventeos en tensión (excepto CE)<sup>[c], [d], [e]</sup></b>							
1. W	10Δ <sub>T</sub>	13Δ <sub>T</sub>	0.6	0.5Δ <sub>T</sub>	10Δ <sub>T</sub>	13Δ <sub>T</sub>	
2. 2L	9Δ <sub>T</sub>	12Δ <sub>T</sub>	0.6	0.5Δ <sub>T</sub>	9Δ <sub>T</sub>	12Δ <sub>T</sub>	
3. OR (rectangular)	9Δ <sub>T</sub>	11Δ <sub>T</sub>	0.6	0.5Δ <sub>T</sub>	8Δ <sub>T</sub>	11Δ <sub>T</sub>	
4. OC (circular)	8Δ <sub>T</sub>	9Δ <sub>T</sub>	0.6	0.5Δ <sub>T</sub>	7Δ <sub>T</sub>	9Δ <sub>T</sub>	
5. LI o LD (ángulo)	10Δ <sub>T</sub>	11Δ <sub>T</sub>	0.6	0.5Δ <sub>T</sub>	8Δ <sub>T</sub>	10Δ <sub>T</sub>	
<b>Vigas y columnas en tensión (excepto CE)<sup>[e]</sup></b>							
<b>Contraventeos restringidos al pandeo<sup>[b], [f], [g]</sup></b>							
	5Δ <sub>T</sub>	7Δ <sub>T</sub>	1.0	0.5Δ <sub>T</sub>	6Δ <sub>T</sub>	7Δ <sub>T</sub>	
	10Δ <sub>y</sub>	10Δ <sub>y</sub>	1.0	2Δ <sub>y</sub>	6Δ <sub>y</sub>	10Δ <sub>y</sub>	

<sup>[a]</sup> Δ<sub>c</sub> deformación axial ante la carga de pandeo esperada.

<sup>[b]</sup> Los parámetros para el modelo y los criterios de aceptación son válidos para secciones rellenas con concreto o de ductilidad alta, de acuerdo con la tabla 16.1.8.1. Cuando el contraventeo es sección tipo 3, de acuerdo con la tabla 2.2.1.2.6, los criterios de aceptación se multiplicarán por 0.5. Para relaciones ancho/grueso intermedias, los criterios de aceptación se multiplicarán por un valor determinado por interpolación lineal entre las relaciones ancho/grueso de ductilidad alta y de sección tipo 3.

<sup>[e]</sup>  $\Delta_T$  es la deformación axial del contraventeo ante la carga de fluencia esperada.

<sup>[f]</sup> Para contraventeos únicamente en tensión, los criterios de aceptación se dividirán por 2.0. Para contraventeos con base en barras, se tomarán los parámetros de modelado y los criterios de aceptación especificados para tubos en tensión se dividirán por 2.0.

<sup>[g]</sup> Además de considerar diseño por capacidad de la conexión, los valores de los contraventeos deben modificarse para dar robustez a la conexión como siguiente: cuando las conexiones del contraventeo no satisfagan los requisitos de diseño por capacidad, el criterio de aceptación se debe multiplicar por 0.8, excepto para ocupación inmediata a menos que las conexiones y su comportamiento se hayan incluido explícitamente en el modelo numérico.

<sup>[h]</sup>  $\Delta_y$  es la deformación axial esperada de fluencia del contraventeo restringido al pandeo.

<sup>[i]</sup> La deformación máxima del núcleo del contraventeo restringido al pandeo no superará 2.5 por ciento.

<sup>[j]</sup> Si no se dispone de pruebas experimentales, los criterios de aceptación y los parámetros de modelado se deben multiplicar por 0.7.

*Comentario:*

*Los parámetros para el modelado y criterios de aceptación para los contraventeos en tensión están basados en datos de otros códigos internacionales. Se recomienda tener cuidado para su uso ya que aún falta evidencia experimental sobre el comportamiento que estos elementos podrían tener bajo las condiciones de la práctica en México. Para el caso de los contraventeos restringidos al pandeo, se tomaron valores de los parámetros menores a los recomendados en otros estándares, como ASCE 41-13, ya que las demandas de deformación esperadas en la Ciudad de México podrían generar falla por fatiga. En la actualidad se están realizando estudios experimentales enfocados a evaluar de manera apropiada los valores de los parámetros de la tabla 17.2.6.b y se ajustarán en versiones posteriores de la Norma*

## 18. DISEÑO POR FATIGA

Este capítulo se refiere al diseño de miembros y conexiones sometidos a un número elevado de ciclos de aplicación de esfuerzos, dentro del intervalo de comportamiento elástico, de magnitud y frecuencia suficientes para iniciar el agrietamiento y la falla progresiva que definen el estado límite de fatiga.

La fatiga se considera como un estado límite de servicio por lo cual el diseño de elementos sometidos a fatiga se realiza de manera convencional con factores de carga y resistencia. Posteriormente, se hace la revisión correspondiente por medio de los esfuerzos permisibles definidos en esta sección.

Se da especial atención a la obtención de los elementos mecánicos y las fuerzas para realizar el diseño de los elementos estructurales que soportan a las grúas viajeras.

No están incluidos los puentes, aunque muchos de los conceptos descritos en este Capítulo se pueden extrapolar para la revisión por fatiga de elementos que los conforman.

El capítulo está compuesto por las secciones siguientes:

- 18.1 Aspectos generales
- 18.2 Diseño por fatiga
- 18.3 Grúas viajeras.

*Comentario:*

*El diseño por fatiga al que se refiere el Capítulo 18 de esta Norma, consiste en evaluar la resistencia de los elementos y conexiones ante un número elevado de ciclos de aplicación de esfuerzos con magnitud y frecuencia para iniciar el agrietamiento y la falla progresiva que definen este estado límite. No se deberá considerar dentro de las cargas que generan fatiga aquellas de corta duración o instantáneas (viento, sismo o impacto).*

*La fatiga depende de varios factores como son:*

- a) Números y amplitud de ciclos de carga en tensión.*
- b) Acumulación de ciclos de carga de servicio en tensión. Los intervalos de esfuerzos a compresión no necesitan ser revisados por fatiga.*
- c) Geometría y configuración del detalle o conexión a revisar.*

*La fatiga se considera como un estado límite de servicio y no de falla. De esa forma el diseño se realiza de manera convencional con factores de carga y resistencia para posteriormente hacer la revisión correspondiente por medio de esfuerzos permisibles.*

*Por tal razón, si se estima que un componente estructural está sometido a efectos de fatiga, es importante evaluar si esta es una condición crítica, ya que si se diseña solamente ante condiciones regulares de carga (estática o dinámica), los elementos podrían no tener capacidad suficiente para proporcionar niveles adecuados de seguridad. Para cada caso, por ejemplo, patín en tensión y cada detalle, por ejemplo, alguna soldadura, se determina un esfuerzo a partir de la expresión experimental y se compara con el permisible.*

*Pocos son los miembros o conexiones de edificios convencionales que requieren un diseño por fatiga, puesto que las variaciones de cargas en esas estructuras ocurren, en general, menores a 20,000 ciclos durante su vida útil, o producen sólo pequeñas fluctuaciones en los valores de los esfuerzos.*

*El diseño de elementos estructurales y conexiones que están sometidos a la acción de cargas variables, repetidas un número elevado de veces durante su vida útil, debe hacerse de manera que se tenga un factor de seguridad adecuado contra la posibilidad de falla por fatiga.*

*En este Capítulo se da especial atención a los elementos estructurales que soportan grúas viajeras, debido a que este tipo de elementos son los más comunes en la práctica que requieren revisión por fatiga.*

### 18.1 Aspectos generales

**18.1.1** Las recomendaciones de este capítulo se aplican a esfuerzos calculados con cargas de servicio. El esfuerzo máximo producido por dichas cargas no debe exceder de  $0.66F_y$ .

*Comentario:*

*Con la finalidad de mantener los esfuerzos de los elementos dentro del rango elástico, se establece como esfuerzo máximo permisible un valor igual que  $0.66F_y$ , ya que, es posible que ante los efectos de cargas variables a largo plazo dichos elementos fallen a un esfuerzo menor que el de resistencia.*

**18.1.2** El intervalo de esfuerzos se define como la magnitud del cambio de esfuerzos producidos por la aplicación o remoción de la carga viva de servicio.

**18.1.3** Cuando exista inversión de esfuerzos, el intervalo es la suma de los valores absolutos de los esfuerzos máximos repetidos de tensión o compresión, o la suma de los valores absolutos de los esfuerzos cortantes máximos de sentidos contrarios en el punto probable de iniciación de la grieta.

*Comentario:*

*La resistencia a la fatiga de un componente se define como el rango de tensión que, fluctuando a una amplitud constante, originaría el agotamiento del componente tras un número especificado de ciclos (N). El rango o carrera de tensión es la diferencia entre los puntos máximo y mínimo del ciclo (fig. C18.1.3).*

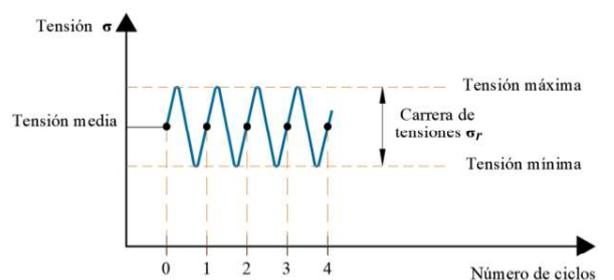


Figura C18.1.3 - Historia de tensión cíclica y sus características.

**18.1.4** No se requiere evaluar la resistencia a la fatiga cuando:

- El intervalo de esfuerzos producidos por la carga viva de servicio es menor que el umbral admisible de intervalos  $F_{TH}$ , el cual es función de la categoría de esfuerzo para el elemento en revisión. (ver tablas 18.2.3.10.a, a 18.2.3.10.g).

*Comentario:*

*El umbral admisible de intervalos es función de la categoría de esfuerzo para el elemento en revisión (indicada en las mismas tablas) y se obtuvo a partir de resultados de múltiples pruebas de carga cíclica aplicada a diversas probetas que se llevaron a la falla por fatiga.*

- El número de ciclos de aplicación de la carga viva en cualquier miembro es menor que 20,000 durante su vida útil.

*Comentario:*

*En elementos sujetos a menos de 20,000 ciclos de carga no se presenta falla por fatiga.*

**18.1.5** La resistencia ante cargas cíclicas determinada en este Capítulo es aplicable sólo a estructuras protegidas contra la corrosión de manera adecuada o construidas en atmósferas poco corrosivas.

**18.1.6** Estas especificaciones no son aplicables para elementos que se encuentren a temperaturas superiores a **150° C**.

*Comentario:*

*Es importante diseñar o proteger las estructuras ante efectos de corrosión de modo que esta no sea un efecto de posible acumulación de esfuerzos residuales, por lo que, es necesario revisar que los elementos en los cuales la fatiga sea crítica también cumplan con los requisitos de durabilidad indicados en 15.8. Las temperaturas por arriba de 150° pueden generar efectos de corrosión importantes las cuales deberán atenderse acorde con 15.8.*

**18.1.7** Cuando existan elementos móviles en la estructura, como en el caso de grúas viajeras o maquinarias con vibraciones estacionarias, se deben considerar los siguientes aspectos:

- Identificar los elementos estructurales y las conexiones que estarán sometidos a un número elevado de ciclos durante su vida útil.

*Comentario:*

*Las conexiones soldadas son particularmente susceptibles a los efectos de fatiga, esto se debe a que comúnmente la mayor parte de sus procesos dejan minúsculas discontinuidades metalúrgicas, a partir de las que pueden*

generarse micro fisuras que tienden a propagarse en los procesos de fatiga (fig. C18.1.7.a). Por tal razón, se debe poner particular atención a las soldaduras de conexiones con mayor susceptibilidad a la falla por fatiga. Las características principales que afectan al tipo de conexión son:

- Forma del elemento: pared delgada, perfil laminado, armaduras que trabajan en sección compuesta con elementos de concreto, etc.
- Dimensiones principales: tamaño del cordón de la soldadura, dimensiones de los perfiles, proximidad de los bordes, cambios abruptos en la sección transversal, etc.
- Fabricación: tipo de proceso de soldadura, rugosidad de las partes a conectar, habilidad de los soldadores, etc.

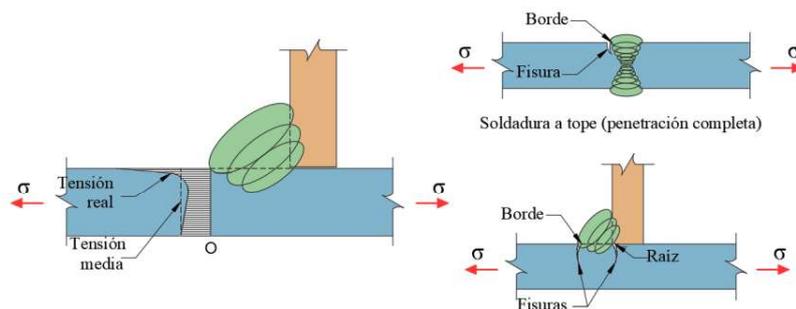


Figura C18.1.7.a - Distribución de esfuerzos en conexión soldada y formación de microfisuras en los elementos

Debe tenerse presente que, si la fatiga resulta crítica en el diseño, los controles extra del trabajo de taller podrían aumentar el costo total.

Se sugiere que las áreas con una relación de tensiones dinámicas/estáticas elevadas sean las primeras en inspeccionarse. La verificación deberá cubrir todas las conexiones soldadas a un elemento (aunque sean insignificantes) y no limitarse a las conexiones estructurales principales. Es necesario tomar en cuenta que esta verificación debe incluir las adiciones soldadas a la estructura en servicio.

Si la fatiga es crítica, la elección de conexiones se verá limitada. Se debe buscar la simplicidad de las conexiones y la uniformidad del trayecto de los esfuerzos en tensión.

- La amplitud de los esfuerzos, calculada con la teoría elástica lineal, usando las propiedades de la sección total, sin considerar concentraciones de esfuerzos en el punto o detalle que se revisa. La amplitud de esfuerzos se define como el cambio en su valor producido por la fluctuación de la carga viva de servicio. Si los esfuerzos variables son siempre compresiones, la revisión por fatiga no es necesaria. Al estudiar la fatiga no se consideran acciones producidas por viento o sismo.

*Comentario:*

Se considera como un estado límite de servicio, pues se genera durante la operación cotidiana y continua, por lo que, se estudia considerando las cargas sin afectarlas por factores de carga.

- El número de ciclos de carga y descarga con inversión de signo para cada amplitud de esfuerzos de los miembros estructurales que soportan a los elementos o equipos que pueden producir la fatiga. Los registros de cargas y el número de ciclos son proporcionados, en cada caso, por las especificaciones particulares del equipo, o por el operador de la grúa.

*Comentario:*

Bajo cargas de amplitud variable, la capacidad de un elemento a fatiga se calcula mediante el cálculo de daños totales efectuados por cada ciclo de carga. Los daños por cada ciclo de carga se definen como la relación entre el número de ciclos  $n$  bajo los cuales el elemento trabaja en el esfuerzo  $N$ . De acuerdo con la regla de Palmgren-Miner se estipula que la acumulación de daños debidos a todos los ciclos del espectro de carga no debe ser superior que la unidad, es decir:

$$\frac{n_1}{N_1} + \frac{n_2}{N_2} + \dots + \frac{n_n}{N_n} < 1.0 \quad (C18.1.7)$$

- Espectro de carga el cual, se define como la frecuencia para cada porcentaje de carga durante un periodo determinado de tiempo; el cual se toma como base para calcular el número de ciclos de carga completa equivalente de diseño.

*Comentario:*

En la fig. C18.1.7.b, se muestra un esquema simplificado del espectro de cargas por medio de áreas rectangulares equivalentes respecto al espectro real. Cuando no se conocen los espectros de carga se pueden definir a partir de las hojas de especificaciones de las grúas o de espectros descritos en manuales especializados.

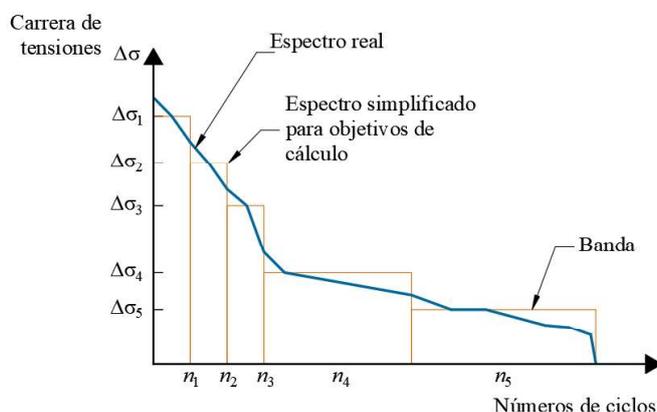


Figura C18.1.7.b - Simplificación del espectro de tensiones.

## 18.2 Diseño por fatiga

### 18.2.1 Material simple y juntas soldadas

**18.2.1.1** Para elementos, soldaduras o detalles clasificados en las categorías A a E', definidos en las tablas 18.2.3.10.a, a 18.2.3.10.g, los esfuerzos no serán mayores que los permisibles calculados por medio de la ec.:

$$F_{SR} = 6,900 \left( \frac{C_f}{n_{SR}} \right)^{1/3} \geq F_{TH} \quad (18.2.1.1)$$

$$\left( F_{SR} = 70,300 \left( \frac{C_f}{n_{SR}} \right)^{1/3} \geq F_{TH} \right)$$

$C_f$  constante que se toma de las tablas 18.2.3.10.a, a 18.2.3.10.g, para la categoría de fatiga correspondiente

$F_{SR}$  amplitud de esfuerzos permisibles, MPa (kg/cm<sup>2</sup>)

$F_{TH}$  umbral de la amplitud de esfuerzos permisibles, amplitud de esfuerzos máximos para la que la vida de diseño no está controlada por fatiga (tablas 18.2.3.10.a, a 18.2.3.10.g,)

$n_{SR}$  número de ciclos de esfuerzos de amplitud constante durante la vida útil (ciclos por día por 365 días por los años de vida útil esperada)

**18.2.1.2** Para elementos, soldaduras o detalles clasificados en la categoría F definidas en las tablas 18.2.3.10.a, a 18.2.3.10.g, los esfuerzos no serán mayores que los permisibles calculados por la ec.:

$$F_{SR} = 690 \left( \frac{1.5}{n_{SR}} \right)^{1/6} \geq 55 \text{ MPa} \quad (18.2.1.2)$$

$$\left( F_{SR} = 7,030 \left( \frac{1.5}{n_{SR}} \right)^{1/6} \geq 560 \text{ kg/cm}^2 \right)$$

*Comentario:*

El diseño involucra al material base de los elementos estructurales y a las conexiones, que pueden ser soldadas o atornilladas. También influyen aspectos relacionados con el proceso de fabricación y montaje. Por ello la expresión anterior conduce a diferentes resultados que dependen del elemento o detalle particular por revisar.

El diseño por fatiga se resumiría mediante la siguiente ec.:

$$f_{sr} \leq F_{SR} \tag{C18.2.1.2}$$

Donde  $f_{sr}$  es la amplitud constante del esfuerzo de servicio por fatiga calculado para un determinado número de ciclos de carga (ver fig. C18.2.1.2.a).  
 Se calcula por medio de la diferencia entre el esfuerzo máximo ( $f_{max}$ ) y el esfuerzo mínimo ( $f_{min}$ ), el cual se tomará igual que cero si el esfuerzo máximo  $f_{max}$  es negativo debido a que, bajo esta condición el elemento no fallará por fatiga.

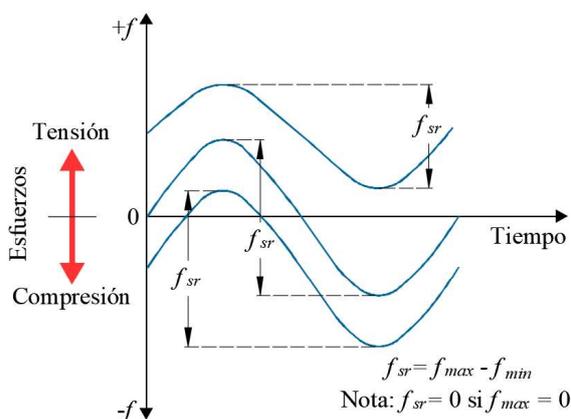


Figura C18.2.1.2.a - Amplitudes de esfuerzos en curvas de variación de carga

El cálculo de la amplitud constante del esfuerzo resistente se presenta en la ec. 18.2.1.1. Relacionar de forma directa el número de ciclos de carga ( $N$ ) y el esfuerzo resistente ( $F_{SR}$ ), lo que permite trazar la curva S-N en escala logarítmica, representando la resistencia a fatiga del elemento, tal como, se ejemplifica en la fig. C18.2.1.2.b.  
 A medida que se disminuye la amplitud del esfuerzo  $S_N$ , aumenta el número de ciclos resistentes a la fatiga,  $N$ , hasta llegar a una amplitud límite,  $S_{NH}$ , bajo la cual una nueva disminución en la amplitud del esfuerzo no tendría ningún efecto sobre la resistencia.

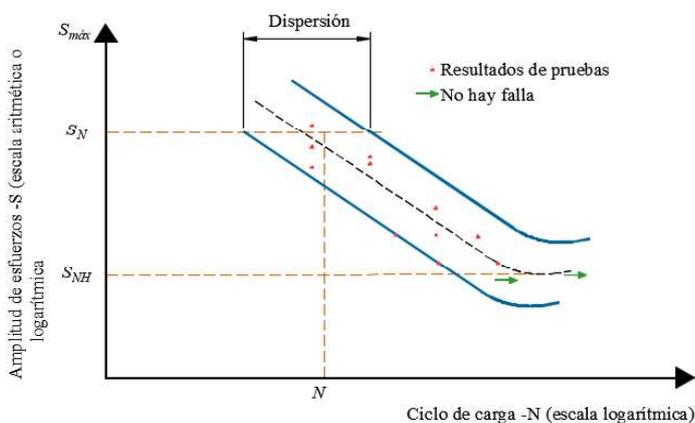


Figura C18.2.1.2.b - Ejemplo de curva S-N para la resistencia a fatiga

**18.2.1.3** Dependiendo del tipo de detalle por revisar, existen ocho categorías con diferentes valores de la constante  $C_f$  y del umbral del intervalo de esfuerzos permisibles (máxima amplitud de esfuerzos para la que no se presenta la falla por fatiga),  $F_{TH}$ .

**18.2.1.4** Las tablas 18.2.3.10.a, a 18.2.3.10.g contienen los parámetros de diseño por fatiga correspondientes a las distintas categorías.

*Comentario:*  
 Las ocho categorías dependen directamente de la forma de la conexión y de los niveles de esfuerzo en los elementos. A partir de los parámetros mostrados en las tablas 18.2.3.10.a, a 18.2.3.10.g, se pueden trazar las curvas para las ocho categorías, tal como se muestra en la fig. C18.2.1.2.b.

En el código europeo se dan valores de la amplitud de esfuerzo resistente para  $2 \times 10^6$  ciclos de carga, con base en ensayos de fatiga sobre probetas a gran escala que incluyen los efectos geométricos y de imperfecciones estructurales debidas a la fabricación y montaje de la estructura. En esta norma se adopta el formato del AISC, utilizado también por el Canadian Institute of Steel Construction (CISC) para el cálculo de la amplitud de esfuerzo resistente equivalente. En este formato se da directamente el valor de la constante  $C_f$  que depende del tipo de detalle estudiado a fatiga. Para  $2 \times 10^6$  ciclos de carga la constante  $C_f$  tiene un valor de:

$$C_f = \left( \frac{2F_c^m}{1000} \right) \tag{C18.2.1.4}$$

Donde  $F_c$  corresponde a la amplitud del esfuerzo medio resistente, mientras que,  $m = 3$  para esfuerzo normal y  $m = 5$  para esfuerzo tangencial

Si se evalúa el valor  $C_f$  con los valores de la amplitud de esfuerzo resistente recomendado por las normas europeas para  $2 \times 10^6$  ciclos de carga, se obtendrían los mismos valores que recomienda el AISC para los diferentes detalles. En las tablas 18.2.3.10.a, a 18.2.3.10.g se establecen las diversas categorías a emplear para las ocho clasificaciones, cuyos esfuerzos permisibles y constante de la categoría se resumen en la tabla C18.2.1.4.

Tabla C18.2.1.4 - Resumen de esfuerzos permisibles para las categorías de detalle de una conexión.

Categoría	$C_f$	$F_{TH}$ MPa (kg/cm <sup>2</sup> )
A	25	165 (1,680)
B	12	110 (1,120)
B'	61	82 (840)
C	4.4	69 (700)
D	2.2	48 (490)
E	1.1	31 (315)
E'	0.39	18 (182)

**18.2.1.5** Cuando se revisa algún detalle de elementos planos en tensión con soldadura de penetración parcial o filete que esté en la categoría C, la amplitud constante del esfuerzo resistente en el pie de la soldadura de la sección transversal del elemento plano se revisa con la ec. 18.2.1.1 multiplicada por el factor de reducción  $R_F$  el cual es igual que:

- a) En detalles de la categoría C, con inicio de la grieta en el pie de la soldadura, el esfuerzo permisible,  $F_{SR}$ , es mayor o igual que **69 MPa (700 kg/cm<sup>2</sup>)**, y  $R_F$  es igual que 1.0
- b) En detalles de la categoría C' con soldadura de penetración parcial (PJP) transversal, con o sin refuerzo, con inicio de la grieta en la raíz de la soldadura:

$$R_F = \left( \frac{1.12 - 1.01 \left( \frac{2a}{t_p} \right) + 1.24 \left( \frac{w}{t_p} \right)}{t_p^{1/6}} \right) \leq 1.0 \tag{18.2.1.5.a}$$

- c) En detalles de la categoría C'' con un par de soldaduras de filete transversal e inicio de la grieta en la raíz de la soldadura:

$$R_F = \left( \frac{0.103 + 1.24 \left( \frac{w}{t_p} \right)}{t_p^{1/6}} \right) \leq 1.0 \tag{18.2.1.5.b}$$

donde  $w$  es el tamaño nominal del filete de contorno o refuerzo, sea el caso, en la dirección del espesor de la placa en tensión (mm),  $2a$  es longitud de la raíz no soldada en la dirección del espesor de la placa sometida a tensión (mm) y  $t_p$  es el espesor de la placa en tensión (mm)

**18.2.1.6** Si  $R_F$  es igual que la unidad, se deberá considerar que está en la categoría C.

*Comentario:*

*Las categorías C' y C'' son casos donde las grietas por fatiga comienzan en la raíz de la soldadura. Estos casos no tienen un umbral de fatiga y no pueden ser diseñados para un nivel de vida útil infinito, por lo que, es recomendable para un valor alto, por ejemplo, de  $2 \times 10^8$  ciclos. De forma alternativa, si se incrementa la soldadura de forma que  $R_F$  resulte igual que la unidad, la sección se puede reclasificar como categoría C.*

**18.2.1.8** En el análisis de un elemento con amplitudes de esfuerzos no constantes, cada amplitud tiene un número de ciclos que contribuyen de manera acumulada a la falla por fatiga del elemento.

**18.2.1.9** Conocido el número de ciclos para cada amplitud de esfuerzos a la que va a estar sometida la estructura (espectro de carga), se obtiene el valor del número de ciclos de amplitud constante de esfuerzos equivalentes para el diseño de la estructura, de acuerdo con la ec.:

$$n_{SR} = \sum N_i \alpha_i^3 \quad (18.2.1.9)$$

$N_i$  número de ciclos para el porcentaje de la carga máxima  $i$

$\alpha_i$  relación de la amplitud de esfuerzos  $i$ , respecto a la amplitud máxima ( $f_{sr}/f_{srmax}$ )

## 18.2.2 Tornillos y uniones roscadas

**18.2.2.1** En uniones formadas por tornillos sujetos a cargas cíclicas, los esfuerzos permisibles no deberán sobrepasar los obtenidos con la ec. 18.2.1.1.

**18.2.2.2** Para conexiones mecánicas que trabajan a cortante este esfuerzo se calcula empleando los valores de  $C_f$  y  $F_{TH}$  de la sección 2 de la tabla 18.2.3.10.a.

**18.2.2.3** Para tornillos de alta resistencia, tornillos comunes o anclas roscadas, el esfuerzo máximo a tensión debido a las fuerzas actuantes sobre el elemento se calculará con la ec. 18.2.1.1, empleando los valores de  $C_f$  y  $F_{TH}$  del caso 8.5 de la tabla 18.2.3.10.g, y el área neta a tensión calculada con la ec. 18.2.2.3.

$$A_t = \frac{\pi}{4} \left( d_b - \frac{0.9743}{n} \right) \quad (18.2.2.3)$$

$d_b$  diámetro nominal del tornillo, perno o ancla, en mm

$n$  número de cuerdas en el tornillo por mm

## 18.2.3 Fabricación especial y requisitos de montaje

**18.2.3.1** Las placas longitudinales de respaldo que no serán retiradas posterior al montaje, deben ser continuas.

**18.2.3.2** Si se requieren empalmar juntas largas los tramos de las barras longitudinales de respaldo se unen entre sí con soldadura a tope de penetración completa. La soldadura se alisa antes de ensamblar la conexión.

**18.2.3.3** Cuando se permite que las barras longitudinales de respaldo permanezcan se ligan con soldaduras de filete continuas.

**18.2.3.4** En conexiones transversales en tensión, se remueven las barras de respaldo y se limpia la raíz de la unión hasta descubrir material sano, y finalmente, se vuelve a soldar.

**18.2.3.5** En soldaduras transversales de penetración completa en T y en esquina, las esquinas entrantes se refuerzan con soldadura de filete de tamaño no menor de 6 mm.

**18.2.3.6** La rugosidad de las superficies de los bordes cortados térmicamente, sujetos a intervalos de esfuerzos cíclicos que incluyen tensión, no deberá de exceder de 25  $\mu\text{m}$ .

**18.2.3.7** Las esquinas entrantes en cortes y en agujeros para acceso de soldaduras tendrán un radio igual o mayor que 10 mm, y deberá hacerse por medio de agujeros de guía para las brocas (pretaladrando o mediante punzonamiento) o con corte térmico, para formar el radio de la esquina. En este último caso, la superficie cortada debe pulirse hasta obtener un metal brillante.

**18.2.3.8** En soldaduras a tope transversales en regiones en tensión deben colocarse extensiones del metal base (*weld tabs*) que permitan terminar la soldadura en cascada fuera de la junta terminada.

**18.2.3.9** No se deben usar barreras verticales.

**18.2.3.10** Las placas de extensión deben removerse y el extremo de la soldadura se esmerila para que quede en el mismo plano del borde de la placa.

**Tabla 18.2.3.10.a - Parámetros para diseño por fatiga**

Descripción	Categoría de esfuerzos	Constante $C_f$	Umbral $F_{TH}$ MPa (kg/cm <sup>2</sup> )	Punto potencial de iniciación de la grieta
<b>SECCIÓN 1 – MATERIAL LEJOS DE CUALQUIER SOLDADURA</b>				
1.1. Metal base, excepto acero intemperizable sin protección, laminado o con superficie limpia. Bordes cortados con soplete, con una rugosidad de 25 $\mu\text{m}$ o menor, y sin esquinas entrantes.	A	25	165 (1 680)	Lejos de toda soldadura o conexión.
1.2 Metal base, acero intemperizable sin protección, con superficie limpia. Bordes cortados con soplete, con una rugosidad de 2.5 $\mu\text{m}$ o menor, sin esquinas entrantes.	B	12	110 (1 120)	Lejos de toda soldadura o conexión
1.3 Miembros con agujeros punzonados o escariados. Miembros con discontinuidades geométricas. Se excluyen agujeros de acceso para soldaduras.  R $\geq$ 25 mm, donde el radio R se realiza pretaladrando punzonando y por fresado del acero, o es cortado por medio de soplete sobre una superficie metálica inoxidable	C	4.4	69 (703)	En cualquier borde exterior o en el perímetro de un agujero.
R $\geq$ 10 mm, donde el radio R no se lleva a cabo sobre una superficie metálica inoxidable	E'	0.39	18 (180)	

Espacio en blanco dejado de manera intencional

Tabla 18.2.3.10.a - Parámetros para diseño por fatiga (continuación)

Descripción	Categoría de esfuerzos	Constante $C_f$	Umbral FTH MPa (kg/cm <sup>2</sup> )	Punto potencial de iniciación de la grieta
<b>SECCIÓN 1 – MATERIAL LEJOS DE CUALQUIER SOLDADURA</b>				
1.4 Secciones transversales laminadas con agujeros de acceso para soldadura que cumplan los requisitos de 11.2.2 y 18.2.2. Miembros con agujeros taladrados o escariados que contienen tornillos para conectar diagonales de contraventeo ligeras, donde hay una pequeña componente longitudinal de la fuerza en la diagonal.  R ≥ 25 mm, donde el radio R se realiza pretaladrando punzonando y por fresado del acero, o es cortado por medio de soplete sobre una superficie metálica inoxidable  R ≥ 10 mm, donde el radio R no se lleva a cabo sobre una superficie metálica inoxidable	C  E'	4.4  0.39	69 (703)  18 (180)	En la esquina entrante de agujeros de acceso para soldaduras o en cualquier agujero pequeño (pueden contener tornillos para conexiones menores).
1.5 Miembros con huecos taladrados  Agujeros para pernos pretensados  Agujeros abiertos sin pernos	C  D	4.4  2.2	69 (703)  48 (490)	En las zonas adyacentes al perímetro del agujero
<b>SECCIÓN 2 – MATERIAL CONECTADO EN JUNTAS SUJETAS MECÁNICAMENTE</b>				
2.1 Área total del metal base en juntas traslapadas conectadas con tornillos de alta resistencia en juntas que satisfacen todos los requisitos de conexiones de deslizamiento crítico.	B	12	110 (1 120)	A través del área total cercana al agujero.
2.2 Metal base en la sección neta de conexiones con tornillos de alta resistencia, diseñados al aplastamiento, pero fabricados e instalados cumpliendo todos los requisitos de las conexiones de deslizamiento crítico.	B	12	110 (1 120)	En la sección neta, con origen en un lado del agujero.
2.3 Metal base en la sección neta de otras juntas conectadas mecánicamente, excepto barras de ojo y placas para pasadores.	C	4.4	69 (703)	En la sección neta, con origen en un lado del agujero.
2.4 Metal base en la sección neta de las cabezas de barras de ojo y placas para pasadores.	E	1.1	31	En la sección neta, con origen en un lado del agujero.

**Tabla 18.2.3.10.a - Parámetros para diseño por fatiga (continuación)**

Ejemplos ilustrativos típicos	
<b>SECCIÓN 1 – MATERIAL LEJOS DE CUALQUIER SOLDADURA</b>	
1.1 y 1.2	
1.3	
1.4	
<b>SECCIÓN 2 – MATERIAL CONECTADO EN JUNTAS SUJETAS MECÁNICAMENTE</b>	
2.1	<p style="text-align: center;">Vista sin la placa de traslape</p>
<p><i>Nota: Las figuras son para conexiones atornilladas de deslizamiento crítico</i></p>	
<b>Ejemplos ilustrativos típicos</b>	
<b>SECCIÓN 2 – MATERIAL CONECTADO EN JUNTAS SUJETAS MECÁNICAMENTE</b>	
2.2	<p style="text-align: center;">Vista sin la placa de traslape</p>
<p><i>Nota: Las figuras son para conexiones atornilladas diseñadas por aplastamiento, que reúnen los requisitos de las conexiones de deslizamiento crítico</i></p>	
2.3	<p style="text-align: center;">Vista sin la placa de traslape</p>
<p><i>Nota: Las figuras son para conexiones atornilladas con apriete ajustado u otros conectores mecánicos</i></p>	
2.4	

Tabla 18.2.3.10.b - Parámetros para diseño por fatiga

Descripción	Categoría de esfuerzos	Constante $C_f$	Umbral $F_{TH}$ MPa (kg/cm <sup>2</sup> )	Punto potencial de iniciación de la grieta
<b>SECCIÓN 3 – CONEXIONES SOLDADAS ENTRE COMPONENTES DE MIEMBROS ARMADOS</b>				
3.1 Metal base y metal de soldadura en miembros sin elementos unidos a ellos, formados por placas o perfiles conectados con soldaduras longitudinales de penetración completa, con la raíz preparada para colocar una soldadura por el lado opuesto (“ <i>back gouged</i> ”), o unidas con soldaduras de filete continuas.	B	12	110 (1 120)	La superficie o discontinuidades internas en la soldadura lejos de su extremo.
3.2 Metal base y metal de soldadura en miembros sin elementos unidos a ellos, formados por placas o perfiles conectados entre sí con soldaduras longitudinales de penetración completa sin remoción de las placas de respaldo, o unidos con soldadura continua de penetración parcial.	B'	6.1	83 (840)	La superficie o discontinuidades internas en la soldadura, incluyendo la que liga las barras de respaldo.
3.3 Metal base en los extremos del metal de soldadura en agujeros de acceso para soldaduras longitudinales en uniones entre elementos que forman parte de miembros compuestos.				desde la terminación de la soldadura hacia adentro del alma patín.
Agujero de acceso con $R \geq 25$ mm, donde el agujero se realiza pretaladrando punzonando y por fresado del acero, o es cortado por medio de soplete sobre una superficie metálica inoxidable	D	2.2	48 (490)	desde la terminación de la soldadura hacia adentro del alma patín.
Agujero de acceso con $R \geq 10$ mm, donde el agujero no se lleva a cabo sobre una superficie metálica inoxidable	E'	0.39	18 (180)	
3.4 Metal base en extremos de segmentos longitudinales de soldadura de filete intermitentes.	E	1.1	31 (315)	En el material conectado, en los lugares de inicio y terminación de cualquier depósito de soldadura.
3.5 Metal base en los extremos de cubreplacas con soldadura de longitud parcial, más angostas que el patín, con extremos cuadrados o trapezoidales, con o sin soldaduras transversales en los extremos, y cubreplacas, más anchas que el patín, con soldaduras transversales en los extremos.				En el patín al pie de la soldadura en el extremo, en el patín en la terminación de soldaduras longitudinales o en el borde del patín con cubreplacas anchas.
Grueso del patín $\leq 20$ mm	E	1.1	31 (315)	
Grueso del patín $> 20$ mm	E'	0.39	18 (180)	

**Tabla 18.2.3.10.b - Parámetros para diseño por fatiga (continuación)**

Descripción	Categoría de esfuerzos	Constante Cf	Umbral FTH MPa (kg/cm <sup>2</sup> )	Punto potencial de iniciación de la grieta
<b>SECCIÓN 3 – CONEXIONES SOLDADAS ENTRE COMPONENTES DE MIEMBROS ARMADOS</b>				
3.6 Metal base en extremos de cubreplacas con soldadura de longitud parcial, más anchas que el patín, con soldadura transversal en los extremos.  <i>t<sub>f</sub> ≤ 20 mm</i>  <i>t<sub>f</sub> &gt; 20 mm</i>	D  E'	2.2  0.39	48 (490) 18 (180)	En el patín en la parte final de la soldadura longitudinal o en el borde del de éste
3.7 Metal base en extremos de cubreplacas con soldadura de longitud parcial, más anchas que el patín, sin soldadura transversal en los extremos  <i>t<sub>f</sub> ≤ 20 mm</i>  <i>t<sub>f</sub> &gt; 20 mm no se permite</i>	E'  -	0.39  -	18 (180)  -	En el borde del patín en el extremo de la soldadura de la cubreplaca.
<b>SECCIÓN 4 – CONEXIONES DE EXTREMO CON SOLDADURAS DE FILETE LONGITUDINALES</b>				
4.1 Metal base en la unión de miembros cargados axialmente, con conexiones en los extremos soldadas longitudinalmente. La soldadura debe depositarse en los dos lados del miembro para balancear los esfuerzos en ella.  <i>t ≤ 13 mm</i> <i>t &gt; 13 mm</i>	E E'	1.1 0.39	31 (315) 18 (180)	El extremo de cualquier soldadura, con extensión en el metal base.
Ejemplos ilustrativos típicos				
<b>SECCIÓN 3 – CONEXIONES SOLDADAS PARA MIEMBROS ARMADOS</b>				
3.1				
3.2				
3.3				
3.4				

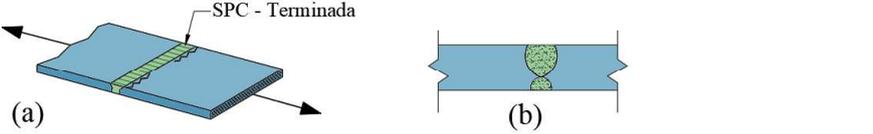
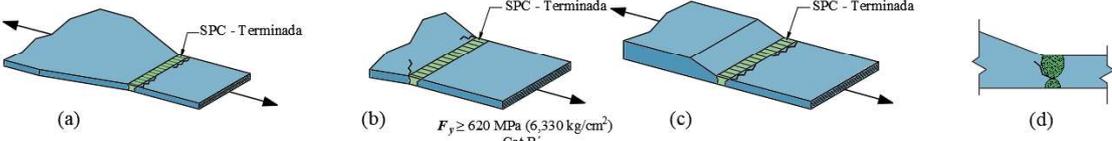
**Tabla 18.2.3.10.b - Parámetros para diseño por fatiga (continuación)**

Ejemplos ilustrativos típicos	
SECCIÓN 3 – CONEXIONES SOLDADAS PARA MIEMBROS ARMADOS	
3.5	
3.6	
4.1	

**Tabla 18.2.3.10.c - Parámetros para diseño por fatiga**

Descripción	Categoría de esfuerzos	Constante $C_f$	Umbral $F_{TH}$ MPa (kg/cm <sup>2</sup> )	Punto potencial de iniciación de la grieta
<b>SECCIÓN 5 – CONEXIONES SOLDADAS TRANSVERSALMENTE A LA DIRECCIÓN DE LOS ESFUERZOS</b>				
5.1 Metal base y metal de soldadura en o adyacente a empalmes con soldadura de penetración completa en secciones transversales laminadas o soldadas con soldaduras esmeriladas paralelamente a la dirección del esfuerzo, y con sanidad establecida por inspección radiográfica o ultrasónica.	B	12	110 (1120)	Discontinuidades internas en el metal de soldadura o a lo largo de la frontera de la fusión.
5.2 Metal base y metal de soldadura en o adyacente a empalmes con soldadura de penetración completa esmeriladas paralelamente a la dirección del esfuerzo, en transiciones en espesor o ancho hechas con una pendiente no mayor de 1 en 2.5, y con la sanidad de la soldadura establecida por inspección radiográfica o ultrasónica.	B	12	110 (1 120)	Discontinuidades internas en el metal de relleno o a lo largo de la frontera del límite de fusión, o en el inicio de la transición cuando $F_y \geq 620$ MPa (6 330 kg/cm <sup>2</sup> ).
$F_y < 620$ MPa (6 330 kg/cm <sup>2</sup> )	B'	6.1	83 (840)	

**Tabla 18.2.3.10.c - Parámetros para diseño por fatiga (continuación)**

Descripción	Categoría de esfuerzos	Constante $C_f$	Umbral $F_{TH}$ MPa (kg/cm <sup>2</sup> )	Punto potencial de iniciación de la grieta
<b>SECCIÓN 5 – CONEXIONES SOLDADAS TRANSVERSALMENTE A LA DIRECCIÓN DE LOS ESFUERZOS</b>				
5.3 Metal base con $F_y$ igual o mayor que 620 MPa (6 330 kg/cm <sup>2</sup> ) y metal de soldadura en o adyacente a empalmes con soldadura de penetración completa esmeriladas paralelamente a la dirección del esfuerzo, en transiciones en ancho hechas con un radio no menor que 600 mm, con el punto de tangencia en el extremo de la soldadura, y con su sanidad establecida por inspección radiográfica o ultrasónica.	B	12	110 (1 120)	Discontinuidades internas en el metal de relleno o a lo largo de la frontera de la zona de fusión.
5.4 Metal base y metal de soldadura en o adyacente al pie de soldaduras de penetración completa en uniones en T, en esquina o en empalmes, con o sin transiciones en grueso, con pendientes no mayores que 1 en 2.5, cuando no se quita el refuerzo de la soldadura, y su sanidad se establece por inspección radiográfica o ultrasónica.	C	4.4	69 (700)	Discontinuidades en la superficie, en el pie de la soldadura, que se extienden en el metal base o de soldadura.
5.5 Metal base y metal de soldadura en conexiones transversales de los extremos de elementos planos cargados en tensión, usando soldaduras de penetración parcial con filetes de refuerzo o contorno, en juntas en T o en esquina. $F_{SR}$ es la menor de las variaciones de esfuerzos permisibles que corresponden a la iniciación de la grieta en el pie o en la raíz de la soldadura. Inicio de la grieta en el pie de la soldadura  Inicio de la grieta por fuera del pie de la y alejado al menos 13 mm del metal de aportación	D	2.2	48 (490)	Discontinuidad geométrica en el pie de la soldadura; se extiende en el metal base.
	E	1.1	31 (315)	Raíz de la soldadura sujeta a tensión; se extiende en la soldadura y a través de ella.
<b>Ejemplos ilustrativos típicos</b>				
5.1				
5.2				

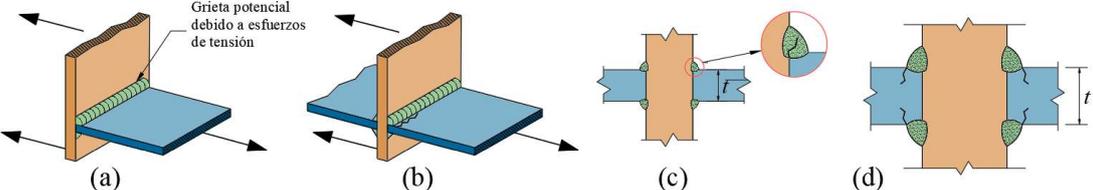
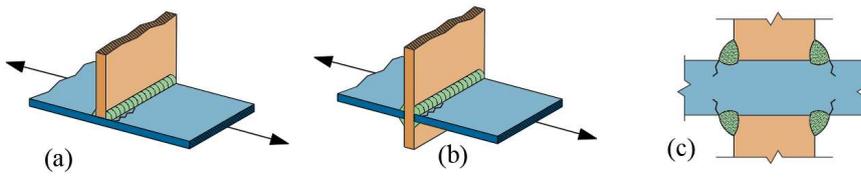
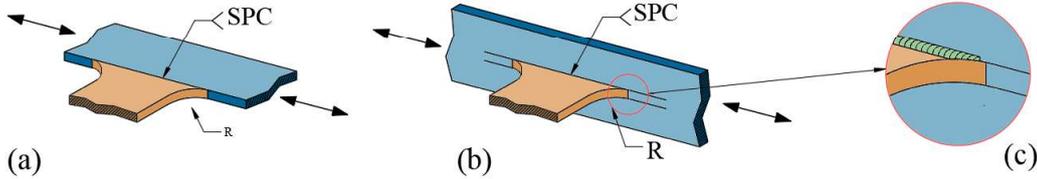
**Tabla 18.2.3.10.c - Parámetros para diseño por fatiga (continuación)**

Ejemplos ilustrativos típicos	
5.3	
5.4	
5.5	

**Tabla 18.2.3.10.d - Parámetros para piso diseño por fatiga**

Descripción	Categoría de esfuerzos	Constante $C_f$	Umbral $F_{TH}$ MPa (kg/cm <sup>2</sup> )	Punto potencial de iniciación de la grieta
<b>SECCIÓN 5 – CONEXIONES SOLDADAS TRANSVERSALMENTE A LA DIRECCIÓN DE LOS ESFUERZOS</b>				
5.6 Metal base y metal de relleno en conexiones transversales en los extremos de elementos planos en tensión, con un par de soldaduras de filete en lados opuestos de la placa. $F_{SR}$ es el menor de los intervalos de esfuerzos permisibles correspondientes al agrietamiento en el pie o en la raíz de la soldadura.				Una discontinuidad geométrica en el pie de la soldadura, que se propaga en el metal base.
Inicio de la grieta en el pie de la soldadura	C	4.4	69 (700)	La raíz de la soldadura sujeta a tensión. Se propaga en y a través de la soldadura.
Inicio de la grieta en la raíz de la soldadura	C''	Ver 18.2.1.1 para C''	N.A.	
5.7 Metal base de placas en tensión o de trabes armadas y en almas y patines de vigas laminadas, en el pie de soldaduras de filete transversal, adyacentes a atiesadores transversales soldados.	C	4.4	69 (700)	Discontinuidades geométricas en el pie del filete; se extienden en el metal base.

Tabla 18.2.3.10.d - Parámetros para piso diseño por fatiga (continuación)

Descripción	Categoría de esfuerzos	Constante $C_f$	Umbral $F_{TH}$ MPa (kg/cm <sup>2</sup> )	Punto potencial de iniciación de la grieta
<b>SECCIÓN 6 – METAL BASE EN CONEXIONES DE MIEMBROS SOLDADOS TRANSVERSALMENTE</b>				
6.1 Metal base en detalles unidos con soldaduras de penetración completa sujetos sólo a fuerza longitudinal, cuando el detalle incluye un radio de transición, $R$ , con el acabado de la soldadura esmerilada lisa y con su sanidad establecida por inspección radiográfica o ultrasónica. $R \geq 600$ mm $600$ mm $> R \geq 150$ mm $150$ mm $> R \geq 50$ mm $50$ mm $> R$	B  C  D  E	12  4.4  2.2  1.1	110 (1120) 69 (700) 48 (490) 31 (315)	Cerca del punto de tangencia del radio en el borde del miembro.
Ejemplos ilustrativos típicos				
<b>SECCIÓN 5 – CONEXIONES SOLDADAS TRANSVERSALMENTE A LA DIRECCIÓN DE LOS ESFUERZOS</b>				
5.6 				
5.7 				
<b>SECCIÓN 6 – METAL BASE EN CONEXIONES DE MIEMBROS SOLDADOS TRANSVERSALMENTE</b>				
6.1 				

**Tabla 18.2.3.10.e - Parámetros para diseño por fatiga**

Descripción	Categoría de esfuerzos	Constante $C_f$	Umbral $F_{TH}$ MPa (kg/cm <sup>2</sup> )	Punto potencial de iniciación de la grieta
<b>SECCIÓN 6 – METAL BASE EN CONEXIONES DE MIEMBROS SOLDADOS TRANSVERSALMENTE</b>				
<p>6.2 Metal base en detalles del mismo grueso unidos con soldaduras de penetración completa sujetos sólo a carga transversal, con o sin carga longitudinal, cuando el detalle incluye un radio de transición, <math>R</math>, con el acabado de la soldadura esmerilada lisa, y con su sanidad establecida por inspección radiográfica o ultrasónica.</p> <p>Cuando se remueve el refuerzo de la soldadura:</p> <p><math>R \geq 600</math> mm</p> <p>600 mm &gt; <math>R \geq 150</math> mm</p> <p>150 mm &gt; <math>R \geq 50</math> mm</p> <p>50 mm &gt; <math>R</math></p> <p>Cuando no se remueve el refuerzo de la soldadura:</p> <p><math>R \geq 600</math> mm</p> <p>600 mm &gt; <math>R \geq 150</math> mm</p> <p>150 mm &gt; <math>R \geq 50</math> mm</p> <p>50 mm &gt; <math>R</math></p>	<p>B</p> <p>C</p> <p>D</p> <p>E</p> <p>C</p> <p>C</p> <p>D</p> <p>E</p>	<p>12</p> <p>4.4</p> <p>2.2</p> <p>1.1</p> <p>4.4</p> <p>4.4</p> <p>2.2</p> <p>1.1</p>	<p>110 (1 120)</p> <p>69 (700)</p> <p>48 (490)</p> <p>31 (315)</p> <p>69 (700)</p> <p>69 (700)</p> <p>48 (490)</p> <p>31 (315)</p>	<p>Cerca de los puntos de tangencia del radio, en la soldadura o en el borde del material fundido, en el miembro o en la pieza unida.</p> <p>En el pie de la soldadura, a lo largo del borde del miembro o de la pieza unida.</p>
<p>6.3 Metal base en detalles de gruesos desiguales unidos con soldaduras de penetración completa sujetos sólo a carga transversal, con o sin carga longitudinal, cuando el detalle incluye un radio de transición, <math>R</math>, con el acabado de la soldadura esmerilada lisa y con su sanidad establecida por inspección radiográfica o ultrasónica.</p> <p>Cuando se remueve el refuerzo de la soldadura:</p> <p><math>R &gt; 50</math> mm</p> <p><math>R \leq 50</math> mm</p> <p>Cuando no se remueve el refuerzo de la soldadura:</p> <p>Cualquier radio</p>	<p>D</p> <p>E</p> <p>E</p>	<p>2.2</p> <p>1.1</p> <p>1.1</p>	<p>48 (490)</p> <p>31 (315)</p> <p>31 (315)</p>	<p>En el pie de la soldadura a lo largo del borde del material más delgado.</p> <p>En la terminación de la soldadura en radios pequeños.</p> <p>En el pie de la soldadura a lo largo del borde del material más delgado.</p>

Tabla 18.2.3.10.e - Parámetros para diseño por fatiga (continuación)

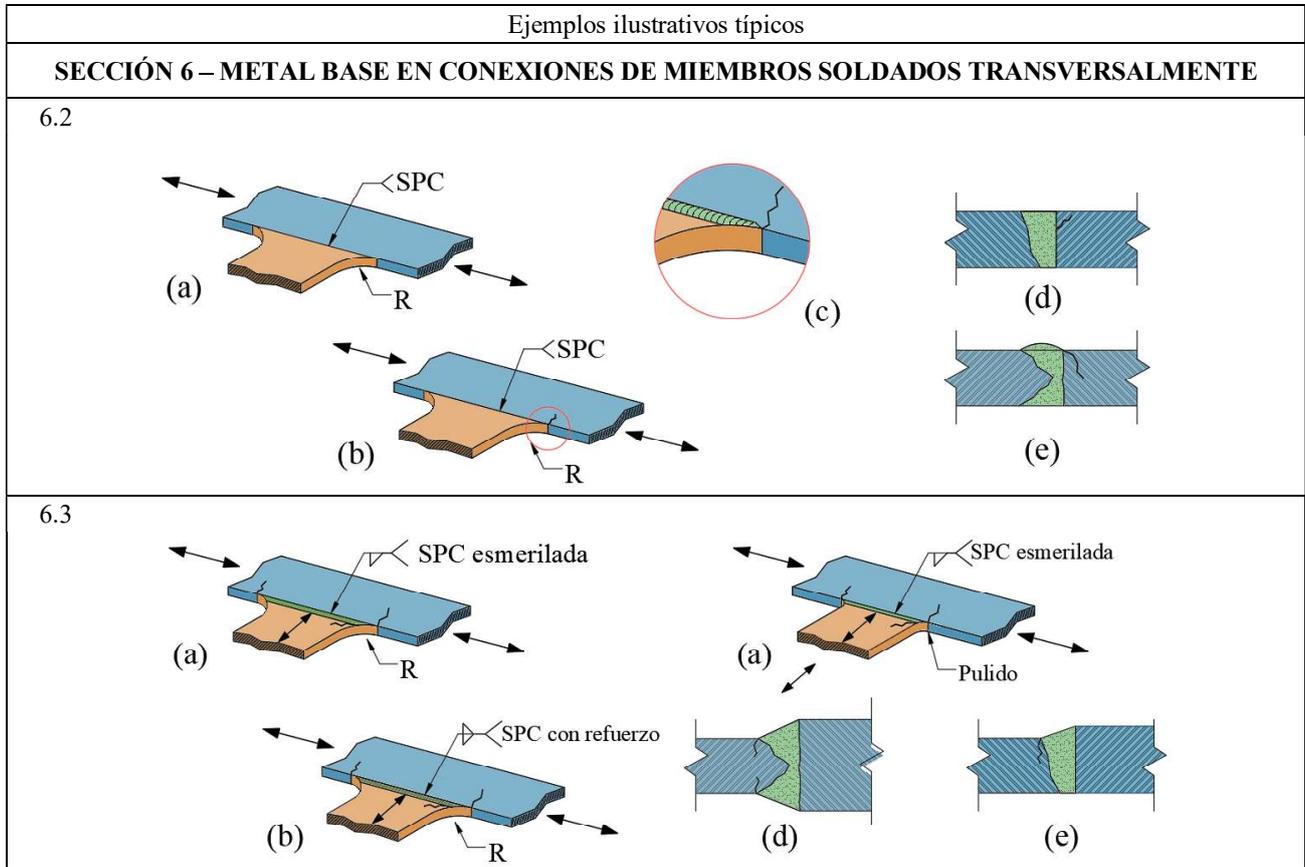


Tabla 18.2.3.10.f - Parámetros para diseño por fatiga

Descripción	Categoría de esfuerzos	Constante $C_f$	Umbral $F_{TH}$ MPa (kg/cm <sup>2</sup> )	Punto potencial de iniciación de la grieta
<b>SECCIÓN 6 – METAL BASE EN CONEXIONES DE MIEMBROS SOLDADOS TRANSVERSALMENTE</b>				
6.4 Metal base sujeto a esfuerzo longitudinal en miembros transversales, con o sin esfuerzo transversal, unidos con soldaduras de filete o de penetración parcial, paralela a la dirección del esfuerzo cuando el detalle incluye un radio de transición, $R$ , con el acabado de la soldadura esmerilada lisa:				En el metal base en la terminación de la soldadura o en el pie de la soldadura; se extiende en el metal base.
$R > 50$ mm	D	2.2	48 (490)	
$R \leq 50$ mm	E	1.1	31 (315)	

Tabla 18.2.3.10.f - Parámetros para diseño por fatiga (continuación)

Descripción	Categoría de esfuerzos	Constante $C_f$	Umbral $F_{TH}$ MPa (kg/cm <sup>2</sup> )	Punto potencial de iniciación de la grieta
<b>SECCIÓN 7 – METAL BASE EN ELEMENTOS LIGADOS CORTOS<sup>1</sup></b>				
7.1 Metal base sujeto a carga longitudinal en detalles con soldaduras paralelas o transversales a la dirección del esfuerzo, cuando el detalle no incluye radio de transición, de longitud en la dirección del esfuerzo $a$ y grueso $b$ :				En el metal base en la terminación de la soldadura o en el pie de la soldadura; se extiende dentro del metal base.
$a < 50$ mm	C	4.4	69 (700)	
$50 \text{ mm} \leq a \leq$ menor de entre $12b$ o $100$ mm	D	2.2	48 (490)	
$a > 100$ mm cuando $b > 20$ mm	E	1.1	31 (315)	
$a >$ menor de entre $12b$ o $100$ mm, cuando $b \leq 20$ mm	E'	0.39	18 (180)	
7.2 Metal base sujeto a esfuerzo longitudinal en detalles unidos con soldaduras de filete o de penetración parcial, con o sin carga transversal en el detalle, cuando éste incluye un radio de transición, $R$ , con el acabado de la soldadura esmerilada lisa:				En el metal base, en la terminación de la soldadura. Se extiende dentro del metal base.
$R > 50$ mm	D	2.2	48 (490)	
$R \leq 50$ mm	E	1.1	31 (315)	
<sup>1</sup> Los “elementos ligados” se definen como cualquier detalle de acero soldado a un miembro que, por su sola presencia, e independientemente de su carga, produce una discontinuidad en el flujo de esfuerzos en el miembro, por lo que reduce su resistencia a la fatiga.				
Ejemplos ilustrativos típicos				
<b>SECCIÓN 6 – METAL BASE EN CONEXIONES DE MIEMBROS SOLDADOS TRANSVERSALMENTE</b>				
6.4	<p>Diagram 6.4 illustrates four typical examples of welded metal base connections in transverse member connections:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>(a) Shows a detail with a smooth surface finish (SPP) and a transition radius (R).</li> <li>(b) Shows a detail with a smooth surface finish (SPP) and a transition radius (R).</li> <li>(c) Shows a detail with a smooth surface finish (SPP), a transition radius (R), and a ground surface (G) with a smooth finish (Pulido).</li> <li>(d) Shows a circular detail view of a weld toe.</li> </ul>			

**Tabla 18.2.3.10.f - Parámetros para diseño por fatiga (continuación)**

Ejemplos ilustrativos típicos	
SECCIÓN 7 – METAL BASE EN ELEMENTOS LIGADOS CORTOS	
7.1	
7.2	

**Tabla 18.2.3.10.g - Parámetros para diseño por fatiga**

Descripción	Categoría de esfuerzos	Constante $C_f$	Umbral $F_{TH}$ MPa (kg/cm <sup>2</sup> )	Punto potencial de iniciación de la grieta
SECCIÓN 8 – CONEXIONES VARIAS				
8.1 Metal base en conectores de cortante unidos con soldadura de filete o automática.	C	4.4	69 (700)	El metal base, en el pie de la soldadura.
8.2 Cortante en la garganta de soldaduras de filete continuas o intermitentes, longitudinales o transversales.	F	EC 18.2.1.2	55 (560)	La raíz de la soldadura de filete; se extiende en la soldadura.
8.3 Metal base en soldaduras de tapón o de ranura.	E	1.1	31 (315)	En el metal base, en el extremo de la soldadura. Se propaga en el metal base.
8.4 Cortante en soldaduras de tapón o de ranura.	F	EC 18.2.1.2	55 (560)	La soldadura en la superficie de falla; se propaga en la soldadura.
8.5 Tornillos de alta resistencia de apriete ajustado, tornillos comunes, barras de anclaje roscadas y barras para colgantes con rosca cortada, “grounded” o laminada. La amplitud de la variación del esfuerzo en el área de tensión debida a carga viva más acción de palanca se considerará cuando corresponda.	G	0.39	48 (490)	En la raíz de las roscas; se propaga en el sujetador.

**Tabla 18.2.3.10.g - Parámetros para diseño por fatiga (continuación)**

Ejemplos ilustrativos típicos	
SECCIÓN 8 – CONEXIONES VARIAS	
8.1	
8.2	
8.3	
8.4	
8.5	

**18.3 Grúas viajeras**

**18.3.1 Número de ciclos para el diseño de la estructura de soporte**

**18.3.1.1** Las disposiciones de esta sección se definen para determinar las fuerzas y esfuerzos de diseño actuantes en los elementos que conforman a una trabe carril. Para el diseño de las secciones se deberán seguir los criterios descritos en la presente Norma, considerando las condiciones de flexión, flexocompresión, cortante, etc., y posteriormente, verificar la condición de fatiga.

**18.3.1.2** En la tabla 18.3.1.2 se presenta el número estimado de ciclos de diseño para una amplitud uniforme de carga completa a la que va a estar sometida la estructura de soporte, determinado por medio de un análisis de ciclos de servicio de la grúa.

**Tabla 18.3.1.2 - Número de ciclos recomendados para el diseño de la estructura de soporte de grúas viajeras**

Clasificación del servicio de la estructura	Número de ciclos de carga completa recomendados, N	Servicio de la grúa
A	20 000	Mantenimiento
B	40 000	Ligero
C	100 000	Mediano
D	400 000	Pesado
E	1 000 000	Cíclico
F	> 2 000 000	Continuo

*Comentario:*

*De acuerdo con los manuales 70 y 74 de la Asociación Norteamericana de Fabricantes de Grúas (CMAA), la clasificación de la estructura se puede hacer en 6 niveles acorde con las demandas, mientras que, el número de ciclos recomendado es acorde con la guía "Guide for the Design of crane-supporting Steel Structures, 2017" del Instituto Canadiense para la Construcción en Acero (CISC).*

*Se cuenta con criterios para clasificar las grúas viajeras, de acuerdo con, la magnitud y frecuencia de la carga en relación con su capacidad. Estos criterios son estimados, por lo que, los ciclos de carga para un equipo específico deben ser proporcionados por el fabricante del equipo y el operador de la grúa.*

*La clasificación del servicio de las grúas se define de la forma siguiente:*

*CLASE A. Este tipo de servicio incluye las grúas utilizadas en instalaciones tales como: plantas generadoras, cuarto de turbinas, cuarto de motores y estación de transformadores, donde es necesario manejar cargas de mucho valor y con mucha precisión a muy bajas velocidades, en donde existen tiempos muertos muy largos entre cada operación. En estas grúas se puede emplear la capacidad máxima de carga durante la fase de instalación de la maquinaria o bien para fines de mantenimiento con periodos largos poco frecuentes. Aunque, el número de operaciones por hora no es frecuente, las grúas para ese tipo de servicios deben ser confiables a modo de contar con ellas en el momento que sea necesario. El peso de las cargas por operación puede variar desde cero (en vacío) hasta la capacidad total con una frecuencia de unos cuantos usos por día o por mes.*

*CLASE B. Este tipo de servicio incluye las grúas utilizadas en instalaciones tales como: talleres de reparaciones de armados ligeros, servicio en almacenes de baja capacidad, talleres mecánicos o líneas de procesos con bajo nivel de producción y en todas aquellas instalaciones donde las necesidades de servicio son ligeras y las velocidades de operación bajas. El peso de las cargas por operación puede variar desde cero (en vacío) hasta la capacidad total con un promedio de dos a cinco operaciones por hora con cargas cuyo peso corresponda a un valor promedio del 50 por ciento de la carga de la capacidad total y una altura de levantamiento promedio de cinco metros. El número de operaciones por hora con cargas cuyo valor sea igual que de la capacidad de la grúa no debe ser mayor que el 50 por ciento del número especificado.*

*CLASE C. Este tipo de servicio incluye las grúas utilizadas en instalaciones tales como: talleres de maquinado, líneas de proceso con nivel medio de producción, cuarto para maquinaria de molinos de papel y en todas aquellas instalaciones en donde las necesidades de servicio son moderadas. En este tipo de servicio, la grúa puede hacer de 5 a 10 operaciones por hora manejando cargas con un valor promedio del 50 por ciento del rango de la capacidad total y para una altura de levantamiento promedio de cinco metros. El número de operaciones por hora con cargas cuyo valor sea igual que la capacidad de la grúa no debe ser mayor que el 50 por ciento del número de operaciones especificadas.*

*CLASE D. Este tipo de servicio incluye grúas, normalmente operadas desde cabina, utilizadas en instalaciones tales como: talleres pesados de maquinado, fundiciones, plantas de fabricación, almacenes para aceros, aserraderos, y para operaciones normales con electroimán o almeja, en donde las necesidades de servicio para la producción son pesadas; pero en las cuales no existe un ciclo de operación específico. En este tipo de servicio la grúa puede ser operada durante el ciclo de trabajo con cargas con un valor aproximado al 50 por ciento de la capacidad de la grúa. El número de operaciones por hora permitido es de 10 a 20 con un promedio de cinco metros de altura y con una carga cuyo valor sea en promedio igual que el 50 por ciento del valor de la capacidad total. El número de operaciones por hora con cargas cuyo valor sea igual que la capacidad de la grúa no debe ser mayor que el 65 por ciento del número de operaciones especificadas.*

*CLASE E. Este tipo de servicio incluye grúas con capacidad de operar continuamente, cargas con un valor igual al de plena capacidad de la grúa, a muy altas velocidades y con un ciclo de operación severo, repetidamente durante el periodo de trabajo establecido por día, en un ciclo predeterminado. Las aplicaciones de este tipo de grúas incluyen servicio con electroimán, con almeja, combinación de electroimán y almeja, servicios en patios de chatarra, molinos de aserraderos, plantas fertilizantes y ciertas áreas de plantas siderúrgicas, con un rango de 20 o más operaciones por hora, todos ellos con cargas cuyo valor sea igual que la capacidad de la grúa. En este tipo de servicio debe especificarse siempre el ciclo de operación completo.*

*CLASE F. Las grúas incluidas dentro de este tipo de servicio se aplican normalmente en plantas siderúrgicas o similares, en donde además de tener un ciclo de operación excesivamente severo, trabajan en forma continua durante todo el año, excepto los periodos de mantenimiento, con una carga cuyo valor es igual que la capacidad de la grúa.*

**18.3.1.3** Por otra parte, para garantizar la estabilidad del marco de soporte de la grúa o trabe carril, se deberá verificar que los elementos cumplan con los desplazamientos verticales y laterales máximos permisibles, definidos en la tabla 18.3.1.3.

**Tabla 18.3.1.3 - Desplazamientos máximos permisibles en traveses carril y marcos que soportan grúas**

	<b>Elemento</b>	<b>Carga</b>	<b>Desplazamiento máximo</b>
Desplazamientos verticales	<b>Trabe Carril</b> Grúa colgada o monorraíl Clase A, B, ó C Clase D Clase E y F	Carga vertical de la grúa (sin impacto)	<b><math>L/600</math></b> <b><math>L/800</math></b> <b><math>L/1000</math></b>
	<b>Grúa de Puente</b> <sup>[1]</sup> Cualquier clase	Carga vertical de la grúa (sin impacto)	<b><math>L/450</math></b>
Desplazamientos laterales	<b>Viga de la trabe Carril</b>	Fuerza lateral de la grúa	<b><math>L/400</math></b>
	<b>Marco de soporte</b> Grúa operada desde una cabina Polipastos de cadena Grúas clase A, B, ó C Grúas clase D, E y F	Fuerza lateral de la grúa en operación o frenado, viento o sismo	<b><math>\leq 50</math> mm</b> <b><math>H/100</math></b> <b><math>H/240</math></b> <b><math>H/400</math></b>

<sup>[1]</sup> El diseño de la trabe puente deberá verificarse por el fabricante

**L** se toma como la distancia entre los apoyos de la trabe

**H** se mide desde el piso hasta el borde superior de la trabe carril

*Comentario:*

*En el caso de las traveses carril, a diferencia de las grúas operadas desde cabina, para el cálculo de los desplazamientos laterales permitidos se toma como parámetro de referencia la longitud del claro en lugar de la altura, debido a que por lo regular en los tramos intermedios no se forman marcos.*

*Estos valores límite se tomaron de los manuales 70 y 74 de la Asociación norteamericana de fabricantes de grúas (CMAA) que coinciden con las NTC-Criterios (2004).*

## 18.3.2 Cargas de diseño

### 18.3.2.1 Cargas verticales de diseño

**18.3.2.1.1** La magnitud de la carga actuante deberá ser igual que la capacidad de carga máxima de la grúa más su peso propio distribuida entre el número de ruedas o ejes que circulen sobre las traveses carril.

**18.3.2.1.2** Para efectos del diseño se deberán obtener los elementos mecánicos envolventes o las líneas de influencia provenientes del análisis ubicando las cargas en por lo menos tres posiciones de su recorrido donde se produzcan las mayores demandas de carga.

*Comentario:*

*Para la determinación de las cargas por rueda o por eje se deben consultar los manuales de los proveedores de las grúas o en su defecto consultar guías especializadas. La importancia del uso de líneas de influencia para determinar las cargas de diseño radica en tener suficientes herramientas para diseñar los puntos de soporte (ménsulas, columnas, etc.) y revisar adecuadamente bajo las condiciones más críticas.*

*Es necesario ubicar las cargas en por lo menos tres posiciones donde ocurren las mayores demandas de flexión y cortante, para el caso de flexión este se obtiene al colocar la carga al centro del claro libre, en el caso de cortante estos se obtienen al colocar las cargas cercanas a los apoyos. En el análisis de líneas de influencia se deben considerar también las cargas laterales debidas al frenado, operación, etc.*

### 18.3.2.2 Cargas dinámicas

**18.3.2.2.1** En el diseño de naves industriales con grúas viajeras se deben considerar las acciones sobre la estructura de soporte debidas a efectos dinámicos producidos por las grúas. Entre ellas están las debidas a impacto, empuje lateral y frenado. Las fuerzas de estas acciones pueden determinarse como un porcentaje de la carga de diseño, definidas en la tabla 18.3.2.2.1.

**Tabla 18.3.2.2.1 - Cargas, como porcentajes de la carga máxima, que deben considerarse en el diseño de la estructura de soporte de grúas viajeras**

Tipo de grúa viajera	Carga vertical (incluye impacto)	Carga lateral total (en cualquiera de los dos sentidos) la mayor de:			Fuerza de frenado <sup>[g]</sup>
		Carga máxima por rueda <sup>[a]</sup>	Carga levantada <sup>[b]</sup>	Carga total levantada <sup>[b]</sup> más carro de traslación	Carga total levantada <sup>[b]</sup> más peso propio de la grúa
1. Operada por cabina o radio control	125	40 <sup>[c]</sup>	20	10 <sup>[c]</sup>	20
2. Grúa de electroimán o de cuchara bivalva <sup>[d]</sup>	125	100	20	10	20
3. Grúa de brazo guía o con estibador	125	200	40 <sup>[c]</sup>	15	20
4. Grúa de mantenimiento	120	30 <sup>[c]</sup>	20	10 <sup>[c]</sup>	20
5. Grúa de control colgante	110	—	20	10	20
6. Grúa de cadena <sup>[f]</sup>	105	—	10	—	10
7. Mono puente	115	—	10	—	10

<sup>[a]</sup> Ocurre con el carro de rodadura sobre uno de los extremos del puente.

<sup>[b]</sup> La carga levantada corresponde a la carga máxima que puede levantar la grúa, a menos que se indique otra cosa. No incluye a la columna, corredera, u otro dispositivo de manipulación del material que sirva de guía en la dirección vertical durante el izaje.

<sup>[c]</sup> Grúas viajeras en plantas siderúrgicas

<sup>[d]</sup> Servicios severos, como depósitos de chatarra; no incluye levantamiento de productos como bobina y placas en operaciones de almacenamiento.

<sup>[e]</sup> Carga levantada incluyendo brazo rígido.

<sup>[f]</sup> Debido a la naturaleza lenta de la operación, las fuerzas dinámicas son menores que para una grúa de control colgante.

<sup>[g]</sup> Si el número de ruedas de tracción es desconocido, considerar como fuerza de frenado el 10 por ciento de la carga total sobre todas las ruedas.

*Comentario:*

Para considerar los efectos de las cargas dinámicas del paso de las grúas, se debe estimar la carga de diseño y sus efectos dinámicos, los cuales podrían tomarse como un porcentaje de dicha carga con una magnitud (según el caso) igual que las mostradas en la tabla 18.3.2.2.3. Estos valores son una conjunción de los parámetros indicados en los manuales 70 y 74 de la Asociación Norteamericana de Fabricantes de Grúas (CMAA), la guía "Guide for the Design of crane-supporting Steel structures, 2017" del Instituto Canadiense para la Construcción en Acero (CISC) y la guía "Guide for the Design and Construction of Mill Buildings" de la Asociación de Ingenieros del Hierro y el Acero (AISE).

La carga de diseño se obtiene por medio de un análisis de envolventes o en su caso de líneas de influencia de los diagramas de momento y cortante asociados a considerar las cargas en diferentes posiciones del claro de los elementos que trabajan a flexión, de manera que, se diseñe con las magnitudes donde la posición de la carga sea más crítica.

Una vez definida la carga de diseño, se identificarían los efectos dinámicos que aplican para el caso en análisis y se definirían los porcentajes correspondientes de la tabla 18.3.2.2.1, los cuales incrementarían a la carga original de diseño.

Dado que es posible que existan varias condiciones dinámicas para una misma grúa, aunque no necesariamente actuando al mismo tiempo, sería necesario definir una serie de combinaciones y encontrar la más desfavorable para el diseño. De ese modo, si se tiene el caso en donde se quiere considerar la fuerza de frenado en conjunto con tres niveles de carga, se generaría una combinación independiente para cada nivel.

## 19. EDIFICIOS INDUSTRIALES

*Comentario:*

*Los edificios de un piso se utilizan con fines industriales, bodegas y almacenes: también es común su empleo en tiendas de autoservicio, gimnasios y, en general, en todos los casos en que se requieren espacios cubiertos de grandes dimensiones, con el menor número posible de columnas intermedias. En las secciones que siguen se tratan los edificios industriales, pero mucho de lo que se especifica es también aplicable a las otras estructuras de un piso.*

Este capítulo está compuesto por las secciones siguientes:

- 19.1 Edificios industriales
- 19.2 Acciones
- 19.3 Estructuración y configuraciones
- 19.4 Diseño de las armaduras
- 19.5 Diseño de las columnas
- 19.6 Diseño por sismo
- 19.7 Análisis
- 19.8 Naves a base de muros Tilt-Up.

*Comentario:*

*Se trata de edificios cuya configuración geométrica, por su uso y operación, tienen claros de más de 20 metros y la cubierta, que suele ser ligera (por ejemplo, lámina), tiene alturas superiores a 6 metros. Estos se pueden clasificar en dos tipos: ligeros y pesados.*

*a) Edificios ligeros: destinados fundamentalmente a almacenamiento (bodegas) de productos que se mueven con equipos ligeros (montacargas, diablos, etc.) y cuya carga se aplica directamente al piso que suele estar formado por un firme. La carga es del orden de 5 t/m<sup>2</sup>. También se incluyen en esta categoría los edificios destinados a comercios, tiendas de autoservicio, mercados y similares, con cubierta y paredes ligeras.*

*b) Edificios pesados: para usos industriales que requieren grúas conectadas a la estructura del edificio, destinadas al manejo de mercancía y material propios de la función con pesos de varias toneladas. Dentro de esta clasificación se tienen los edificios para la industria siderúrgica, minera, petrolera, etc.*

*También se tratan naves industriales con fachadas de muros de concreto fabricados in-situ, en una plancha de colado o firme, que posteriormente son izados, y a los que se les suele denominar "Tilt-Up".*

### 19.1 Edificios industriales

**19.1.1** En algunos casos, su función se limita a crear espacios cubiertos adecuados para desarrollar determinadas actividades; en otros, forman parte del proceso industrial que se efectúa en su interior y en construcciones anexas. Cuando es así, suelen estar provistos de grúas viajeras, soportadas por la estructura, las cuales modifican el diseño.

*Comentario:*

*Se utiliza el término nave industrial, o solamente nave, para referirse a los edificios industriales de un solo piso que corresponden a este capítulo.*

### 19.2 Acciones

**19.2.1** Se consideran las acciones definidas en la NTC-Criterios más las correspondientes a las grúas viajeras, equipos especiales y las producidas por su operación, según sea el caso.

**19.2.2** Las acciones por considerar son:

- a) Peso propio
- b) Cargas vivas (personal, mercancía, maquinaria, montacargas, estantes, etc.)
- c) Sismo
- d) Viento
- e) Granizo
- f) Empujes de suelo
- g) Efectos generados por maquinaria y grúas viajeras
- h) Impacto, frenado, cabeceo y acciones dinámicas en general

- i) Cambios de temperatura
- j) Asentamientos diferenciales
- k) Fatiga
- l) Etc.

**19.2.3** Algunas acciones pueden ser más críticas en las naves industriales, respecto a las construcciones convencionales, como son:

- a) **Granizo.** Debido a que el peso propio de la cubierta suele tener un valor pequeño, el granizo constituye una parte muy importante de la carga total. Esto es relativamente más crítico en cubiertas con pendientes reducidas, o con valles en los que puede acumularse el granizo (dientes de sierra, por ejemplo)
- b) **Viento.** Además de presiones, el viento produce succiones en las cubiertas; si éstas son ligeras, la carga neta resulta hacia arriba, lo que puede ocasionar acciones en la cubierta (láminas, largueros, etc.) y en la estructura principal en dirección contraria a las acciones gravitacionales. Si está formada por armaduras, las acciones en las cuerdas, diagonales y montantes pueden cambiar de signo. También es importante tomar en cuenta los efectos locales en elementos de las fachadas y de las cubiertas, así como, los efectos locales en elementos particulares como en los anclajes (pijas) de sujeción de la lámina
- c) **Acciones generadas por maquinaria y grúas viajeras.** Además de su peso, producen acciones dinámicas como impacto, frenado y cabeceo. El fabricante del equipo proporciona los valores de diseño de estas acciones
- d) **Fatiga.** Puede presentarse principalmente en las trabes carril por las que circulan las grúas viajeras y en los elementos de la estructura que las soportan. La revisión de esta acción es relativamente más crítica cuando las grúas forman parte del proceso industrial pues funcionan de manera continua y producen un número muy elevado de ciclos de carga y descarga en poco tiempo. También hay tipos de maquinaria que pueden propiciar fatiga
- e) **Temperatura.** Puede presentarse en estructuras con grandes longitudes, por ejemplo 100 m o más. Para tomar en cuenta estos efectos se hará un análisis a partir del gradiente máximo de temperatura incluyendo todos los elementos que formen a la estructura y que sean susceptibles a este efecto
- f) **Estancamiento de agua (ponding).** Cuando la pendiente de la cubierta es menor al 2 por ciento es necesario considerar la acumulación de agua en los extremos de la cubierta cuyas especificaciones están en la NTC-Criterios.

**19.2.4** Es necesario verificar los efectos de temperatura que serán función de:

- a) Gradiente térmico
- b) Longitud y ancho de la nave.

*Comentario:*

*Para el diseño del edificio industrial se deben tomar en cuenta todas las acciones a las cuales estaría sometido durante su vida útil, las cuales se definen como permanentes, variables y accidentales. Ejemplos de cada categoría se muestran en la tabla C19.2.4.*

*Tabla C19.2.4 - Categorías de acciones de diseño.*

<i>Acciones permanentes</i>	<i>Acciones variables</i>	<i>Acciones accidentales</i>
<ul style="list-style-type: none"> <li>- Peso propio</li> <li>- Acabados</li> <li>- Sistemas de piso</li> <li>- Lámina y aislante (colchoneta)</li> <li>- Instalaciones</li> <li>- Empujes estáticos del suelo</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Cargas vivas (personal, mercancía, maquinaria, montacargas, estantes, etc.)</li> <li>- Efectos por cambio de temperatura</li> <li>- Asentamientos diferenciales</li> <li>- Acciones generadas por maquinaria y grúas viajeras</li> <li>- Impacto, frenado, cabeceo y acciones dinámicas en general</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Sismo</li> <li>- Viento</li> <li>- Granizo</li> <li>- Incendios</li> <li>- Estancamiento de agua</li> </ul>

*Las magnitudes de las cargas vivas, así como las acciones de sismo, viento y granizo, se deberían definir de acuerdo con la NTC correspondiente. En lo que respecta a las cargas de granizo, sismo y viento se emiten los siguientes comentarios:*

*Granizo: Puede ser, en algunos casos, una condición de diseño y se considera como una acción accidental que sustituye a la carga viva, por lo que, no es aditiva a esta. Tampoco se debe de sumar a otras acciones accidentales como son viento y sismo.*

*Viento: Dada la velocidad regional de la Ciudad de México, la acción del viento no suele regir el diseño de los elementos principales (dependerá de la geometría de la nave, de su ubicación, etc.), pero puede ser una condición*

importante en los bordes de la cubierta y en elementos particulares expuestos, recubrimientos de fachada o bien para anclajes como los de los canalones y de la lámina de cubierta por citar dos ejemplos.

*Sismo:* Aunque el peso sea ligero, para ciertas zonas de la Ciudad de México el diseño de naves industriales puede quedar regido por sismo cuyas acciones dependen de la geometría y del área de la nave, de la pendiente de la cubierta debido a que la carga viva es función de esta pendiente, entre otros. Dichas acciones se determinan de acuerdo con la NTC-Sismo empleando el programa SASID con la ubicación del predio y a partir de la estructuración, definiendo los factores de comportamiento sísmico ( $Q$ ), el de irregularidad y el de sobre-resistencia, que depende del factor básico de sobre-resistencia  $R_0$  y del factor  $k_1$  que es el factor de corrección por hiperestaticidad.

*Temperatura:* Es conveniente para el análisis por temperatura consultar los resultados de las variaciones de temperatura de por lo menos el último año en una estación meteorológica cercana a la ubicación del edificio y obtener el gradiente máximo de la temperatura registrada, entendiendo como gradiente a la diferencia de temperatura máxima respecto a la mínima en un día. En este análisis no se deben incluir los elementos de la cimentación.

### 19.2.1 Combinaciones de acciones

**19.2.1.1** Se consideran las combinaciones de carga incluidas en la NTC-Criterios que sean aplicables. Además, cuando el edificio esté provisto de grúas viajeras se deberán añadir combinaciones adicionales en las que se incluyen sus efectos.

### 19.3 Estructuración y configuraciones.

- a) La mayoría de las estructuras que se tratan en este capítulo son de planta rectangular, de longitud varias veces mayor que el ancho
- b) En los ejes longitudinales es posible, casi siempre, colocar elementos estructurales para aumentar la rigidez lateral, lo que no sucede en la dirección transversal, pues el claro que se elige es el mínimo requerido para el funcionamiento de la fábrica, almacén, u otro tipo de instalación
- c) También es frecuente que se coloquen una o varias hileras longitudinales de columnas en el interior de la nave, que, en general, deben estar libres en toda la altura
- d) La configuración de la nave será función del área por cubrir y de los claros
- e) Las naves pueden estar formadas por una sola cumbrera, por varias o bien por un arreglo tipo diente de sierra
- f) Por lo que respecta a la estructura ésta puede estar constituida por armaduras, vigas o travesaños de sección constante o variable. De esta forma se pueden tener, entre otras, las siguientes configuraciones:
  - 1) Marco rígido de sección constante de un solo claro o múltiples
  - 2) Marco rígido de sección variable de un solo claro o múltiples
  - 3) Marco con armaduras de peralte variable de un solo claro o múltiples
  - 4) Marco con armaduras de peralte constante de un solo claro o múltiples.
- g) Con respecto a la estructuración en la dirección longitudinal es necesario proporcionar a los marcos elementos estructurales de tal forma que se garantice una adecuada transmisión de las distintas fuerzas a la cimentación lo que se puede lograr por medio de marcos rígidos, o bien, colocando contraventeos que resistan compresión y/o tensión, con elementos horizontales que resistan las compresiones, permitiendo la transmisión de las fuerzas laterales, como lo son las generadas por viento o por sismo, a la cimentación.

*Comentario:*

*La configuración de la nave es función del área por cubrir y de los claros. Las naves pueden estar formadas por una sola o varias cumbreras o por un arreglo tipo diente de sierra. En lo que respecta a la estructura, esta puede estar constituida por armaduras o vigas de sección constante o variable. De esta forma se pueden tener, por ejemplo, las siguientes configuraciones:*

*a) Marco rígido de sección constante o variable, de un solo claro o múltiples*

*b) Marco con armaduras de peralte constante o variable, de un solo claro o múltiples*

*Con relación al diafragma del techo y considerando el bajo o nulo aporte de la lámina, es necesario definir un sistema estructural que pueda transportar las fuerzas horizontales a los marcos longitudinales, lo que se puede lograr con contraventeos. En caso de que la nave sea muy ancha es posible colocar diagonales en los marcos transversales interiores a una altura que no impida el funcionamiento del inmueble de tal forma de rigidizar el sistema, un ejemplo de ello se muestra en fig. C19.3.7.*

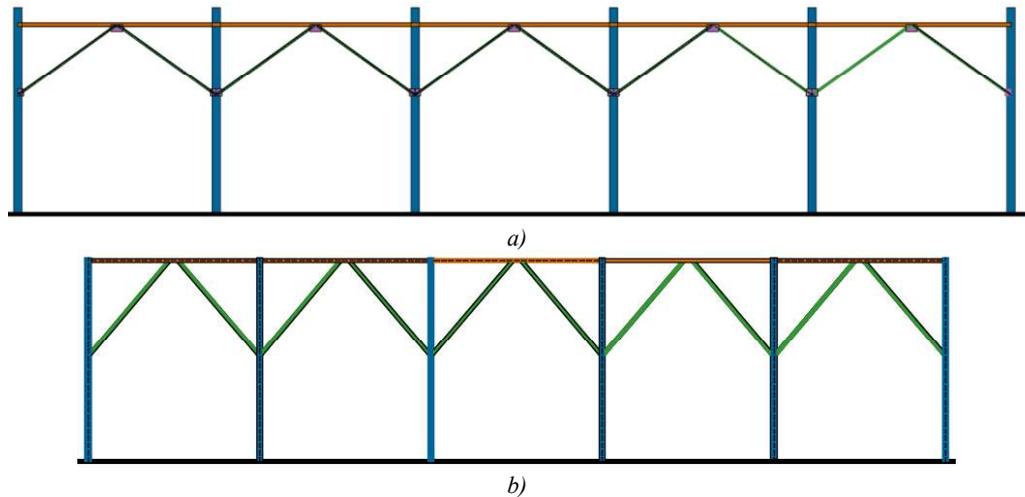


Figura C19.3.7 - Contraventeo parcial en "V" invertida en marcos interiores

En cuanto a la relación de esbeltez  $KL/r$  de miembros en compresión no debe ser mayor que 200. Para miembros en tensión la relación  $L/r$  puede tener cualquier valor, pero conviene que no sea mayor que 240 en miembros principales, ni de 300 en contraventeos y otros miembros secundarios, esto particularmente cuando estén sometidos a cargas que puedan ocasionar vibraciones. Si el miembro en tensión es una varilla, no se pone límite a su relación de esbeltez, pero se recomienda pretensarlo para evitar vibraciones, deformaciones o desplazamientos excesivos.

### 19.3.1 Dirección transversal

19.3.1.1 En esta dirección se utilizan estructuras de diversos tipos, entre ellas:

- Armaduras o vigas libremente apoyadas sobre columnas en voladizo, articuladas en la base cuya estabilidad se proporciona a base de contraventeos

*Comentario:*

*Este sistema isostático, puede ser adecuado en construcciones sobre terreno de muy baja capacidad de carga, para evitar o reducir los efectos de hundimientos diferenciales de las cimentaciones. La estabilidad se proporciona por medio de contraventeos colocados en las dos direcciones principales de la estructura.*

- Armaduras o vigas libremente apoyadas sobre columnas en voladizo, empotradas en la base
- Marcos rígidos, con cabezal de armadura
- Marcos rígidos formados por perfiles I laminados o compuestos por tres placas, de peralte constante o variable.

19.3.1.2 En cualquiera de los casos anteriores el cabezal puede tener pendientes en una o en dos direcciones.

19.3.1.3 También se construyen estructuras con varios marcos continuos con valles interiores o a "dos aguas".

19.3.1.4 Excepto en el primer caso, los sistemas transversales son estables en su plano y pueden resistir las fuerzas perpendiculares a la dirección longitudinal del edificio, producidas por viento o sismo, pero requieren contraventeo lateral.

*Comentario:*

*Es necesario garantizar la correcta transmisión de las fuerzas a la cimentación principalmente lo que concierne a fuerzas de viento y sismo. Esto se puede lograr por medio de marcos rígidos, o bien, colocando elementos de contraventeos que trabajen en tensión, con elementos horizontales, denominados puntales de compresión, que resistan las compresiones para transmitir las fuerzas horizontales de viento o sismo a la cimentación. También se pueden utilizar contraventeos robustos que trabajen a compresión y tensión. En la fig. C19.3.1.4.a, se muestra el esquema de fuerzas ante acciones horizontales (viento o sismo), actuando perpendicular a los marcos principales.*

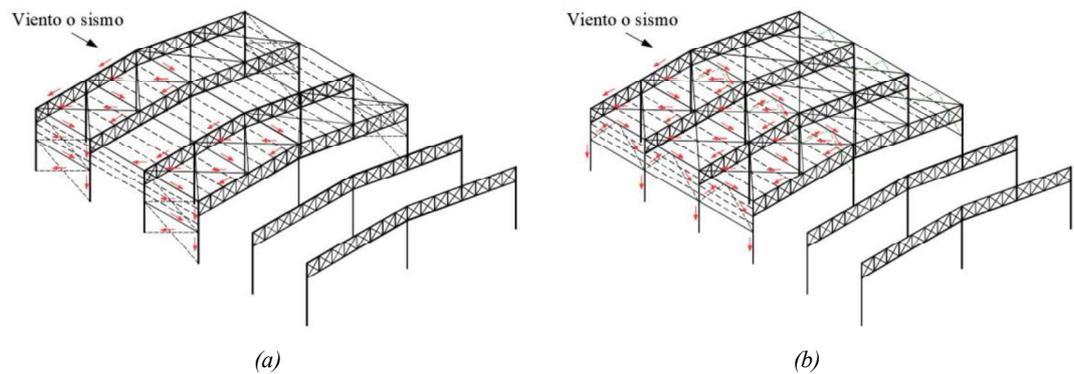
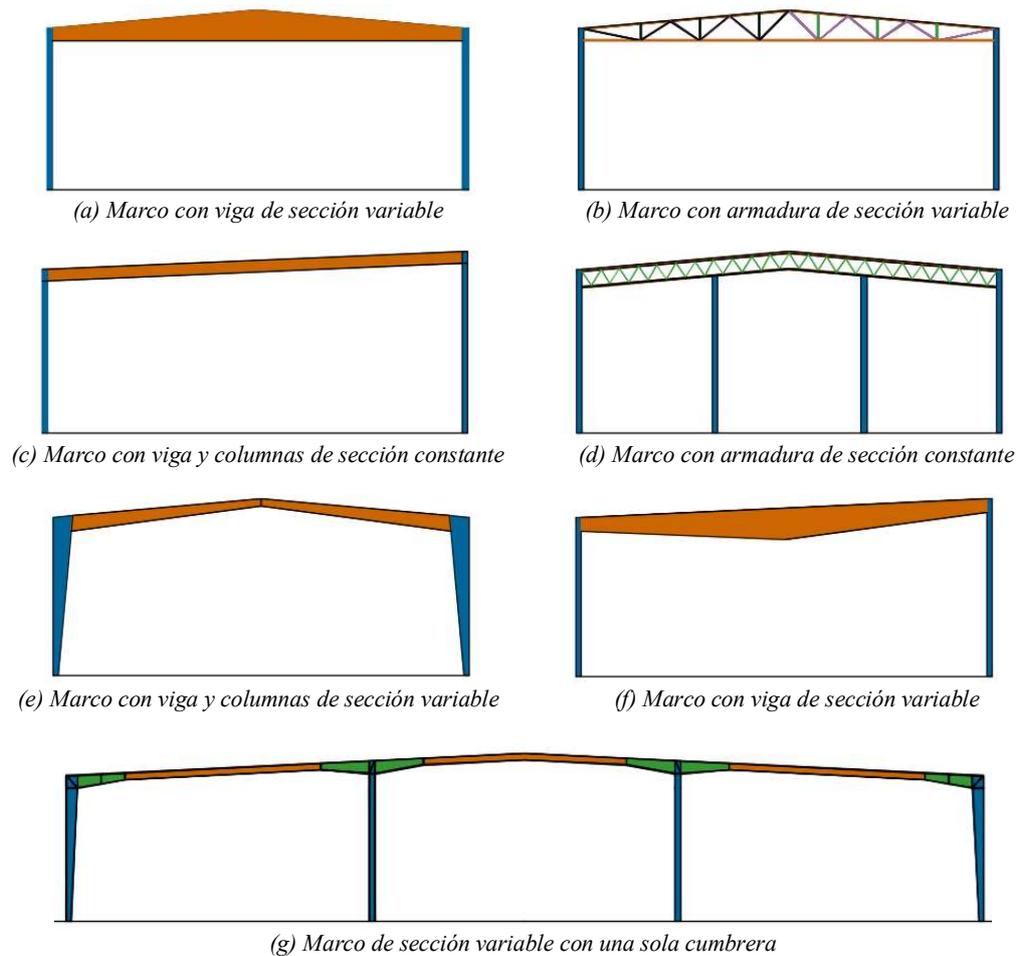
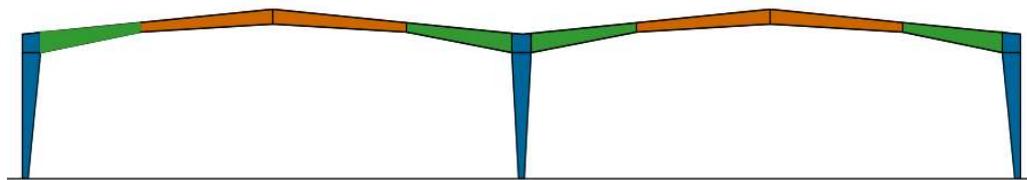


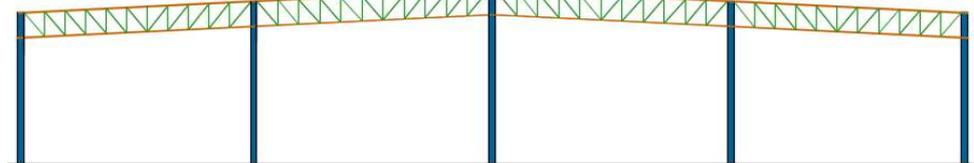
Figura C19.3.1.4.a - Distribución de fuerzas ante acciones horizontales perpendiculares a los marcos principales de una nave industrial con (a) contraventeos en diagonal y (b) contraventeos en "V" invertida.

En la fig. C19.3.1.4.b, se muestran posibles configuraciones de sistemas estructurales empleados para marcos transversales de naves industriales y configuraciones de cumbreras para la sección transversal de la nave. Una configuración adecuada corresponde a la pendiente simple o doble (dos aguas) debido a que facilita la salida del agua al tener los desagües en los extremos, lo que evita la existencia de canalones y desagües internos que puede ocasionar acumulación de agua o granizo generando posiblemente filtraciones de agua al interior de la nave o incluso una falla local de la cubierta. La configuración en "diente de sierra" (fig. C19.3.1.4.b (k)) en la actualidad se usa muy poco dado que tenían como objetivo el proporcionar luminosidad al interior lo que ha sido resuelto por láminas acrílicas translúcidas. Este sistema tiene la problemática de acumulación de agua y granizo en los valles.

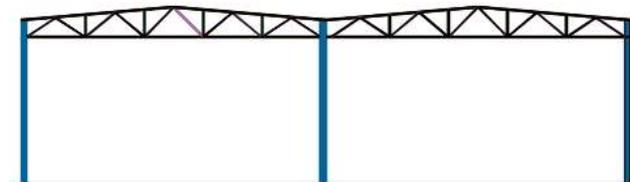




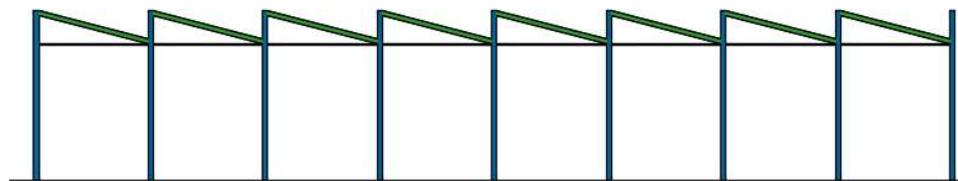
(h) Marco de sección variable con cumbreras múltiples



(i) Marco con armaduras de sección constante con una sola cumbrera



(j) Marco con armaduras de sección variable con dos cumbreras



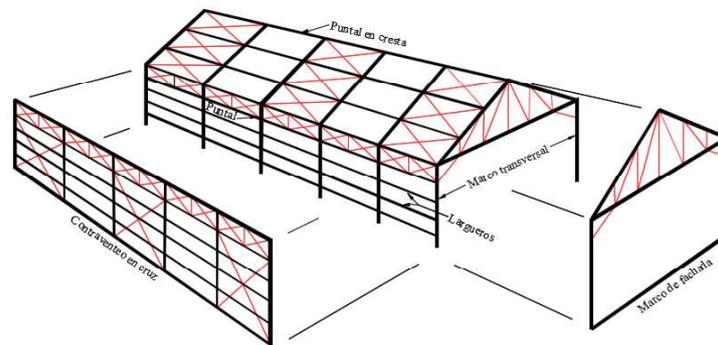
(k) Marco en "diente de sierra"

Figura C19.3.1.4.b - Posibles configuraciones para marcos transversales.

### 19.3.2 Dirección longitudinal

**19.3.2.1** En esta dirección se colocan, en planos verticales, diagonales en cruz, generalmente de esbeltez elevada (redondos, ángulos, etc.) que trabajan sólo en tensión y que, junto con los puntales situados entre ellas, desempeñan múltiples objetivos:

- Proporcionan la rigidez necesaria para que la construcción sea estable en la dirección longitudinal
- En combinación con el contraventeo de la cubierta, resisten y transmiten a la cimentación las fuerzas longitudinales producidas por viento o sismo
- Reducen la longitud libre de pandeo de las columnas de la fachada; para ello, su longitud se divide en varios tramos, definidos por los contraventeos y los puntales
- En todos los casos debe colocarse un puntal corrido en el extremo superior de las columnas, que puede ser una armadura (fig. 19.3.2.1), el cual, además de formar parte del contraventeo general de la nave, puede utilizarse como soporte de la lámina vertical que forma la fachada.



**Figura 19.3.2.1 - Estructuración general**

*Comentario:*

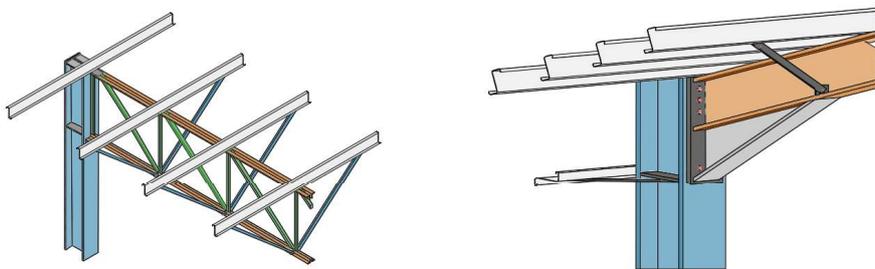
*Debido a que solamente se pueden colocar contravientos para reducir la longitud libre de pandeo se recomienda colocar las columnas con su mayor inercia en la dirección perpendicular a la fachada.*

**19.3.2.2** La cantidad y ubicación de contravientos de cubierta dependerá de la magnitud de las acciones por viento o sismo y de la longitud de la nave, etc.

**19.3.2.3** Entre más contravientos se coloquen, sus dimensiones serán menores.

**19.3.2.4** Los contravientos de la cubierta trabajan en tensión, por lo cual, los elementos ubicados en la unión de dos contravientos deben de tener la capacidad para resistir la compresión.

**19.3.2.5** Para dar soporte lateral a las vigas o armaduras se requieren elementos adicionales para restringir, ya sea la cuerda superior, o la inferior, según el caso. En la fig. 19.3.2.5 se muestran algunas configuraciones.

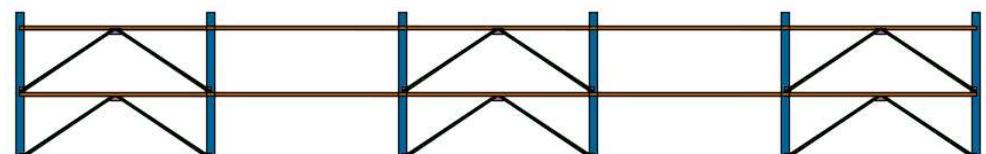


**Figura 19.3.2.5 - Arriostramiento lateral de armaduras y vigas**

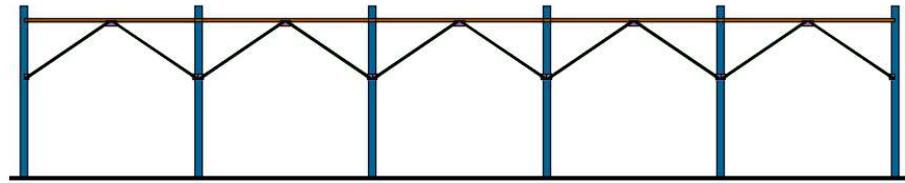
**19.3.2.6** Cuando no puedan colocarse contravientos en las fachadas porque interfieran con la operación de la nave industrial, deberá sustituirse por marcos rígidos que proporcionen la rigidez y la resistencia necesarias, o bien, contravientos a cierta altura de la columna.

*Comentario:*

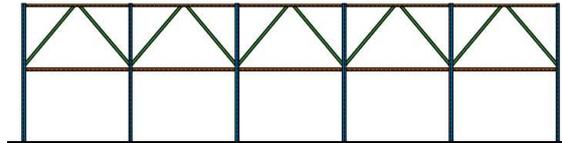
*En la fig. C19.3.2.6 se muestran posibles configuraciones para proporcionar rigidez a los marcos longitudinales.*



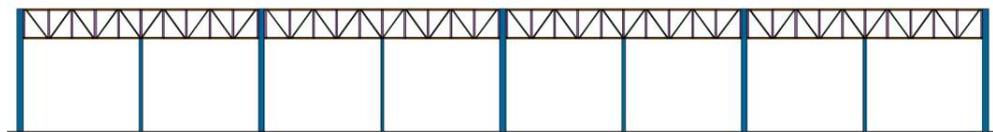
*(a) Arriostramiento en "V" invertida en algunas de las crujeas en marcos de fachada*



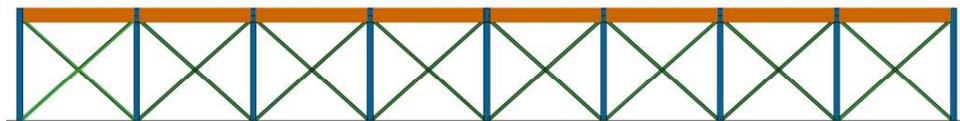
(b) Arriostramiento en "V" invertida en marcos de fachada



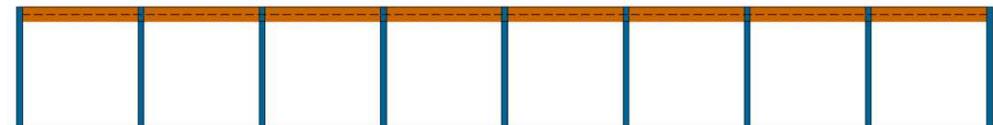
(c) Arriostramiento en "V" invertida con elementos horizontales



(d) Marco rigidizado por medio de armaduras



(e) Marco con contraventeos en diagonal en los ejes de fachadas



(f) Marco rígido colocado en los ejes longitudinales de la nave

Figura C19.3.2.6 - Posibles configuraciones para proporcionar rigidez a los marcos longitudinales.

La configuración mostrada en (b) y (c) es adecuada en naves industriales más no en edificaciones, la razón es la diferencia en la masa.

## 19.4 Diseño de las armaduras

**19.4.1** Cuando las armaduras están formadas por triángulos y las cargas están aplicadas en los nudos; las cuerdas, diagonales y montantes trabajan en tensión o compresión puras, los centroides de los elementos son concurrentes. En el caso en el que, dada la conexión entre elementos, los centroides no sean concurrentes, es decir, exista una excentricidad, los momentos generados deben de considerarse en el diseño.

**19.4.2** Por otra parte, si las cargas no están aplicadas en los nudos los elementos están en flexotensión o flexocompresión.

**19.4.3** Como consecuencia de lo anterior, en el diseño deben considerarse tres condiciones adicionales:

- Esfuerzos secundarios.** La rigidez de los nudos obliga a que los ángulos entre los extremos de las barras que concurren en ellos se conserven sin cambio cuando la armadura se deforma, las barras se flexionan, lo que crea esfuerzos adicionales, a los que se denominan "secundarios". Estos esfuerzos se desprecian en el diseño de las armaduras de cubierta de forma y dimensiones ordinarias, pero pueden ser importantes cuando las placas de nudo son de grandes dimensiones y los miembros muy robustos (lo que sucede con más frecuencia en puentes). Cuando es así, las armaduras se analizan y diseñan como estructuras continuas, con miembros sujetos a fuerza axial, flexión y cortante combinados

- b) **Cargas fuera de los nudos.** Si las cargas no están aplicadas en los nudos, es decir, a lo largo del elemento, las cuerdas estarán en flexotensión o flexocompresión, en combinación con cortante. Por tanto, las armaduras se deberán analizar como una estructura continua, considerando las excentricidades de las uniones en caso de que existan
- c) **Excentricidades en las juntas.** Por las dimensiones reales de las piezas, en muchos casos no se puede lograr que los ejes de todas las barras que concurren en un nudo se intercepten en el mismo punto. Esto ocasiona un momento que, cuando es significativo, se distribuye entre cuerdas y elementos del alma, en proporción a sus rigideces  $I/L$ .

**19.4.4** Las cuerdas se diseñarán con la esbeltez más grande, en el plano de la armadura, o fuera de él. La longitud libre es, en el primer caso, la distancia entre nudos y, en el segundo, la distancia entre puntos soportados lateralmente, que suele ser igual que la longitud de dos o tres tableros en función de la ubicación y rigidez de los elementos transversales y de los contraventeos. También hay que considerar el pandeo alrededor del eje de menor momento de inercia. Finalmente, en algunos casos suele regir el pandeo por flexotorsión.

*Comentario:*

Los elementos de las armaduras que forman marcos de naves industriales se diseñaran tomando en cuenta los estados límite de resistencia que les correspondan: tensión, compresión, flexocompresión, flexotensión, etc., y considerando los arriostramientos físicos que se tienen. Los puntos de inflexión de las cuerdas de las armaduras no se deben considerar como arriostramientos laterales (fig. C19.4.3.a), así mismo, para aquellos elementos que se flexionan en curvatura doble los puntos de inflexión tampoco son arriostramientos laterales. Para las cuerdas inferiores de las armaduras es conveniente en el nudo donde la fuerza axial cambia de signo, de compresión a tensión, colocar una diagonal unida a los largueros (pata de gallo) de tal forma de tener elementos bien definidos en compresión y en tensión, de lo contrario se debería determinar la carga crítica de un elemento que tiene a lo largo de su longitud acciones de tensión y de compresión.

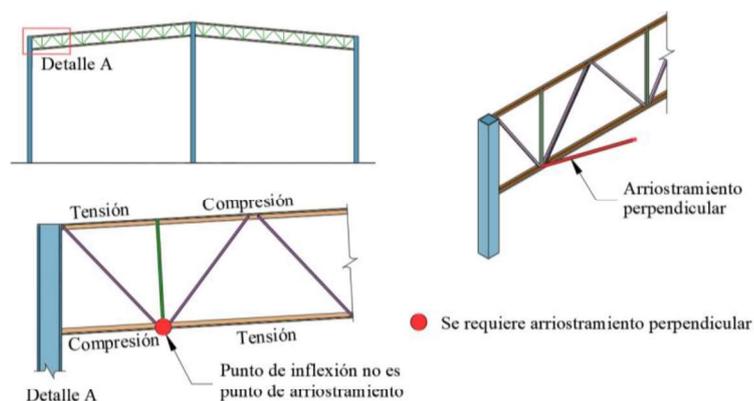


Figura C19.4.4.a - Puntos de inflexión en armaduras que se sugiere se coloquen arriostramientos laterales.

Si las cargas están aplicadas en los nudos, los centroides de los elementos que forman a las armaduras son concurrentes y forman triángulos, los momentos flexionantes son despreciables. Si no se cumple alguna de las condiciones anteriores los momentos flexionantes se deben evaluar y tomarlos en cuenta en el diseño. Una situación frecuente es cuando la carga está aplicada de manera repartida a lo largo de la cuerda superior, por lo que, se genera flexión en los elementos, esto es, son elementos en flexocompresión o flexotensión, por ejemplo, cuando se apoya una losa de concreto de manera continua.

En el diseño de armaduras se deben verificar los siguientes estados límite o modos de falla:

- Fluencia de la cuerda en tensión
- Pandeo lateral de la cuerda en compresión en el plano o fuera del plano de la armadura.
- Pandeo lateral a flexión o flexotorsión de elementos individuales que conforman la armadura.
- Flujo plástico o pandeo por flexión o flexotorsión de diagonales y montantes.
- Falla por flexocompresión o flexotensión de las cuerdas.
- Pandeo local de algún elemento.
- Falla de la conexión de alguno de los elementos.

Para el diseño de las cuerdas de las armaduras se deben tomar en cuenta las longitudes respecto a las formas de pandeo las cuales se ilustran en la fig. C19.4.4.b y fig. C.19.4.4.c.

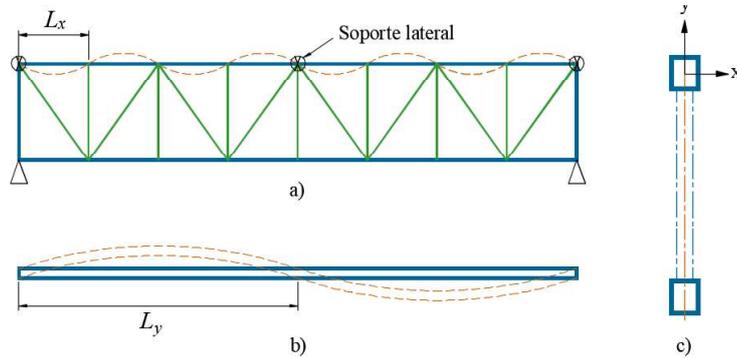
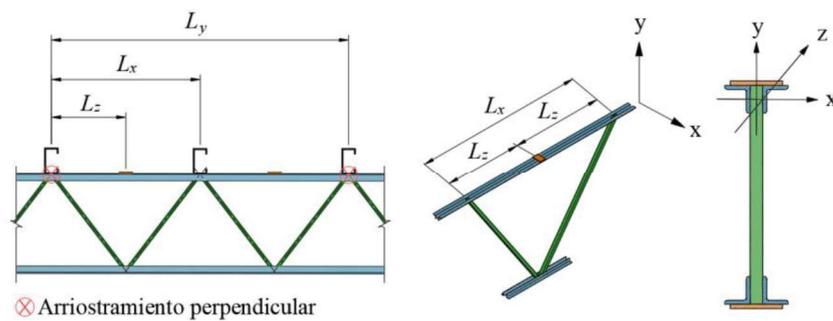


Figura C19.4.4.b - Pandeo lateral en armaduras empotradas, longitudes a considerar.



⊗ Arriostramiento perpendicular

Figura C19.4.4.c - Longitudes libres en armadura con cuerdas formadas por ángulos dobles

### 19.5 Diseño de las columnas

19.5.1 Cuando el edificio no tiene grúas viajeras su diseño se hace de manera convencional, considerando la longitud libre de pandeo en dos direcciones ortogonales.

19.5.2 Cuando soportan grúas viajeras se utilizan geometrías como las mostradas en la fig. 19.5.2. La grúa se apoya en un punto intermedio y la columna se prolonga hacia arriba para recibir la cubierta.

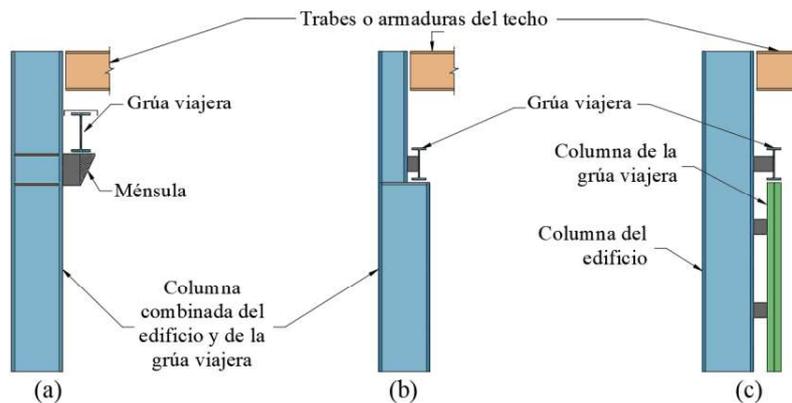


Figura 19.5.2 - Distintos tipos de columnas con grúas viajeras

Comentario:

Para el diseño de estas columnas se deberá consultar la literatura especializada, por ejemplo, la guía de diseño del CISC (MacCrimmon, 2015), o bien, en la guía 21 del AISC.

## 19.6 Diseño por sismo

### 19.6.1 Dirección longitudinal

**19.6.1.1** Si la resistencia y rigidez son proporcionadas por contraventeos esbeltos, que solo trabajan en tensión, el análisis deberá ser elástico lineal, sin incluir las diagonales que trabajarían en compresión.

**19.6.1.2** Para el diseño de los contraventeos se utilizarán las fuerzas elásticas ( $Q = 1$ ), dado que el sobrepasar el límite elástico de los contraventeos producirá deformaciones permanentes importantes y, además, estos sistemas tienen una capacidad de disipación de energía limitada, por lo que, su respuesta debe ser elástica.

*Comentario:*

Los sistemas de marcos rigidizados únicamente por contraventeos concéntricos que trabajan solo en tensión, de gran esbeltez (acero redondo de pequeñas dimensiones), tendrían deformaciones inelásticas (permanentes) en un número pequeño de ciclos, al sobrepasar el límite elástico del sistema, como se aprecia en la fig. C19.6.1.2. Por lo que, en el análisis se deberá garantizar su respuesta elástica ante sismos, considerando que las diagonales no resisten compresión. Las distorsiones máximas están limitadas a los valores indicados en la tabla 4.3.2 de la NTC-Sismo. En las naves cuyo diseño quede regido por viento se permite utilizar contraventeos que trabajen exclusivamente en tensión.

El factor de comportamiento sísmico puede ser diferente en cada dirección de análisis, dependiendo del sistema estructural. En la tabla C19.6.1.2 se muestran, como ejemplo, algunos casos. En cuanto a los contraventeos del sistema de techo desarrollarán la función del sistema de piso, de tal forma que las fuerzas por sismo se distribuyan proporcionalmente a las rigideces de los elementos resistentes. Sin embargo, dada su longitud estos elementos solo trabajan a tensión, es decir, no desarrollan deformaciones inelásticas ni completarán el ciclo histerético, por lo que, no tienen capacidad de disipación de energía. Por lo que, es necesario que se diseñen con fuerzas elásticas.

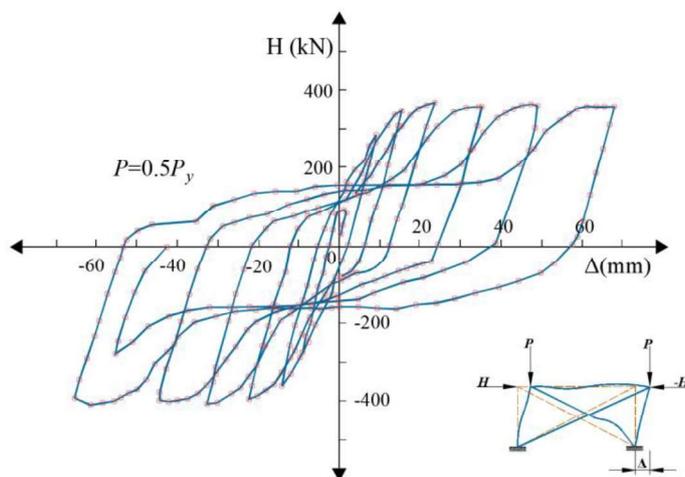
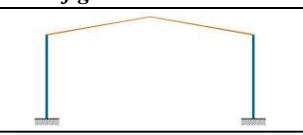
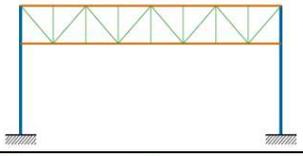
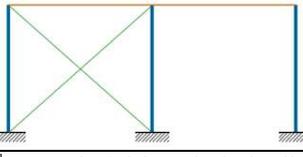


Figura C19.6.1.2 – Ciclos de histéresis de un marco contraventeado con elementos esbeltos (Bruneau, 2011).

Espacio en blanco dejado de manera intencional

Tabla C19.6.1.2 – Ejemplos de factores de comportamiento sísmico.

Configuración estructural	Factor $Q$	Descripción
	$\geq 2.0^{[1]}$	Marcos rígidos en las que sus elementos principales tienen capacidad de deformación.
	2.0 <sup>[1]</sup> 1.5 <sup>[1]</sup>	Marcos con vigas de alma abierta
	2.0 <sup>[1]</sup> 1.5 <sup>[1]</sup> 1.0 <sup>[1]</sup>	Estructuras con contraventeo concéntricos

<sup>[1]</sup> Dependerá del grado de detallado y que se satisfagan los requisitos correspondientes definidos en esta Norma y en la NTC-Sismo.

### 19.6.2 Dirección transversal

19.6.2.1 El factor  $Q$  depende del sistema estructural que se utilice en esta dirección.

### 19.7 Análisis

19.7.1 Se utiliza alguno de los métodos del Capítulo 3.

19.7.2 Cuando el terreno sea muy deformable se tendrá en cuenta la interacción suelo estructura y cuando sea obligatorio de acuerdo con la NTC-Sismo, sobre todo cuando las columnas se apoyen en zapatas aisladas, sin trabes de liga, ni contratraves, ya sea en una o dos direcciones, lo que tiende a crear una condición de apoyo parcialmente restringido.

Comentario:

Los análisis se deben realizar considerando los efectos siguientes:

- 1) Deformaciones axiales, en flexión y en cortante, de todos los miembros, así como, cualquier otra deformación que contribuya a los desplazamientos de la estructura.
- 2) Efectos de segundo orden,  $P\Delta$  y  $P\delta$ .
- 3) Imperfecciones geométricas.
- 4) Reducciones de rigidez debidas a inelasticidad.
- 5) Incertidumbres en los valores de rigideces y resistencias.
- 6) Combinaciones de carga que involucren a las acciones producidas por las grúas

Para modelar la cimentación se debe representar adecuadamente la rigidez al giro del sistema de cimentación. En general, dado los claros entre columnas, en muchas ocasiones no es posible colocar trabes de liga que puedan restringir el giro de la columna en su base y dependería exclusivamente del proporcionado por el sistema de cimentación, por ejemplo, la restricción al giro de la zapata.

La interacción entre el suelo y la estructura puede ser relativamente más importante en algunos casos, por ejemplo, un pequeño giro de la cimentación puede disminuir el momento flexionante sobre la columna, y por tanto, acercarse a una condición de articulación, es decir, se cambia la condición de empotramiento del apoyo, al girar la zapata, lo que incrementa los desplazamientos laterales y modifica la distribución y la magnitud de los elementos mecánicos.

Uno de los métodos de cálculo aproximado para modelar la interacción entre la estructura de cimentación y el terreno dentro del análisis estructural, es el método de Winkler donde se considera que el suelo está representado por un número determinado de resortes elásticos. Los resortes elásticos, resultado de la modelación, se caracterizarán por una constante  $K_s$ , que representa la rigidez axial y se denomina módulo de reacción del suelo. En la fig. C19.7.2 se representa una forma de modelar una cimentación con zapatas aisladas.

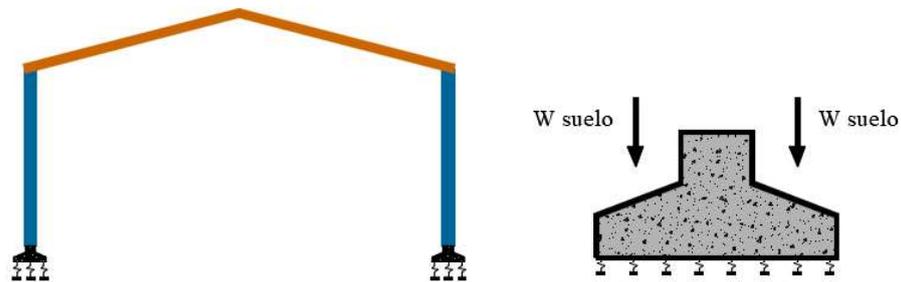


Figura C19.7.2 - Ejemplos de uso de resortes elásticos.

## 19.8 Naves a base de muros Tilt-Up

### 19.8.1 Descripción del sistema

**19.8.1.1** En esta sección se emiten especificaciones para el diseño de naves industriales a base de muros Tilt-Up las cuales consisten, en general, en naves conformadas en su interior por elementos metálicos y en su perímetro por muros estructurales de concreto que contienen distintas aberturas para permitir el funcionamiento de la nave.

**19.8.1.2** Por lo general, las alturas libres de los muros oscilan entre 9 y 14 m, y los espesores son del orden de 20 cm dependiendo de las solicitaciones y las geometrías, llegando a ser de 25 cm en arreglos especiales de fachadas.

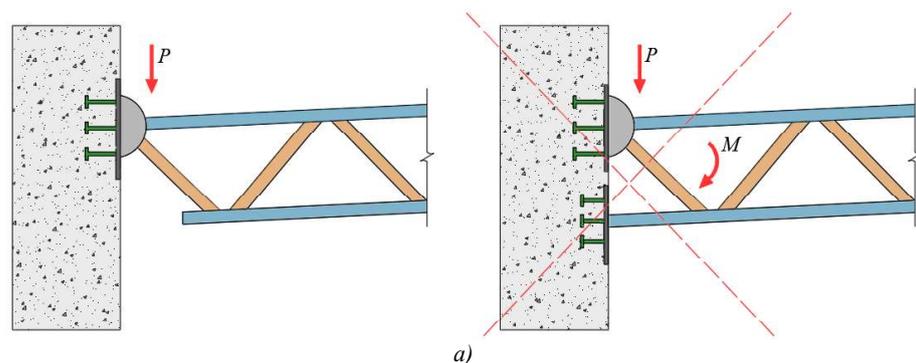
**19.8.1.3** Los muros Tilt-Up son colados de manera horizontal sobre el firme del inmueble, o bien, sobre camas de colado, y posteriormente son izados para colocarlos en el perímetro de la nave.

**19.8.1.4** La estructura metálica interior de la nave es convencional, ya sea resuelta con armaduras o bien con marcos rígidos de sección constante o variable.

**19.8.1.5** Por lo que respecta a las conexiones de la estructura metálica con los muros Tilt-Up, las vigas o armaduras deberán conectarse liberando los giros (conexión a cortante), debido a que el momento generado suele ser mucho mayor a la capacidad del muro, lo que generaría fisuramiento.

*Comentario:*

*La conexión a momento o el conectar las cuerdas superior e inferior genera un par en una sección corta del muro. Debido a su espesor pequeño, los muros tienen baja capacidad para resistir tales momentos concentrados, por tal motivo, la estructura metálica se debe conectar a cortante. En la fig. C19.8.1.5 se muestran algunos casos:*



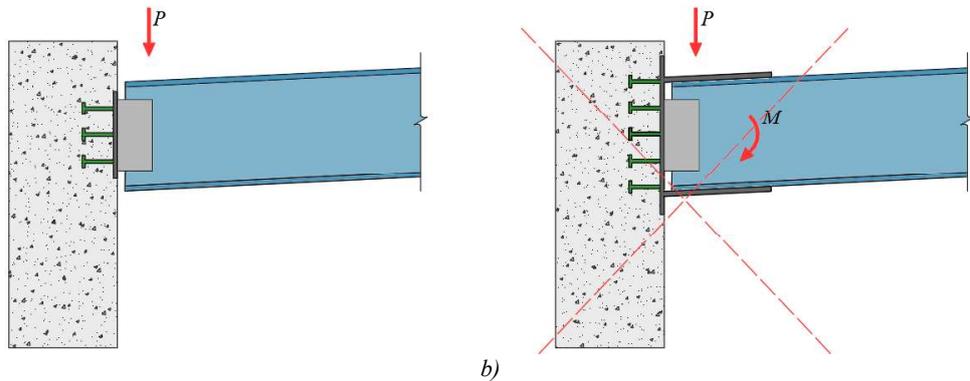


Figura C19.8.1.5 - Conexiones a cortantes recomendadas en muros Tilt-Up

19.8.1.6 En la fig. 19.8.1.6, se muestra de manera esquemática la configuración de este tipo de naves, así como la geometría típica de algunos muros.

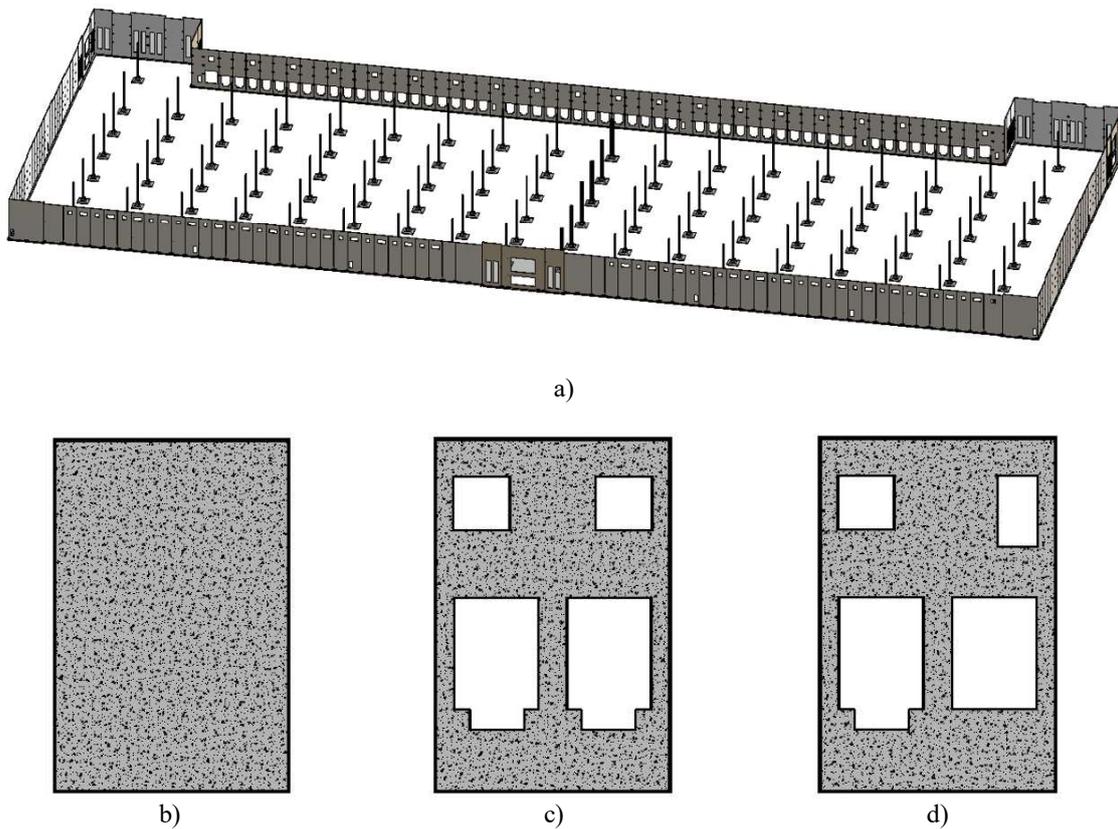


Figura 19.8.1.6 - Configuraciones de naves a base de muros Tilt-Up y tipos de muros

19.8.2 Consideraciones generales y requisitos mínimos

19.8.2.1 Es necesario tomar en cuenta todos los esfuerzos generados por las distintas acciones y detallar adecuadamente los muros de tal forma que se cumplan tanto los estados límite de servicio (deformaciones, agrietamiento, etc.), así como, con los estados límite de falla. Los requisitos generales mínimos se presentan en la tabla 19.8.2.1.

Tabla 19.8.2.1 - Requisitos generales mínimos para los muros.

Espesor mínimo	La menor de 20 cm ó $H/70$ siendo $H$ la altura libre entre la cimentación y la conexión con la cubierta para muros no conectados al firme y desde el nivel del piso interior de la nave en muros conectados
Resistencia mínima del concreto	$f'_c \geq 30$ MPa (300kg/cm <sup>2</sup> )
Módulo de elasticidad mínimo	Agregados calizos $E_c \geq 4\ 400\sqrt{f'_c}$ (14 000 $\sqrt{f'_c}$ ) Clase 1ª
Tamaño del agregado grueso	$\leq 2/3$ separación de la separación entre las barras de refuerzo (horizontal o vertical) o la distancia entre las barras y el molde
Dimensión mínima de pilastras	60 cm

**19.8.2.2** El muro deberá tener dos parrillas de acero de refuerzo.

**19.8.2.3** El espesor deberá ser constante, en caso de que los muros lleven entrecalles o molduras mayores a 2 cm, el espesor se tomará constante e igual a la parte más delgada siempre que el espesor resultante cumpla con la tabla 19.8.2.1.

**19.8.2.4** Otros requisitos como recubrimientos libres, relación agua-cemento ( $a/c$ ), etc. se especificarán de acuerdo con la NTC-Concreto.

*Comentario:*

*Estas recomendaciones provienen de la práctica profesional en la cual se ha observado que muros con concretos de menores resistencias y menores módulos de elasticidad tienden a fisurarse. El hecho de requerirse dos parrillas de acero está relacionado con el fisuramiento y con el espesor mínimo requerido, además de cumplir con el requisito definido en la NTC-Concreto donde se indica que, para espesores mayores a 15 cm, es necesario emplear dos lechos de varillas.*

*El espesor mínimo requerido  $H/70$  se debe a la relación de esbeltez máxima admisible para muros Tilt-Up la cual está vinculada con la altura libre de estos elementos, en caso de conectar el muro con el firme esta conexión reduce la altura libre al ser una conexión rígida contrario a cuando no se conecta con este dónde la altura libre es desde la cimentación.*

*El termino pilastra se refiere al elemento vertical que queda al lado de una abertura y que debe reforzarse con los criterios de una columna de concreto pues en estas zonas se concentran las cargas axiales y de flexión (fig. C19.8.2.4).*

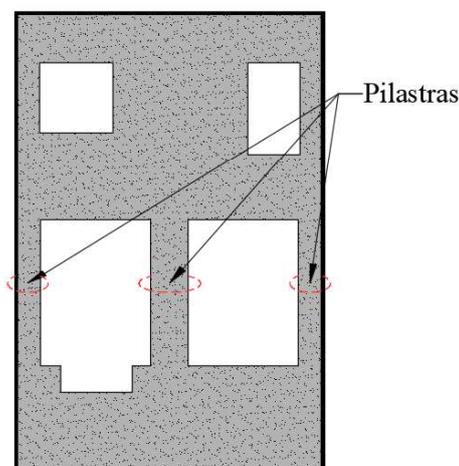
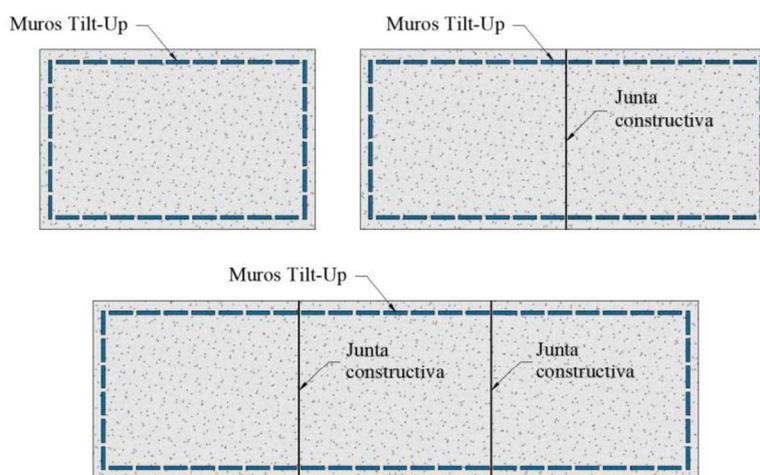


Figura C19.8.2.4 - Pilastras de muros Tilt-Up

### 19.8.3 Acciones y combinaciones de carga

**19.8.3.1** Los muros se deben diseñar para acciones permanentes, por ejemplo, peso propio, cargas muertas y vivas, etc. así como acciones accidentales, viento, sismo, granizo, etc.

**19.8.3.2** En el caso global de la nave, cuando sean considerables, es necesario tomar en cuenta los efectos de temperatura, los cuales pueden tener influencia en el diseño para naves de grandes dimensiones como por ejemplo mayores a 100 m. En este caso es necesario valorar si se requiere realizar juntas constructivas con el inconveniente de generar geometrías irregulares como se muestran en la fig. 19.8.3.2.



**Figura 19.8.3.2 - Colocación de juntas constructivas en sistemas de muros Tilt-Up**

*Comentario:*

*En sistema de muros Tilt-Up cuenta con juntas entre paneles de 2 cm por lo que se minimizan los efectos de temperatura, sin embargo, para muros con una gran área maciza de concreto, en ciertas épocas del año podría representar esfuerzos importantes por temperatura.*

**19.8.3.3** Las acciones gravitacionales son transmitidas por la cubierta y son generadas por el peso propio de la estructura, la lámina, las instalaciones, etc.

**19.8.3.4** Las cargas vivas y la carga accidental de granizo, así como los factores y combinaciones de carga se definen de acuerdo con de la NTC-Criterios.

**19.8.3.5** Por lo que respecta a las acciones por sismo se deben determinar de acuerdo con la NTC-Sismo, así como, todos los factores afines como son el de comportamiento sísmico  $Q$ , el de sobrerresistencia  $R$ , etc.

**19.8.3.6** Las acciones por viento se deben considerar con base en la NTC-Viento.

**19.8.3.7** El izaje de los muros es otra condición, cuyos efectos deberán considerarse en el diseño.

*Comentario:*

*Los muros por su relación de esbeltez son particularmente susceptibles a las demandas por carga lateral fuera de su plano, por lo que, se debe poner particular énfasis en su diseño ante cargas por sismo o viento. Es necesario valorar los efectos de la temperatura de acuerdo con el gradiente de la zona.*

### 19.8.4 Análisis estructural

**19.8.4.1** Las naves industriales con muros Tilt-Up se deben analizar para determinar todos los elementos mecánicos y esfuerzos en los distintos elementos estructurales, incluyendo los muros.

**19.8.4.2** Es importante evaluar las concentraciones de esfuerzos en zonas específicas de los muros como son: aberturas, placas de conexión, apoyos, etc.

**19.8.4.3** Dado que el modelado de los muros puede ser complejo se sugiere el siguiente procedimiento que consiste en hacer un análisis global de toda la nave con un modelo representativo o simplificado para los muros, y posteriormente, un modelo refinado de cada muro para determinar los elementos mecánicos y concentraciones de esfuerzos para su diseño.

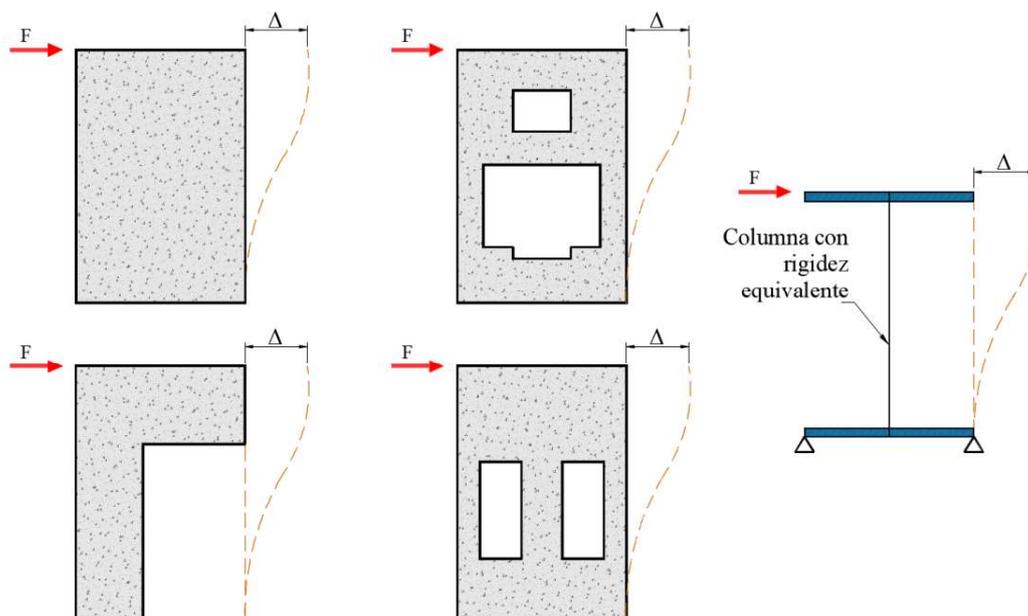
**19.8.4.4** El procedimiento es el siguiente:

- 1) Modelar con elementos barra todos los elementos que forman la nave (columnas, vigas, armaduras, etc.)
- 2) Modelar cada uno de los muros por medio de un solo elemento, ubicándolo en el centro geométrico, asignándole un espesor y una longitud que sea proporcional a la rigidez en ambas direcciones, de tal manera que, represente correctamente al muro en el análisis global, la unión lateral entre muros deberá ser únicamente a cortante (fig. 19.8.4.4.a)

*Comentario:*

*Esta forma de modelado permite conocer la rigidez global que tienen los marcos estructurales de la nave, los cuales son los que por compatibilidad de deformaciones regirán los desplazamientos de diseño, además, permite considerar tanto la rigidez de la estructura metálica como la del sistema de muros. En el caso de los muros, por el tipo de conexión lateral, no existe continuidad, por lo que, estos no transmiten momentos de un panel a otro.*

La resistencia se podrá determinar a partir de un análisis refinado del muro por medio de elementos finitos, por ejemplo, elementos área, en el cual se considere la geometría real del muro considerando aberturas, geometrías, etc.



**Figura 19.8.4.4.a - Representación del muro (rigidez) en el modelo global**

- 3) Se obtendrán los elementos mecánicos y desplazamientos para cada combinación de carga en cada uno de los elementos
- 4) A los modelos detallados de cada panel de muro se le impondrán desplazamientos prescritos obtenidos del análisis sísmico global de la nave en la dirección perpendicular al muro en estudio, para determinar los esfuerzos y los elementos mecánicos para cada condición de carga. Para acciones gravitacionales, que son básicamente cargas axiales, se le colocarán las reacciones en los muros y en el caso de análisis por viento se le aplicarán los empujes de acuerdo con las especificaciones de la NTC-Viento, considerado efectos locales. A partir de este análisis se diseñará y detallará cada uno de los muros (fig. 19.8.4.4.b).

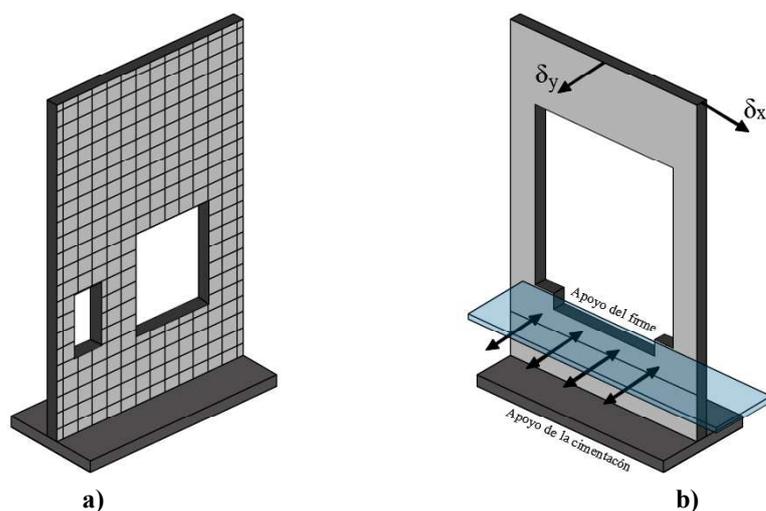
*Comentario:*

*Para sismo se deben imponer desplazamientos prescritos y para viento las presiones correspondientes incluyendo efectos locales.*

*En el análisis por sismo, si los muros revisados con modelos independientes (paneles aislados), por compatibilidad de deformaciones, en el análisis se deberán aplicar los desplazamientos observados en el análisis completo de la nave en la posición del muro de interés dado que las fuerzas reales que actúan son las que le transmite la nave y no la respuesta aislada del muro.*

El hacer modelos independientes se puede omitir si desde el modelo global se colocan los muros con elementos tipo área de donde se pueden obtener de forma directa las demandas generadas en los muros.

En la parte inferior del muro se modelarán las condiciones de frontera reales, esto es, la unión con la cimentación y, si es el caso, la unión con el firme. Para considerar que se genera una condición de empotramiento en la base, la distancia de la base del muro al firme deberá la mayor de 125 cm y  $H/15$ , en caso contrario, se deberá considerar apoyo simple.



**Figura 19.8.4.4.b - Asignación de desplazamientos obtenidos del modelo global al modelo particular**

Por otro lado, en el extremo superior del muro, se deberán representar las condiciones reales de apoyo, esto es, si los muros no se conectan con el firme en la base, se deberá imponer un apoyo simple con cuyas reacciones se deberá diseñar la armadura estabilizadora horizontal. La deflexión máxima de la armadura estabilizadora en esta condición no podrá ser mayor a  $L/1000$  considerando a  $L$  como la distancia entre ejes de marcos principales.

*Comentario:*

*La intención de definir un límite elevado de la deflexión de la armadura debida a la reacción de los muros es porque al tener apoyo simple en la base, el muro resulta inestable si el apoyo en la parte superior no tiene suficiente rigidez para transferir las cargas de los muros a los marcos principales por medio de la armadura.*

Si los muros se conectan con el firme en la parte superior se podrán modelar apoyos auxiliares con resortes calibrados a partir de los desplazamientos y únicamente con la finalidad de uniformizar los desplazamientos superiores en los muros.

*Comentario:*

*En los criterios para las condiciones de apoyo de los muros, existen dos alternativas: muros con empotramiento en la base y muros con apoyo simple en la parte superior e inferior (muro como viga simplemente apoyada). En el primer caso, el empotramiento se genera a partir de la conexión con la zapata y el firme a una cierta distancia (fig. C19.8.4.4) y en el caso del muro como viga simplemente apoyada, los apoyos se forman con la conexión en la zapata y el apoyo generado por la armadura horizontal superior.*

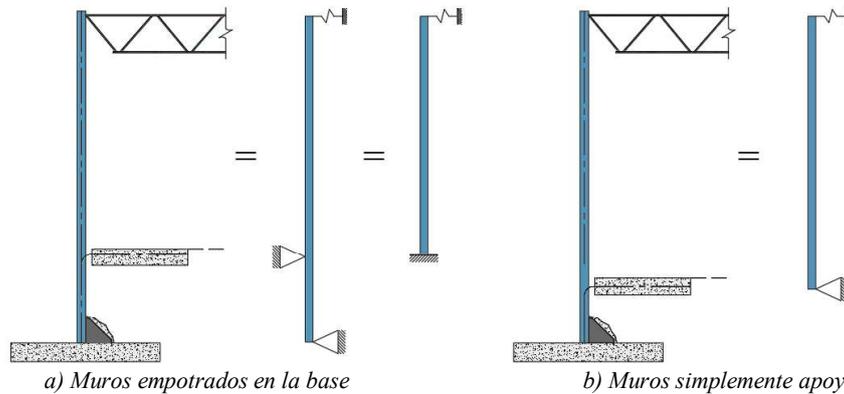


Figura C19.8.4.4 - Asignación de desplazamientos obtenidos del modelo global al modelo particular

En general la condición de apoyo de los muros sin conexión con el firme es poco eficiente cuando se esperan desplazamientos grandes como los que podrían ocurrir en suelos blandos y de transición, por lo que, se recomienda solo utilizarla en suelos firmes donde el diseño no quedará regido por sismo.

Con los modelos detallados se obtienen los elementos mecánicos para cada condición de carga, así como, las concentraciones de esfuerzos para definir las zonas a reforzar mediante barras de acero. Cada condición de carga se deberá tomar en cuenta adecuadamente cuando se diseñe y detalle el muro.

*Comentario:*

De los análisis globales se obtienen desplazamientos y elementos mecánicos. Para los análisis de cada uno de los muros se recomienda incorporar los desplazamientos prescritos para cada condición de carga, que normalmente suelen ser solo las accidentales por sismo, para obtener a su vez elementos mecánicos y esfuerzos específicos. Las cargas gravitacionales, en general, producen carga axial.

**19.8.5 Tolerancias**

19.8.5.1 Las tolerancias para los muros se presentan en la tabla 19.8.5.1.

**Tabla 19.8.5.1 - Tolerancias de los muros Tilt-Up**

Ancho	< 6 mm
Largo	Para muros hasta 6 m - 13 mm Para muros mayores a 6 m - 16 mm
Oblicuidad <sup>[1]</sup>	Para muros entre 4 m y 6 m de largo - 10 mm Para muros mayores a 6 m - 13 mm
Espesor	< 6 mm
Verticalidad	< $H/600$ , siendo $H$ la altura del muro a partir del firme de la nave
Alabeo	3 mm

<sup>[1]</sup> Diferencia en la longitud de las aristas tanto en ancho como en el largo

19.8.5.2 La separación entre muros Tilt-Up, una vez colocados debe ser entre 15 mm y 25 mm.

**19.8.6 Izaje y apuntalamiento temporal**

**19.8.6.1 Izaje**

19.8.6.1.1 El izaje es una de las operaciones más críticas de la etapa de construcción y puede regir el diseño de los muros.

19.8.6.1.2 Se debe revisar cada uno de los muros en función de la ubicación y puntos de izaje, considerando la variación de los ángulos de montaje. Por cuestiones de seguridad, con una sola grúa no podrán izarse muros con peso mayor a 40 t.

**19.8.6.1.3** En algunos casos, se coloca un refuerzo exterior que consiste en una vigueta metálica colocada en dirección vertical, y según el caso, se debe adicionar acero de refuerzo para el proceso de izaje.

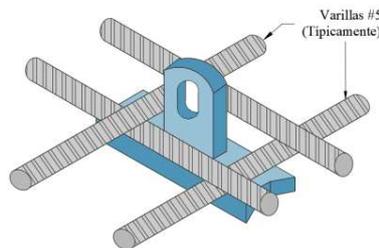
**19.8.6.1.4** Se debe tomar en cuenta la resistencia  $f'_c$  y el módulo de elasticidad  $E_c$  en el momento del izaje.

*Comentario:*

*Se recomienda hacer modelos detallados considerando todos los huecos que tenga el muro, los puntos de izaje y para los distintos ángulos de montaje, desde 0° a 90°.*

**19.8.6.1.5** Es necesario que los puntos de izaje sean simétricos para no generar alabeo y distorsiones excesivas.

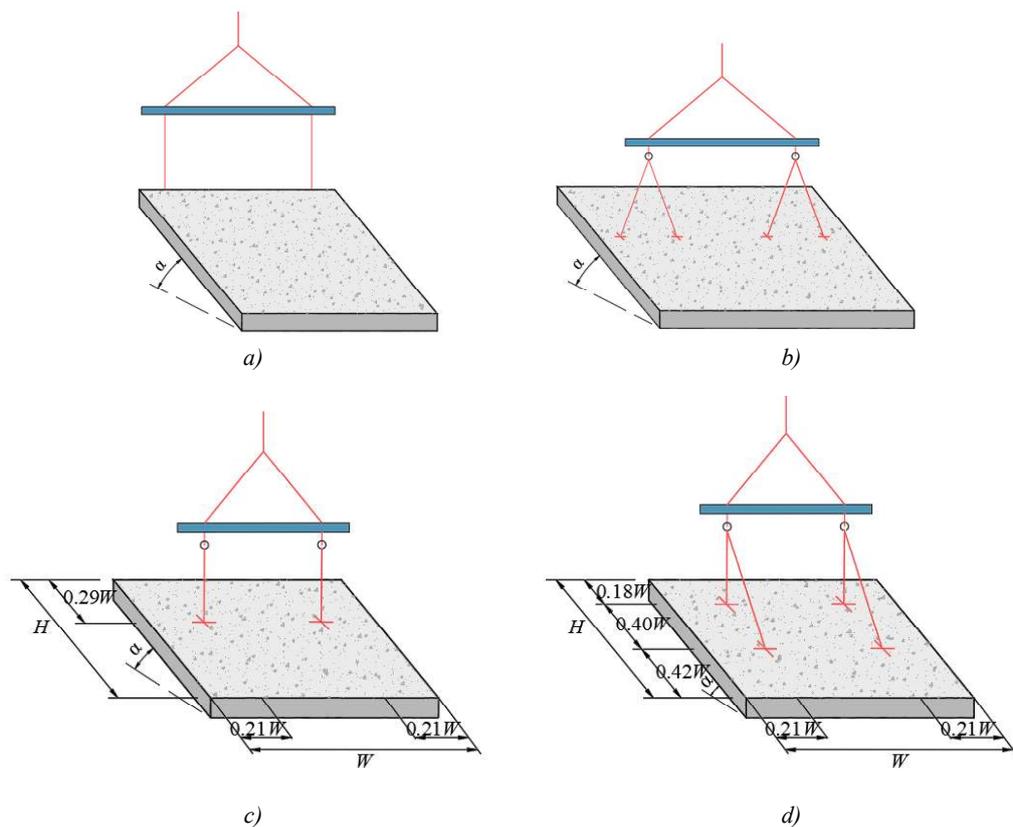
**19.8.6.1.6** La ubicación y el número de anclajes deben ser diseñados para este efecto, además, es necesario colocar en cada punto de izaje refuerzos formados por varillas de 13 mm de diámetro, como se observa en la fig. 19.8.6.1.6.



**Figura 19.8.6.1.6 - Refuerzo de varillas en punto de izaje**

*Comentario:*

*En la fig. C19.8.6.1.6.a, se muestran algunas recomendaciones de ubicación de puntos de izaje. Las variaciones del momento durante la etapa de izaje y en los diferentes puntos de izaje se puede ver en la fig. C19.8.6.1.6.b.*



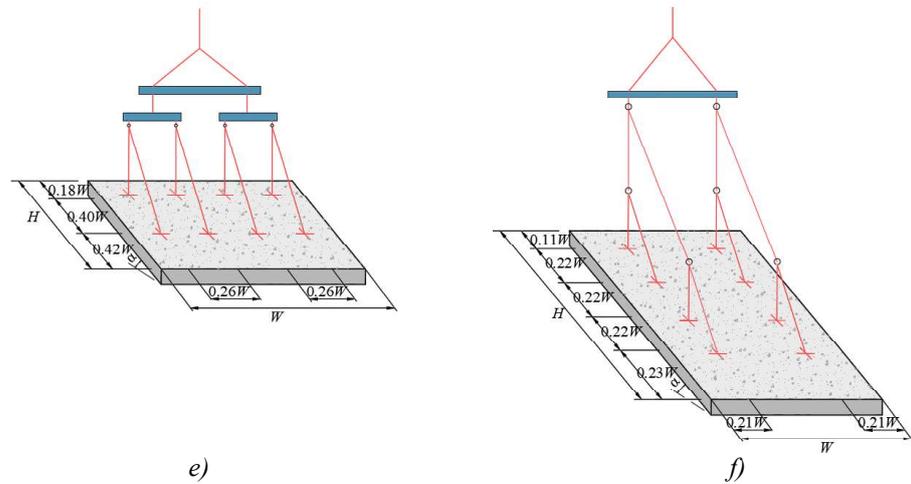


Figura C19.8.6.1.6.a - Recomendación de los puntos de izaje.

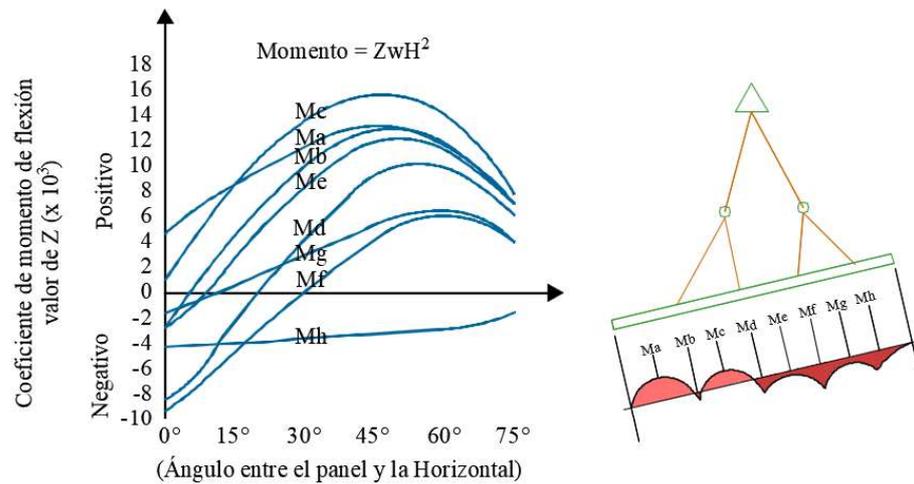


Figura C19.8.6.1.6.b - Variación de los momentos en función del punto de izaje

19.8.6.1.7 Uno de los aspectos críticos es el de la succión que se genera en el instante de separarlo de la cama de colado. Para considerar el efecto de la succión se tomarán los siguientes factores de amplificación del peso propio (tabla 19.8.6.1.7). Esta condición se presenta para un ángulo muy pequeño, tendiendo a cero.

Tabla 19.8.6.1.7 - Factores de amplificación

Condición	Factor de amplificación
Colado sobre cama de colado	1.5
Colado sobre cama de acero	1.2
Colado sobre plástico	1.2

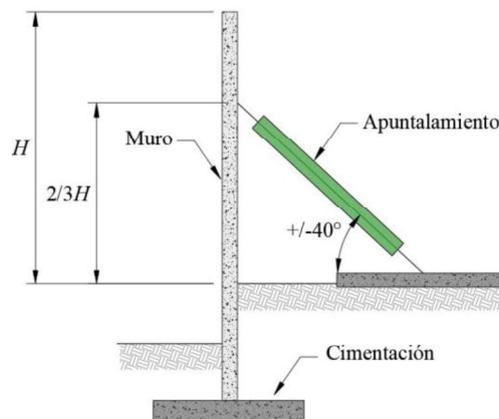
19.8.6.1.8 Para otras condiciones de colado, el factor de amplificación correspondiente se deberá definir a partir de literatura especializada.

19.8.6.1.9 Al iniciar el izaje de los muros se debe verificar la velocidad del viento a nivel del terreno natural la cual debe ser menor que 20 km/h, de lo contrario, no podrán montarse.

**19.8.6.2 Apuntalamiento temporal.**

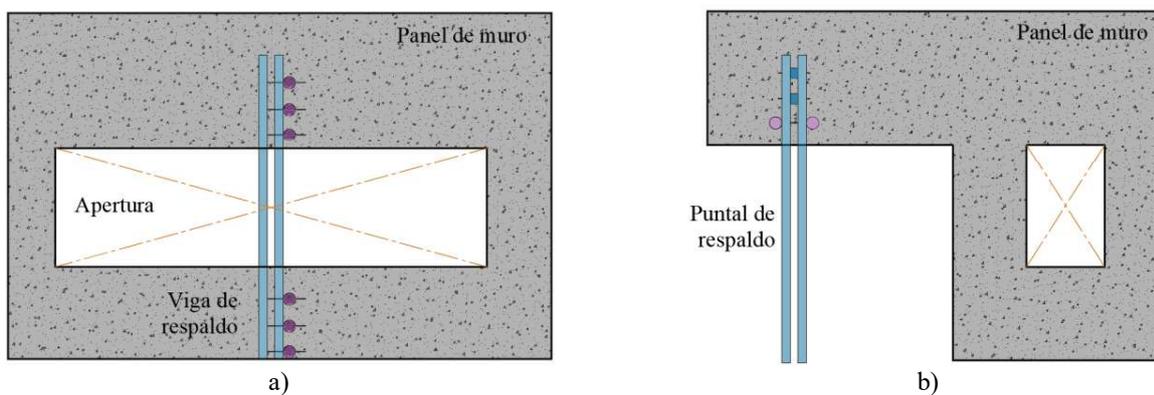
**19.8.6.2.1** Una vez realizado el izaje, el muro debe estar apuntalado hasta que se conecte con la estructura metálica. Para ello se coloca apuntalamiento temporal (fig. 19.8.6.2.1.) con las siguientes recomendaciones:

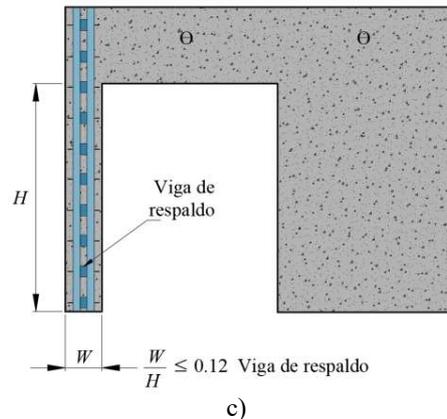
- El ángulo de inclinación debe ser cercano a  $40^\circ$  y deberá colocarse a  $2/3$  de la altura  $H$  del muro, siendo  $H$  la altura libre
- Con el objeto de evitar el alabeo del muro se deben colocar al menos dos puntales de manera simétrica
- El muro debe sujetarse en su base en las dos direcciones horizontales
- El firme o la superficie donde se apoyen los puntales debe ser estable con un factor de seguridad contra volteo de al menos 1.5. El volteo lo generan fuerzas por sismo o por viento
- El muro, los puntales y sus apoyos, así como los anclajes, se deben diseñar para acciones de viento y sismo
- Se debe revisar el muro para una carga horizontal correspondiente al uno por ciento de su peso, aplicada en el centro geométrico del muro.



**Figura 19.8.6.2.1 - Apuntalamiento en cimentación**

**19.8.6.2.2** Para paneles asimétricos cuya geometría antes de conectarse con los demás paneles sea inestable, se tengan aperturas muy grandes o aquellos que tengan pilastras muy delgadas, se les colocarán vigas metálicas de respaldo para garantizar su estabilidad durante el izaje (fig. 19.8.6.2.2).





**Figura 19.8.6.2.2 – Representación de pilastras externas de acero requeridas durante el izaje**

### 19.8.7 Diseño y consideraciones

En este apartado de la norma se incluyen disposiciones para el diseño de los diversos componentes que conforman el sistema de muros perimetrales Tilt-Up de edificios industriales de un piso, con la posibilidad de un mezanine intermedio. En estas especificaciones no se contemplan edificios de mayor número de niveles.

#### 19.8.7.1 Firme de trabajo para el colado

**19.8.7.1.1** Debido a que el sistema constructivo de los muros Tilt-Up requiere que estos paneles se cuelen directamente sobre el firme de concreto de la nave, y en ocasiones sobre camas de colado provisionales, adicional a los requisitos de diseño para los firmes, en las zonas donde se colarán paneles de muros, se deberán tener las siguientes consideraciones en su diseño y proceso constructivo:

- a) Salvo que por especificaciones del proyecto se indique un valor mayor de carga viva por almacenamiento, la zona del firme donde se colarán los muros deberá diseñarse para soportar el peso de los paneles y sus accesorios para una carga no menor que  $23.5 \text{ kN/m}^2$  ( $2\,400 \text{ kg/m}^2$ )
- b) Se deberá evitar el paso de las grúas de montaje sobre el firme, en el caso contrario, se deben considerar las cargas en su diseño

*Comentario:*

*Durante el izaje las ruedas de las grúas pueden generar presiones demasiado elevadas llegando a alcanzar valores en áreas reducidas de más de  $21 \text{ t/m}^2$  ( $30 \text{ psi}^2$ ), lo cual es, un valor excesivo para considerarlo como la carga de diseño del firme, tomando en cuenta que es temporal. En caso de que, la grúa requiera transitar por dentro de la nave se recomienda dejar una franja sin colar para la circulación.*

- c) En el diseño del firme se deberán considerar los efectos del izaje y el apuntalamiento. En caso de ser necesario, se debe colocar acero de refuerzo adicional en estos tableros del firme o se debe aumentar su espesor en la zona de apoyo del apuntalamiento. Las acciones generadas por los puntales son principalmente debidas al viento, pudiendo ser importante en ciertas ocasiones el sismo

*Comentario:*

*Al inicio del izaje, los muros se apoyan sobre una superficie reducida, esto puede llevar a una concentración importante de esfuerzos que podría generar fisuras en el firme. De igual forma, los puntos donde se apoyan los puntales generan cargas puntuales por acciones de viento sobre el firme, además de requerir perforarlo para su instalación, de ahí la sugerencia de evaluar su posible reforzamiento.*

- d) El espesor del firme no será menor que 15 cm y su resistencia deberá cumplir con las acciones de diseño

*Comentario:*

*El firme se deberá diseñar tomando en cuenta la carga establecida en el proyecto y considerando las diversas juntas de tal forma que tenga un buen desempeño sin patologías.*

- e) Se deberán cumplir todas las especificaciones de durabilidad definidas en la NTC-Concreto
- f) Cuando los muros se conectan al firme en su base se deberá dejar en el perímetro una franja sin colar de al menos 150 cm para poder realizar la conexión de las varillas que se dejaron preparadas en el muro para tal finalidad.

### 19.8.7.2 Diseño de cimentación para los muros

**19.8.7.2.1** La cimentación de los muros Tilt-Up se hará con base en el diseño geotécnico de la misma.

*Comentario*

*En general los muros Tilt-Up están comentados con zapatas corridas y ocasionalmente en pilas, esto dependiendo de la capacidad de carga del suelo.*

**19.8.7.2.2** La conexión de los muros con la cimentación deberá diseñarse para transmitir únicamente las cargas verticales sobre la zapata. La cual se diseña de acuerdo con la NTC-Concreto.

*Comentario*

*Se deberán evitar las excentricidades en la cimentación, por lo cual, en caso de existir demandas a flexión en dirección fuera del plano del muro, estas deberán diseñarse para ser tomadas por la conexión con el firme.*

**19.8.7.2.3** Las zapatas no podrán tener un espesor menor que 250 mm y deberán armarse con dos parrillas de acero de refuerzo.

**19.8.7.2.4** En los casos donde la zapata se desplante sobre pilas, el espesor mínimo será de 400 mm y se diseñará de acuerdo con las acciones que se revisan en función de la ubicación de las pilas.

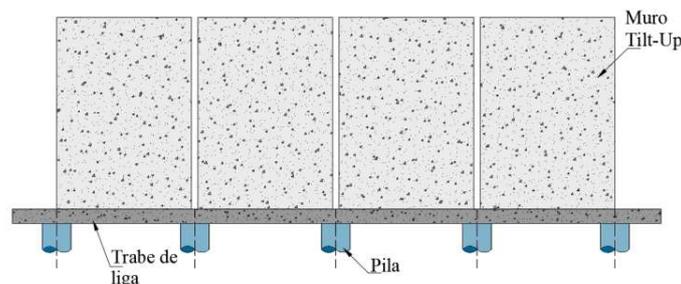
### 19.8.7.2.1 Pilas de cimentación para muros Tilt-Up

**19.8.7.2.1.1** En los casos donde se requiera el empleo de pilas, estas se colocarán al menos en los extremos de cada panel de muro, de acuerdo con el diseño geotécnico, pudiéndose presentar el caso en que paneles contiguos compartan una pila (fig. 19.8.7.2.1.4.a).

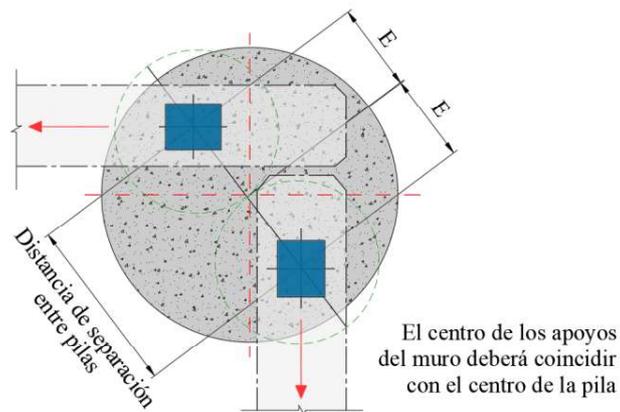
**19.8.7.2.1.2** La trabe de liga debe ser diseñada para la totalidad de la reacción del muro incluyendo su peso propio. El muro no podrá montarse hasta que el concreto de la trabe de liga haya alcanzado su resistencia y el módulo de elasticidad.

**19.8.7.2.1.3** En los paneles en esquina deberá verificarse que la posición de los apoyos de los muros coincida con el centro geométrico de la pila, siendo necesario verificar los esfuerzos generados a los muros (fig. 19.8.7.2.1.4.b). La deformación de la trabe de liga incluyendo el flujo plástico, no deberá ser mayor que  $L/360$ , siendo  $L$  la distancia entre centros de pilas.

**19.8.7.2.1.4** Se recomienda que los apoyos de los muros sean simétricos.



**Figura 19.8.7.2.1.4.a - Arreglo de pilas para soporte de muros**

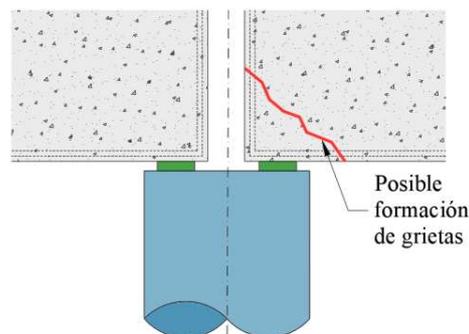


**Figura 19.8.7.2.1.4.b - Posición de los apoyos de los Muros Tilt-Up en esquina con referencia a las pilas**

**19.8.7.2.1.5** Las traves de liga deberán diseñarse para transmitir directamente la carga del muro hacia las pilas, lo que disminuirá las concentraciones de esfuerzos en los muros.

*Comentario:*

*No es recomendable apoyar directamente los muros sobre las pilas pues podría generarse una concentración importante de esfuerzos en las esquinas ante pequeños asentamientos diferenciales del suelo, de ahí la conveniencia del uso de las traves de liga como elemento rígido para la distribución de esfuerzos (fig. C.19.8.7.2.1.5).*

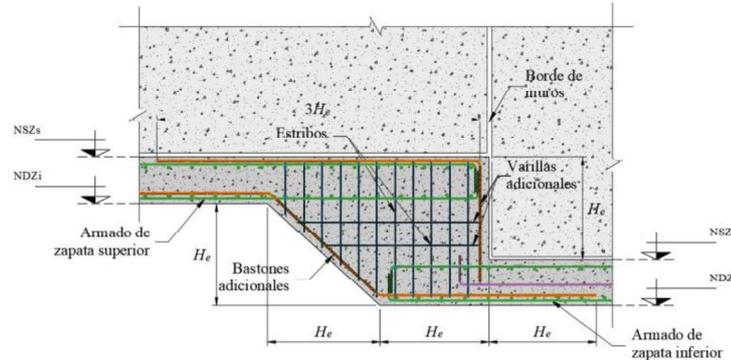


*Figura C19.8.7.2.1.5 - Formación de grietas por asentamiento diferencial de pilas*

### 19.8.7.2.2 Cimentaciones con cambios de nivel

**19.8.7.2.2.1** Debido a la longitud de las naves industriales y a las necesidades del proyecto, la zapata corrida podrá requerir cambios de nivel en su longitud, los cuales podrán realizarse cumpliendo con los siguientes requisitos (fig. 19.8.7.2.2.1):

- Los desniveles deberán hacerse por medio de transiciones de forma que la zapata sobre la que apoyan los muros tenga un nivel horizontal. No se permite el uso de zapatas con nivel variable
- El desnivel siempre deberá coincidir con el borde del muro donde se requiera, estos no podrán ubicarse a distancias intermedias ni al centro del muro
- En la zona de transición podrá interrumpirse el armado de la zapata el cual deberá anclarse de acuerdo con la NTC-Concreto. En los lechos superior e inferior deberán colocarse bastones adicionales hasta una distancia igual que la altura ( $H_e$ ) del desnivel. De igual forma se deberán colocar estribos en toda la zona
- El escalón para el desnivel deberá tener una longitud igual o mayor que  $H_e$ , formando un ángulo igual o menor que  $45^\circ$ .



**Figura 19.8.7.2.2.1 - Requerimientos geométricos para los escalones en cambios de nivel de zapatas corridas**

*Comentario:*

*Estos requisitos se estipulan de forma que se haga una transición paulatina entre los cambios de nivel. No es recomendable generar un escalonamiento a distancias intermedias del panel por efectos constructivos y para evitar discontinuidades en los armados de los muros. Los estribos en la zona de transición tienen como objetivo evitar fallas de cortante en la zona de transición.*

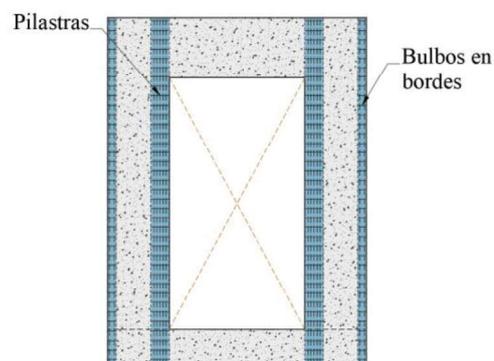
### 19.8.7.3 Diseño de muros

#### 19.8.7.3.1 Armado de refuerzo máximo y mínimo

**19.8.7.3.1.1** En los muros Tilt-Up se distinguen dos zonas importantes: las pilastras a los lados de los huecos (fig. 19.8.7.3.1.1) y la zona maciza de los muros, para cada una de dichas zonas, se deberán tomar en cuenta las siguientes especificaciones de refuerzo:

- Pilastras o bulbos:** El armado de las pilastras no podrá ser menor que 1 por ciento de su área aislada y en ningún caso podrá exceder 6 por ciento de esta. Dichas pilastras deberán reforzarse por cortante por medio de estribos de acuerdo con la NTC-Concreto.

En todos los paneles deberán colocarse refuerzos en los bordes para formar bulbos los cuales deberán armarse por lo menos con cuatro varillas de 13 mm (1/2") y estribos de 10 mm (3/8") a cada 20 cm.



**Figura 19.8.7.3.1.1 – Definición de pilastras y bulbos en muros Tilt-Up**

*Comentario:*

*El área de las pilastras se tomará como su ancho (el cual no deberá ser menor que 60 cm) por el espesor del muro. Se deberán colocar refuerzos en los bordes para generar los bulbos de al menos 20 cm de ancho para proteger los bordes de los paneles y asegurar un buen desempeño tanto en las etapas de izaje como durante las demandas de trabajo de los elementos.*

- b) **Zonas macizas:** En las zonas de los muros que no tienen aberturas donde no se presentan cargas verticales concentradas, el armado mínimo del muro podrá ser igual que el indicado en la NTC-Concreto para elementos cuya dimensión es mayor que 1.5 m. En los casos donde hay cargas concentradas en las que la carga vertical supera  $0.3f_c$ ,  $A_g$  el refuerzo mínimo deberá ser igual que  $0.01g$ . El armado de los muros en ningún caso deberá exceder de  $0.06g$ , siendo  $A_g$  el área de la sección transversal del muro.

El refuerzo horizontal mínimo será el menor del definido para efectos de temperatura en la NTC-Concreto, esto es el 0.25 por ciento. El refuerzo mínimo horizontal y vertical deberá incrementarse 50 por ciento si los muros están expuestos a la intemperie, como se indica en la NTC-Concreto, dado que son elementos donde es particularmente importante garantizar el buen aspecto de su superficie, ya sea garantizando que el concreto no se va a agrietar, o incrementando 1.5 veces los armados mínimos anteriores.

*Comentario:*

*El incrementar los armados mínimos 50 por ciento por estar a la intemperie obedece a los criterios de durabilidad definidos en la NTC- Concreto. Por otro lado, debido que son elementos de fachada su aspecto es particularmente importante, por lo que, se debe minimizar la formación de fisuras. En caso de no tener evidencia suficiente que indique que el concreto no se va a fisurar, se deberá incrementar el armado mínimo adicionalmente 1.5 veces.*

### 19.8.7.3.2 Dimensiones mínimas en muros con huecos

**19.8.7.3.2.1** En los muros con huecos centrales donde la resistencia y rigidez del muro es proporcionada por pilastras de pequeñas dimensiones, el ancho mínimo deberá ser de 600 mm (fig. 19.8.7.3.2.2) siempre que se cumpla con la resistencia requerida, sin superar el armado máximo indicado en la sección anterior.

*Comentario:*

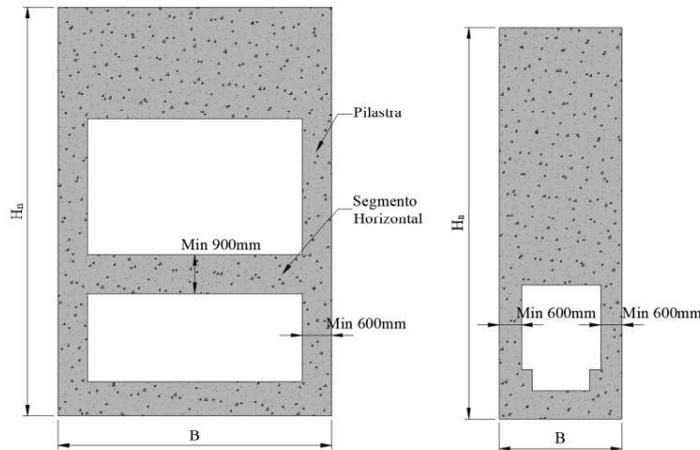
*El ancho mínimo de 600 mm se define dado que puede haber problemas de inestabilidad en esa zona del muro y por ende una falla.*

**19.8.7.3.2.2** Cuando se tiene más de un hueco en la altura del muro y dichos huecos tienen un ancho mayor a 2 metros, el espacio entre huecos genera un segmento horizontal que deberá tener un peralte mayor que 900 mm (Fig. 19.8.7.3.2.2) y deberá ser diseñado por flexión y cortante, incluyendo el detallado de los estribos en su conexión con los elementos verticales del muro.

*Comentario:*

*Al tener huecos consecutivos en la altura, el muro pierde una gran rigidez, por lo que, es conveniente que el elemento intermedio se detalle como una viga de acoplamiento entre los dos elementos verticales. Los huecos cuyo ancho es menor que 2 m, por ejemplo, hueco para aire acondicionado o ventilación, no generan este efecto por lo que no es necesario aplicar esta especificación.*

Espacio en blanco dejado de manera intencional

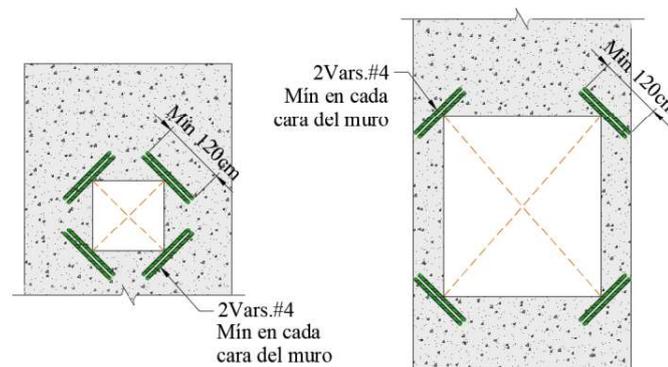


**Figura 19.8.7.3.2.2 - Dimensiones mínimas de los elementos verticales y horizontales en muros con huecos.**

**19.8.7.3.3 Refuerzo en zonas de concentración de esfuerzos**

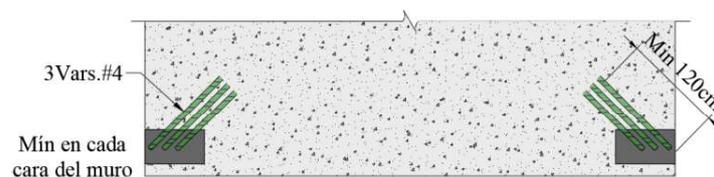
**19.8.7.3.3.1** Para prevenir la formación de grietas en las esquinas de los huecos se deben colocar refuerzos diagonales adicionales con una inclinación de 45° en las zonas de concentración de esfuerzos (Fig. 19.8.7.3.3.1.a)

- a) Se colocarán al menos dos varillas de 13 mm (1/2") en cada parrilla a 45°, y de por lo menos 1.2 m de longitud, en las esquinas de los huecos de puertas y ventanas



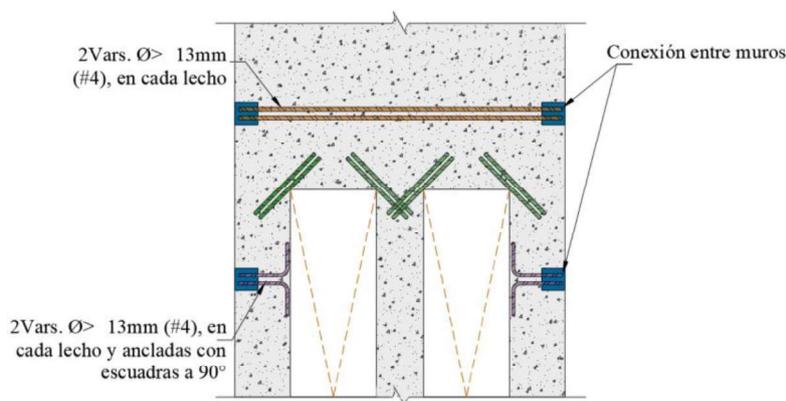
**Figura 19.8.7.3.3.1.a - Refuerzos diagonales en huecos**

- b) Se colocarán tres varillas de 13 mm (1/2") en las esquinas inferiores del muro en la zona donde se ubican las placas de conexión con la cimentación (fig. 19.8.7.3.3.1.b).



**Figura 19.8.7.3.3.1.b - Refuerzos diagonales en la zona de conexión con la cimentación**

Adicionalmente, en las conexiones laterales entre muros se deberán colocar dos varillas de 13 mm (1/2") en cada lecho a lo ancho de todo el muro. En las zonas donde se interrumpa la continuidad del refuerzo por las aberturas, estos se deberán anclar con escuadras a 90° como se indica en la fig. 19.8.7.3.3.1.c.



**Figura 19.8.7.3.3.1.c – Refuerzos horizontales en las zonas de conexión lateral con otros paneles**

*Comentario:*

*Estos refuerzos se requieren debido a que, en las zonas de concentración de esfuerzos, como lo son las conexiones y las esquinas de los huecos, se generan esfuerzos aproximadamente a 45° que requieren refuerzo para limitar la formación de fisuras.*

#### 19.8.7.3.4 Espesor de los muros

**19.8.7.3.4.1** El espesor de los muros sin huecos no podrá ser menor que  $H_n/70$ , donde  $H_n$  es la altura libre del muro medida entre apoyos (fig. 19.8.7.3.5.8), por ejemplo, desde el firme de la nave hasta el punto de conexión con el sistema de cubierta. Se podrán usar espesores menores al límite anterior siempre que se demuestre numéricamente que se cumple con la resistencia, pero en ningún caso podrá usarse un espesor menor que 20 cm.

**19.8.7.3.4.2** Para el caso de muros con huecos podrán emplearse estos valores como referencia siempre y cuando dicho espesor cumpla con la resistencia requerida. Sin importar el espesor del muro resultante este deberá armarse con dos parrillas de acero.

*Comentario:*

*Es probable que para algunas condiciones de carga y geométricas se requieran espesores mayores, principalmente por condiciones de esbeltez. La altura libre se medirá entre puntos de apoyo que puedan restringir al muro en desplazamientos perpendiculares a su eje (fuera del plano).*

#### 19.8.7.3.5 Efectos de segundo orden

**19.8.7.3.5.1** Debido a la esbeltez de los muros, es necesario incluir en las fuerzas de diseño los efectos de segundo orden, los cuales deberán considerarse acorde con el apoyo en la base de los muros.

*Comentario:*

*Acorde con las condiciones de apoyo de los muros, se deben considerar los efectos de segundo orden P-δ y P-Δ.*

Para el diseño de los muros se deberá obtener el momento actuante considerando su esbeltez por medio de la ec. 19.8.7.3.5.1 y acorde con 3.3.5.2.4 de la NTC-Concreto para elementos con extremos restringidos lateralmente.

*Comentario:*

*Para considerar el momento amplificado de la ec. 19.8.7.3.5.1, se asume que el espesor de la sección resistente se mantiene constante en toda la altura y cumple con los límites de acero máximo y mínimo*

$$M_u = \frac{C_m M_{ua}}{1 - \frac{P_u}{0.75 P_c}} \quad (19.8.7.3.5.1)$$

$M_{ou}$  Momento actuante máximo (multiplicado por el o los factores de carga correspondiente)  
 $P_u$  Carga vertical máxima actuante (multiplicado por el o los factores de carga correspondientes)

$$C_m = 0.6 + 0.4 \frac{M_1}{M_2} \geq 0.4$$

$$P_c = \frac{\pi^2 EI}{(H')^2}$$

19.8.7.3.5.2  $EI$  es la rigidez efectiva y se calcula como:

$$EI = 0.4 \frac{E_c I_g}{1 + u} \quad (19.8.7.3.5.2)$$

$H'$  altura libre del muro

$E_c$  módulo de elasticidad del concreto

$I_g$  Momento de Inercia bruto de la sección en análisis

$u$  Relación entre la carga axial de diseño producida por carga muerta y carga viva sostenida contra la carga axial de diseño factorizada, en ningún caso  $u$  se tomará mayor que 1.0

- a) En los muros cuya resistencia está dada por pilastras, la altura libre  $H'$  se tomará como la mayor de las siguientes longitudes (fig. 19.8.7.3.5.8):
- En muros cuya resistencia en la base está dada por pilastras, se tomará igual que la altura total hasta donde se llega al área cerrada del muro. En los casos donde hay más de un hueco consecutivos en altura,  $H'$  se tomará hasta el nivel superior del último hueco
  - La altura a la que se encuentra el primer apoyo lateral por arriba del hueco que tenga continuidad hacia el siguiente apoyo lateral por medio de varillas de refuerzo horizontales.

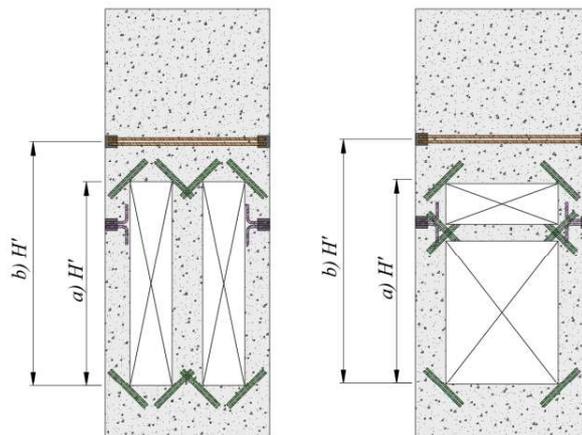


Figura 19.8.7.3.5.8 - Definición de la altura  $H'$  para el cálculo del factor de amplificación de momentos en la base

*Comentario*

La definición de  $H'$  depende de los elementos que limitan el pandeo de la zona crítica. En la dirección paralela al eje del muro ésta ya se encuentra restringida por el mismo muro, mientras que, en la dirección perpendicular, la restricción la da la conexión con el panel lateral. Esta conexión no se debe considerar en el modelado como un apoyo sino como un punto de arriostramiento lateral del muro.

**19.8.7.3.5.3** La distorsión máxima permisible por sismo deberá ser acorde con la tabla 4.3.2 de las NTC-Sismo para marcos de ductilidad baja e igual a 0.015 con un factor de comportamiento sísmico  $Q$  igual a 2.

*Comentario:*

*Aunque el sistema podría pensarse como un sistema dual a base marcos y muros de concreto, dado no se cumple con la condición de diafragmas horizontales rígidos por lo que se deben clasificar como marcos regulares de ductilidad baja.*

**19.8.7.3.5.4** Por otra parte, para las combinaciones de carga que incluyen efectos de viento, la deflexión máxima de servicio no podrá ser mayor que  $H_n/240$ .

*Comentario:*

*El propósito de limitar las deflexiones fuera del plano y al centro del muro es para evitar deformaciones elásticas excesivas debidas a las cargas laterales y que, por efectos de esfuerzos pudieran generar deformaciones inelásticas. Los límites para viento se revisan en los muros expuestos en sotavento, en la dirección de análisis, y en el caso de sismo se revisará para la condición fuera del plano del muro en estudio.*

**19.8.7.3.5.5** La deflexión lateral a la mitad de la altura libre del muro para evitar el efecto  $P-\delta$  deberá mantenerse por debajo de  $H/150$  y podrá tomarse del análisis para las condiciones de servicio.

Alternativamente dicha deflexión podrá calcularse por medio de las siguientes ecs.:

Si  $M_{ser} < 2/3 M_{ag}$

$$\delta_s = \frac{2}{3} \delta_{ag} + \frac{M_{ser} - \frac{2}{3} M_{ag}}{M_{ser} - \frac{2}{3} M_{ag}} \left( \delta_n - \frac{2}{3} \delta_{ag} \right) \quad (19.8.7.3.5.5.a)$$

Si  $M_{ser} > 2/3 M_{ag}$

$$\delta_s = \left( \frac{M_{ser}}{M_{ag}} \right) \delta_{ag} \quad (19.8.7.3.5.5.b)$$

*Comentario:*

*Se emplea como valor límite 2/3 de  $M_{ag}$  dado que se ha observado experimentalmente (SEAOSC, 1982) que las deflexiones se incrementan rápidamente cuando las demandas superan dos terceras partes del momento de agrietamiento. En caso contrario se mantienen bajas.*

**19.8.7.3.5.8** El momento de agrietamiento a flexión crítico  $M_{cr}$  y la deflexión crítica de servicio  $\delta_r$  podrán calcularse como:

$$M_{ag} = f_t S \quad (19.8.7.3.5.8.a)$$

$$\delta_{ag} = \frac{5M_{ag}H_n^2}{48E_c I_{ag}} \quad (19.8.7.3.5.8.b)$$

$$\delta_{ser} = \frac{5M_{ser}H_n^2}{48E_c I_{ag}} \quad (19.8.7.3.5.8.c)$$

$M_{cr}$	momento de flexión que genera agrietamiento en el elemento resistente (base del muro o pilastra)
$f_t$	resistencia nominal del concreto en tensión
$S = bh^2/6$	módulo de sección transversal del muro o pilastra
$C$	distancia al del borde del muro
$I_{ag}$	Inercia de agrietamiento como se define en la sección 13.4.3 de la NTC-Concreto
$d$	peralte efectivo del muro
$M_n$	momento de flexión nominal del muro (considerando todo el ancho del muro)

$M_d$	momento actuante de diseño
$H_n$	altura libre del muro medida a partir del nivel de piso de la nave
$\delta_n$	máxima deflexión esperada al centro del elemento resistente
$\delta_{cr}$	deflexión esperada con la ocurrencia del momento de agrietamiento $M_{cr}$

### 19.8.7.3.6 Diseño por flexocompresión

**19.8.7.3.6.1** Con los momentos flexionantes, incluyendo los efectos  $P-\Delta$  y la amplificación por esbeltez, las pilastras del muro se diseñan como columnas por flexocompresión de acuerdo con lo establecido en la NTC-Concreto con una excentricidad de diseño no menor que  $0.05H \geq 20$  mm.

**19.8.7.3.6.2** El cálculo de las resistencias se hace por medio de diagramas de interacción. La superficie de falla, la cual se define con las zonas de tensión, compresión y los puntos intermedios, se grafica con las ecs. siguientes:

- a) Zona de compresión pura

$$P = F_R [f_c'' (A_g - A_s) + A_s f_y] \quad (19.8.7.3.6.2.a)$$

- b) Carga axial resistente en puntos intermedios

$$P = F_R \left( \sum_{n=1}^{NL} \frac{F_y A_{sn} \varepsilon_n}{\varepsilon_n} + \beta_1 c B f_c'' \right) \quad (19.8.7.3.6.2.b)$$

- c) Momento flexionante resistente en puntos intermedios

$$M_R = F_R \left( \sum_{n=1}^{NL} \frac{F_y A_{sn} \varepsilon_n}{\varepsilon_n} y_n + \beta_1 c B f_c'' \left( \frac{H}{2} - \frac{\beta c B f_c''}{2} \right) \right) \quad (19.8.7.3.6.2.c)$$

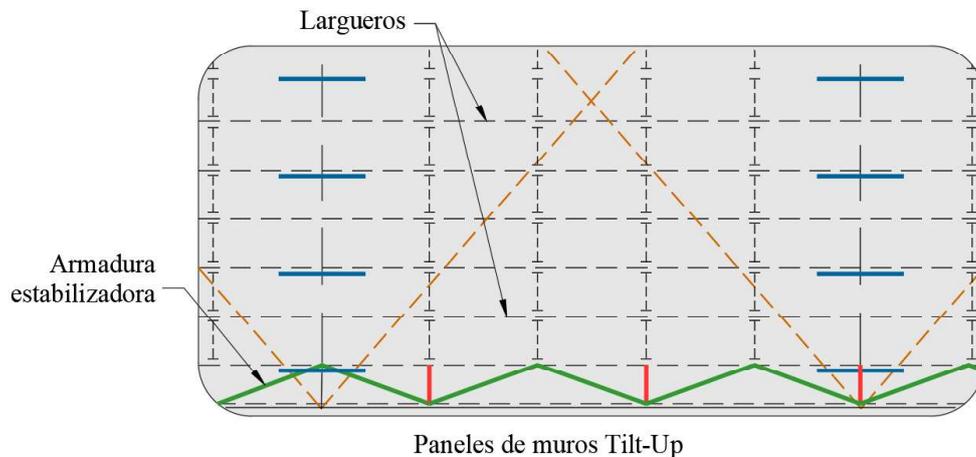
- d) Zona de tensión pura

$$P = F_R A_s F_y \quad (19.8.7.3.6.2.d)$$

$\varepsilon_n$	deformación unitaria
$\beta_1$	factor definido en 3.5.e de la NTC-Concreto, que especifica la profundidad del bloque equivalente de esfuerzos a compresión, como una fracción de la profundidad del eje neutro, $c$
$A_g$	área bruta de la sección transversal del muro
$A_s$	área total del refuerzo longitudinal del muro
$y_n$	distancia del centroide del lecho de acero al centroide de la sección
$B$	ancho de una sección rectangular
$H$	altura del segmento o tablero del muro perpendicular a la dirección de la fuerza cortante
$f_c''$	magnitud del bloque equivalente de esfuerzos del concreto a compresión
$P$	carga axial que actúa en una sección
$A_{sn}$	área de acero del n-ésimo lecho de acero
$NL$	número de lechos de acero
$F_R$	factor de resistencia, se asignará de acuerdo con los criterios de la NTC-Concreto

### 19.8.7.3.7 Diseño de armadura horizontal estabilizadora

**19.8.7.3.7.1** En los muros donde sea requerido, deberá colocarse una armadura estabilizadora horizontal en su parte superior que permita distribuir uniformemente los desplazamientos del muro debidos a las demandas laterales de sismo y viento.



**Figura 19.8.7.3.7.1 - Armadura horizontal estabilizadora en la parte superior de los muros**

**19.8.7.3.7.2** Los criterios de diseño para estas armaduras dependerán de las condiciones de apoyo del muro:

- a) Muros empotrados en la base. En los casos donde se empotran los muros en la base, las armaduras estabilizadoras se emplean como elementos de control de desplazamientos, de forma que los tableros de los muros se deformen de manera uniforme. No es necesario colocar estas armaduras en tableros perpendiculares al sistema de largueros.

*Comentario*

*Se podrán emplear los mismos perfiles utilizados para el arriostramiento lateral de los largueros adicionando elementos diagonales de refuerzo y empleando los mismos largueros como cuerdas superior e inferior para formar las armaduras (fig. 19.8.7.3.7.1). Estas armaduras no se deben considerar como apoyos en el modelado de los paneles. Estas armaduras no son necesarias en los muros donde los largueros son perpendiculares al tablero de los muros dado que los mismos largueros generan la restricción lateral.*

- b) Muros articulados en la base. Si los muros están articulados en su base, la armadura estabilizadora deberá diseñarse como un elemento estructural para generar el apoyo y evitar que los muros sean inestables. Estos elementos se apoyan en los marcos principales por lo que deberán revisarse que estos tengan la capacidad de tomar las reacciones por fuera del plano de los paneles de muros. Estas armaduras se colocan en la parte superior de todos los muros incluyendo los muros cabeceros.

La deflexión máxima de esta armadura en la dirección perpendicular a los muros deberá ser menor que  $L/1000$  donde  $L$  es la separación entre ejes de marcos principales.

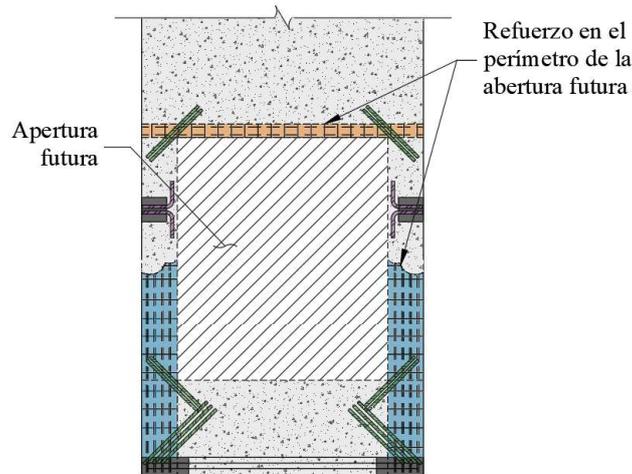
*Comentario*

*En los muros simplemente apoyados en la base, estas armaduras deben funcionar como elemento estructural para garantizar la formación del apoyo y por tanto tienen demandas de carga mayores que deberán ser transferidas a los marcos principales. En este caso no se podrán emplear los largueros como cuerdas ya que estos elementos no tienen suficiente resistencia por lo que se deberán colocarse también armaduras horizontales.*

### 19.8.7.3.8 Muros con aberturas a futuro (Knock-Out)

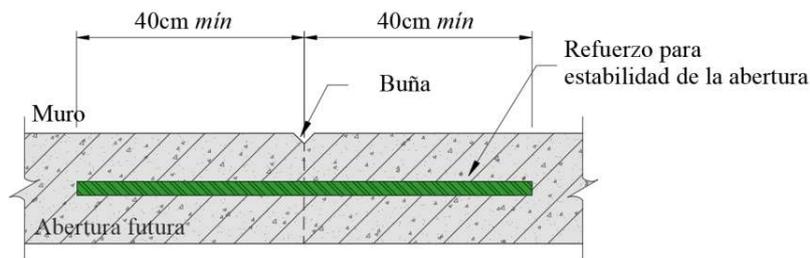
**19.8.7.3.8.1** De acuerdo con el funcionamiento de la nave, es posible que se deban considerar aberturas a futuro denominadas “Knock-Out”, por lo que, deben ser previstas en el diseño.

**19.8.7.3.8.2** Los muros donde se requieran estas aberturas futuras deberán diseñarse como si esta zona no existiese con el detallado de los muros antes descrito (fig. 19.8.7.3.8.2).

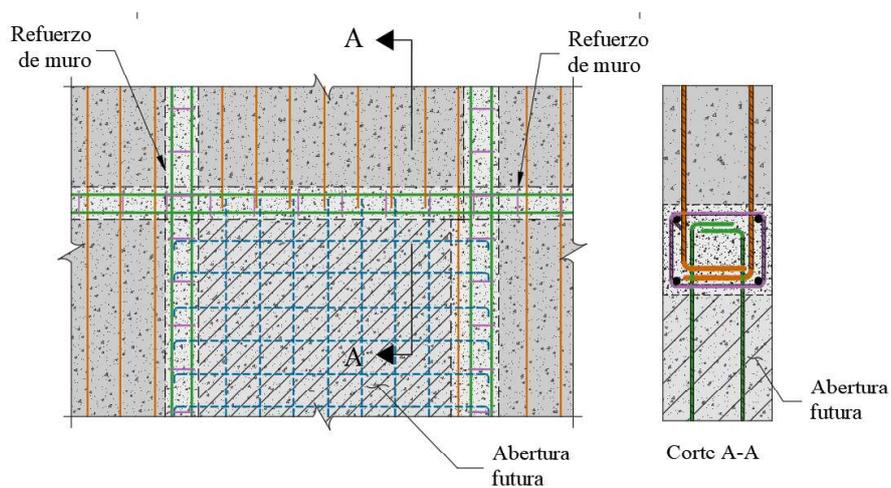


**Figura 19.8.7.3.8.2 - Refuerzos perimetrales por colocar en los huecos que podrán demolerse en el futuro**

**19.8.7.3.8.3** La zona por retirar se armará con el acero mínimo vertical y horizontal, y no tendrán continuidad con el refuerzo del muro. Solamente se anclarán algunas varillas en los refuerzos perimetrales del hueco para proporcionarle estabilidad las cuales consistirán en una varilla del número 4 al centro del muro espaciadas a no más de 50 cm. Es importante que en el perímetro de la abertura se coloque una buña de tal manera que quede definida totalmente la zona a demoler (Fig. 19.8.7.3.8.3.a y 19.8.7.3.8.3.b).



**Figura 19.8.7.3.8.3.a - Buña en el perímetro de la abertura futura.**



**Figura 19.8.7.3.8.3.b - Anclaje del acero de refuerzo del muro en las aberturas futuras**

**19.8.7.3.9 Conexiones**

**19.8.7.3.9.1** En el diseño de las conexiones de los muros de Tilt-Up se deberá garantizar la estabilidad global del sistema y que no se presente una falla de tipo frágil. Los pernos de cortante deberán calcularse para los estados límite definidos en la sección 13.4 de esta Norma.

Para garantizar que los pernos se comporten de forma dúctil se deberá garantizar que la capacidad del grupo de anclas ante el desprendimiento del cono de concreto definido en la sección 13.4.5, sea menor o igual al 85 por ciento de la capacidad a tensión definida en la ec. 13.4.2.1 multiplicada por el total de anclas ( $n$ ); por lo tanto, la longitud mínima requerida del perno  $h_{ef-min}$  se puede calcular con la ec. 19.8.7.3.7

$$h_{ef-min} = \left( \frac{0.85nA_b f_t}{\frac{A_N}{A_{No}} \Psi_1 \Psi_2 \Psi_3 \Psi_4 k_c \sqrt{f'_c}} \right)^{2/3} \quad (19.8.7.9.1)$$

$n$  número de anclas definido en la conexión  
 $\Psi_1, \Psi_2, \Psi_3, \Psi_4$  definidas en el Capítulo 13

*Comentario:*

*Estos criterios coinciden con los definidos en el manual ACI 349.2 para el diseño de conexiones que se conforman por placas embebidas en el concreto para garantizar el correcto desempeño dúctil de la conexión.*

*La ec. 19.8.3.7 parte de igualar la ec. 13.4.3.1b (sin estribos) con 0.85 de la ec. 13.4.2.1 y despejando la longitud de anclaje  $h_{ef}$ .*

Adicionalmente, para las conexiones formadas por una sola ancla, también se deberá verificar que la capacidad por extracción definida en 13.4.4 sea por lo menos el 85 por ciento de la capacidad a tensión.

**19.8.7.3.9.2** El factor de reducción de resistencia para el diseño de anclas y placas embebidas será igual a  $F_R = 0.5$ .

*Comentario:*

*Este tipo de conexiones si bien son eficientes en resistencia, tienen baja capacidad dúctil ya que dependen exclusivamente de los pernos de cortante, y la estabilidad del sistema es altamente dependiente de la capacidad de las conexiones, por tal razón es recomendable tener un factor de seguridad mayor que el utilizado en el resto del sistema.*

a) Conexión del muro con las zapatas

**19.8.7.3.9.3** La conexión del muro con las zapatas se realiza por medio de una placa instalada en las esquinas inferiores de los tableros de los muros la cual se suelda a placas colocadas en las zapatas (“Hold Down”). La unión se hace por medio de un ángulo. Se deberá prever la ubicación de las placas ahogadas en los planos de cimentación y la conexión deberá protegerse por medio de *grout*.

**19.8.7.3.9.4** Las placas para la conexión con la cimentación deberán ubicarse en la cara que queda por fuera de la fachada de la nave y se recomienda colocar cartabones a los ángulos con la finalidad de que tengan la resistencia adecuada tanto en la etapa de construcción como la de servicio.

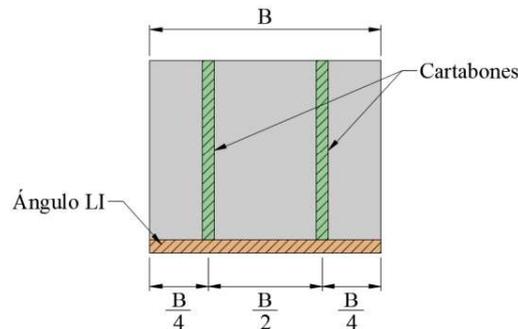


Figura 19.8.7.3.9.4.a - Cartabones de protección de los ángulos de la conexión

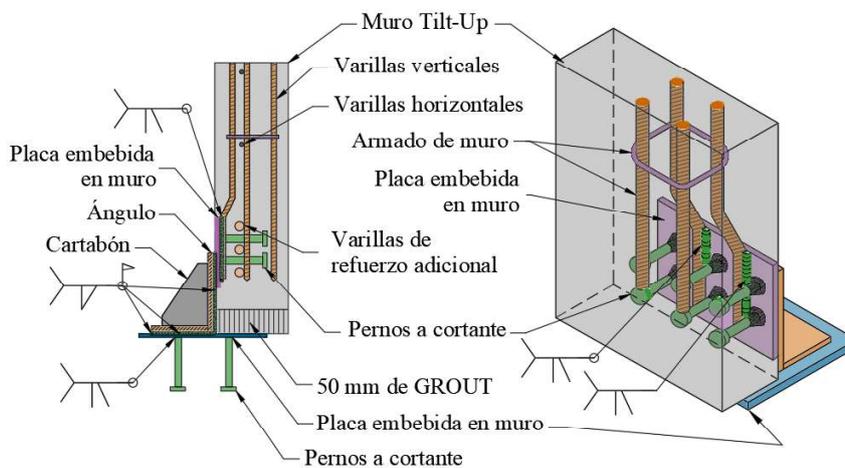


Figura 19.8.7.3.9.4.b - Conexión de los muros con las zapatas corridas

**19.8.7.3.9.5** Se deberá colocar debajo del muro una capa de 5 cm de *grout*.

*Comentario:*

*Esta capa se coloca para asegurar el apoyo regular del muro sobre la zapata y tomar posibles imperfecciones en la superficie de la zapata que provoquen concentraciones de esfuerzos en la base del muro.*

**19.8.7.3.9.6** El diseño de las placas ahogadas deberá hacerse acorde con las especificaciones para placas base considerando los efectos de cortante y momentos obtenidos del análisis. Adicionalmente deberá revisarse que los esfuerzos combinados (Von Mises) queden por debajo del esfuerzo de fluencia de la placa.

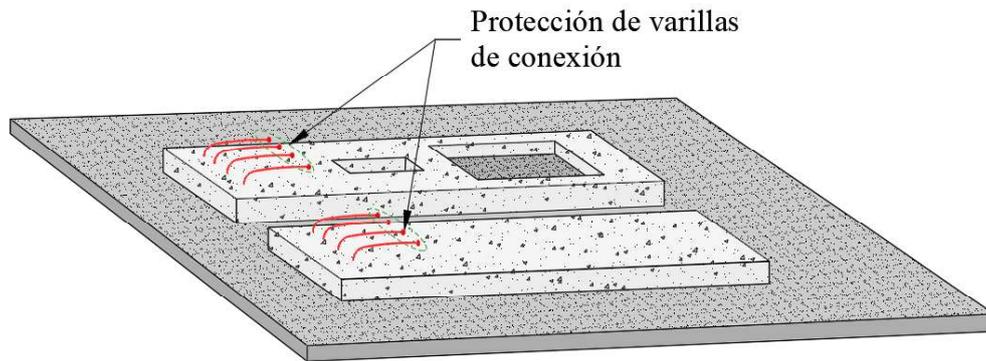
*Comentario:*

*Se establece el esfuerzo de Von Mises como valor de revisión dado que con este se obtiene la resultante de los esfuerzos de flexión y cortante que actúan sobre la placa.*

**19.8.7.3.9.7** El diseño de los pernos a cortante deberá realizarse verificando todos los estados límite de falla correspondientes a las anclas para placas base, es decir deberán revisarse para las condiciones de arrancamiento, falla por tensión, falla por cortante y falla del cono de concreto a tensión y cortante (véase en Capítulo 13.4).

b) Conexión con el firme de concreto

**19.8.7.3.9.8** Cuando el muro se conecta al firme, se colocarán varillas de diámetro  $\phi = 10$  mm (3/8") con separaciones máximas de 30 cm a todo lo ancho del muro las cuales se deberán doblar y proteger durante la etapa de colado e izaje (Fig. 19.8.7.3.9.7).



**Figura 19.8.7.3.9.7 – Ubicación y protección de las varillas de conexión con el firme**

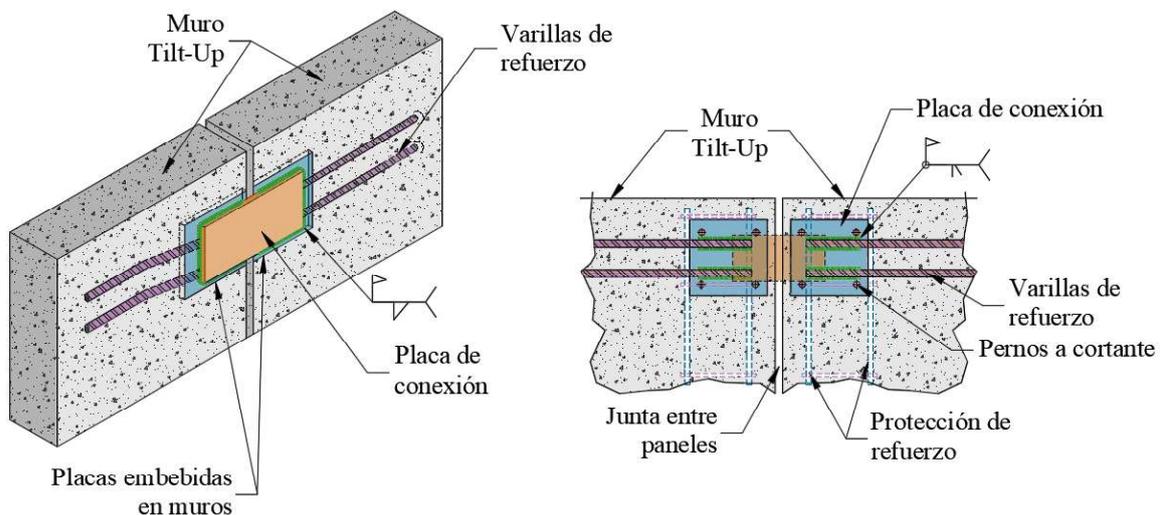
c) Conexión lateral entre paneles de muros

**19.8.7.3.9.9** A partir del nivel del piso de la nave, se deberá colocar una placa de conexión para conectar lateralmente los muros, ubicada a una distancia no mayor a 3 m, medida a partir de piso de la nave.

*Comentario:*

*La principal función de esta conexión es transmitir las fuerzas laterales en el eje de los muros y restringir su longitud por fuera de su plano, su diseño queda regido por la fuerza lateral la cual es sensiblemente menor que la que tendría si se considerase apoyo por fuera del plano, fuerzas para las cuales no tiene sentido diseñar dado que no es su función, por tal razón, esta conexión no debe considerarse como apoyo por fuera del plano.*

**19.8.7.3.9.10** La conexión entre paneles laterales en su parte superior se hará como se muestra en la Fig. 19.8.7.3.10.9.a y 19.8.7.3.9.10.b. El diseño de las anclas y la placa se hará como se indica en la sección anterior. En esta conexión se deberán agregar los refuerzos horizontales indicados en 19.8.7.3.3 (Fig. 19.8.7.3.3.1.c).



**Figura 19.8.7.3.9.10.a – Conexión lateral entre paneles de muros**

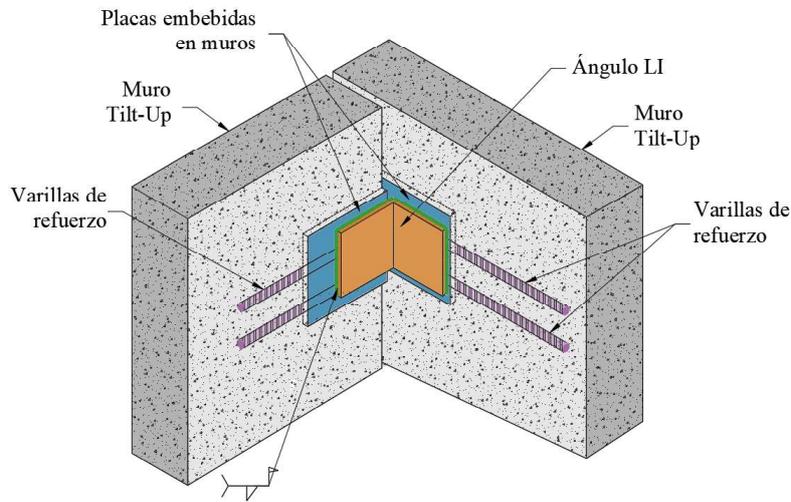


Figura 19.8.7.3.9.10.b – Conexión lateral entre paneles de muros en esquinas

d) Conexión de elementos principales con los muros

**19.8.7.3.9.11** La conexión de los elementos principales con los muros deberá resolverse de forma que solamente se transmitan las fuerzas cortantes entre elementos, en el caso de armaduras únicamente se soldará a los muros la cuerda superior y en el caso de vigas por medio de placas a cortante tal como se muestra en la fig. 19.8.7.3.9.12.

**19.8.7.3.9.12** El diseño de las anclas embebidas adicionalmente a lo definido en la sección 19.8.7.3.9.1 deberá realizarse para revisar tanto la capacidad a tensión (armaduras) como la capacidad a cortante (vigas), y en su caso, evaluar las acciones combinadas acorde a como se define en la sección 13.5.3.2. La capacidad a cortante de los pernos deberá diseñarse para transferir la carga de la estructura metálica hacia el muro siguiendo las especificaciones para pernos de cortante definido en 10.2.8 (Conectores a cortante) considerando que la carga se aplica sobre la placa embebida a través del perfil metálico.

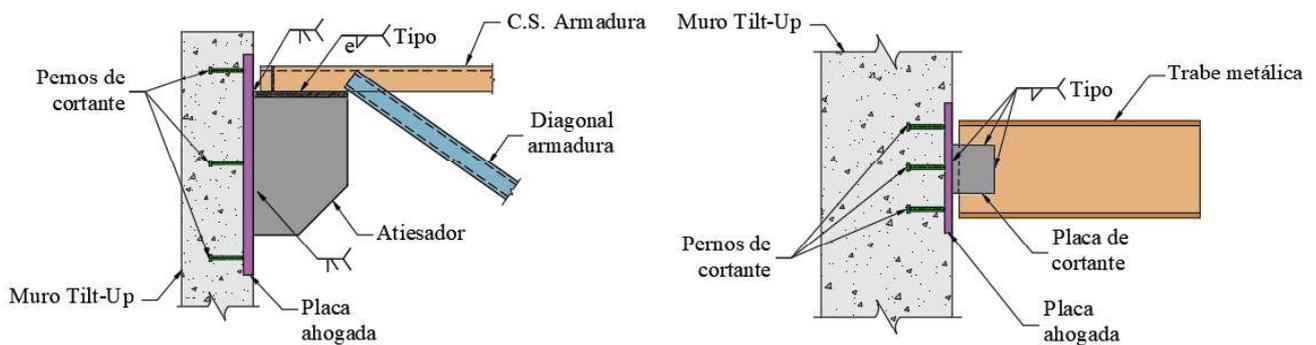


Figura 19.8.7.3.9.12 - Conexiones de elementos principales en muros

## 20. DISEÑO DE RACKS

En este capítulo se presentan consideraciones generales para el diseño de racks y de sus contenidos. Este capítulo está conformado por las siguientes secciones:

- 20.1 Alcance
- 20.2 Consideraciones generales
- 20.3 Análisis estructural
- 20.4 Parámetros de diseño por sismo
- 20.5 Contenidos
- 20.6 Placas base y anclajes
- 20.7 Diseño de elementos estructurales.

### 20.1 Alcance

**20.1.1** En esta sección se definen los requisitos mínimos para el diseño de racks y de sus contenidos. El diseño de racks de varios niveles con sistema de piso o *pick mods* deberán verificarse como una estructura independiente bajo los criterios por sismo definidos en la NTC-Sismo para una estructura de acero regular.

### 20.2 Consideraciones generales

**20.2.1** Los racks deben ser diseñados para resistir las cargas permanentes y accidentales a los que sean sometidos durante su vida útil, así como también la estabilidad de los contenidos.

**20.2.2** Las acciones que deben ser consideradas en el diseño de los racks y de sus contenidos se definen en la NTC-Criterios. En cuanto a los contenidos se definen en la NTC-Sismo las especificaciones para determinar las fuerzas a las cuales estarán sometidos durante un evento sísmico, debiéndose considerar para posiciones y cargas que conduzcan a las mayores acciones de diseño para los racks.

**20.2.3** Los racks podrán desplantarse sobre el firme de la nave siempre y cuando este sea revisado para esas cargas, en caso contrario deberán tener su propia cimentación diseñada de acuerdo con la NTC-Sismo.

**20.2.3** EL desplomo medido como relativo entre la base y la cresta de la columna cargada se limitará a la altura entre 240. Si no se cumple con dicho límite, se deberá quitar la carga de la columna y plomarse nuevamente.

### 20.3 Análisis estructural

**20.3.1** El análisis de los racks debe representar adecuadamente las condiciones reales de la estructura de tal manera de captar todos los efectos importantes para el diseño. Se deberá tomar en cuenta las condiciones de frontera de cada elemento. En cuanto a los apoyos de las columnas estas suelen estar simplemente apoyadas.

**20.3.2** Por lo que respecta a las conexiones entre elementos son, en general, semirígidas (Fig. 20.3.3) por lo cual se deben considerar sus restricciones que generalmente son representadas por medio de un factor que se obtiene de pruebas experimentales y el cual está representado por una curva momento  $M$  - rotación  $\theta$ . Si hay contraventeos en los sistemas de racks se deben considerar las excentricidades de sus conexiones.

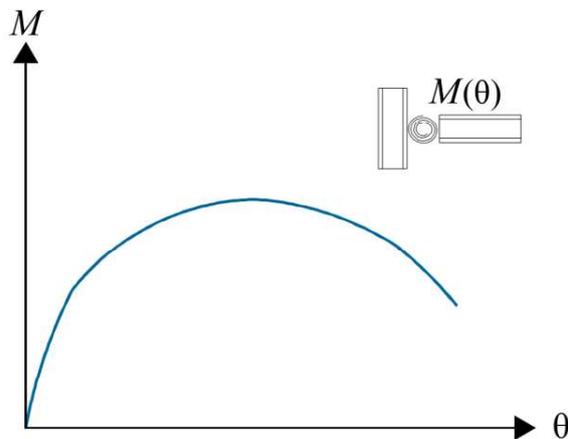
**20.3.3** En caso de no contar con la curva momento  $M$  - rotación  $\theta$  se deberá hacer un análisis detallado de la conexión de acuerdo con el Capítulo 11 de esta Norma.



**Figura 20.3.3 - Conexión tipo entre elementos de racks**

*Comentario:*

*El proveedor de los racks deberá proporcionar las curva momento  $M$  - rotación  $\theta$  de las conexiones de los racks que deben ser obtenidas de ensayos de laboratorio o bien de análisis detallados de las mismas que tome en cuenta la fricción y la capacidad al giro de la conexión (fig. C20.3.3).*



*Figura C20.3.3 - Diagrama Momento - Rotación  $M(\theta)$*

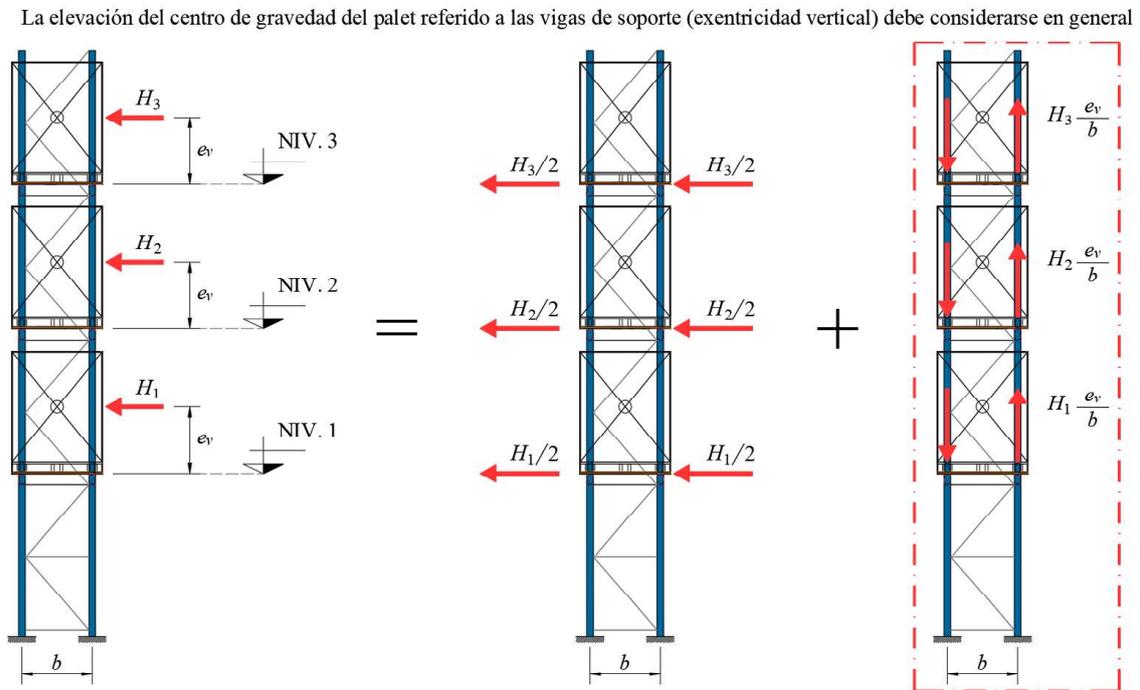
## 20.4 Parámetros para diseño por sismo

**20.4.1** Para el diseño de los racks se utilizarán los factores de comportamiento sísmico  $Q$  y de sobre-rresistencia  $R_0$  definidos en la NTC-Sismo, a menos que, se puedan justificar valores mayores por medio de estudios específicos y que sean aprobados por la Administración.

*Comentario:*

*La razón de utilizar un valor de  $Q$  mayor para el sentido longitudinal es que en esa dirección es raro que se tenga una falla.*

**20.4.2** Se debe de tomar en cuenta la excentricidad vertical entre el centro de masa del producto almacenado y las vigas donde se apoya dicho producto. Para el análisis se permitirá que el momento ocasionado por dicha excentricidad se descomponga en fuerzas, como se ilustra en la siguiente fig. 20.4.3.



**Figura 20.4.3 - Elevación del centro de gravedad de los pallets**

**20.4.3** Para obtener los periodos fundamentales del Rack se deberá considerar el 67 por ciento de la carga máxima almacenada en los pallets y el 25 por ciento de la carga viva (si aplica).

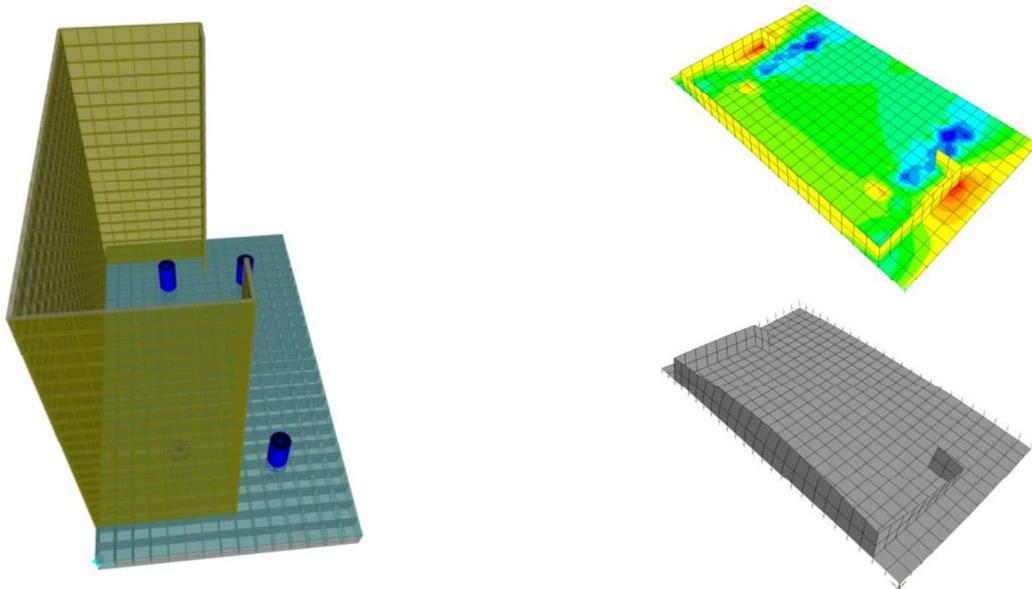
## 20.5 Contenidos.

**20.5.1** Las fuerzas en los contenidos se deberán determinar siguiendo las especificaciones de Capítulo 8 de la NTC-Sismo debiéndose garantizar su estabilidad, en caso de no poderlo hacer será necesario colocar sujetadores externos apoyados en los elementos de los racks.

## 20.6 Placas base y anclajes

**20.6.1** Por el tipo de apoyo en las columnas, las placas base de los racks cuando el perfil queda centrado en la placa, esta deberá revisarse para cargas axiales y cargas de cortante acorde con las secciones 13.1.1 a 13.1.3.

**20.6.2** En los casos donde por geometría el perfil se ubica en el borde de la placa quedando excéntrica la carga, adicional a la revisión por cortante, la placa deberá revisarse para las fuerzas de flexión generadas por dicha excentricidad como se indica en 13.1.4.2.b cuando la excentricidad,  $e$ , es superior a la excentricidad crítica,  $e_{crit}$ . En su defecto, la placa base podrá revisarse por medio de modelos con elementos tipo área de modo que se puedan evaluar las flexiones generadas en la placa y el efecto de dicha excentricidad generada en las anclas (fig. 20.6.2).



**Figura 20.6.2 - Diseño de placa base para racks con excentricidad por medio de modelo de elementos área**

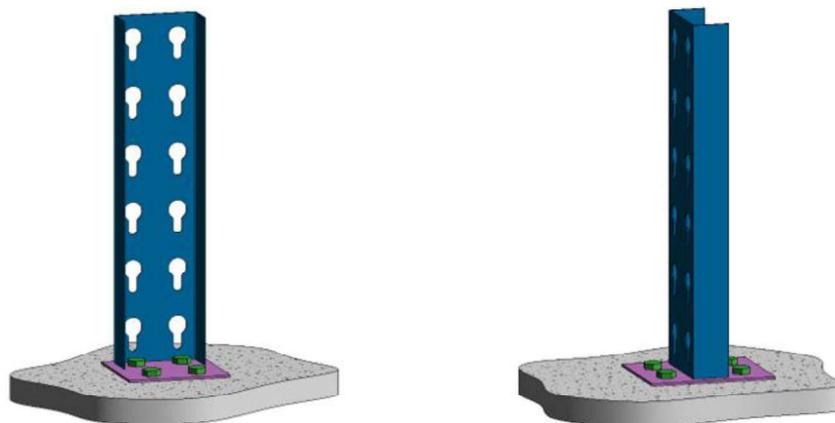
**20.6.3** En lo que respecta a los anclajes, estos deberán verificarse acorde con los límites de resistencia  $a$ ,  $b$ ,  $c$  y  $e$  definidos en 13.4.1. El desprendimiento el cono de concreto a tensión o a cortante, no es una condición de falla debido a la lejanía a los bordes.

**20.6.4** En los casos donde el perfil queda excéntrico a la placa, el anclaje deberá revisarse considerando la flexión debida a la excentricidad.

**20.6.5** El sistema de anclaje en la base de la columna del rack deberá diseñarse acorde con las condiciones de frontera definidas en el análisis.

*Comentario:*

*Ejemplos de apoyos de racks en la base se muestran en la fig. C23.6.4.*



*Figura C23.6.4-Apoyos en los racks*

**23.6.6** El firme de concreto deberá tener suficiente espesor para generar toda la profundidad de anclaje  $h_{ef}$  más dos diámetros o la distancia mínima que resulte de la revisión de la resistencia del concreto delante de las anclas para las fuerzas axiales.

## 20.7 Diseño de elementos estructurales

**20.7.1** Para el diseño de elementos estructurales se deberán seguir los criterios establecidos en esta Norma considerando el tipo de sección de que se trate. Si son secciones tipo 4 (esbeltas), se deberán considerar las áreas netas y áreas netas efectivas de acuerdo con la 2.2.5.

**20.7.2** Para los casos en los cuales los perfiles tengan perforaciones, las capacidades, considerando la inestabilidad cuando se tenga, se deberán realizar por medio de los dos siguientes procedimientos:

- Pruebas experimentales por parte del proveedor de los racks
- Por medio del procedimiento indicado en este capítulo.

**20.7.3** Para el diseño de perfiles rolados en frío se recomienda tomar en cuenta lo indicado en las *North American Specification for the Design of Cold- Formed Steel Structural Members* (American Iron and Steel Institute).

### 20.7.1 Pruebas experimentales por parte del proveedor de los racks.

**20.7.1.1** El proveedor deberá hacer pruebas de resistencia considerando los agujeros y las posibles fuentes de inestabilidad tanto a compresión, a flexión y a flexocompresión, además del pandeo local en su caso, con los cuales se establecerá las capacidades de los elementos que forman los racks.

### 20.7.2 Revisión de elementos.

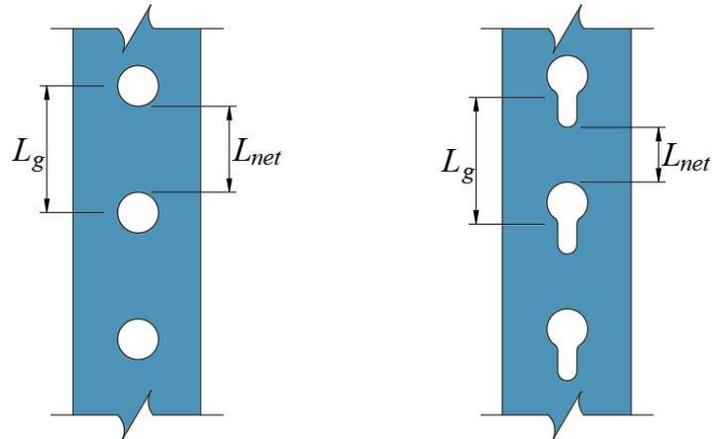
**20.7.2.1** La revisión estructural de los elementos que forman el rack se deberá hacer con base en los procedimientos establecidos en esta Norma. En caso de que los perfiles tengan agujeros se deben considerar las áreas netas y áreas netas efectivas definidas en la sección 2.2.5.

**20.7.2.2** Para tomar en cuenta la inestabilidad de perfiles con agujeros (Fig. 23.7.2.2) se deberá de considerar las propiedades geométricas modificadas en el cálculo de los esfuerzos críticos elásticos de pandeo conforme a la tabla 20.7.2.2. Las correcciones por inelasticidad se harán bajo los mismos procedimientos establecidos en la Norma.

**Tabla 20.7.2.2 - Propiedades geométricas para la revisión de elementos**

Propiedades Promedio	Formula
Momento de inercia alrededor de cualquier de los dos ejes principales de pandeo	$I_{avg} = \frac{I_g L_g + I_{net} L_{net}}{L}$
Constante de torsión de Saint Venant	$J_{avg} = \frac{J_g L_g + J_{net} L_{net}}{L}$
Distancia del centroide al centro de torsión en dirección X y Y	$x_{o,avg} = \frac{x_{o,g} L_g + x_{o,net} L_{net}}{L}$ $y_{o,avg} = \frac{y_{o,g} L_g + y_{o,net} L_{net}}{L}$
Radio polar de giro alrededor del centro de cortante	$r_{o,avg} = \sqrt{x_{o,avg}^2 + y_{o,avg}^2 + \frac{I_{x,avg} + I_{y,avg}}{A_{avg}}}$
Constante de torsión por alabeo	$C_{w,net}$
Grueso del material del perfil	$t_r = t \left[ \frac{A_{n,alma}}{A_{alma}} \right]$

$A_g, A_{net}$	Área bruta y neta respectivamente
$L_g$	Longitud del segmento sin agujeros
$L_{net}$	Longitud de agujeros o regiones de sección neta
$L$	Longitud no arriostrada sobre el eje de pandeo ( $L_g + L_{net}$ )
$I_g, I_{net}$	Momento de inercia de la sección transversal bruta y neta alrededor del eje de pandeo, respectivamente
$C_{w,net}$	Constante de torsión por alabeo considerando un espesor nulo en la zona de los agujeros.



**Figura 23.7.2.2 – Longitudes de los agujeros en los racks**

**20.7.2.3** Para calcular la carga crítica de pandeo se calculará multiplicando el esfuerzo crítico correspondiente por el área total de la sección transversal.

Espacio en blanco dejado de manera intencional

## 21. CIMENTACIONES CON MIEMBROS DE ACERO

En este capítulo se presentan consideraciones generales para el diseño de miembros de acero utilizados en cimentaciones.

Está integrado por los incisos siguientes:

- 21.1 Consideraciones generales
- 21.2 Elementos de carga
- 21.3 Elementos de contención
- 21.4 Aspectos constructivos
- 21.5 Método de subexcavación.

### 21.1 Consideraciones generales

#### 21.1.1 Alcance

**21.1.1.1** A los elementos estructurales en cimentaciones se les aplicarán los requisitos específicos de este capítulo, en complemento con otros capítulos de esta Norma y de la NTC-Cimentaciones.

#### 21.1.2 Análisis y diseño

**21.1.2.1** El modelo de análisis debe de contemplar todo el sistema de cimentación. Se verificará que tanto la estructura como su cimentación resistan las fuerzas cortantes y axiales, y los momentos flexionantes, torsionantes y de volteo inducidos por sismo, combinados con los que correspondan a las otras sollicitaciones correspondientes a la condición de carga en estudio y afectados por los factores de carga correspondientes.

**21.1.2.2** Las fuerzas actuantes en la cimentación se deben calcular según lo especificado en 1.2.3 de la NTC-Sismo.

#### 21.1.3 Tipos de acero para elementos de cimentación

**21.1.3.1** Los tipos de acero que se permiten utilizar para elementos de cimentación son los que se enlistan en la tabla 21.1.3.1. El uso de normas de acero que no se incluyan en esta lista deberán ser aprobadas por la Administración.

*Comentario:*

*La tabla 21.1.3.1 muestra tipos de aceros que se recomiendan para su uso como elementos de cimentación. Los valores de los esfuerzos  $F_y$  y  $F_u$  de estos aceros se indican en la tabla 1.4.2.1.*

**Tabla 21.1.3.1 Aceros estructurales para cimentaciones**

NMX (ASTM)	Título
NMX-B-069	Tubos sin costura o soldados, de acero de baja aleación y alta resistencia.
NMX-B-099 (ASTM A529/A529M)	Acero estructural con límite de fluencia mínimo de 290 MPa (29 kg/mm <sup>2</sup> ) y con espesor máximo de 127 mm.
NMX-B-177 (ASTM A53/A53M)	Tubos de acero con o sin costura, negros y galvanizados por inmersión en caliente.
NMX-B-198	Tubos acero con o sin costura para pilotes.
NMX-B-199 (ASTM A500/A500M)	Tubos sin costura o soldados, de acero al carbono, formados en frío, para usos estructurales.
NMX-B-200 (ASTM A501/A501M)	Tubos de acero al carbono, sin costura o soldados, conformados en caliente para usos estructurales.
NMX-B-248 (ASTM A1011/A1011M)	Acero al carbono, alta resistencia, baja aleación y alta resistencia, baja aleación con formabilidad mejorada, laminado en caliente, en calidad comercial, troquelado y estructural, en rollo.
NMX-B-252 (ASTM A6/A6M)	Requisitos generales para planchas, perfiles, tablaestacas y barras, de acero laminado, para uso estructural.

**Tabla 22.1.3.1 Aceros estructurales para cimentaciones (continuación)**

NMX (ASTM)	Título
NMX-B-254 (ASTM A36/A36M)	Acero estructural.
NMX-B-281 (ASTM A283/A283M)	Planchas, perfiles y barras de acero al carbón para uso estructural con baja e intermedia resistencia a la tensión.
NMX-B-284 (ASTM A572/A572M y ASTM A992/A992M)	Acero estructural de alta resistencia y baja aleación, al manganeso-niobio-vanadio; especificaciones y métodos de prueba.
NMX-B-286	Perfiles I y H de tres planchas soldadas.
NMX-B-461 (ASTM A595/A595M)	Tubos de acero de bajo carbono, troncocónicos, para uso estructural.
NMX-B-480	Perfiles y planchas de acero de baja aleación y alta resistencia, al manganeso-niobio-vanadio, para uso estructural.
(ASTM A618/A618M)	Tubos estructurales con y sin costura formados en caliente, de alta resistencia y baja aleación (Especificación estándar).
(ASTM A847/A847M)	Tubos estructurales con y sin costura formados en frío, de alta resistencia y baja aleación con resistencia mejorada a la corrosión atmosférica (Especificación estándar).
(ASTM A1065/A1065M)	Tubos estructurales formados en frío con soldadura de fusión por arco eléctrico, de alta resistencia y baja aleación con 345 MPa como mínimo de límite de fluencia (Especificación estándar).
(ASTM A1085/A1085M)	Secciones estructurales huecas formadas en frío por medio de soldadura, fabricadas a partir de acero al carbono (Especificación estándar).
(ASTM A588/A588M)	Acero estructural de alta resistencia y baja aleación con límite de fluencia de hasta 345 MPa y resistencia mejorada a la corrosión atmosférica (Especificación estándar).
(ASTM A913/A913M)	Perfiles estructurales de alta resistencia y baja aleación, fabricados por medio del proceso de temple y auto revenido (Especificación estándar).

**21.1.4 Durabilidad**

**21.1.4.1** La tabla 21.1.4.1 presenta los valores mínimos de espesores de sacrificio (mm) que se deberán considerar para estructuras temporales y definitivas. Se podrá utilizar algún otro método, siempre y cuando lo apruebe la Administración.

**Tabla 21.1.4.1 Espesores de sacrificio,  $t_c$  (mm), para miembros de acero enterrados en el suelo**

Tipo de suelo	Espesores de sacrificio, $t_c$ (mm)	
	Estructuras temporales	Estructuras definitivas
Suelos naturales no alterados y rellenos compactados no agresivos	0.1 mm	0.6 mm
Suelos naturales contaminados, rellenos industriales y rellenos compactados agresivos	0.3 mm	1.8 mm

Nota: en rellenos no compactados se deberá considerar el doble que el caso de los rellenos compactados.

**21.1.4.2** El espesor remanente,  $t'$ , de una placa de acero sujeta a un proceso de corrosión está dado por la ec. 21.1.4.2:

$$t' = t - t_c \quad (21.1.4.2)$$

donde:

- $t$  espesor nominal inicial de la sección transversal
- $t_c$  espesor de sacrificio por corrosión obtenida de la tabla 21.1.4.1

**21.1.4.3** En el caso de pilotes de acero, si el pilote se encuentra totalmente confinado por la masa de suelo, es posible despreciar los efectos de pandeo local para secciones transversales con relaciones ancho-espesor menores a los valores máximos que se indican en la tabla 21.1.5.1.

**21.1.4.4** El área de la sección remanente,  $A'$ , y el momento de inercia remanente,  $I_x'$ , se pueden calcular para las secciones I (perfiles HP, HR, IR) de acuerdo con las ecs. 21.1.4.3.a, y 21.1.4.3.b:

$$A' = A_t - dt_c - 2b_p t_c \approx 2(b_p - t_c)(t_p - t_c) + (d - 2t_p + t_c)(t_a - t_c) \tag{21.1.4.3.a}$$

$$I_x' = I_x - \frac{d^3 t_c}{12} - \frac{b_p t_c (d - t_p)^2}{2} \approx \frac{(b_p - t_c)(d - t_c)^3 - (b_p - t_a)(d - 2t_p + t_c)^3}{12} \tag{21.1.4.3.b}$$

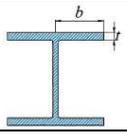
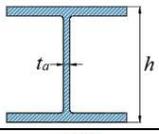
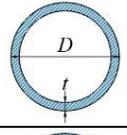
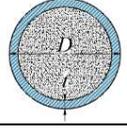
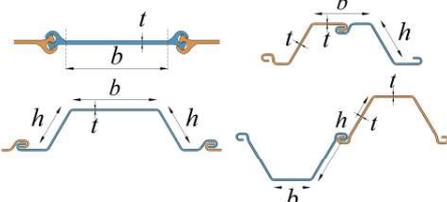
donde:

- $d, b_p$  peralte de la sección y ancho del patín, respectivamente.
- $t_a, t_p$  espesor del alma y espesor de los patines, respectivamente.
- $A_t, I_x$  área total inicial y momento de inercia inicial, respectivamente, de la sección transversal.

**21.1.5 Relaciones ancho-espesor**

**21.1.5.1** Los elementos de acero utilizados como elementos de cimentación (pilotes y tablaestacas) no deberán exceder las relaciones ancho-espesor establecido en la tabla 21.1.5.1, donde  $E$  es el módulo de elasticidad del acero,  $F_y$  es el esfuerzo de fluencia mínimo especificado del acero que se define en la tabla 1.4.2.1, y  $R_y$  es el factor de sobrerresistencia esperado del acero que se define en la tabla 16.1.1.3.

**Tabla 21.1.5.1 Valores máximos de las relaciones ancho-espesor para pilotes de acero**

Descripción del elemento	Relación ancho-espesor	Valores máximos de la relación ancho-espesor	Ejemplos
Patines de pilotes con sección I (perfiles HP, HR, IR)	$b/t$	$0.45 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$	
Alma de pilotes con sección I (perfiles HP, HR, IR)	$h/t_a$	$1.50 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$	
Paredes de pilotes con sección tubular circular (perfil OC)	$D/t$	$0.044 \frac{E}{R_y F_y}$	
Paredes de pilotes con sección tubular circular (perfil OC) relleno de concreto	$D/t$	$0.15 \frac{E}{R_y F_y}$	
Patines y almas de ataguías o tablaestacas plana, omega, Z, U.	$b/t$ $h/t$	$1.50 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$	

## 21.2 Elementos de carga

**21.2.1** En una cimentación profunda se consideran elementos de carga a los pilotes o pilas trabajando por fricción lateral o por punta, apoyados en un depósito de suelo blando o de alta resistencia.

### 21.2.1 Pilotes

**21.2.1.1** Los perfiles laminados de sección I (perfiles HP, HR o IR) son elementos que se pueden utilizar como pilotes para soportar una parte o la totalidad de las acciones de una estructura incluyendo la cimentación, ya sea trabajando por fricción o bien de punta, apoyados en un estrato de suelo resistente. Se consideran también, dentro de esta categoría de pilotes o micropilotes, a los perfiles de acero con sección tubular circular (perfil OC).

**21.2.1.2** Estos elementos podrán utilizarse solos o en combinación con elementos de concreto, formando lo que se conoce como pilotes compuestos, donde parte de la longitud total del pilote es de concreto reforzado y el resto lo constituye un perfil laminado de acero.

**21.2.1.3** Los perfiles de acero HP, HR, IR y OC, trabajando como pilotes, deberán tener una relación ancho-espesor menor al valor máximo que se indica en la tabla 21.1.5.1.

#### 21.2.1.1 Acciones de diseño a considerar

**21.2.1.1.1** Los pilotes de acero deberán diseñarse para cumplir lo descrito en 3.5 de la NTC-Cimentaciones.

#### 21.2.1.2 Revisión estructural

**21.2.1.2.1** Los pilotes de acero deberán diseñarse para cumplir con los Capítulos 5 a 9 de esta Norma.

**21.2.1.2.2** Tomando en consideración las diferentes condiciones de trabajo a las que estarán sujetos los pilotes, las acciones que soportarán se determinarán con base en el modelo estructural de análisis. Las fuerzas actuantes en los pilotes serán el resultado de las acciones que la estructura trasmite a la cimentación bajo las diferentes condiciones de carga y a la forma de trabajo de los pilotes, ya sea por fricción lateral o por punta.

## 21.3 Elementos de contención

**21.3.1** Se consideran elementos de contención de acero o mixtos (acero-madera, acero-concreto), las tablaestacas de acero y aquellas formadas por miembros de acero con secciones I (perfiles HP, HR, IR) o tubulares (perfil OC) en combinación con elementos de madera o de concreto, conocidos como muros “Berlín”, para contener las paredes de una excavación.

### 21.3.1 Acciones de diseño a considerar

**21.3.1.1** Las acciones a considerar en los elementos de contención serán las correspondientes al empuje de tierras, sobrecargas, presión hidrostática y las generadas por la acción de sismos.

**21.3.1.2** La magnitud de estas acciones tomarán en cuenta la posibilidad de que se generen estados activos y pasivos del suelo, incluyendo el empuje hidrostático si existe, así como la fuerza horizontal generada por un sismo o viento.

### 21.3.2 Ataguías o tablaestacas

**21.3.2.1** Las ataguías o tablaestacas de acero tienen su uso, principalmente, para contener excavaciones durante la construcción de cimentaciones. Las ataguías o tablaestacas de acero pueden tener forma plana, omega, Z (Fig. 22.3.3.1) o U.

#### *Comentario:*

*En la figura 22.3.3.1 se ilustra la geometría de una ataguía o tablaestaca de acero en Z. La tablaestaca en Z tiene el alma de forma continua, mientras que la ubicación de los conectores se tiene en la parte externa del perfil. La conexión entre ataguías o tablaestacas es mediante machimbrado o rótulas.*

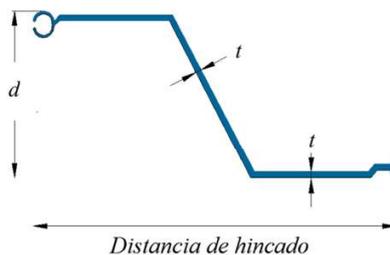


Figura 22.3.3.1 - Geometría de ataguía o tablaestaca en Z

21.3.2.2 Las ataguías o tablaestacas de acero deberán tener una relación ancho-espesor menor al valor máximo que se indica en la tabla 21.1.5.1.

### 21.3.3 Muros Berlín

21.3.3.1 El sistema de contención de suelos conocido como Muro Berlín, consiste en la colocación de perfiles de acero verticales, entre los cuales se coloca madera o malla reforzada con concreto y vigas horizontales que integran el sistema. En ciertos casos, se colocan sistemas de anclaje o apuntalamiento apoyados en las vigas horizontales.

21.3.3.2 El diseño de los elementos de acero, vigas horizontales y verticales, debe ser realizado tomando en cuenta las acciones a las que estén sometidos durante los procesos de excavación de la cimentación; teniendo en cuenta que los empujes sobre estos elementos varían en función de las diferentes etapas de excavación y del proceso de colocación de éstos.

### 21.3.4 Anclas activas

21.3.4.1 Los elementos estructurales que componen el ancla deberán diseñarse de acuerdo con su función, si ésta será del tipo temporal o permanente. Algunos elementos de acero que componen las anclas se indican a continuación, mencionándose la consideración a tomar en cuenta en el diseño.

- 1) Tendón (barra o cables), tirante introducido en la perforación que trabajará a tensión. Las barras deberán cumplir con lo especificado en la norma ASTM A722/A722M que indica los requerimientos de relajación; los torones por su parte tienen que ser de baja relajación para aprovechar su baja pérdida de carga a largo plazo y cumplir, además, con la norma ASTM A416/A416M. Los torones son principalmente de 12.7 y 15.2 mm de diámetro (0.5 y 0.6 pulg.). Se deberán presentar reportes de ensayos de fábrica para cada lote de material utilizado; estas pruebas deberán incluir, en caso de requerirse, las correspondientes a los coples, de acuerdo con la norma ASTM A981/A981M
- 2) El "tejo" es el accesorio de acero con los huecos cónicos para que pasen los cables, que se sujetan por las cuñas, lo que permite transmitir la fuerza de tensión hacia la masa de suelo
- 3) La placa de reacción tiene la función de redistribuir la concentración de carga que genera el tendón, transmitiéndola a la zapata de reacción; ésta última debe tener el espesor suficiente para evitar su flambéo y posible plastificación por momento flexionante.

21.3.4.2 Se emplearán factores de reducción de resistencia de  $F_R=0.5$  para anclas temporales y de  $F_R=0.35$  para anclas permanentes. Para la carga de diseño y la carga de bloqueo se utilizarán diferentes factores de seguridad, aplicados con respecto al mecanismo potencial de falla del tendón. La carga de diseño no deberá exceder el 60 por ciento de la resistencia mínima a la tensión especificada del acero (RMTE); la carga de bloqueo no deberá exceder el 70 por ciento de la resistencia RMTE, y la máxima carga de prueba no será mayor del 80 por ciento de la SMTS. El factor de seguridad en el tendón para la carga de diseño no deberá ser menor que 1.67. Por lo tanto, los tendones deberán diseñarse de tal forma que la carga de diseño no sea mayor que el 60 por ciento de la resistencia mínima a la tensión especificada del acero de presfuerzo (ASTM A722/A722M y ASTM A416/A416M, grado 270). La carga de bloqueo de los tendones deberá ser elegida en función del tiempo previsto por cambios en la magnitud de la carga dependientes de la actividad, pero no deberá exceder del 70 por ciento de la resistencia mínima a la tensión especificada del acero de presfuerzo. La máxima carga de prueba no deberá ser mayor que el 80 por ciento de la resistencia mínima a la tensión especificada del acero de presfuerzo.

## 21.4 Aspectos constructivos

### 21.4.1 Fabricación

**21.4.1.1** Considerando que los miembros de acero que se utilizan para cimentaciones se fabrican en un taller o planta especializada en la fabricación de estructuras de acero, se deberá de solicitar el certificado de calidad del material antes de su colocación final, que deberá de contar como mínimo con el número de colada, las propiedades mecánicas y químicas, además de la Norma que aplique.

**21.4.1.2** En el caso de elementos armados por varios tipos de secciones, por ejemplo, vigas IR con tablaestaca o secciones formadas por placas de acero soldadas (sección IS), además del certificado de calidad de cada material, se deberá revisar el proceso de fabricación de acuerdo con la especificación del procedimiento de soldadura correspondiente.

### 21.4.2 Hincado de pilotes

**21.4.2.1** Para el habilitado del pilote se considerará lo señalado por el proyecto estructural en relación con la ejecución de obra. Si así lo estable el proyecto, los pilotes de acero se someterán a un tratamiento o recubrimiento de pintura para su protección. Se deberá asegurar que el tratamiento o recubrimiento, en su caso, no modifique la adherencia entre el elemento de cimentación y el suelo. En caso de que la adherencia se modifique, se deberá contar con la aprobación del especialista en mecánica de suelos.

**21.4.2.2** El transporte y almacenamiento de los pilotes se realizará de tal forma que no sufran alteraciones que ocasionen deficiencias en la calidad de la obra. Se deberá evitar en todo momento la acumulación de óxido en la superficie del pilote producto de su almacenaje en zonas húmedas. En caso de que, se identifique acumulación de óxido en la superficie, esta se deberá limpiar antes del hincado y se deberá verificar el espesor final de las placas después del proceso de limpieza. En caso de que, la pérdida de espesor sea mayor a la considerada en el diseño de pérdida de espesor por corrosión, se deberá revisar la capacidad estructural del elemento considerando este nuevo espesor como el espesor inicial del elemento.

**21.4.2.3** Los pilotes deberán ser manejados con cuidado para evitar golpes o deformaciones en los mismos. Para el izaje, se emplearán eslingas (fig. 21.4.2.3). En caso de ser necesarias perforaciones para el manejo de los pilotes, éstas no excederán 25 mm (1 pulg.) de diámetro. Para secciones de pilotes muy largos, longitudes mayores a los 12 m, se deberá realizar una revisión de la posición de la perforación para determinar el punto de izaje (fig. 21.4.2.3).

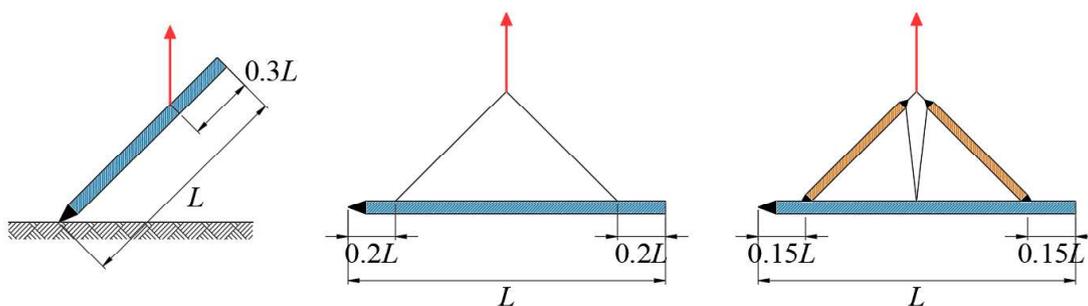


Figura 21.4.2.3. Puntos de izaje

### 21.4.2.1 Verticalidad y posición final

**21.4.2.4.1** Antes de proceder al hincado, se verificará la verticalidad de los tramos de los elementos mediante equipo topográfico. La desviación de la vertical del elemento (pilote, tubo o tablaestaca) no deberá ser mayor de 3 por ciento de su longitud total.

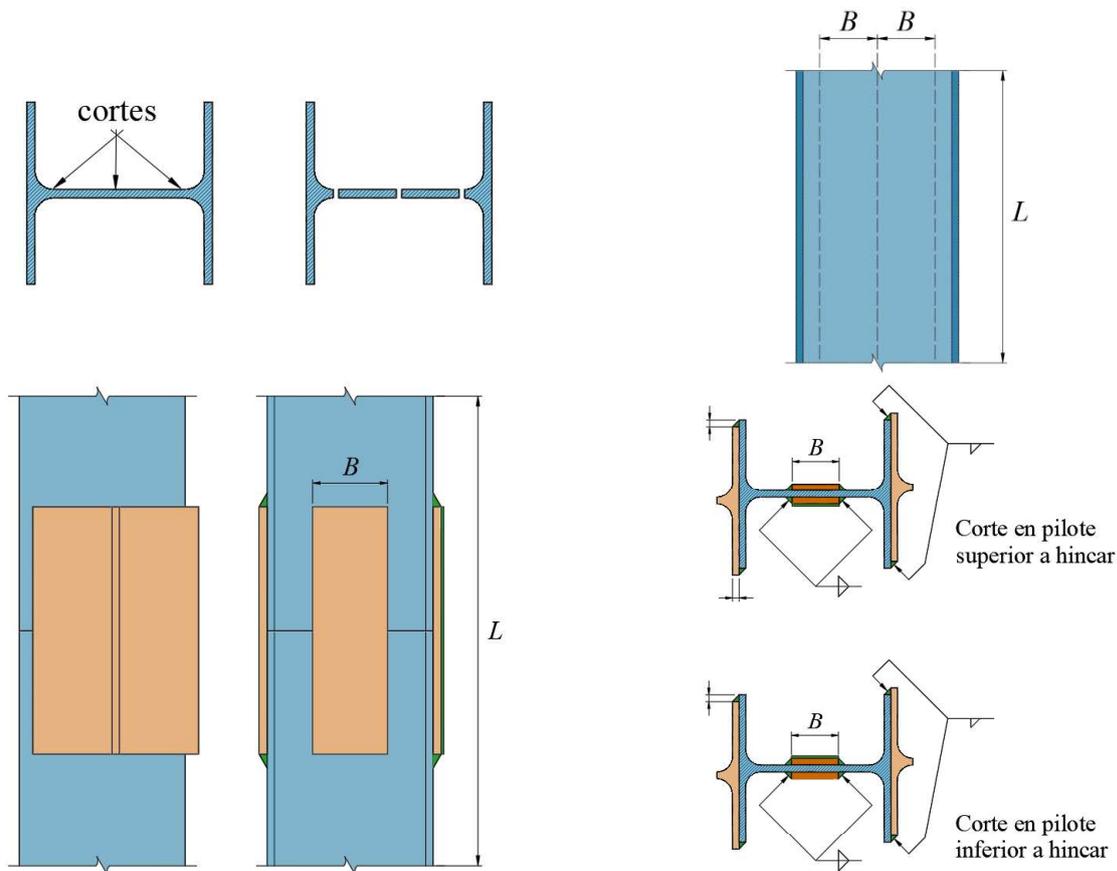
**21.4.2.4.2** La posición final de la cabeza de los pilotes no deberá diferir respecto a la de proyecto en más de 200 mm para pilotes de carga o fricción, y no más de 100 mm en elementos utilizados para contención, y en éstos puede también regir la restricción de espacio del proyecto.

### 21.4.3 Empalmes

**21.4.3.1** En el caso de pilotes de acero, los empalmes son frecuentes (Fig. 21.4.3.1), debido al uso de longitudes de tramos estándar de hasta 12 m de longitud. Los empalmes o uniones deben ser diseñados para resistir todas las sollicitaciones que puedan ocurrir durante la manipulación, hincado y uso del pilote.

*Comentario:*

*La reducción del tiempo de ejecución de las uniones es un factor importante para la productividad del proceso de hincado. En ese sentido, es práctico ejecutar previamente las soldaduras en la base de la sección superior a ser hincada. De esta forma, las placas soldadas del segmento superior sirven de guía para su posicionamiento y alineamiento para el segmento inferior, reduciendo el tiempo de inactividad del hincado, ocupando el tiempo mínimo necesario para soldar las placas en la sección ya hincada. Algunos ejemplos de empalmes para pilotes de acero se muestran en la fig. 21.4.3.1.*



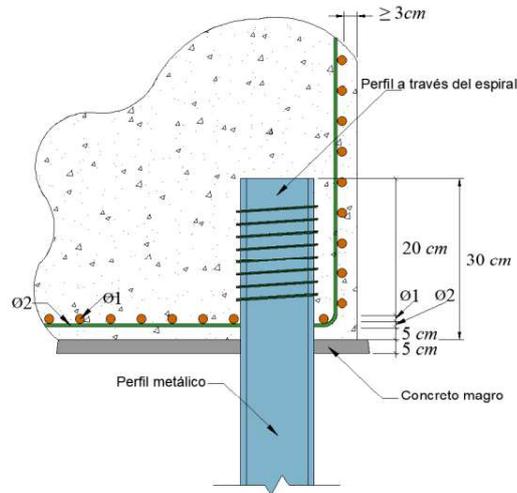
**Figura 21.4.3.1 – Ejemplos de empalmes para pilotes de acero**

### 21.4.4 Conexiones

**21.4.4.1** La unión de los pilotes de acero a la cimentación debe ser realizada de tal modo que las cargas de la estructura sean transmitidas adecuadamente a los pilotes (Fig. 21.4.4.2).

*Comentario:*

*Una unión recomendada para conectar un pilote de acero con un elemento de concreto reforzado de cimentación es dejando embebido el pilote de acero dentro del bloque de concreto, y complementando con una sección a través de la espiral de varilla posicionada por encima del acero de refuerzo del bloque (fig. 21.4.4.2).*

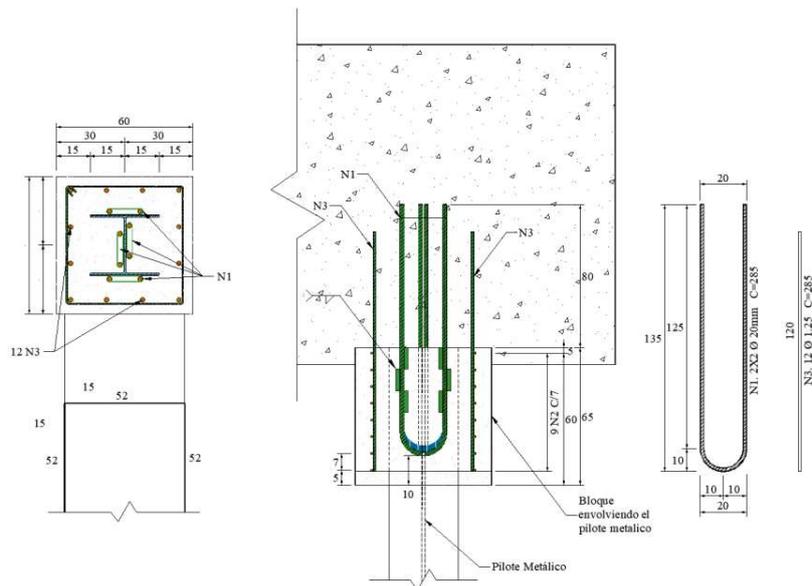


**Figura 21.4.4.2 - Unión de pilote de acero con elemento de concreto**

**21.4.4.3** Cuando se utilicen conexiones en las que, se encierra el pilote con un bloque de concreto reforzado debajo del nivel de la cimentación, se deberá detallar para garantizar la transferencia de la carga de la cimentación al pilote (Fig. 21.4.4.3).

*Comentario:*

*Se pueden utilizar varillas soldadas utilizando el código AWS D1.4 para mejorar la transferencia de carga entre la cimentación y el pilote. Un detalle sugerido de esta conexión se muestra en la Fig. 21.4.4.3.*



**Figura 21.4.4.3 - Unión de pilote de acero con un elemento de concreto**

**21.4.4.4** En caso de pilotes que trabajen en tensión, la conexión entre el pilote y la cimentación de concreto deberá garantizar la transferencia de la fuerza de tensión (Fig. 21.4.4.4).

*Comentario:*

*Un detalle sugerido para pilotes en tensión se muestra en la Fig. 21.4.4.4.*

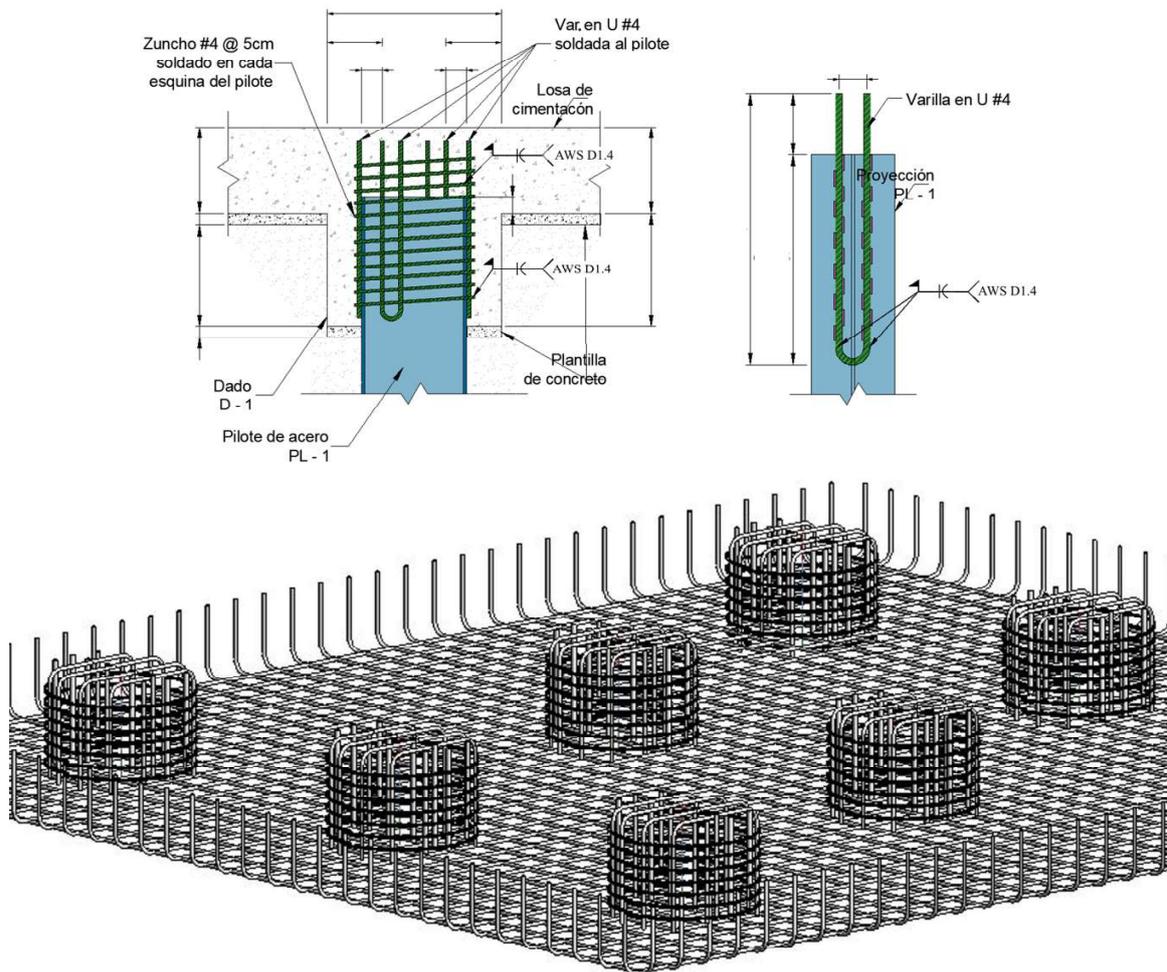


Figura 21.4.4.4 - Conexiones de elementos que soportarán tensiones

## 21.5 Método de subexcavación

### 21.5.1 Alcances

**21.5.1.1** Para ciertas condiciones de proyectos, las condiciones de colindancia, tipo de suelo y programas de obra, se podrá implicar que el proceso de excavación se realice mediante técnicas de subexcavación, conocido comúnmente como “*top down*”.

**21.5.1.2** Este proceso deberá garantizar la estabilidad de las construcciones colindantes y el evitar daños a las instalaciones existentes en el perímetro del predio en cuestión.

**21.5.1.3** Garantizar la estabilidad, también implica controlar las deformaciones del suelo circundante para garantizar la operación de las instalaciones y mantener condiciones de circulación adecuada para personas y vehículos.

### 21.5.2 Factores de carga

**21.5.2.1** Se considerará un factor de carga igual a 1.3 de acuerdo con lo establecido en la NTC-Criterios para cargas muertas sostenidas.

### 21.5.3 Factores de reducción de resistencia

**21.5.3.1** Para el diseño de las columnas de acero precimentadas que soportarán las cargas durante el proceso de excavación, el factor de reducción resistencia será  $F_R= 0.8$ .

**21.5.3.2** Para el diseño de todas las conexiones que se presenten en los perfiles de acero utilizadas durante el proceso de excavación, se utilizará un factor de reducción de resistencia  $F_R= 0.75$ .

**21.5.3.3** Para el diseño de los conectores de cortante, encargados de transferir cargas durante el proceso de excavación, se utilizará un factor de reducción de resistencia  $F_R= 0.75$ .

### 21.5.4 Verticalidad

**21.5.4.1** La máxima pérdida de verticalidad de un elemento precimentado, no será mayor a 0.005 veces la longitud del elemento medida desde la losa más superficial hasta la cabeza de la pila o elemento de cimentación que soporte la columna precimentada.

**21.5.4.2** La verticalidad tendrá que medirse de manera continua para cada etapa de excavación que se ejecute y se irán tomando medidas de control en el caso de que se proyecte una desviación mayor a la indicada en el inciso anterior.

**21.5.4.3** Si en un nivel intermedio de la excavación se observa una pérdida de verticalidad mayor al límite establecido para dicho nivel, será necesario garantizar que el efecto  $P-\Delta$  en dicha columna, no ponga en riesgo la estabilidad de la estructura.

**21.5.4.4** Si al llegar al último nivel de excavación se observa que no se cumplió con el límite de verticalidad establecido, se proveerán los refuerzos necesarios en las columnas precimentadas y en los elementos correspondientes de cimentación.

### 21.5.5 Acción compuesta

**21.5.5.1** Se deberá revisar la resistencia de las columnas precimentadas considerando la acción compuesta del perfil de acero y la sección de concreto que lo rodea. La sección compuesta deberá diseñarse de acuerdo con 10.3 de esta Norma.

### 21.5.6 Revisión de losas

**21.5.6.1** El análisis y diseño de las losas que se construyen durante el proceso de subexcavación, seguirán las especificaciones correspondientes a la NTC-Concreto.

**21.5.6.2** Estas losas deberán tener capacidad y rigidez suficiente para los efectos de flexión y cortante debidas a cargas gravitacionales, así como los posibles efectos de compresión debidos al empuje del terreno fuera de la excavación.

### 21.5.7 Cargas vivas mínimas

**21.5.7.1** La carga viva mínima que deberá considerarse en la losa superficial (losa de planta baja) será igual a  $2.0 \text{ t/m}^2$ , a menos que pueda justificarse una carga menor de acuerdo con la experiencia del contratista y que se lleven los controles necesarios para no exceder este valor.

**21.5.7.2** La carga viva mínima que deberá considerarse en las losas de los sótanos será igual a  $0.3 \text{ t/m}^2$ , a menos que pueda justificarse una carga menor de acuerdo con la experiencia del contratista y que se lleven los controles necesarios para no exceder este valor.

## 22. MODELADO

### 22.1 Consideraciones generales

**22.1.1** Para el análisis de edificaciones nuevas o existentes deberán usarse modelos tridimensionales o bidimensionales. El modelo deberá incluir todos los elementos que, por su rigidez y forma de conexión, puedan tener una influencia significativa en la respuesta ante las distintas solicitaciones. Ejemplos de estos elementos son vigas, columnas, paneles, conexiones, muros estructurales, contravientos, elementos del sistema de piso y cimentación, etc. Se deberán considerar las condiciones de frontera para los elementos estructurales de acuerdo con las características reales de conexión y apoyo.

*Comentario:*

*Lo procedimientos de modelado que se presentan en este capítulo no son limitativos, por lo que si se utilizan otros procedimientos se debe validar y calibrar con resultados analíticos o experimentales, de ser posible.*

**22.1.2** Cuando se modelen miembros estructurales como barras, y la conexión de dos o más miembros estructurales no sea concéntrica debido a que sus ejes longitudinales centroidales no se interceptan en el mismo nodo, se deberán considerar en el modelo la excentricidad de las barras. No se requiere considerar esta excentricidad en el modelo cuando el eje centroidal del miembro estructural de menor ancho quede en el tercio medio, medido en la dirección transversal del miembro estructural con el que conecta.

**22.1.3** En el caso de que las columnas del sistema estructural se desplantan sobre zapatas aisladas, sin trabes de liga, o en circunstancias donde la condición de apoyo de las columnas sobre la base de la cimentación se encuentre en un punto intermedio entre un apoyo empotrado y uno articulado, se deberá considerar la condición de frontera que resulte crítica para el diseño del sistema estructural, que es la que resulta en los mayores desplazamientos laterales para el sistema estructural en la dirección de interés.

*Comentario:*

*Si no se tienen elementos que tomen en cuenta los giros de los elementos de frontera, no se puede considerar una condición de empotramiento debido a que implica giro cero; basta un giro muy pequeño para que se libere el momento de empotramiento.*

*El no considerar correctamente los efectos de frontera podría generar condiciones que posiblemente no correspondan a la respuesta de la estructura. En el caso de conexiones entre columnas y cimentación, el error más común es suponer los apoyos como empotramiento, donde con el mínimo giro de las columnas o de la cimentación deja de existir el empotramiento, por lo que la respuesta modelada de la estructura ya no represente adecuadamente el comportamiento de la estructura.*

**22.1.4** Las rigideces en flexión de los miembros estructurales, caracterizadas por el módulo de elasticidad del material y los momentos de inercia asignados a las barras que modelan dichos miembros, deben establecerse de acuerdo con lo indicado en el Capítulo 2 de esta Norma. En el caso de los miembros estructurales compuestos, las propiedades estructurales se deben establecer bajo la consideración del trabajo conjunto de todos los materiales estructurales que conforman la sección transversal de acuerdo con los requisitos del Capítulo 10.

**22.1.5** Es importante modelar el sistema de piso, tal que garantice las condiciones reales, verificando si tiene la rigidez y resistencia para transferir las fuerzas inerciales por sismo a los miembros sismorresistentes, lo que deberá verificarse de acuerdo con el Capítulo 8 de la NTC-Sismo.

### 22.2 Validación del modelo

**22.2.1** En casos en que se requiera el uso de modelos complejos, se deberán validar los resultados del análisis con modelos simplificados o pruebas experimentales con el fin de establecer la pertinencia de los resultados obtenidos. Entre las demandas que deben revisarse están el cortante basal, los momentos de volteo, las fuerzas internas en los miembros estructurales y los desplazamientos laterales del sistema estructural.

**22.3 Imperfecciones**

**22.3.1** Esta sección se refiere a las consideraciones que se deben tomar para incorporar en el análisis los efectos debidos a las imperfecciones como esfuerzos residuales e imperfecciones geométricas como desplomos, falta de verticalidad u horizontalidad, etc.

**22.3.2** Cabe mencionar que en la presente Normas se incluyen metodologías para calcular las imperfecciones, en este apartado únicamente se incluyen recomendaciones para cuando se busca incluir el efecto de las imperfecciones directamente en el análisis como se establece en 3.5.2.1 (a).

**22.3.3** Para el análisis se deben tomar en cuenta dos tipos de imperfecciones: las globales para marcos y contraventeos y las correspondientes a miembros individuales. Las imperfecciones deberán ser consideradas como efectos de segundo orden teniendo en cuenta que para el análisis global se toma la deformación con el efecto **P-Δ** y para miembros individuales por medio de los efectos **P-δ**, en esta sección se indican las bases para incluir en el análisis dichos efectos a partir de la estimación de los desplazamientos y deformaciones.

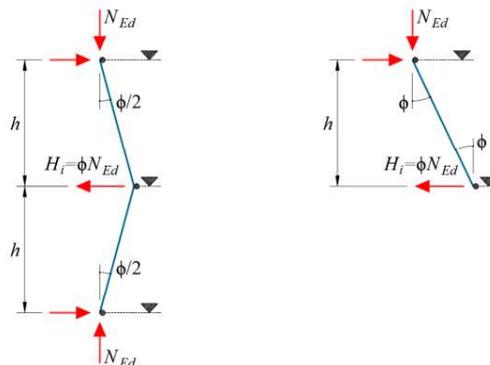
**22.3.4** Consideraciones para las imperfecciones globales en marcos: la configuración del marco debido a las imperfecciones de puede obtener a partir del análisis elástico del marco en el plano donde se considera el pandeo. El pandeo modelado corresponderá al que resulte menos favorable para la estructura entre los tres posibles modos (dentro, fuera del plano y torsional) por lo que deberá evaluarse en la dirección con menor relación de esbeltez sin arriostrar.

**22.3.5** Para marcos sensibles a deformaciones laterales (balanceo), el efecto de las imperfecciones deberá tenerse en cuenta en el análisis del marco por medio de una imperfección equivalente a una deformada lateral inicial. Cuando se desconoce el desplazamiento lateral debido a la imperfección, éste se podrá estimar de la forma siguiente:

$$\phi = \phi_0 \alpha_n \alpha_m \tag{22.3.5}$$

- $\phi_0$  imperfección base definida como 1/200
- $\alpha_n$  factor de reducción por la altura  $h$  de las columnas, que se calcula como  $\alpha_n = 2 / \sqrt{h}$ , pero no puede ser menor que 2/3 ni mayor que 1.0
- $\alpha_m$  factor de reducción debido al número de columnas en la fila en revisión,  $\alpha_m = \sqrt{0.5 \left(1 + \frac{1}{m}\right)}$
- $m$  numero de columnas en revisión, pero incluyendo únicamente aquellas que soportan más del 50 por ciento de la carga vertical promedio.

**22.3.6** En el análisis deberá incluirse el desplazamiento  $\phi$  o en su defecto el momento flexionante debido a la fuerza axial actuante en las columnas multiplicada por  $\phi$ .



**Figura 22.3.6 – Aplicación de la deformación lateral en el modelo**

**22.3.7** En marcos con arriostramientos diseñados para generar la estabilidad lateral de traves, las imperfecciones globales se pueden evaluar por medio de una deflexión equivalente al centro del claro:

$$e_0 = \frac{\alpha_m L}{500} \quad (22.3.7.a)$$

$L$  longitud libre del contraventeo

$\alpha_m$  factor relativo al número de elementos  $m$  que serán restringidos por lo contraventeos y se calcula como:

$$\alpha_m = \sqrt{0.5 \left( 1 + \frac{1}{m} \right)} \quad (22.3.7.b)$$

**22.3.8** Los efectos de las imperfecciones al centro que están restringidos pueden reemplazarse por una fuerza unitaria estabilizadora equivalente  $P_e$  es igual a:

$$P_e = P_d \frac{8(e_0 + \delta_q)}{L^2} \quad (22.3.8)$$

$\delta_q$  es la deflexión en el plano del elemento en el punto de la imperfección obtenida del análisis elástico de primer orden

### 22.3.1 Consideraciones para considerar las no-linealidades de los materiales

**22.3.1.1** Para considerar el efecto de las propiedades no lineales de los materiales, en una primera etapa se deberán obtener las fuerzas y momentos a partir de un análisis elástico lineal.

**22.3.1.2** En este análisis se asume que el comportamiento de la curva esfuerzo deformación del elemento, aún con la imperfección, es lineal independiente al nivel de esfuerzos.

**22.3.1.3** Para considerar los efectos no-lineales posteriormente se genera un análisis plástico con una de las tres características siguientes:

- A partir de un análisis elastoplástico considerando las secciones o los apoyos de todos los elementos plastificados.
- A partir de un análisis plástico no-lineal considerando la plastificación en los elementos donde se prevé en el diseño que formarán las articulaciones plásticas
- A partir de un análisis plástico despreciando el comportamiento elástico de las articulaciones.

**22.3.1.4** Este análisis deberá ser empleado cuando los elementos se diseñan para tener suficiente capacidad de rotación de forma que se garantice la distribución de momentos y que esté asegurada la estabilidad de los elementos que se plastifican.

**22.3.1.5** Para el análisis se podrán emplear las relaciones no lineales de las curvas esfuerzo deformación definidas en el Capítulo 17 de esta Norma.

## 22.4 Estabilidad

Se debe garantizar la estabilidad de la estructura y de cada una de las partes que la componen para todas las combinaciones de carga.

*Comentario:*

*Las especificaciones de la norma tienen como objetivo dar la capacidad y resistencia adecuadas, evitando la estabilidad de los elementos y de la estructura.*

### 22.4.1 Secciones

**22.4.1.1** Cada uno de los miembros que forman las secciones transversales deben de cumplir con las relaciones acho/groeso de acuerdo con el tipo de sección y el factor de ductilidad asociado al diseño.

*Comentario:*

*Al cumplir con la relación ancho/grueso se está garantizando que las placas que forman la sección no tendrán pandeo local además que tendrán la capacidad de rotación requerida.*

#### **22.4.2 Columnas**

**22.4.2.1** Para las columnas se deben incluir los efectos **P- $\delta$**  y **P- $\Delta$** , ya sea directamente en el análisis o bien por medio de las ecs. 3.7.2.7.a, y 3.7.2.7.b o 3.7.2.7.c, respectivamente, aplicándolas en cada una de las direcciones de análisis.

*Comentario:*

*La inestabilidad de los elementos estructurales son fallas frágiles. Las especificaciones de estas normas contemplan que no se alcancen los estados de inestabilidad de los distintos elementos que forman la estructura.*

*En general al cumplir con las distorsiones máximas permisibles para diseño por sismos definidas en la NTC-Sismo los valores de **B<sub>2</sub>** (ec. 3.7.2.7.b) suelen ser muy bajos, esto es, 1.11 o 1.15 lo que significa que la estructura tiene buena rigidez lateral y que los efectos **P- $\Delta$**  son pequeños.*

#### **22.4.3 Entrepisos**

**22.4.3.1** Para determinar la estabilidad del entrepiso se debe realizar un análisis no lineal de segundo orden de manera aproximada la estabilidad se puede verificar por medio del índice de estabilidad definido en 3.3.3.

*Comentario:*

*La ec. 3.3.3.1, se define cuando la rigidez de segundo orden del entrepiso se anula. Aunque se ha determinado para un marco plano y considerando pandeo elástico da resultados adecuados más cuando se tienen valores menores a 0.3.*

*Aunque se ha determinado para un marco plano en una dirección se puede extrapolar para aplicarla en la dirección de análisis aun para estructuras irregulares.*

*Considerando las distorsiones límite definidas en la NTC-Sismo los valores del índice de inestabilidad, **I**, suele ser del orden de 0.1 a 0.15, lo que es bajo.*

#### **22.5 Interacción suelo-estructura**

**22.5.1** La interacción entre el suelo y la estructura se puede modelar mediante un método simplificado donde el suelo se represente con resortes, o bien, mediante análisis numéricos con un modelo con elementos finitos sólidos y utilizando elementos especiales que minimice la defración en las fronteras. Para el modelado de la interacción del suelo con la estructura y de las propiedades mecánicas del suelo se debe cumplir con las especificaciones del Capítulo 9 de la NTC-Sismo.

#### **22.6 Fatiga**

- a) Este inciso se refiere al modelado de miembros y conexiones sometidos a un número elevado de ciclos de aplicación de cargas, dentro del intervalo de comportamiento elástico, de magnitud y frecuencia suficientes para iniciar el agrietamiento y la falla progresiva que definen el estado límite de fatiga
- b) El análisis numérico por fatiga se utilizará para determinar los intervalos de esfuerzos normales y cortante entre dos casos de carga. Los esfuerzos corresponden a valores nominales, los cuales deberán evaluarse de acuerdo con lo descritos en 18.2. Se tomarán al menos dos casos de carga; el primero es el de referencia y puede ser el peso propio y los otros a las demás acciones que produzcan fatiga. Los esfuerzos normales y cortantes nominales son los intervalos de esfuerzo entre las acciones de fatiga y el caso de carga de referencia, los cuales se determinan con los métodos de esfuerzos nominales y del punto de concentración de esfuerzos. Las bases y la aplicación de estas aproximaciones se describen a continuación.

##### **22.6.1 Métodos de esfuerzos nominales**

**22.6.1.1** Las curvas S-N nominales se deberán determinar a partir de resultados de pruebas experimentales en especímenes sujetos a cargas axiales y flexión. Los esfuerzos de referencia utilizados en las curvas S-N se calculan con base en la carga aplicada y las propiedades geométricas de los especímenes.

*Comentario:*

Al utilizar curvas S-N de diseño en evaluación por fatiga, los esfuerzos de referencia corresponden a los nominales, sin embargo, en una estructura existente, es poco común que la geometría y la carga coincida con las de los especímenes de prueba. En la mayoría de los casos los detalles existentes son más complejos que los de los especímenes de prueba, tanto en geometría como en cargas aplicadas, y los esfuerzos nominales necesarios no son fácilmente disponibles o son difíciles de determinar. En la fig. 22.6.1.1 se muestra una curva S-N de dos segmentos, donde  $N$  es el número de ciclos a la falla. La relación entre  $N$  y el intervalo de esfuerzos ( $S$ ) es:

$$N = AS^{-m} \quad \text{si } N < N_Q \quad (C22.6.1.1.a)$$

$$N = CS^{-r} \quad \text{si } N > N_Q \quad (C22.6.1.1.b)$$

- A coeficiente de resistencia a fatiga y  $m$  es el exponente de resistencia a fatiga,  $C$  y  $r$ , también son coeficientes determinados a partir de pruebas de fatiga.

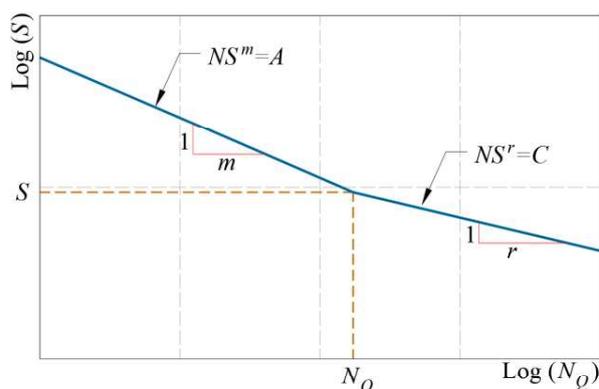


Figura C22.6.1.1 - Curva S-N de dos segmentos

**22.6.1.2** Para una evaluación por resistencia a fatiga y la determinación de esfuerzos se deberán considerar las siguientes especificaciones:

- En los cortes o huecos, los esfuerzos de referencia son los esfuerzos locales nominales. Se determinan considerando los cambios geométricos como: los cortes, reducciones, ampliaciones, orificios, discontinuidades, desalineamientos, etc.
- El efecto de concentración de esfuerzos debido a la soldadura de elementos no se considera, pues este efecto se incluye en las curvas S-N de diseño.
- Frecuentemente, la curva S-N seleccionada para el detalle estructura incluye el efecto de concentración de esfuerzos debido a un abrupto cambio geométrico. En este caso el efecto de concentración de esfuerzos debe ignorarse, pues su efecto está incluido implícitamente en la curva S-N.
- El estado de esfuerzos es más complejo que un estado uniaxial, se utilizará el estado principal de esfuerzos vecino a la ubicación del agrietamiento potencial.
- En la construcción del modelo de elementos finitos de la estructura, se utilizarán transiciones suavizadas para evitar cambios abruptos en los tamaños de malla.

*Comentario:*

Es importante hacer notar que, en la aproximación del punto de concentración de esfuerzos se debe realizar una excepción respecto a los incisos iii y v. La curva S-N utilizada en la aproximación de concentración de esfuerzos no considera cambios geométricos locales. Por lo que es necesario realizar un análisis estructural para determinar explícitamente la concentración de esfuerzos debido a estos cambios. Además, en la mayoría de los casos se requieren modelos con una malla fina de elementos finitos. Se recomienda mallas de tamaño  $t \times t$  para elementos cascarón adyacentes a la zona de concentración de esfuerzos, donde  $t$  es el espesor del miembro estructural.

## 22.6.2 Método de punto de concentración de esfuerzos

**22.6.2.1** La aproximación del punto de concentración de esfuerzo se puede utilizar cuando se evaluara una conexión, placas de apoyo o atiesadores. En conexiones no tubulares, el punto de concentración de esfuerzos es en la soldadura. En conexiones

tubulares, los puntos de concentración de esfuerzos ocurren en la soldadura del elemento principal y secundario a lo largo de la circunferencia de la soldadura. La distribución de esfuerzos local se puede determinar por medio de un análisis con elementos finitos.

*Comentario:*

En la fig. C22.6.2.1 se muestran tres categorías de esfuerzos que se describen a continuación:

- Esfuerzo nominal,  $S_{nom}$ . Es el esfuerzo en la sección transversal del espécimen o de un detalle estructural fuera del punto donde el inicio del agrietamiento puede ocurrir.*
- Esfuerzo máximo,  $S_{máx}$ . Es el esfuerzo en la zona de concentración. El cambio de esfuerzo producido por el efecto de la soldadura no está incluido en el esfuerzo máximo, pero el efecto general de la conexión geométrica se representa en el esfuerzo nominal.*
- Esfuerzo pico,  $S_{pico}$ . Es el esfuerzo total en el pie de la soldadura. Éste incluye el esfuerzo máximo y el esfuerzo debido a la presencia de la soldadura.*

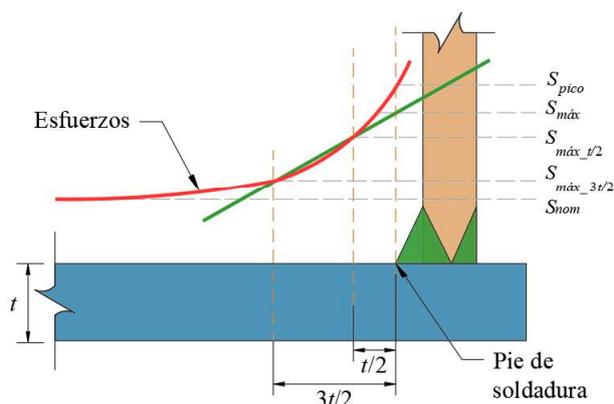


Figura C22.6.2.1 - Gradiente de esfuerzos en la vecindad de la soldadura: real e idealizado con interpolación lineal

### 22.6.3 Consideraciones de modelado

**22.6.3.1** El análisis con elementos finitos para determinar la ubicación del punto de concentración de esfuerzos en un detalle estructural requerirá de una malla fina relativa, tal que se obtenga una representación suficientemente precisa del gradiente de esfuerzos actuante.

**22.6.3.2** En el modelado se utiliza elementos tipo cascarón de cuatro nodos, aunque se pueden utilizar elementos cascarón cuadráticos de 8 nodos, si la formulación es adecuada para placas delgadas. La malla se construye en la parte media de la placa y el perfil de soldadura no se representa en el modelo. Se debe evitar el uso de elementos triangulares en las regiones donde ocurran concentraciones de esfuerzos. En casos especiales, donde el objetivo del análisis sea el revisar la influencia de la soldadura, se pueden utilizar modelos con elementos sólidos en tres dimensiones.

**22.6.3.3** El tamaño del elemento en los puntos de concentración de esfuerzos será aproximadamente  $t \times t$  (fig. C22.6.3.2).

**22.6.3.4** Se procurará utilizar un radio de aspecto de la malla de elementos finitos de 1:1 en la zona vecina a el punto de concentración de esfuerzo. Fuera de la zona del punto de concentración de esfuerzos, el radio de aspecto idealmente se limitará a un radio de 1:3, y cualquier elemento que exceda este radio estará fuera del área de interés y no excederá un radio de aspecto de 1:5. Los ángulos de las esquinas de los elementos cuadriláteros tipo cascarón serán dentro de un intervalo de 45° a 135°.

**22.6.3.5** La transición del tamaño de malla, de fina en el punto de concentración, a gruesa fuera del punto de concentración deberá realizarse de una manera suavizada y uniforme. Se sugiere que inmediatamente al punto de concentración de esfuerzos se tenga una malla igualmente fina.

**22.6.3.6** La aproximación del punto de concentración de esfuerzos depende de una extrapolación lineal de esfuerzos, donde los esfuerzos de referencia en cada una de las dos ubicaciones adyacentes al punto de concentración de esfuerzos se extrapolan.

**Comentario:**

El esfuerzo máximo es el principal máximo de superficie obtenido en la ubicación del pie de la soldadura por extrapolación en dos puntos de referencia localizados en  $t/2$  y  $3t/2$  del pie de la soldadura (fig. C22.6.2.1). Cuando se realiza un análisis con elementos finitos con elementos tipo cascarón y se tiene una placa que intercepta, la cual es paralela a la soldadura, la localización del pie de soldadura se determina como la longitud de la pierna,  $l_{pie}$ , y la mitad del espesor del plano de intersección,  $t/2$ , como se muestra en la fig. C22.6.3.6.a. Para elementos tipo cascarón, los esfuerzos de referencia son aquellos obtenidos en la superficie del elemento en el plano que contiene la línea sobre el pie de soldadura. En conexiones soldadas se revisarán los esfuerzos en los planos ubicados a 1.5 veces la longitud de la pierna de la soldadura, como se muestra en la fig. C22.6.3.6.b (a), o donde ocurran los puntos de concentración de esfuerzo. En uniones atornilladas se revisarán los esfuerzos en los planos de los huecos de los tornillos, como se muestra en la fig. C22.6.3.6.b (b).

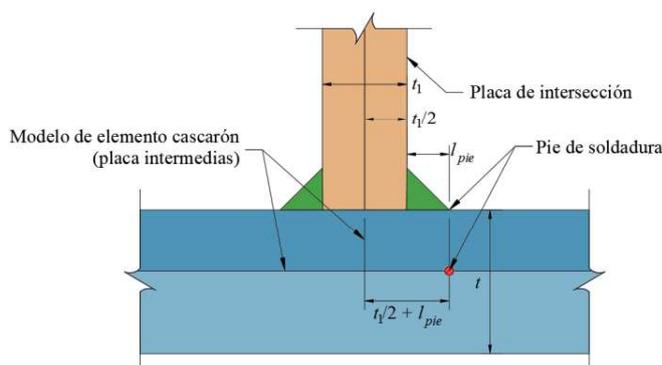


Figura C22.6.3.6.a - Localización de punto de concentración en modelos con elementos cascarón

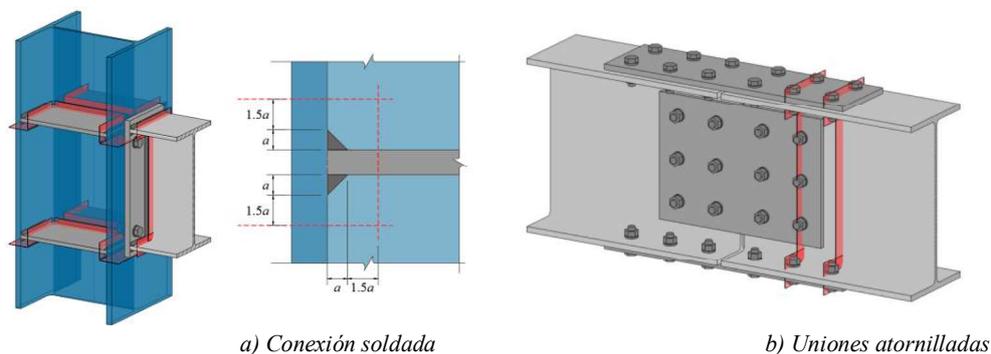


Figura C22.6.3.6.b - Planos de revisión en: a) conexiones soldadas y b) uniones atornilladas

## 22.7 Soportes

**22.7.1** Esta sección se refiere a los parámetros para el modelado de los apoyos de las estructuras de acero acorde con los grados de libertad esperados en la configuración o arreglo estructural global.

**22.7.2** No se incluyen disposiciones para el modelado de la interacción suelo-estructura que deben ser considerados en el análisis dado que eso forma parte del análisis global de la estructura y deberá realizarse acorde con la NTC-Sismo y lo descrito en 22.5.

**22.7.3** En el análisis global de las estructuras se debe considerar los efectos del comportamiento de los nodos por su impacto en la distribución de fuerzas y momentos flexionantes, la cual depende de las propiedades de su relación momento-rotación.

**22.7.4** Los apoyos en la base de las columnas se clasifican en tres categorías principales: rígidos, semirrígidos y articulados.

**22.7.5** Para clasificar un apoyo como rígido se deben cumplir con los siguientes parámetros:

- a) En marcos donde existen elementos diagonales que por rigidez reducen los desplazamientos laterales en un 80 por ciento de forma que los giros en la base quedan restringidos
- a) En marcos simples que cuenten con columnas cuya relación de esbeltez ( $Lc/r$ ) sea menor que 40 y su conexión tenga una rigidez superior a la del elemento que se conecta
- b) Adicionalmente y aunque la conexión pueda clasificarse como rígida, deberá garantizarse que la cimentación tenga suficiente rigidez y resistencia para restringir las deformaciones angulares para tomar las demandas a flexión generadas en la conexión.

*Comentario:*

*Los marcos con contraventeos generan que en la dirección donde se ubican las diagonales los giros en la base queden restringidos por lo que de forma natural estos elementos generan apoyos rígidos, sin embargo, esto no ocurre en elementos esbeltos por lo que se establece el límite del 80 por ciento para evaluar que tenga suficiente rigidez.*

*En marcos donde no hay contraventeos, la rigidez del apoyo depende directamente de la configuración de la conexión, sin embargo, cuando el elemento que se conecta es demasiado flexible, tiende a comportarse como una articulación debido a la flexibilidad rotacional propia del elemento.*

*De igual modo, aunque la conexión tenga alta rigidez y los perfiles sean robustos, si la cimentación permite giros (por ejemplo, en zapata aisladas en suelos compresibles) los apoyos deberán clasificarse al menos como semirrígidos con la rigidez rotacional indicada en 22.7.7. De igual forma, la cimentación deberá tener suficiente rigidez y resistencia para tomar las demandas a flexión generadas por la conexión.*

**22.7.6** En los apoyos clasificados como rígidos en bases de columnas se deberán seguir las siguientes recomendaciones para el análisis:

- a) La rigidez en la base podrá considerarse infinitamente rígida, siempre que se garantice que el suelo, la cimentación y la conexión en la base tendrán suficiente resistencia y rigidez
- b) En el caso de que se requiera considerar un apoyo rígido nominal (por ejemplo, cuando se revisa si el marco es susceptible a efectos de segundo orden, o bien, para revisión de estados límite de servicio), se puede modelar el apoyo con un resorte rotacional con una rigidez elástica de  $4EI/L$ , donde  $EI$  es la rigidez a flexión de la columna, y  $L$  es la altura de la columna que se conecta al apoyo.

*Comentario:*

*Se considera que el suelo, la cimentación y la conexión en la base tienen una suficiente resistencia a flexión cuando estos elementos resistan más que el momento plástico máximo probable de la columna, y una suficiente rigidez rotacional cuando estos elementos tengan una rigidez de entre dos a cinco veces la rigidez nominal  $4EI/L$  de la columna. La cimentación puede garantizar estos requisitos por medio de elementos auxiliares, por ejemplo, traveses de liga. Como se observa en la fig. C22.7.6, la conexión puede garantizar estos requisitos por medio de la placa base y las anclas, así como posibles elementos auxiliares como cartabones.*

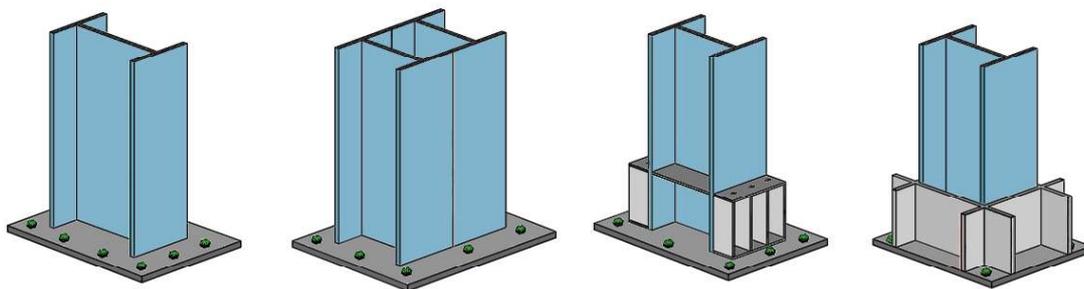


Figura C22.7.6 - Ejemplo de apoyos rígidos en la base

**22.7.7** En los apoyos clasificados como articulados, se deberán seguir las siguientes consideraciones:

- a) La rigidez en la base podrá suponerse igual a cero, siempre que se garantice que la rotación sólo se desarrollará en los elementos dúctiles de la conexión; el suelo y la cimentación deberán mantener una adecuada resistencia y rigidez conforme a las demandas que le transfiere la conexión
- b) En el caso de que se requiera considerar un apoyo articulado nominal, por ejemplo, cuando se revisa si el marco es susceptible a efectos de segundo orden, o bien, para revisión de estados límite de servicio, se puede modelar el apoyo

con un resorte rotacional con una rigidez elástica de  $0.4EI/L$ , donde  $EI$  es la rigidez a flexión de la columna, y  $L$  es la altura de la columna que se conecta al apoyo

- c) La placa base deberá ser diseñada para las fuerzas cortantes y axiales provenientes de esta condición de apoyo.

*Comentario:*

*En la fig. C22.7.7 se muestran algunas conexiones donde se procura que la rotación sólo se desarrollará en los elementos de la conexión y para los estados límite dúctiles (fluencia por flexión en la placa base y fluencia por tensión en las anclas).*

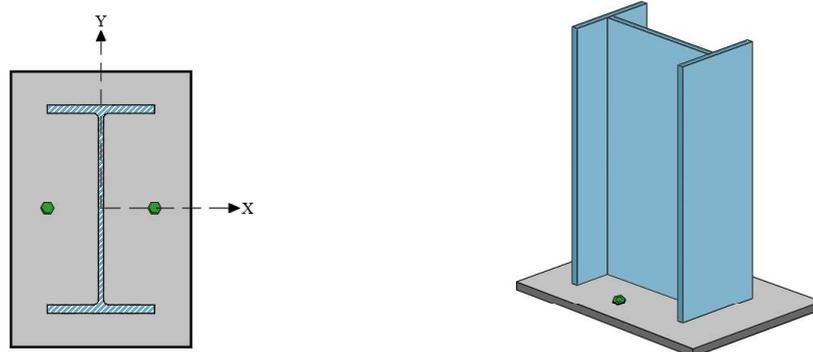


Figura C22.7.7 - Ejemplo de apoyos articulados

**22.7.8** En los apoyos clasificados como semirrígidos, se deberá modelar el apoyo con un resorte rotacional con una rigidez elástica de entre  $0.4EI/L$  y  $4EI/L$ , donde  $EI$  es la rigidez a flexión de la columna, y  $L$  es la altura de la columna que se conecta al apoyo, siempre que se garantice que la cimentación y la placa base se diseñarán para tomar los elementos mecánicos resultantes de esta consideración. El suelo y la cimentación deberán tener una adecuada resistencia y rigidez conforme a las demandas que le transfiere la conexión. La rigidez rotacional del resorte, así como su resistencia, se deberán determinar a partir de pruebas experimentales, o bien, de simulaciones numéricas con elementos finitos que reproduzcan la respuesta de la conexión de la base.

**22.7.9** El diseño de los apoyos deberá realizarse de conformidad con el Capítulo 13 de esta Norma.

## 22.8 Restricciones impuestas

**22.8.1** En general en el modelado de estructuras de acero, y dado que normalmente se tiene un sistema de piso de concreto sobre una lámina acanalada donde la capa de compresión es menor que en una losa maciza, se deberá tratar de evitar el uso de restricciones impuestas (constraints) como es el caso de diafragmas impuestos.

**22.8.2** En el caso de losas de concreto sobre una lámina acanalada, es importante verificar que tiene la suficiente rigidez y resistencia para transmitir las fuerzas inerciales de sismo.

*Comentario*

*No se puede garantizar el comportamiento como diafragma infinitamente rígido normalmente impuesto en los análisis estructurales. Este aspecto tiene relevancia cuando se tienen grandes geometrías con elementos resistentes, como contraventeos, en los extremos de la planta, o bien, con aberturas importantes en el sistema de piso tal que se generen concentraciones de esfuerzos.*

*En la fig.C22.8.2 se muestra la planta de un edificio, donde las fuerzas inerciales de piso tienen que hacer un gran recorrido dado que los elementos sismorresistentes se encuentran en los extremos y, por lo tanto, el sistema de piso debe de tener rigidez y resistencia. Como posibles soluciones en caso de que el sistema de piso no sea adecuado se puede incrementar su espesor en conjunto con el armado, o bien, colocar contraventeos horizontales por la parte inferior.*

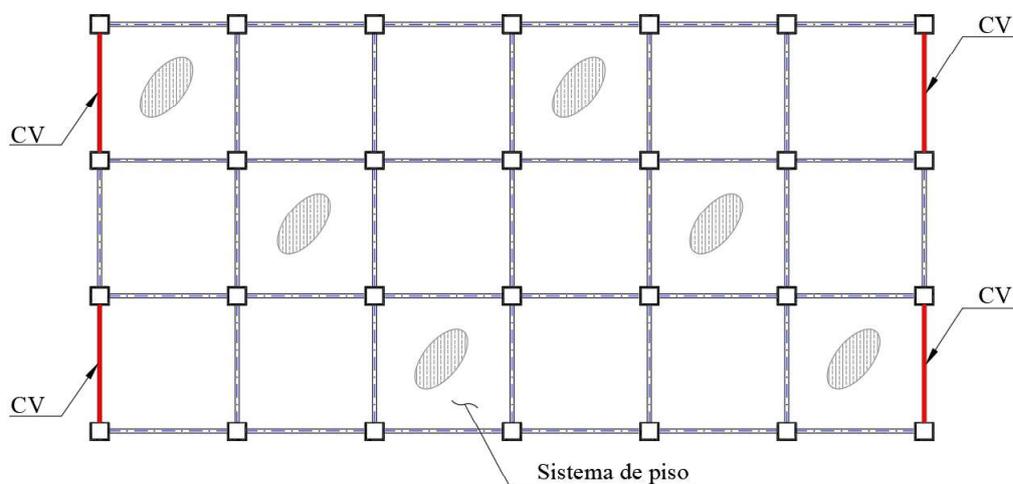


Figura C22.8.2 - Sistema de piso con grandes recorridos de fuerzas inerciales

**22.8.3** En zonas con huecos, aunque globalmente para el entrepiso sean menores que 30 por ciento del total del área como se indica en la NTC-Sismo para considerarlo como diafragma rígido, cuando localmente sean mayores a un tercio del tablero, para el diseño de los elementos sismorresistentes verticales (columnas, contraventeos, etc.) se deberá modelar la losa con sus propiedades de modo que se haga la distribución del cortante de entrepiso acorde con la rigidez local de la losa.

*Comentario:*

*En zonas con grandes huecos el diafragma no se comporta como rígido y la transferencia de las cargas no es uniforme, lo que ocasiona que algunas columnas cercanas a la zona del hueco tomen menores cargas que las cercanas a la zona sin huecos lo que podría llevar a diseños inadecuados.*

**22.8.4** En el diseño de techos ligeros no se puede considerar el diafragma como rígido, dado que físicamente no existen elementos que lo generen.

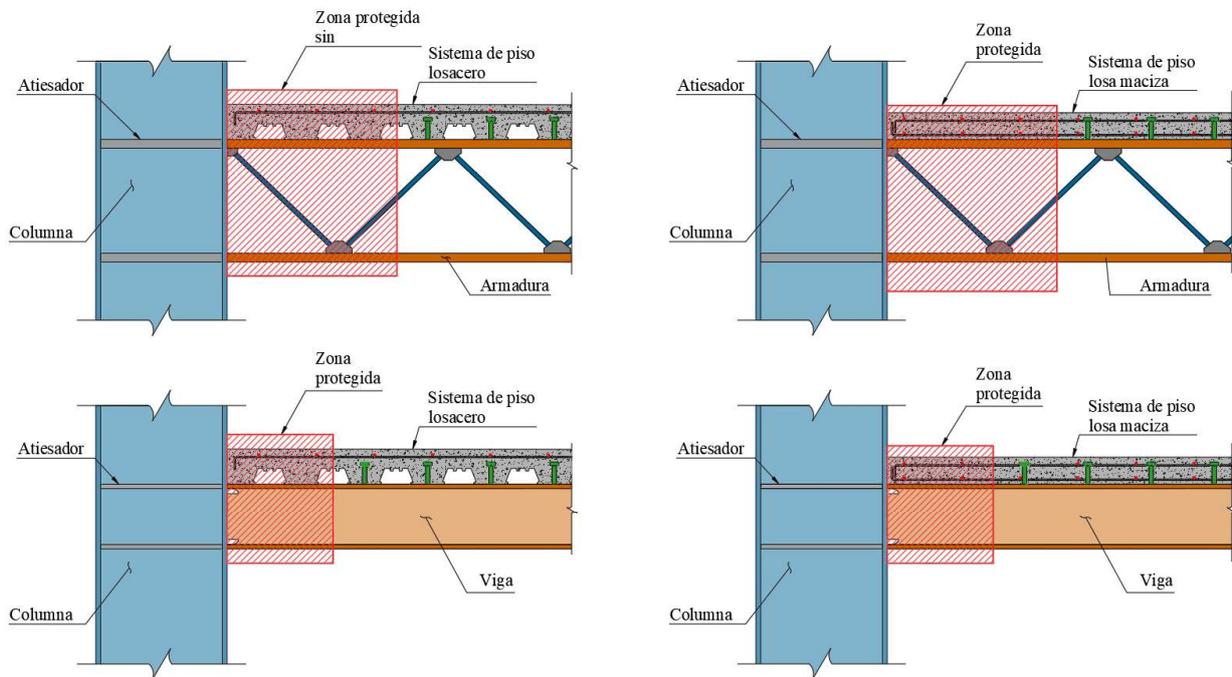
*Comentario.*

*Se debe tener cuidado de no incluir como diafragma rígido los elementos de un techo ligero pues los elementos de esta como la lámina no cuentan con suficiente capacidad para tomar las demandas del diafragma. Los contraventeos deberán diseñarse en conjunto con las armaduras para generar la transmisión de fuerzas.*

**22.8.5** Para el diseño de los elementos principales de soporte del sistema de piso, y en general en cualquier elemento donde no se puede garantizar que se forme la sección compuesta, es necesario realizar el análisis estructural de tal forma que la rigidez de la losa no participe, y de ese modo las fuerzas generadas en tal análisis sean tomadas de forma íntegra por estos elementos. Se entiende como elementos principales del sistema de piso aquellos que contribuyen al sistema sismorresistente y sobre los cuales se apoya la losa, como son las vigas principales. Principalmente en sistemas de piso formados por celosías o armaduras no deberá considerarse la contribución de la losa

*Comentario.*

*La razón por la cual la losa no debe contribuir en el análisis en elementos principales es debido a que por un lado no hay forma de anclar la fuerza transmitida por la losa a los elementos principales verticales dado que esto implicaría grandes cantidades de acero en espacios mínimos y la segunda es que no es fácil anclar este acero. Este efecto se incrementa en el caso de armaduras. Adicionalmente se tendrían elementos diseñados del lado de la inseguridad.*

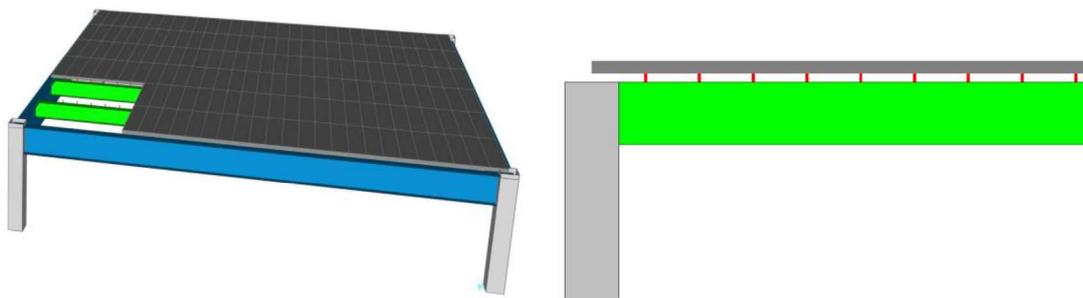


**Figura 22.8.5 - Elementos en los cuales no se debe considerar la participación de la losa a la capacidad de los sistemas principales sismo resistente.**

*Comentario:*

*En los casos en los cuales se requiere que la losa participe (por ejemplo, para incluir su rigidez como parte del diafragma), esta deberá modelarse separada físicamente de los elementos donde no se va a generar la sección compuesta y solo conectada con aquellos donde se hayan especificado el número de pernos mínimo para la sección compuesta definidos en el capítulo 10 de esta norma.*

*Esta separación se logra ubicando la malla de elementos con los que se modela la capa de compresión en donde estaría su centroide geométrico (losacero  $h_r + tc/2$  y en losa maciza  $tc/2$ ). La malla se conectará con los elementos secundarios por medio de elementos barra verticales con la sección y ubicación de los pernos de cortante definidos.*



*Figura C22.8.5 – Ejemplo de modelado de la losa para que no participe en las vigas secundarias*

**22.8.6** Cuando se coloquen pernos de cortante cuyas cabezas no sobrepasen la altura de los valles de la lámina acanalada, al no generarse el plano de cortante, no deberá considerarse en el modelado que existe la sección compuesta.

**22.9 Conexiones**

- a) Este inciso se refiere a los parámetros generales para el modelado de las conexiones. Estas recomendaciones son para modelos que permitan realizar su diseño estructural que cumplan con los niveles de seguridad requeridos por la

presente norma con el empleo de modelos elásticos. Para evaluar el comportamiento de la conexión en el rango no lineal, tales como su ductilidad o efectos de contacto, se deberá consultar literatura especializada

- b) El diseño de las conexiones y placas base requeridas para los apoyos modelados deberá realizarse acorde con las especificaciones para cada tipo de elemento definido en las presentes normas.

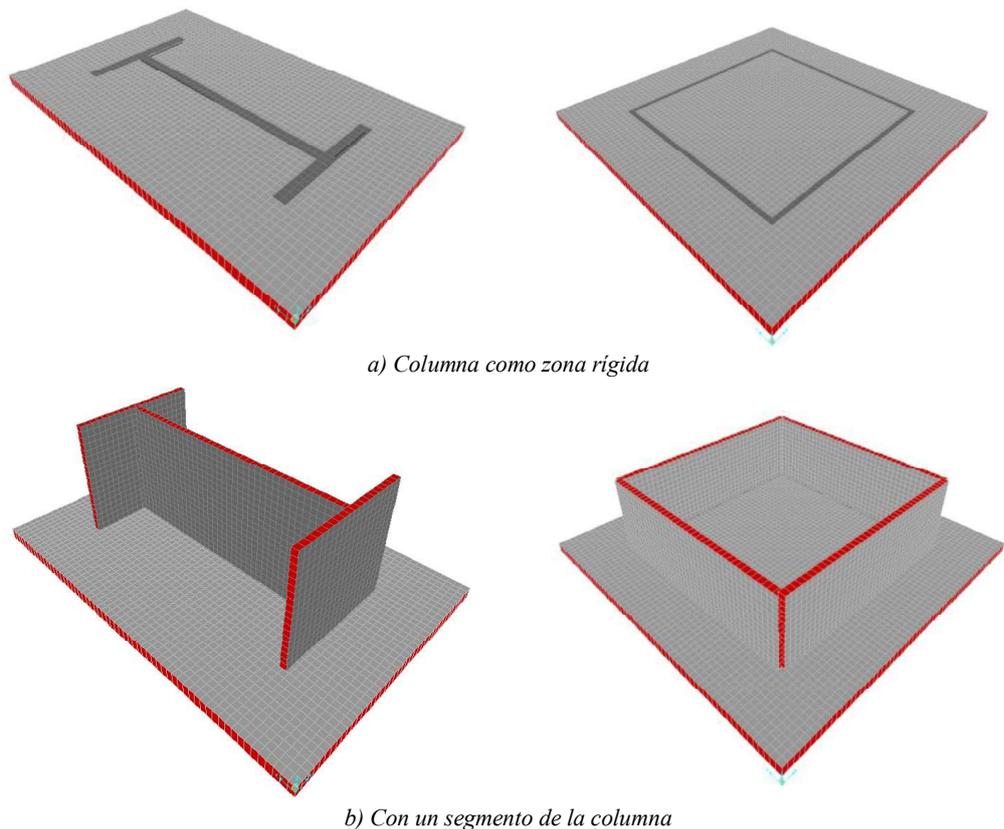
### 22.9.1 Placas base

**22.9.1.1** Para la placa base se podrá hacer un modelo por medio elementos tipo área o por medio de una malla refinada. En el modelado se deberá tomar en cuenta la rigidez proporcionada por los patines y almas de la columna por lo que se deberá modelar una sección de esta o bien por definir zonas rígidas para considerar los efectos del perfil metálico en la flexibilidad de la placa.

**22.9.1.2** En la zona de la placa que trabaja a compresión se debe considerar la rigidez del apoyo de concreto la cual esta proporcionada por su resistencia al aplastamiento, mientras que para la zona a tensión de la placa se deberán modelar los apoyos dados por las anclas.

*Comentario:*

*Esta metodología permite modelar y diseñar placas base con cartabones. En la fig. C22.9.1.2.a, se muestra un ejemplo de este tipo de modelados para secciones IR y OR cuadradas y el tipo de elementos mecánicos esperados.*



*b) Con un segmento de la columna*  
 Figura C22.9.1.2 - Ejemplo de modelado de placas base

*Comentario:*

*En este tipo de modelados se generan concentraciones de esfuerzo debidos al efecto de las columnas y de los apoyos los cuales no son valores de diseño. Se recomienda tomar los valores a partir de las zonas de deformadas a flexión de la placa no restringidas que se aprecien en los resultados del análisis. Una distancia sugerida podría ser de aproximadamente tres veces el espesor del elemento rígido.*

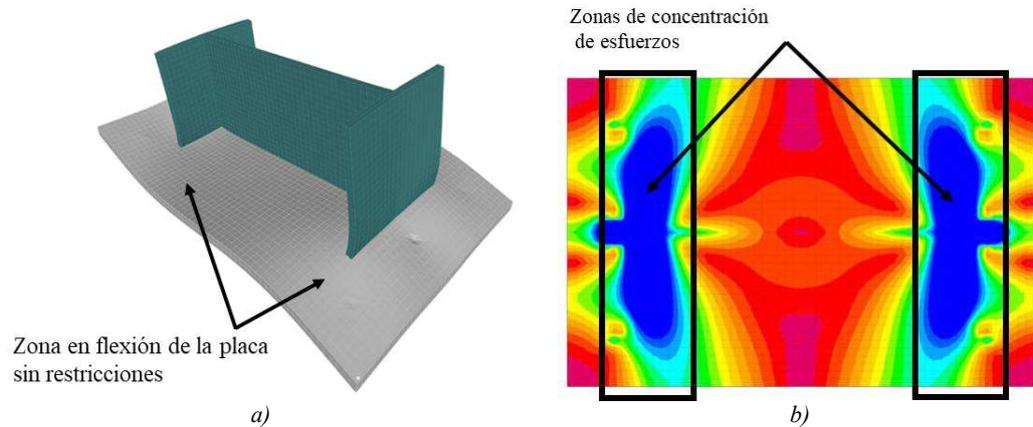


Figura C22.9.1.2.a - Zonas de concentraciones de esfuerzos y zonas en flexión de placa base con modelo de elementos finitos- comentario

**22.9.2 Conexiones viga-columna**

**22.9.2.1** El modelado de conexiones viga-columna se deberá realizar acorde con el tipo de conexión que se considere en el diseño estructural conforme a los siguientes casos:

- a) **Conexiones a cortante o simples:** son las que únicamente transfieren fuerza cortante al elemento de apoyo. Esta conexión se deberá modelar como apoyo articulado, en el cual se liberen todos los giros en el apoyo de forma que no se generen demandas de flexión.

*Comentario:*

*En este tipo de conexiones se deberá tener en cuenta que, aunque en el modelado se liberen los giros, podrán observarse en los resultados que se generan demandas a flexión en los apoyos debido a la continuidad generada ya sea por la losa por tener elementos colineales o por otros efectos. La implicación de tales demandas deberá considerarse en el diseño por ejemplo, reforzar firmes en la parte superior cuando se apoyan en las trabes principales.*

- b) **Conexiones a momento o rígidas:** son aquellas que se diseñan para transferir la fuerza cortante y los momentos flexionantes hacia el miembro donde se conecta. Estas conexiones se moderarán como rígidas con restricción de los giros, siempre y cuando los patines y el alma de los elementos estén conectados.

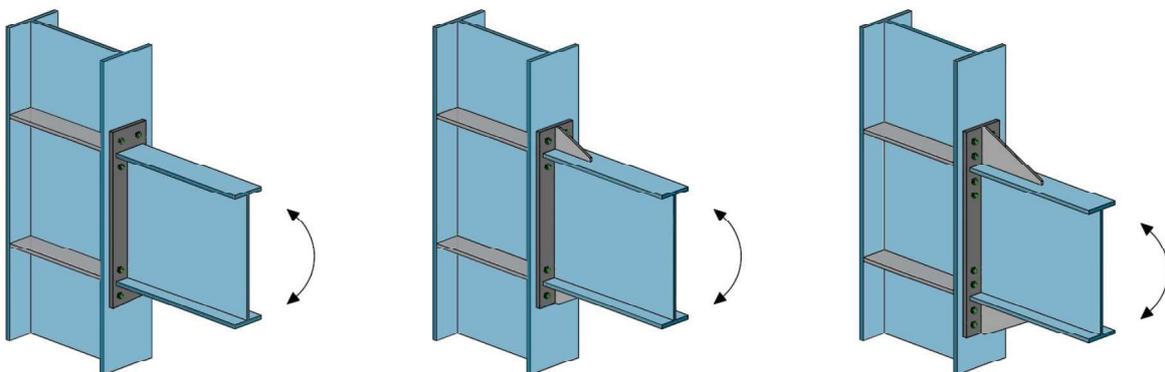


Figura 22.9.2.1 - Configuración de conexiones

- c) **Conexiones semirrígidas:** son aquellas que se diseñan para transferir la fuerza cortante y, de forma parcial, los momentos flexionantes hacia el miembro donde se conecta y permitiendo cierto grado de rotación del miembro que

se conecta. La flexibilidad de las conexiones semirrígidas se deberá contemplar en el modelo para el análisis estructural, y su diseño deberá converger con las consideraciones contempladas en su análisis.

*Comentario:*

*Un caso particular de una conexión semirrígida se presenta en 16.5.4.*

- d) **Conexiones para armaduras o tensores:** En las conexiones definidas para transferir únicamente fuerza axial aun cuando no se espera que se generen momentos flexionantes la unión deberá modelarse continua.

*Comentario:*

*Las propiedades de la relación momento rotación se ilustran en la fig. C22.9.2.1.a, donde se muestran los límites entre conexiones rígidas, semirrígidas y simples. La rigidez a rotación de una conexión corresponde a la línea secante con la intersección con la línea de la viga, la cual une los puntos de momento plástico y la rotación libre de la viga. Las conexiones simples son aquellas que desarrollan una rigidez rotacional menor que  $2EI/L$  de la viga, mientras que las conexiones rígidas son aquellas con una rigidez rotacional mayor que  $20EI/L$  de la viga, y las conexiones semirrígidas con una rigidez rotacional entre estos dos límites.*

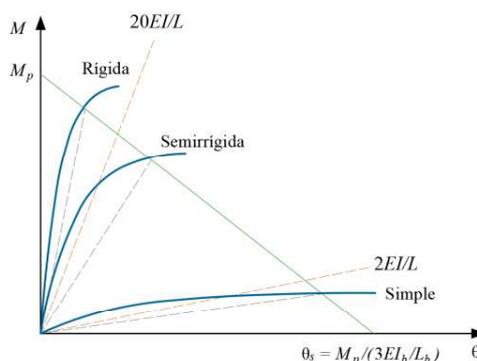
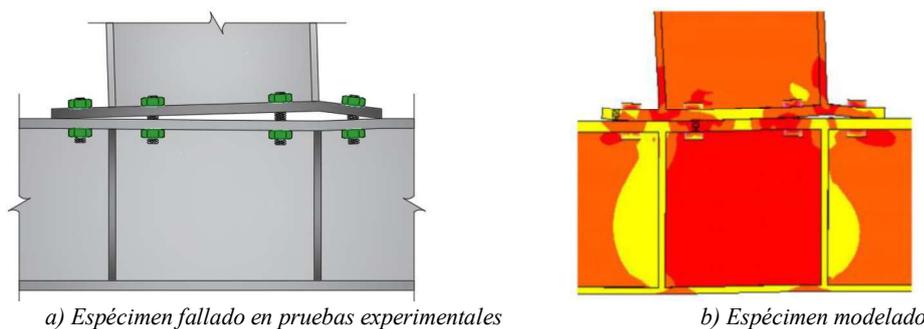


Figura C22.7.2.1.a - Diagrama momento-rotación en un apoyo

*Comentario:*

*Modelado de conexiones con placa de extremo: este tipo de análisis se ha observado que, aunque el análisis se haga en el rango elástico, tienen una alta eficiencia en la representación de un comportamiento esperado de la conexión.*

*Este procedimiento consiste en modelar la conexión en conjunto con segmento del marco donde se ubicará la conexión. Dado que se espera que trabaje en el mismo plano que el marco, no es necesario modelar los elementos perpendiculares a este (fig. C22.7.2.1.b)*

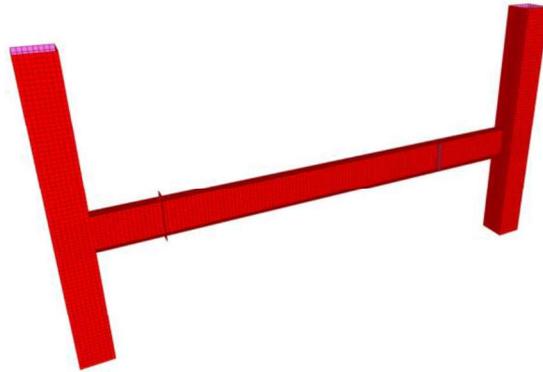


a) Espécimen fallado en pruebas experimentales

b) Espécimen modelado

Figura C22.7.2.1.b - Comparativa del modelado contra resultados experimentales

**22.9.2.3** En el modelado se deben considerar las condiciones de borde. Una alternativa adecuada, es modelar la columna inferior, y superior en su caso, desde la conexión hasta su punto de inflexión, que se puede asumir en el centro de la altura de la columna. De forma similar, se recomienda modelar la viga desde la conexión hasta el punto de inflexión, que se puede asumir en el centro del claro de la viga. Alternativamente, se pueden modelar todas las crujeas del marco.



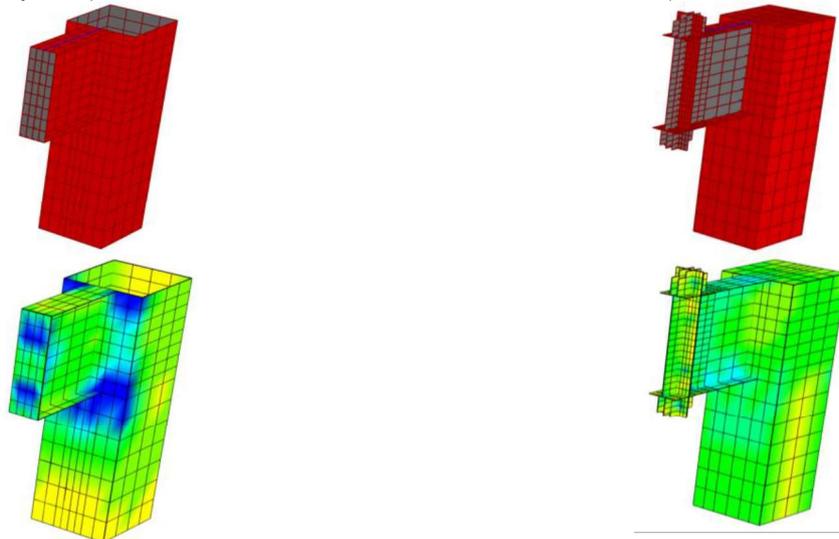
**Figura 22.9.2.3 - Modelado de un segmento del marco para revisar la conexión**

**22.9.2.4** Este procedimiento se emplea para identificar las zonas donde existen concentraciones de esfuerzos para las cuales se requiere verificar que los espesores de las placas sean adecuados o en su defecto para definir la colocación de atiesadores o cartabones para reforzarla.

**22.9.2.5** Esta metodología permite modelar y diseñar cada una de las placas de la conexión, así como el poder verificar si esta cumple con el comportamiento esperado para el cual ha sido diseñada. En la fig. 22.9.2.7 se muestra un ejemplo de este tipo de modelados para una conexión tipo brida únicamente con las placas de los perfiles más la placa de conexión con sus correspondientes elementos mecánicos y, por otra parte, se muestra también el comportamiento de la misma conexión a la cual se le agregan cartabones y atiesadores.

**22.9.2.6** La revisión de esfuerzos bajo este concepto deberá hacerse por medio del criterio de fluencia de *Von Mises* el cual define el límite elástico de aceros dúctiles y por su forma de cálculo establece el estado de esfuerzos combinados a tensión en cualquier punto de los componentes de la conexión.

**22.9.2.7** El mallado del modelo deberá hacerse tal que se permita revisar los esfuerzos en las principales zonas de interés, una buena práctica sería emplear una malla con ancho de por lo menos 2 veces el espesor de los elementos, pero no mayor a un cuarto del ancho del patín, (es decir, al menos dos elementos de cada lado del alma).



**a) modelado de la conexión sin cartabones ni atiesadores en columnas**

**b) modelado de la conexión con cartabones y atiesadores en las columnas**

**Figura 22.9.2.7 - Verificación de concentraciones de esfuerzos en la conexión**

*Comentario:*

*La fig. 22.9.2.7 permite observar que el empleo de cartabones reduce los esfuerzos en la conexión y permite realizar diseños adecuados de estos elementos a partir de las teorías de placas de forma semejante al diseño de placas base.*

**22.9.2.8** En lo que corresponde al modelado de la unión entre placas es posible definir directamente los tornillos por medio de elementos barra, que en el modelado no se separen las placas más de 1 mm entre ellas, de modo que el tornillo no trabaje como un elemento esbelto. Con esta alternativa, también es posible verificar directamente los elementos mecánicos a cortante y axiales en los tornillos.

## 22.10 Zona del panel

**22.10.1** En marcos con conexiones rígidas se deberá modelar las zonas del panel para tomar en cuenta su flexibilidad en la respuesta global del sistema.

*Comentario:*

*La zona del panel es un componente del sistema que puede tener comportamiento no lineal dúctil al estar bajo altas fuerzas cortantes que generen fluencia y distorsiones del panel (Becker, 1971; Krawinkler, 1978; Slutter, 1981; Popov et al., 1996; Lee et al. 2005; Shin y Engelhardt, 2013). El diseño o revisión de la zona del panel es necesario para evitar distorsiones excesivas en el panel que generen concentración de esfuerzos y fracturas en la conexión con la viga, así como mayores distorsiones de entrepiso que las estimadas del análisis sin considerar la zona del panel (Krawinkler, 1978; Englekirk, 1999; El-Tawil et al., 1999; Perea et al., 2018).*

**22.10.2** En análisis elásticos, las zonas del panel se pueden modelar utilizando el modelo de la tijera, el modelo del paralelogramo, o el modelo con restricción cinemática. La rigidez elástica,  $K_e$ , del resorte rotacional en los modelos de la zona del panel se puede obtener con la ec. 22.10.2.

$$K_e = G \frac{w_z t_p h_o}{\gamma^2} \quad (22.10.2)$$

$G$  módulo de elasticidad por cortante del acero ( $G = 77,200 \text{ MPa} = 784,000 \text{ kg/cm}^2$ )

$w_z$  ancho de la zona del panel, igual a la altura del alma de la columna de acero ( $w_z = d_c - 2t_{cp}$ ).

$t_p$  espesor de la zona del panel, igual al espesor de la columna de acero más, en su caso, el espesor de la placa adosada.

$h_o$  brazo de palanca del par de fuerzas cortantes en el panel, igual a la distancia entre centros de patines de viga ( $h_o = d_v - t_{vp}$ ), entre centros de placas de continuidad, o entre centros de cubreplacas si hay.

$\gamma$  factor de ajuste por compensación en el modelo de tijera, donde:

$$\gamma = 1 - \frac{d_c - t_{cp}}{L} - \frac{d_v - t_{vp}}{H}$$

cuando se utilice el modelo del paralelogramo,  $\gamma = 1$ .

$t_{cp}$  espesor del patín de la columna

$t_{vp}$  espesor del patín de la viga

$d_c$  peralte de la columna

$d_v$  peralte de la viga

$L$  suma de longitudes medidas desde el centro del nodo hasta el punto de inflexión de cada viga (izquierda y/o derecha), que se puede asumir en el centro del claro de cada viga

$H$  suma de alturas medidas desde el centro del nodo hasta el punto de inflexión de cada columna (inferior, y superior si la hay), que se puede asumir en el centro de la altura de cada columna

*Comentario:*

*El modelo aproximado de tijera consiste en dos barras rígidas biarticuladas, las cuales se interconectan con una articulación y un resorte rotacional que restringe el giro relativo entre los elementos rígidos (fig. C22.10.2 a). Las propiedades del resorte rotacional en este modelo se deben ajustar con el factor  $\gamma$  propuesto por Charney y Downs (2004) para compensar por la desviación en la aproximación de la cinemática del panel.*

El modelo de zona rígida es similar al de tijera, pero con un nodo rígido en la interconexión de las dos barras, o bien, con un resorte rotacional de rigidez infinita. La longitud de las barras rígidas en este modelo se suele variar a través del factor de zona rígida con un rango de entre 0 a 1.

El modelo del paralelogramo, también conocido como modelo del marco o de Krawinkler (1978), consiste en ocho barras rígidas que forman un paralelogramo (fig. C22.10.2 b), donde los cuatro nodos centrales son rígidos que conectan los elementos barra para las vigas y columnas, mientras que los cuatro nodos en las esquinas están articulados. Las propiedades de resistencia y rigidez del panel se pueden modelar mediante un resorte rotacional en alguna de las esquinas de la zona del panel. Este modelo reproduce la cinemática real del panel, por lo que no es necesario aplicar el factor de ajuste por compensación ( $\gamma = 1$ ).

El modelo del paralelogramo con resorte diagonal (fig. C22.10.2 c) es una variante del anterior, en donde la rigidez del panel se introduce a través del resorte lineal que se conecta entre dos nodos extremos y opuestos.

El modelo con restricción cinemática (fig. C22.10.2 d) es conceptualmente similar al modelo del paralelogramo, con la diferencia que utiliza ecuaciones de restricciones cinemáticas para conectar los cuatro nodos circundantes de vigas y columnas con el nodo central del panel. El enfoque de este modelo es más eficiente ya que tiene menos nodos y grados de libertad (Altoontash, 2004).

Se pueden consultar referencias sobre la modelación de la zona del panel y su influencia en estructuras de acero en Krawinkler (1978), Charney y Downs (2004), Mora et al. (2014), Perea et al. (2018), Ruiz-García et al. (2019), entre otros.

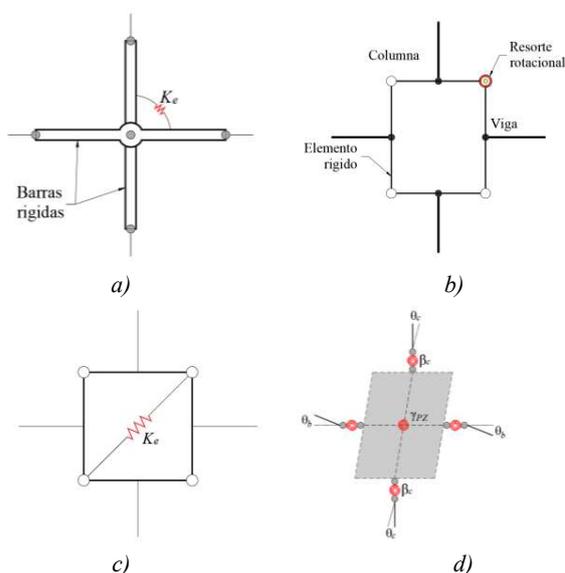


Figura C22.10.2 - Modelado para la zona del panel: (a) modelo de la tijera, (b) modelo del paralelogramo con resorte rotacional, (c) modelo del paralelogramo con resorte diagonal, (d) modelo con restricción cinemática - comentario

**22.10.3** Las zonas del panel para análisis no lineales se pueden modelar utilizando el modelo de la tijera o el modelo del paralelogramo. El resorte rotacional en los modelos de la tijera o del paralelogramo se puede considerar con una ley constitutiva histérica tri-lineal. Los primeros dos puntos de la respuesta momento-rotación,  $M-\theta$ , del resorte rotacional del panel correspondientes al punto elástico y plástico se pueden determinar con las ecs. 22.10.3.a, a 22.10.3.c. La rigidez en la zona de endurecimiento por deformación corresponde a la del material de acero.

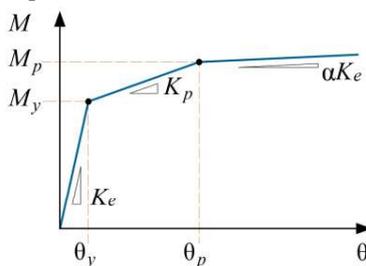


Figura 22.10.3 - Ley constitutiva tri-lineal

$$M_y = 0.6 F_y \frac{w_z t_p h_o}{\gamma} \tag{22.10.3.a}$$

$$\theta_y = 0.6 F_y \frac{\gamma}{G} \tag{22.10.3.b}$$

$$M_p = M_y \left( 1 + \frac{3 b_{cp} t_{cp}^2}{w_z t_p h_o} \right) \tag{22.10.3.c}$$

$$\theta_p = 4 \theta_y \tag{22.10.3.d}$$

$b_{cp}$  ancho del patín de la columna

*Comentario:*

Los momentos resistentes del resorte rotacional se determinan como la resistencia a cortante del panel, que se obtiene respectivamente con las ecs. 11.8.7.1.a y 11.8.7.1.c de esta norma, multiplicada por el brazo de palanca del par de fuerzas cortantes en el panel. La rotación del resorte es igual al ángulo de distorsión de la zona del panel. Cuando se utilice el modelo de la tijera se ajustan las propiedades con el factor  $\lambda$  propuesto por Charney y Downs (2004) para compensar por la desviación en la aproximación de la cinemática del panel.

**22.10.4** Se permite modelar las zonas del panel con un modelo de zona rígida sólo en el caso de que se refuerce esta zona con una placa adosada cuyo espesor se determine a través de un diseño por capacidad como se describe en 16.2.1.10.

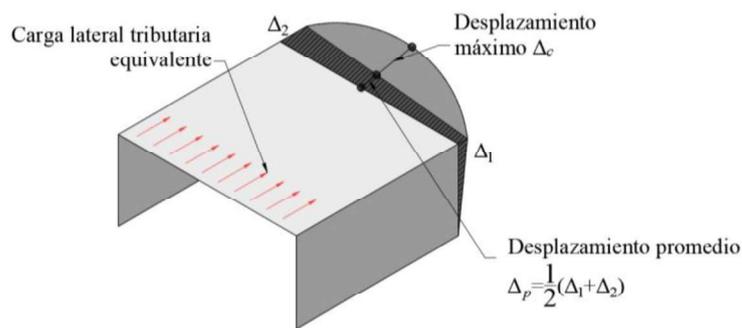
**22.11 Sistemas de piso**

**22.11.1** Los diafragmas de losas de concreto o de concreto colado sobre láminas de acero se clasificarán como rígidos o flexibles de acuerdo con la NTC-Sismo.

**22.11.2** Aquellos diafragmas que no satisfacen las condiciones anteriores se permiten idealizar como flexible si:

$$\frac{\Delta_c}{\Delta_p} > 2.0 \tag{22.11.2}$$

donde el desplazamiento máximo,  $\Delta_c$ , y el desplazamiento promedio  $\Delta_p$  se muestra en la fig. 22.11.2.



**Figura 22.11.2 - Diafragma flexible**

*Comentario:*

Si el diafragma es flexible se debe considerar en el modelado. Para incluir la flexibilidad del sistema se deben utilizar las herramientas que cuentan algunos programas de análisis, asignando la condición de diafragma flexible o semi-rígido. Otra manera más rigurosa de incluir que el diafragma es flexible es mediante un modelo detallado en tres dimensiones de los elementos estructurales, tal que la losa se divida con elementos sólidos en tres dimensiones, las láminas con elementos cascarón y las vigas de apoyo con elementos viga-columna, como se muestra en la fig. C22.11.2. Además, los diafragmas de losas compuestas por concreto y lámina de acero se pueden

modelar con elementos sólidos en los que el comportamiento del concreto y la lámina de acero se incluyen mediante relaciones ortótropas de la mecánica, como se detalla en Tena-Colunga et al. (2015) o Chinchilla-Portillo (2012)

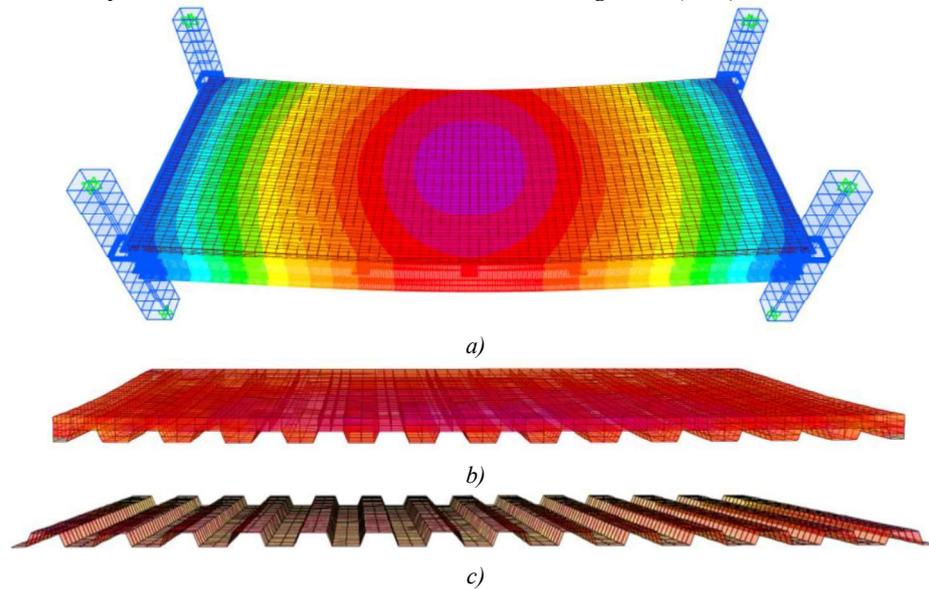


Figura C22.11.2 - Modelo detallado de piso de concreto sobre lámina acanalada colaborante.  
Mallado: a) completo, b) concreto y c) lámina colaborante.

## 22.12 Armaduras

22.12.1 Las armaduras deben ser modeladas de acuerdo con la geometría real, considerando los siguientes aspectos:

- Excentricidad de las conexiones.** Si los centroides de los elementos no son concurrentes se tienen excentricidades las cuales generan momentos
- Aplicación correcta de las cargas.** Si el sistema de piso se apoya directamente sobre la cuerda superior, al tener una carga uniformemente repartida, dichos elementos estarán trabajando en flexocompresión o flexotensión
- Cuando se analice un segmento de armadura, deberán modelarse a los lados suficientes elementos para minimizar los efectos de borde.

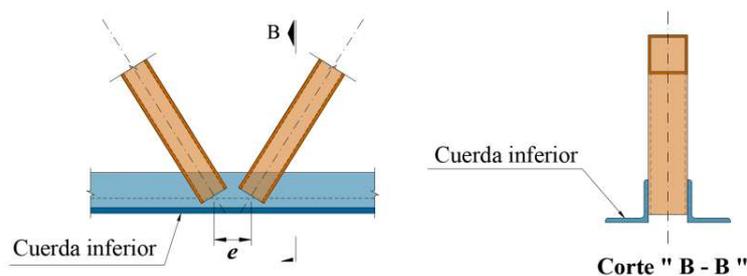


Figura 22.12.1 - Ejemplo de excentricidades en elementos de armaduras

22.12.2 Adicionalmente, para el diseño es necesario considerar correctamente los puntos de arriostramiento lateral y, en su caso, verificar los efectos de pandeo. Estos arriostramientos deberán ser colocados físicamente.

*Comentario.*

*Los puntos de inflexión de la cuerda inferior no son puntos de soporte lateral*

22.12.3 En elementos secundarios, donde no se espera que haya transferencia de demandas de flexión en sus apoyos sino únicamente de cortante, se podrán analizar quitando todas las restricciones a giro excepto las de torsión.

**22.12.4** En elementos secundarios colineales, o donde la losa genera continuidad, el apoyo deberá diseñarse para el momento negativo que se genera dado que, aunque se hayan liberado los giros, esa continuidad físicamente existe y se formarán demandas en tensión en la losa que deberá ser capaz de resistir.

*Comentario.*

*En general se espera que los elementos secundarios en sus apoyos no tengan demandas de flexión dado que físicamente están liberados los giros por lo que, en el modelado es correcto imponer dichas restricciones. Sin embargo, no se debe omitir que en elementos colineales o por efectos de la losa, aún con esa restricción, se podrán generar momentos debidos a la continuidad que se forma con esas condiciones, por lo que los momentos negativos que ocasionan tensiones en la losa deberán ser considerados en el diseño.*

### 22.13 Miembros de sección variable o acartelados

**22.13.1** Los miembros acartelados se pueden modelar como una serie de elementos cortos, cada una con la inercia y área correspondiente al peralte promedio del elemento en esa posición.

*Comentario:*

*En la fig. C22.13.1 se muestra un ejemplo de modelación de un miembro acartelado como una serie de elementos cortos. Con dos a cinco elementos por transición se tiene una precisión razonable, aunque se recomienda considerar al menos cinco elementos en cada segmento sin cambios en la pendiente.*



Figura C22.13.1 - Geometría de miembro acartelado: a) original y b) idealizado

### 22.14 Marcos rígidos

**22.14.1** Para el análisis elástico lineal de marcos, las vigas y las columnas se pueden modelar como elementos viga-columna.

**22.14.2** Se procurará modelar los soportes como se indica en 22.7, las zonas de panel como se indica en 22.10, y los sistemas de piso como se indica en 22.11.

*Comentario:*

*Para el modelado de marcos de acero es común utilizar los elementos siguientes:*

*Elementos resorte: Estos elementos pueden representar uno o varios grados de libertad en 2D o 3D, traslación o rotación, los cuales pueden estar acoplados o desacoplados, dependiendo de la aplicación y de las capacidades de los programas de análisis.*

*Elementos unidimensionales. Estos son los elementos viga-columna, que se representan por una barra, los cuales se utilizan para modelar columnas, vigas, vigas de acoplamiento, contravientos o riostras, cuerdas y montantes de armaduras. Estos elementos tienen la capacidad que la sección transversal se mantenga plana y perpendicular al eje para una formulación de Euler-Bernoulli y, que considere las deformaciones por cortante, para una formulación de Timoshenko. Es importante incluir estas deformaciones por cortante en elementos con relaciones peralte entre longitud mayores o iguales que 0.1.*

*Elementos finitos bidimensionales. Elementos finitos en dos dimensiones se utilizan para modelar diafragmas, muros, pisos, almas y patines de perfiles de pared delgadas y otros componentes tipo placas. Estos elementos son sólidos en 2D, los cuales pueden ser de deformación plana o de esfuerzo plano. Además, otros elementos son los elementos placa y los elementos tipo cascarón, los cuales se subdividen en tipo delgado o grueso. Las delgadas consideran que la sección se mantiene perpendicular al eje neutro y las gruesas incluyen la deformación por cortante. Se recomienda utilizar elementos tipo grueso cuando el espesor entre la longitud corta del elemento estructural tenga una relación mayor o igual que 0.10.*

*Elementos finitos tridimensionales. Los elementos finitos en tres dimensiones y continuos, que incluyen formas de tetraedros y hexaedros, se utilizan para modelar la respuesta de elementos estructurales que no se pueden modelar confiablemente con un modelo unidimensional o bidimensional.*

**22.14.3** Los marcos rigidizados con contravientos se deben modelar como se indica en 22.15.

**22.14.4** Los marcos rigidizados con muros de placa de acero se deben modelar como se indica en 22.16.

**22.14.5** Los marcos rigidizados con muros compuestos se deben modelar como se indica en 22.17.

**22.14.6** Para el análisis no lineal de sistemas estructurales se puede incorporar modelos de plasticidad concentrada, o bien, llevarse a cabo mediante modelos de plasticidad distribuida.

*Comentario:*

*La elección del tipo de elemento no lineal para un proyecto dado implica buscar un equilibrio entre confiabilidad, practicidad y eficiencia computacional, sujeto a las capacidades del sistema software y los recursos computacionales disponibles. En los incisos (a) y (b) de la fig. C22.14.6 se muestran un par elementos no lineales de plasticidad concentrada, y en los incisos (c), (d), (e) se muestran elementos no lineales de plasticidad distribuida.*

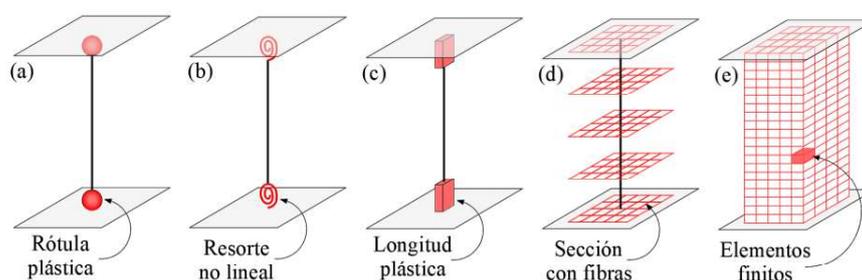


Figura C22.14.6 - Tipos de elementos para modelos no lineales (adaptado del ATC, 2017)

**22.14.7** Para el análisis no lineal de sistemas estructurales se procurará que el modelo considere todos los elementos que puedan incursionar en el rango no lineal, incluyendo la potencial inelasticidad en las vigas, columnas, zonas de panel, contraventeos, muros, entre otros posibles elementos y sus conexiones (viga-a-columna, placas base, empalmes, contravientos-placa de unión, entre otras). Las zonas de panel se deberán modelar como se indica en el inciso 22.10.

*Comentario:*

*Para un marco momento resistente de acero, como se muestra en la fig. C22.14.7, los principales miembros estructurales son las vigas, las columnas, las zonas de panel, el sistema de piso, las conexiones (placas base, empalmes, conexiones viga-a-columna), y su cimentación*

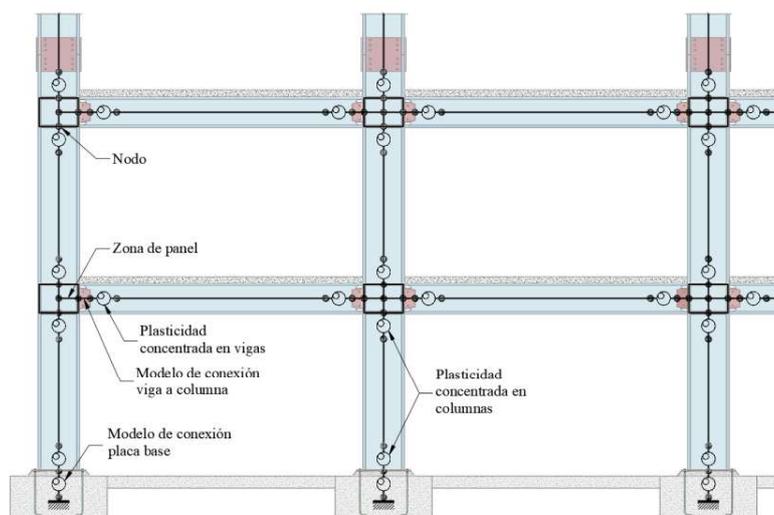


Figura C22.14.7 - Ejemplo de un modelo de marco momento resistente de acero (adaptado del ATC, 2017)

## 22.15 Marcos contraventeados

**22.15.1** En análisis elásticos de marcos contraventeados, los contraventeos se pueden modelar como elementos armadura (con sólo carga axial), o bien, como elementos viga-columna con liberación de los giros en los extremos, a menos que las conexiones en los extremos de ellos se detallen para transferir flexión.

**22.15.2** Los contraventeos con esbeltez mayor que 200, o bien aquellos con resistencia a compresión menor que  $0.14F_y A_t$ , se deberán modelar como elementos que solo resisten fuerzas axiales en tensión.

**22.15.3** En análisis no lineales de marcos contraventeados, se pueden modelar los contravientos con elementos viga-columna discretizados en fibras. Se deberá validar la respuesta del contraviento para simular su fluencia, pandeo global y pandeo local, y se procurará que también se reproduzca el inicio de su fractura. Se sugiere que para la modelación del contraviento se subdivida éste en al menos cuatro elementos, se contemple una imperfección geométrica inicial central de  $1/500$  de la longitud del contraviento con una distribución sinusoidal, y se discretice la sección transversal con al menos quince fibras en su peralte y al menos dos fibras en su espesor. En el modelo constitutivo se deberá utilizar resistencias esperadas del material, y una relación de endurecimiento por deformación sugerida de 0.01 para el acero ASTM A500, A572 y A992. Este valor debe verificarse para otros aceros.

### Comentario:

*En un marco contraventeado es importante modelar los contraventeos para simular la respuesta a fluencia, pandeo global y pandeo local. Cuando se calibra correctamente con propiedades de materiales inelásticos e imperfecciones geométricas iniciales, un modelo no lineal puede capturar de manera confiable la respuesta del contraviento hasta el punto de su fractura debido a la localización de altas deformaciones. Para contravientos con secciones compactas, según lo especificado por esta norma, el pandeo local generalmente se retrasa lo suficiente como para ser insignificante hasta grandes deformaciones (con distorsiones de piso del orden de 2 a 4 por ciento, dependiendo de la compactidad y esbeltez del contraviento). En la fig. C22.15.3 se muestra esquemáticamente el modelo de un contraviento que utiliza elementos viga-columna discretizados en fibras.*

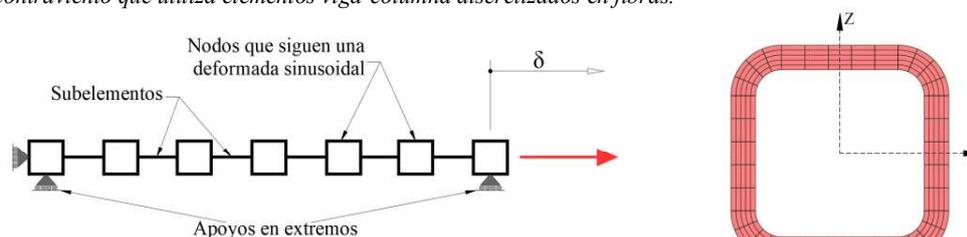


Figura C22.15.3 - Ejemplo de modelado de un contraviento con elementos fibra. comentario

**22.15.4** El modelo de los contravientos y de sus conexiones en los extremos deberán contemplar la rigidez que proporcionan las placas de unión que se detallan en la conexión.

**22.15.5** Debido a que el contraviento suele ser más rígido y resistente en la conexión dada la presencia de la placa de unión y la adición de la placa de refuerzo para la sección neta, en el modelo se recomienda simular la conexión usando un elemento más rígido en los extremos del contraviento, o bien, mediante una zona rígida.

### Comentario:

*Si se utiliza un elemento más rígido en los extremos del contraviento, se recomienda que el módulo de elasticidad y el esfuerzo de fluencia del acero se amplifique por un factor de 3 para asegurar que esta parte del contraviento permanezca elástico. Si se utiliza un modelo de zona rígida, se recomienda considerar la propuesta de Hsiao et al. (2012) que se muestra en la fig. C22.15.5. En éste, las barras rígidas se conectan rigidamente entre ellas y se extienden desde el punto concéntrico que une los ejes del contraviento, columna y viga hacia los extremos rígidos en el contraviento, columna y viga, respectivamente. La zona rígida en el contraviento se extiende desde el punto concéntrico hasta el extremo físico del contraviento. La zona rígida en la columna se extiende desde el punto concéntrico hasta una longitud igual a la mitad del peralte de la viga más la altura vertical de la placa de unión (distancia b en la fig. C22.15.5 a). La zona rígida en la viga se extiende desde el punto concéntrico hasta una longitud igual a la mitad del peralte de la columna más un porcentaje de la dimensión horizontal de la placa de unión (distancia a en la fig. C22.15.5 a); este porcentaje se deberá determinar como la relación del espesor de la placa de unión entre la placa del alma de la viga, pero no se debe tomar menor que 0.75 ni mayor que 1.0. La placa de unión se modela como un resorte rotacional con una respuesta bilineal, como se muestra en la fig. 22.14.4b. La*

resistencia a la flexión del resorte ( $M_y$ ) es una función del esfuerzo de fluencia ( $F_{yp}$ ) y el espesor de la placa de unión ( $t_p$ ), y el ancho de Whitmore ( $W_w$ ) como se define en esta norma. La rigidez elástica ( $K_e$ ) del resorte es además función del módulo de elasticidad del acero ( $E$ ) y la longitud efectiva de la placa de unión ( $L_p$ ), que se puede tomar como el promedio de las longitudes  $L_1$ ,  $L_2$  y  $L_3$  que se muestran en la fig. 22.15.5 a. Se sugiere que la rigidez posterior a la fluencia se tome como el 10 por ciento de la rigidez inicial.

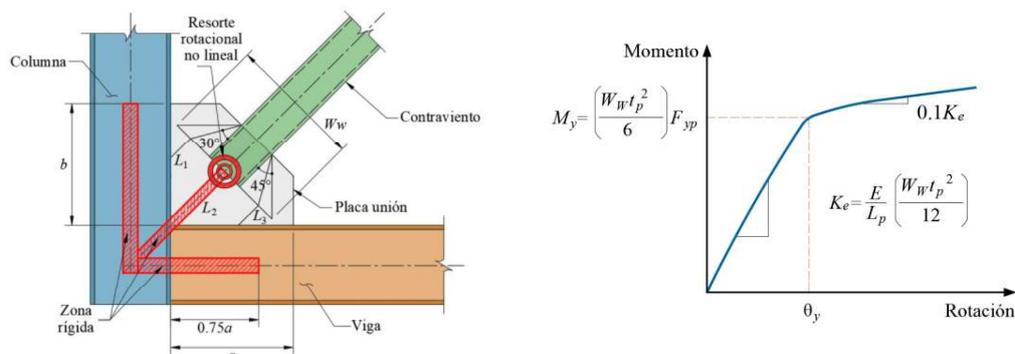


Figura C22.15.5 - Ejemplo de modelado de conexión de contraventeo (adaptado del ATC, 2017). a) Modelo de zona rígida en conexión de contraventeo, b) Ley constitutiva del resorte que simula la rigidez de la placa de unión. comentario

**22.15.5** En modelos no lineales de contraventeos restringidos a pandeo (CRP) se pueden modelar con resortes uniaxiales no lineales utilizando leyes constitutivas fuerza-deformación bilineales. Los parámetros de resistencia a la fluencia, endurecimiento por deformación cíclica y resistencia a la fatiga de bajo ciclaje generalmente están disponibles por los fabricantes de los CRP. Los criterios de aceptación para los CRP se pueden inferir de los requisitos de prueba de calificación para CRP como se indican en 16.3.2.

*Comentario:*

*A diferencia de los contravientos convencionales, los contraventeos restringidos a pandeo (CRP) son fáciles de modelar con resortes uniaxiales no lineales. Los modelos bilineales fuerza-deformación son suficientemente precisos para capturar su comportamiento.*

## 22.16 Marcos compuestos

**22.16.1** Para el análisis de marcos con columnas compuestas se deberán aplicar las disposiciones del Capítulo 10 y las de este inciso. Se permite aplicar otras metodologías de modelado y análisis siempre que éstas sean aprobadas por la Administración.

**22.16.2** El análisis de las estructuras compuestas se efectuará como se describe en el Capítulo 3, y su diseño se efectuará con el método de la longitud efectiva o el método directo.

**22.16.3** En vigas y columnas, en los análisis se deberá utilizar las rigideces nominales de la sección de acero,  $EI_a$ .

**22.16.4** Para el análisis con miembros compuestos se deberán utilizar sus rigideces efectivas, las cuales se pueden determinar a partir de una sección transformada agrietada.

**22.16.5** Si las vigas principales son compuestas, se podrá utilizar la ec. 22.16.5 para determinar su rigidez efectiva, donde  $E$  es el módulo de elasticidad del acero,  $I_e$  es el momento de inercia efectivo de la sección compuesta que se determina con la ec. 10.2.10.2, y los coeficientes  $a$  y  $b$  son, respectivamente, 0.4 y 0.6 para las combinaciones sin carga accidental y de 0.5 para ambos, para las combinaciones con carga accidental.

$$EI_e = aEI_a + bEI_e \quad (22.16.5)$$

*Comentario:*

*De acuerdo con la ec. 10.2.10.2, el momento de inercia efectivo,  $I_e$ , de una viga parcialmente compuesta tiende al valor del momento de inercia de la sección transformada agrietada,  $I_{tr}$ , para vigas en acción compuesta completa.*

**22.16.6** En columnas compuestas, la posición del eje neutro de la sección transformada se determina considerando la carga axial y los momentos de segundo orden. Alternativamente, se puede considerar en columnas compuestas que la rigidez efectiva en flexión,  $EI_e$ , es igual que:

$$EI_e = EI_a + EI_r + C_c E_c I_c \quad (22.16.6)$$

**22.16.7** El coeficiente de rigidez  $C_c$  para el concreto se determina con la ec. 10.3.2.8 para columnas compuestas embebidas, y con la ec. 10.3.2.9 para las rellenas.

**22.16.8** En el diseño de columnas compuestas con el método de la longitud efectiva, el coeficiente de longitud efectiva,  $K$ , puede calcularse con los cocientes de rigideces de las columnas compuestas que se determina con la ec. 10.3.9.3, entre las rigideces de las vigas que llegan al nodo.

**22.16.9** En el diseño de columnas compuestas con el método directo, se deberán incluir las imperfecciones iniciales o fuerzas ficticias que se indican en el Capítulo 3, y una rigidez efectiva reducida de  $EI^* = 0.65EI_e$ , donde  $EI_e$  se obtiene con la ec. 10.3.9.3.

**22.16.10** La ec. 10.3.9.3 también puede emplearse en un análisis modal espectral para obtener los periodos o frecuencias de vibración del sistema estructural compuesto y las fuerzas sísmicas de diseño.

*Comentario:*

*En investigaciones recientes esta ecuación de rigidez efectiva reducida,  $EI^*$ , resulta en errores conservadores para estructuras cuya estabilidad es muy sensible (Denavit et al., 2016a). El uso de esta rigidez reducida,  $EI^*$ , solamente corresponde al análisis para estados límites relacionados con la resistencia o estabilidad, es decir, no aplica en los análisis que requieran emplear la rigidez para otras condiciones o criterios tales como: deflexiones, evaluación de vibraciones, etc. No obstante, se tiene evidencia que la rigidez a flexión efectiva,  $EI_e$  (ec. 10.3.9.3), proporciona valores razonables cuando se usa en análisis elásticos para la determinación de distorsiones de entrepiso, así como en un análisis modal espectral para obtener los periodos o frecuencias de vibración del sistema estructural compuesto y las fuerzas sísmicas de diseño (Denavit et al. 2016b, Perea et al. 2017).*

*Es importante señalar que la reducción de rigidez de 0.65 veces también se requiere para las otras propiedades de los miembros compuestos y de acero incluyendo la constante de torsión ( $J$ ) y de alabeo ( $C_a$ ) para considerar de manera adecuada los efectos de torsión en el análisis. Para facilitar su aplicación, el factor de 0.65 de la inercia  $I$ , área,  $A$ , torsión,  $J$  y alabeo,  $C_a$  se podría aplicar afectando directamente en el análisis a los módulos de elasticidad ( $E$  y  $G$ ) por 0.65. El módulo de elasticidad no debe ser reducido en ecuaciones de resistencia nominal que emplean  $E$  para evaluar los efectos de pandeo o de esbeltez (e.g., en la carga crítica de Euler, o en el parámetro de esbeltez límite de secciones transversales). El uso de rigideces reducidas en el análisis de segundo orden solo se emplea para considerar los efectos de estabilidad en los estados límite de resistencia, pero no aplica en la revisión de los estados límites de servicio (e.g. en el cálculo de los desplazamientos laterales, distorsiones de entrepiso, deflexiones, vibraciones, o en la determinación del periodo fundamental).*

**22.16.11** Para el modelado de la zona del panel en marcos con columnas compuestas rellenas y embebidas se puede realizar de forma simplificada a través de zonas rígidas, o bien, se puede utilizar el modelo de tijera o del paralelogramo si se determina la rigidez de la zona del panel.

*Comentario:*

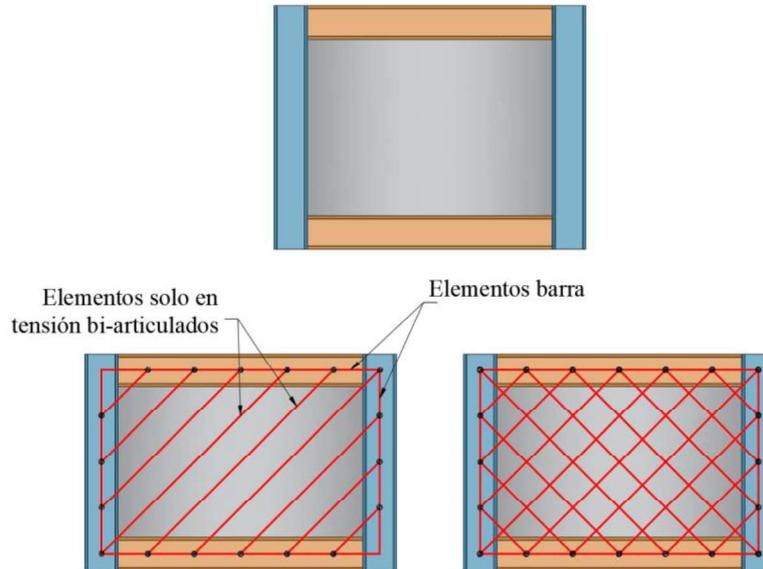
*La presencia del concreto en columnas compuestas rellenas y embebidas rigidiza la zona del panel de la columna de acero, por lo que se espera que un modelo de zona rígida reproduzca adecuadamente la rigidez del nudo. En el caso de columnas embebidas, la capacidad de deformación del concreto en la zona del panel también dependerá del confinamiento del concreto en el nudo por el refuerzo transversal.*

## 22.17 Marcos con muros de cortante de placa de acero

- Para el modelado y análisis de marcos con muros de cortante de placa se deberán aplicar las disposiciones descritas en 16.4 y las de este inciso. Se permite aplicar otras metodologías de modelado y análisis siempre que éstas sean aprobadas por la Administración
- El modelado de los elementos de borde horizontales y verticales se pueden realizar con elementos barras
- El modelado de las placas de acero se puede realizar con alguno de los dos métodos que se describen a continuación.

**22.17.1 Modelado con riostras sólo a tensión**

22.17.1.1 La placa de acero se puede modelar a través de un grupo de al menos diez elementos diagonales que sólo resisten carga axial en tensión (la resistencia en compresión se debe ignorar).



**Figura 22.17.1.1 - Modelado con riostras sólo a tensión**

22.17.1.2 El ángulo  $\alpha$  de los elementos respecto al eje vertical se puede tomar igual a 40 grados, o bien, determinarse con:

$$\alpha = \tan^{-1} \left( \frac{1 + \frac{t_a L}{2A_c}}{1 + t_a h \left( \frac{1}{A_v} + \frac{h^3}{3600I_c L} \right)} \right)^{\frac{1}{4}} \tag{22.17.1.2}$$

22.17.1.3 El área de acero de cada riostra,  $A_s$ , se puede determinar con:

$$A_s = \frac{(L \cos(\alpha) + h \operatorname{sen}(\alpha)) t_a}{n} \tag{22.17.1.3}$$

22.17.1.4 La separación horizontal entre riostras,  $\Delta_x$ , se puede determinar con:

$$\Delta_x = \frac{L + h \tan(\alpha)}{n} \tag{22.17.1.4}$$

22.17.1.5 En el caso de marcos con varios niveles, las placas se pueden modelar con elementos con diferentes ángulos en cada nivel determinados con la ec. 22.17.1.2, o bien, se pueden modelar con elementos con el mismo ángulo; en este último caso, el ángulo  $\alpha$  de los elementos se puede tomar igual que 40 grados, o bien, determinarse como el promedio de los ángulos en cada nivel calculados con la ec. 22.17.1.2. Los elementos entre dos niveles consecutivos pueden tener nodos alternados o comunes como se muestra en la fig. 22.17.1.5.

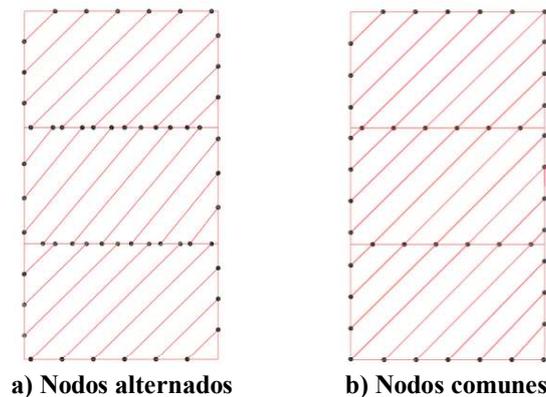


Figura 22.17.1.5 - Modelado con riostras en tensión en marcos de varios niveles

### 22.17.2 Modelado con membrana ortotrópica

**22.17.2.1** La placa de acero se puede modelar a través de una placa tipo membrana, la cual se debe discretizar en una malla con al menos ocho divisiones, o bien, con divisiones cuadradas no mayores a los 50 cm. Los ejes locales de la membrana se deben rotar con el ángulo  $\alpha$  respecto al eje vertical. Este ángulo se puede tomar igual a 40 grados, o bien, determinarse con la ec. 22.17.1.2 y asignarse el valor promedio o el valor correspondiente para cada nivel. Además, se debe considerar que la membrana sólo resiste esfuerzos de tensión, e ignorando la resistencia en compresión y en cortante. Una alternativa para cumplir lo anterior es modificar la rigidez en la dirección de compresión y de cortante mediante factores con valores tales para cuales los esfuerzos en compresión y cortante sean insignificantes.

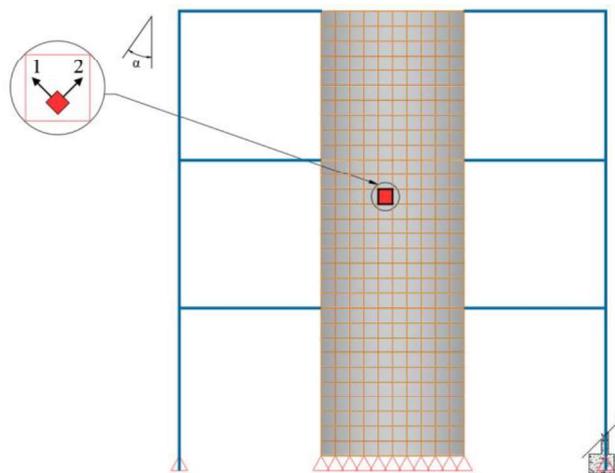


Figura 22.17.2.1 - Modelado con riostras en tensión en marcos de varios niveles

### 22.18 Marcos con muros de cortante en sección compuesta

**22.18.1** Para el modelado y análisis de marcos con muros compuestos de cortante se deberán aplicar las disposiciones del Capítulo 10 y las de este inciso. Se permite aplicar otras metodologías de modelado y análisis siempre que éstas sean aprobadas por la Administración.

**22.18.2** Los marcos con muros compuestos rellenos planos con placas en los extremos, como el que se muestra en la fig. 22.18.1(a), se pueden modelar como se ilustra en la fig. 22.18.2.b, mediante marcos equivalentes, donde los muros de cortante se representan mediante columnas anchas equivalentes con las rigideces efectivas que se indican en 10.1.5, es decir, con una rigidez a flexión igual a la que se determina con la ec. 22.18.2.a, con una rigidez axial igual a la que se determina con la ec. 22.18.2.b, y con una rigidez a cortante igual a la que se determina con la ec. 22.18.2.c.



Figura 22.18.2.a - Muros de cortante planos en sección compuesta

$$EI_e = EI_a + 0.35E_c I_c \tag{22.18.2.a}$$

$$EA_e = EA_a + 0.45E_c A_c \tag{22.18.2.b}$$

$$GA_e = GA_{pl} + G_c A_c \tag{22.18.2.c}$$

Las variables anteriores se definen en 10.1.5

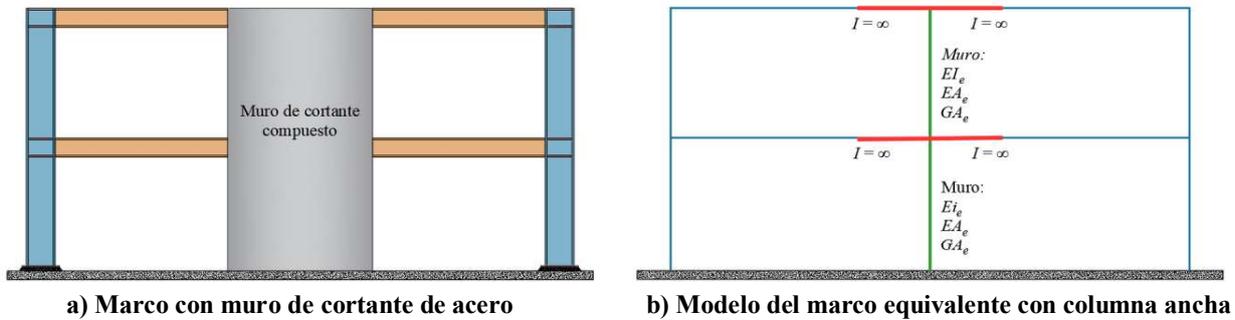


Figura 22.18.2.b - Modelado de marcos con muros planos con placas en extremos

*Comentario:*

La técnica de modelación de marcos con muros como marcos equivalentes con columnas anchas se pueden consultar en diversos libros de análisis estructural (e.g., Bazán y Meli, 1985; Tena-Colunga, 2007). Su aplicación a muros compuestos se ha evaluado por Agrawal et al. (2020), Bohórquez (2021) y Varma et al. (2023). Las rigideces de los muros compuestos deben tomar en cuenta la extensión del agrietamiento del concreto correspondiente a las resistencias requeridas estimadas. Estas rigideces se pueden determinar de manera conservadora usando las ecs. 22.18.2.a, a 22.18.2.c, las cuales fueron propuestas por Agrawal et al. (2020) para muros compuestos no acoplados.

**22.18.3** En el caso de que el muro tenga elementos de borde verticales (EBV), como el que se muestra en la fig. 22.18.2.a (b) con secciones circulares que se rellenan con concreto, dicho EBV se pueden modelar como columnas con sus rigideces nominales como se ilustra en la fig. 22.18.3.

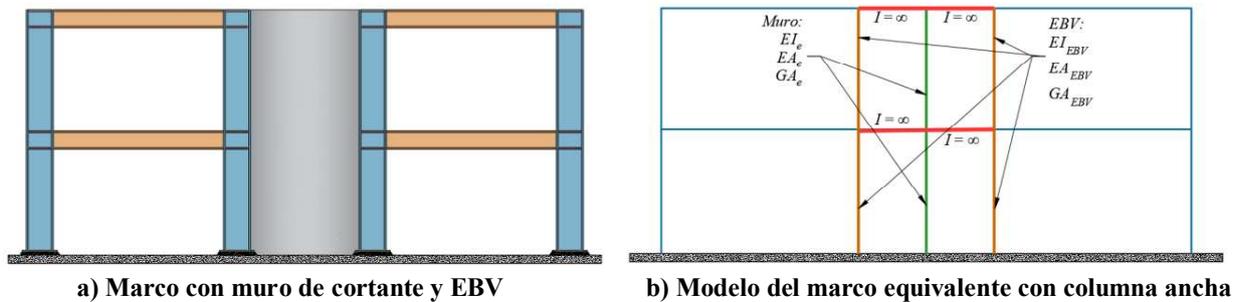
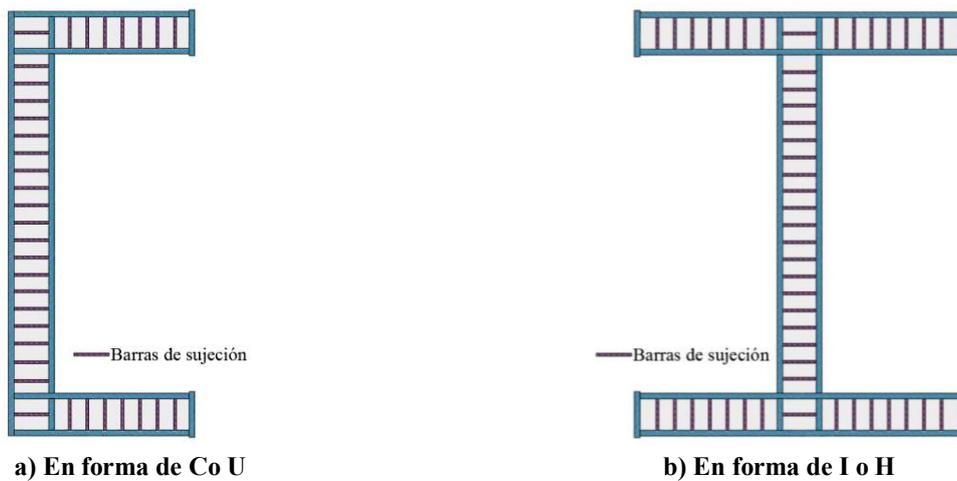


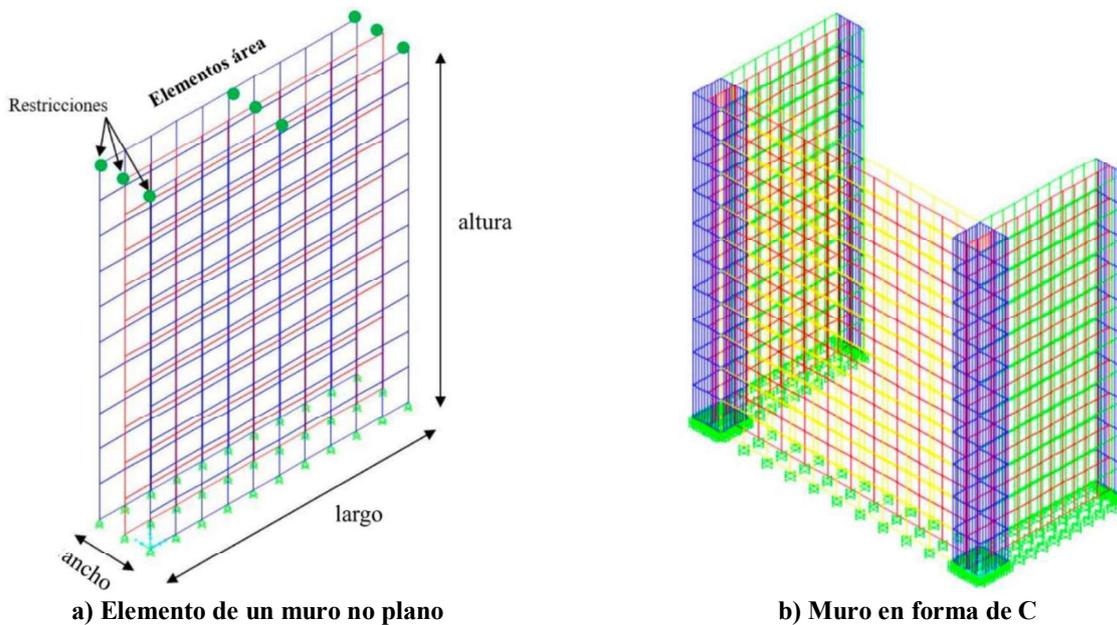
Figura 22.18.3 - Modelado de marcos con muros planos con elementos de borde (EBV)

**22.18.4** La modelación de las conexiones entre las vigas del marco con los muros o los elementos de borde, así como las conexiones viga-a-columna de los marcos, deben representar las condiciones reales de estas conexiones, las cuales se pueden detallar como conexiones simples o rígidas.

**22.18.5** Los marcos con muros compuestos no planos, como los que tienen forma en C, U, I, H u otras como se muestran en la fig. 22.18.5.a, se pueden modelar mediante elementos finitos (por ejemplo, con elementos área como se ilustra en la fig. 22.18.5.b) en los que se representen dimensiones, propiedades geométricas y leyes constitutivas de los materiales de las placas de acero, el concreto de relleno, y las placas de cierre en los extremos o los elementos de borde en su caso. Este procedimiento también se puede aplicar alternativamente a muros planos. Por simplicidad, y siempre que se cumplan los requisitos del Capítulo 10, se puede considerar contacto acoplado entre las placas de acero y el concreto de relleno. Los elementos área se deben discretizar en una malla con al menos ocho divisiones, o bien, con divisiones cuadradas no mayores a los 50 cm.



**Figura 22.18.5.a - Muros de cortante no planos en sección compuesta**



**Figura 22.18.5.b - Muros de cortante modelados con elementos finitos**

## 23. EJECUCIÓN DE LAS OBRAS

Este capítulo contiene las siguientes secciones:

- 23.1 General
- 23.2 Planos y dibujos
- 23.3 Fabricación
- 23.4 Montaje.

### 23.1 General

23.1.1 Este capítulo se complementa con la información adicional siguiente:

- 1) Manual de Construcción en Acero, IMCA, en su última versión
- 2) *Specification for Structural Steel Buildings*, ANSI/AISC 360, en su última versión
- 3) *Code of Standard Practice for Steel Buildings and Bridges*, ANSI/AISC 303, en su última versión

23.1.2 En todos los casos en los que se mencione al Propietario o a su Representante se entenderá que las facultades acordadas para ellos en este capítulo incluyen también al Director, excepto cuando se especifique lo contrario.

### 23.2 Planos y dibujos

23.2.1 Se elaborarán planos de anclas, fabricación, ensambles, partes y montaje. En los planos de anclas se indicarán todos los elementos que deben quedar ahogados en la cimentación o en la estructura de concreto en la que se apoye la estructura metálica, que son necesarios para transmitir las acciones que cada una de ellas ejerce sobre la otra. Se realizarán planos con vistas en planta donde se localicen los diferentes arreglos de anclas (plantillas) marcando su orientación y ubicación. Adicionalmente, se detallará la posición relativa entre anclas, así como, la longitud de rosca que sobresale de los elementos de concreto, señalando también el espacio entre placas base y componentes de concreto de la cimentación para colocar el mortero expansivo (*grout*). El mortero expansivo deberá tener como mínimo la resistencia del concreto donde se asienta de acuerdo con la especificación del fabricante.

23.2.2 En los planos de fabricación (también conocidos como planos de taller o de detalle) se proporcionará toda la información necesaria para la ejecución de la estructura en el taller, y en los de montaje se indicará la posición de los diversos elementos estructurales con sus respectivas marcas, así como, su orientación. Los planos de fabricación y de montaje se prepararán antes de iniciar la fabricación de la estructura. Se señalarán las juntas de campo, con indicaciones precisas para su elaboración, y se crearán planos de tornillería para la totalidad de las uniones atornilladas con la descripción geométrica detallada de tornillos y arandelas, así como, la especificación de los materiales.

23.2.3 Tanto en los planos de fabricación y de montaje como en los dibujos y esquemas de las memorias de cálculo deben indicarse las soldaduras por medio de símbolos que representen claramente, y sin ambigüedades; su posición, dimensiones, características, preparaciones en el metal base, etc. Cuando sea necesario, esos símbolos se complementarán con notas en el plano. En todos los casos deben indicarse, con toda claridad, los tornillos o soldaduras que se colocarán en el taller y aquellos que deben instalarse en la obra.

23.2.4 Los dibujos de taller se harán siguiendo la práctica más moderna, de preferencia desarrollados en ambiente BIM, y en su elaboración se tendrán en cuenta los factores de rapidez y, economía en fabricación y montaje que sean significativos en cada caso.

23.2.5 El fabricante se obliga a preparar los planos de taller y montaje a cuyo término someterá al propietario o su representante, y al Director copias de los mismos para su aprobación. El propietario o su representante y el Director se obligan a devolver al fabricante los planos aprobados, sujetos a las correcciones indicadas, dentro del plazo acordado por las partes involucradas. El fabricante quedará así autorizado para proceder con el inicio de la fabricación, después de corregir los planos, enviando las copias corregidas al propietario o su representante, y al Director.

23.2.6 Los planos de taller y de montaje deben indicar claramente el tipo de apriete que se requiere en cada unión atornillada, ya sea al contacto, pretensionado o por deslizamiento crítico.

### 23.3 Fabricación

#### 23.3.1 Enderezado

**23.3.1.1** Todo el material que se vaya a utilizar en estructuras debe enderezarse previamente de ser necesario, excepto en los casos en que por las condiciones del proyecto tenga forma curva. El enderezado se hará de preferencia en frío, por medios mecánicos, pero puede aplicarse también calor, en zonas locales. La temperatura de las zonas calentadas, medida por medio de procedimientos adecuados, no debe sobrepasar los 590 ° C (1,100 ° F) para aceros ASTM A514 / A514M y ASTM A852 / A852M ni 650 ° C (1,200 ° F) para otros aceros. Estas temperaturas admitirán una variación de  $\pm 10$  por ciento de las especificadas, no deberá enfriarse la zona afectada por medio de agua.

**23.3.1.2** Los procedimientos descritos en 23.3.1.1 pueden utilizarse también para dar contraflecha en aquellos elementos en los cuales se hayan especificado.

#### 23.3.2 Cortes

**23.3.2.1** Los cortes pueden hacerse con cizalla, sierra, soplete con mezcla de oxígeno y gas o equipos de plasma, preferentemente de alta definición para evitar cortes con inclinación en el espesor del material. Estos dos últimos se harán, de preferencia, guiados mecánicamente. Los bordes cortados térmicamente deben cumplir con los requisitos del Código de soldadura estructural (AWS D1.1 / D1.1M) cláusulas 5.14.5.2, 5.14.8.3 y 5.14.8.4.

**23.3.2.2** Los cortes con soplete requieren un acabado correcto, libre de rebabas. Se admiten muescas o depresiones ocasionales de no más de 5mm de profundidad, pero todas las que tengan profundidades mayores deben eliminarse con esmeril o repararse con soldadura. Los cortes en ángulo deben hacerse con el mayor radio posible, nunca menor que 25 mm, para proporcionar una transición continua y suave. Si se requiere un contorno específico, se indicará en los planos de fabricación. En todos los casos, el plano del corte será perpendicular a la superficie de la pieza cortada, excepto en donde se indique un ángulo de corte diferente.

**23.3.2.3** Las preparaciones de los bordes de piezas en los que se vaya a depositar soldadura pueden efectuarse con soplete utilizando mezcla de oxígeno y gas, equipos de plasma o medios mecánicos.

**23.3.2.4** Los extremos de piezas que transmiten compresión por contacto directo tienen que prepararse adecuadamente por medio de cortes muy cuidadosos, cepillado u otros medios que proporcionen un acabado semejante.

#### 23.3.3 Estructuras soldadas

##### 23.3.3.1 General

**23.3.3.1.1** Las técnicas de soldadura, mano de obra, apariencia y calidad de las soldaduras y los métodos utilizados para corregir defectos, estarán de acuerdo con la última versión del “*Structural Welding Code-Steel*” AWS D1.1, o, en su caso, AWS D1.5 y el AWS D1.8, de la Sociedad Americana de la Soldadura (*American Welding Society*). El fabricante de la estructura deberá contar con todos los procedimientos calificados de soldadura (*Welding Procedure Specification*, WPS) que cubran la totalidad de las uniones por realizar en el proyecto. Todos los procedimientos deberán estar respaldados por su correspondiente Registro de Calificación del Procedimiento (*Procedure Qualification Record*, PQR). El propietario de la obra o su representante, y el Director tendrán el derecho de solicitar los procedimientos calificados de soldadura al fabricante. En los procedimientos de soldadura se indicarán todas las variables esenciales del proceso, de acuerdo con AWS D1.1 o AWS D1.5. Por el contrario, los Registros de Calificación del Procedimiento serán propiedad del fabricante, quien los resguardará. En ellos se anexará toda la documentación correspondiente a ensayos no destructivos y destructivos que certifiquen el correcto funcionamiento de la unión que califican. En caso de que, el fabricante opte por utilizar algún procedimiento precalificado por AWS D1.1 o AWS D1.5 deberá sujetarse a todas las limitaciones que impone el propio código. Los procedimientos deberán mostrarse en forma sencilla en todas las estaciones de soldadura del taller. El supervisor e inspector también deberán contar con los procedimientos calificados para su correcta verificación.

**23.3.3.1.2** Las superficies en que se vaya a depositar la soldadura estarán libres de costras, escoria, óxido, grasa, aceite, pintura o cualquier otro material que dañe la sanidad de la unión, debiendo quedar tersas, uniformes y libres de rebabas, y no presentar desgarraduras, grietas u otros defectos que puedan disminuir la eficiencia de la junta soldada. Se permite que haya

costras de laminado que resistan un cepillado vigoroso con cepillo de alambre, un recubrimiento anticorrosivo delgado, o un compuesto para evitar las salpicaduras de soldadura. Siempre que sea posible, la preparación de bordes por medio de soplete con mezcla de oxígeno y gas, o equipos de plasma, se efectuará con antorchas guiadas mecánicamente. En caso necesario se desbastará con esmeril. En el caso de perfiles OR (*HSS*) debe eliminarse el aceite que los recubre mediante un solvente en el área de soldado.

### **23.3.3.2 Armado**

**23.3.3.2.1** Las piezas entre las que se van a colocar soldaduras de filete deben ponerse en contacto. Cuando esto no sea posible, su separación no excederá de 5 mm. Si la separación es de 1.5 mm, o mayor, el tamaño de la soldadura de filete se aumentará en una cantidad igual que la separación. La separación entre las superficies en contacto de juntas traslapadas, así como, entre las placas de juntas a tope y la placa de respaldo, no excederá de 1.5 mm.

**23.3.3.2.2** En zonas de la estructura expuestas a la intemperie, que no puedan pintarse por el interior, el ajuste de las juntas que no estén selladas por soldaduras en toda su longitud será tal que, una vez pintadas, no pueda introducirse el agua.

**23.3.3.2.3** Las partes que se vayan a soldar a tope deben alinearse cuidadosamente, corrigiendo faltas en el alineamiento mayores que 1/10 del grueso de la parte más delgada, y también las mayores que 3 mm.

**23.3.3.2.4** Siempre que sea posible, las piezas por soldar se colocarán de manera que la soldadura se deposite en posición plana, para facilitar su aplicación al soldador.

**23.3.3.2.5** Las partes por soldar se mantendrán en su posición correcta hasta terminar el proceso de soldadura, mediante el empleo de tornillos, prensas, cuñas, tirantes, puntales u otros dispositivos adecuados, o por medio de puntos provisionales de soldadura. En todos los casos se tendrán en cuenta las deformaciones producidas por la soldadura durante su colocación.

**23.3.3.2.6** Los puntos provisionales de soldadura deben cumplir los mismos requisitos de las soldaduras finales; si se incorporan en éstas, se harán con los mismos electrodos que ellas y se limpiarán cuidadosamente. En caso contrario, se removerán con un esmeril hasta emparejar la superficie original del metal base. Se evitará iniciar el arco (columna de plasma) aproximando aleatoriamente el electrodo al material base en zonas vecinas a la colocación de puntos provisionales pues puede alterarse la calidad metalúrgica del material.

**23.3.3.2.7** Al armar y unir partes de una estructura o de miembros compuestos se seguirán procedimientos y secuencias en la colocación de las soldaduras que eviten distorsiones innecesarias y minimicen los esfuerzos de contracción. Cuando no sea posible evitar esfuerzos residuales altos al cerrar soldaduras en conjuntos rígidos, el cierre se hará en elementos que trabajen en compresión.

**23.3.3.2.8** Al fabricar vigas con cubreplacas y miembros compuestos por varias placas o perfiles, deben hacerse las uniones de taller en cada una de las partes que las componen antes de unir las diferentes partes entre sí. Las trabes armadas largas pueden hacerse soldando varios subconjuntos, cada uno de ellos fabricado como se indica en el párrafo anterior.

### **23.3.3.3 Soldaduras de penetración completa**

**23.3.3.3.1** Debe prepararse la ranura en la unión de placas o elementos de perfiles laminados entre las que va a depositarse la soldadura, con la geometría indicada en los procedimientos calificados, para permitir el acceso del electrodo, y utilizarse placa de respaldo, cerámica o cobre previa calificación; de no ser así, debe removerse con un esmeril, equipo de arco aire con electrodo de carbón o con otro medio adecuando la capa inicial de la raíz de la soldadura, hasta descubrir material sano y antes de colocar la soldadura por el segundo lado, para lograr fusión completa en toda la sección transversal, manteniendo el medio de protección.

**23.3.3.3.2** Cuando se use placa de respaldo de material igual que el metal base, debe quedar fundida con la primera capa de metal de aportación. Excepto en los casos en que se indique lo contrario en los planos de fabricación o montaje, no es necesario quitar la placa de respaldo, pero puede hacerse si se desea, tomando las precauciones necesarias para no dañar ni el metal base ni el depositado. Deberá retirarse la placa de respaldo que se coloque en el patín inferior de la conexión de la viga a la columna.

**23.3.3.3.3** Los extremos de las soldaduras de penetración completa deben terminarse de una manera que asegure su sanidad; para ello se usarán, siempre que sea posible, placas de extensión, las que se quitarán después de terminar la soldadura, dejando los extremos de ésta lisos y alineados con las partes unidas.

**23.3.3.3.4** En soldaduras depositadas en varios pasos se retirará la escoria de cada uno de ellos antes de colocar el siguiente.

#### 23.3.3.4 Prealemtamiento

**23.3.3.4.1** Antes de depositar la soldadura, el metal base debe prealemtarse a una temperatura suficiente para evitar la formación de grietas. Esa temperatura debe conservarse durante todo el proceso de colocación de la soldadura, en una distancia cuando menos igual que el espesor de la parte soldada más gruesa, pero no menor que 75 mm, en todas las direcciones, alrededor del punto en el que se está depositando el metal de aportación. Se exceptúan los puntos de soldadura colocados durante el armado de la estructura que se volverán a fundir y quedarán incorporados en soldaduras continuas.

**23.3.3.4.2** En la tabla 23.3.3.4.3, se dan las temperaturas mínimas de prealemtamiento para algunos aceros comunes.

**23.3.3.4.3** Cuando el metal base esté a una temperatura inferior a 273 K (0°C) debe prealemtarse a 293 K (20° C) como mínimo, o a la temperatura de prealemtamiento, si ésta es mayor, antes de efectuar cualquier soldadura, aún puntos para armado. Se recomienda en todos los casos realizar un prealemtamiento de 293 K (20 °C) con objeto de eliminar la posible humedad absorbida por el metal base.

**Tabla 23.3.3.4.3- Temperatura mínima de prealemtamiento, en grados K (°C) <sup>[1]</sup>**

Grueso máximo del metal base en el punto de colocación de la soldadura, mm (pulg.)	Proceso de soldadura	
	Arco eléctrico con electrodo recubierto que no sea de bajo contenido de hidrógeno	Arco eléctrico con electrodo recubierto de bajo contenido de hidrógeno, arco sumergido, arco eléctrico protegido con gases inertes, arco eléctrico con electrodo con corazón de fundente
	Aceros B254 (A36) y B99 (A529)	Aceros B254 (A36), B284 (A572), Gr. 42 y 50, y B99 (A529)
menor o igual que 19 (≤ 3/4)	Ninguna	Ninguna
más de 19 hasta 38 (3/4 a 1 1/2)	343 (70)	283 (10)
más de 38 hasta 64 (1 1/2 a 2 1/2)	383 (110)	343 (70)
mayor que 64 (> 2 1/2)	423 (150)	383 (110)

<sup>[1]</sup> Para aceros que no aparezcan en esta tabla, ver AWS D1.1 y AWS D1.8, en su última versión.

#### 23.3.3.5 Inspección

**23.3.3.5.1** Es responsabilidad del fabricante y responsable del montaje contar con un plan de control de calidad. El aseguramiento de calidad es un atributo del propietario o su representante, así como del Director para verificar, cuando lo juzgue conveniente, el plan de control de calidad del fabricante. Todas las soldaduras, incluyendo los puntos provisionales, serán realizadas por personal calificado. El propietario o su representante y el Director tendrán el derecho de solicitar los certificados de los soldadores con los que se califica su desempeño (*Welder Performance Qualification, WPQ*) de acuerdo al código AWS D1.1. Este documento se deberá respaldar con una serie de evidencias relativas a ensayos de probetas especificadas por el propio código. Su vigencia será de seis meses a partir de su expedición. Podrá mantenerse vigente si el soldador no interrumpe su actividad en este período y sus condiciones físicas y eficiencia se mantienen en estado similar a la fecha de la prueba. El soldador se califica para un procedimiento específico (abarcando los límites que permita el código AWS D1.1). Esto no significa que esté calificado para soldar cualquier unión con el mismo proceso, ni cualquier proceso con la misma unión. La calificación de soldadores, al igual que la calificación de los procedimientos, es responsabilidad del fabricante.

**23.3.3.5.2** Antes de depositar la soldadura deben revisarse los extremos de las piezas en los que se colocará, para cerciorarse de que los perfiles de las ranuras, profundidad de biseseles, aberturas de raíz, radios de ranura, hombro de raíz, ángulos de

ranura, ángulos de bisel, etc., son correctos y están de acuerdo con los procedimientos calificados. Se deberá verificar, además, la limpieza del material y el precalentamiento, si es requerido.

**23.3.3.5.3** Deberá realizarse una inspección visual antes, durante y después de la aplicación de la soldadura, procediéndose a reparar los defectos que se observen, tales como, tamaño insuficiente, socavaciones del metal base, porosidades, refuerzo de soldadura, desalineamientos, etc. Toda soldadura agrietada debe rechazarse.

**23.3.3.5.4** Cuando se requiera, a juicio del Director según lo establecido en documentos contractuales, se realizarán ensayos no destructivos (END) a los diferentes tipos de juntas unidas por soldadura. La inspección superficial que detecta discontinuidades abiertas o muy cercanas a la superficie inspeccionada se realizará por cualquiera de los siguientes métodos, a juicio del inspector: inspección visual (VT), líquidos penetrantes (PT), partículas magnéticas (MT) o electromagnetismo (ET). La inspección, para detectar discontinuidades o daños internos en el material, se realizará aplicando cualquiera de los métodos siguientes: ultrasonido industrial (UT) y/o radiografía industrial (RT). El empleo de una sola prueba de END pudiera no representar un argumento suficiente para juzgar la sanidad de la unión soldada, por lo que, se podrán combinar diferentes tipos de pruebas complementarias para garantizar la calificación de la junta. En cada caso, se realizará un número de pruebas no destructivas de soldaduras de taller suficiente para cubrir los diferentes tipos que haya en la estructura y poderse formar una idea general de su calidad. La inspección y en su caso corrección de todas las soldaduras de taller, se realizarán en la propia planta del fabricante para su liberación final, antes del embarque a la obra. En soldaduras de campo se aumentará el número de pruebas y éstas se efectuarán en todas las soldaduras de penetración en material de más de 20 mm de grueso y en un porcentaje determinado por el Director.

### **23.3.4 Estructuras atornilladas**

#### **23.3.4.1 General**

**23.3.4.1.1** La instalación de tornillos de alta resistencia se hará de acuerdo con las especificaciones contenidas en esta norma.

#### **23.3.4.2 Armado**

**23.3.4.2.1** Todas las partes de miembros que estén en proceso de colocación de tornillos se mantendrán en contacto entre sí rígidamente, por medio de tornillos provisionales. Durante la colocación de las partes que se unirán entre sí, no debe distorsionarse el metal ni agrandarse los agujeros. Una coincidencia pobre entre agujeros es motivo de rechazo.

**23.3.4.2.2** Las superficies de partes unidas con tornillos de alta resistencia que estén en contacto con la cabeza del tornillo o con la tuerca tendrán una pendiente no mayor que 1:20 con respecto a un plano normal al eje del tornillo. Si la pendiente es mayor se utilizarán roldanas endurecidas para compensar la falta de paralelismo.

**23.3.4.2.3** Las partes unidas con tornillos de alta resistencia deberán ajustarse perfectamente, sin que haya ningún material compresible entre ellas. Todas las superficies de las juntas, incluyendo las adyacentes a las roldanas, estarán libres de costras de laminado, exceptuando las que resistan un cepillado vigoroso hecho con cepillo de alambre, así como, de basura, escoria o cualquier otro defecto que impida que las partes se asienten perfectamente.

**23.3.4.2.4** Las superficies de contacto en conexiones por fricción estarán libres de aceite, pintura y otros recubrimientos, excepto en los casos en que se cuente con información sobre el comportamiento de conexiones entre partes con superficies de características especiales.

**23.3.4.2.5** Dependiendo del tipo de conexión (véase 11.3.1), puede requerirse que a los tornillos ASTM F3125/F3125M Grados A325 y A490 se les aplique una tensión de apriete no menor que la indicada en la tabla 11.3.1.2. Esta tensión se dará por el método de la vuelta de la tuerca, con un indicador directo de tensión (DTI), o con una llave de tuercas calibrada, o se utilizarán tornillos cuyo diseño permita conocer la tensión a la que están sometidos. Cuando se emplea el método de la vuelta de la tuerca no se requieren roldanas endurecidas, excepto cuando se usan tornillos A490 para conectar material que tenga un límite de fluencia especificado menor que 275 MPa (2 800 kg/cm<sup>2</sup>); en ese caso se colocarán roldanas endurecidas bajo la tuerca y la cabeza del tornillo.

### 23.3.4.3 Agujeros para construcción atornillada

**23.3.4.3.1** Los tipos de agujeros reconocidos por esta norma son los estándares, los sobredimensionados, los alargados cortos y los alargados largos. Las dimensiones nominales de los agujeros de cada tipo se indican en la tabla 11.3.6.1.

**23.3.4.3.2** Los agujeros serán estándar, excepto en los casos en que el diseñador apruebe, en conexiones atornilladas, el uso de agujeros de algún otro tipo.

**23.3.4.3.3** Los agujeros pueden punzonarse en material de grueso no mayor que el diámetro nominal de los tornillos más 3 mm (1/8 pulg.), pero deben taladrarse o punzonarse a un diámetro menor, y después limarse, cuando el material es más grueso. El punzón para todos los agujeros subpunzonados, y el taladro para los subtaladrados, debe ser cuando menos 1.5 mm (1/16 pulg.) menor que el diámetro nominal del tornillo.

### 23.3.5 Tolerancias en las dimensiones

**23.3.5.1** Las piezas terminadas en taller deben estar libres de torceduras y dobleces locales, y sus juntas deben quedar acabadas correctamente. En miembros que trabajarán en compresión en la estructura terminada no se permiten desviaciones, con respecto a la línea recta que une sus extremos, mayores que un milésimo de la distancia entre puntos que estarán soportados lateralmente en la estructura terminada.

**23.3.5.2** La distancia máxima, con respecto a la longitud teórica, que se permite en miembros que tengan sus dos extremos cepillados para trabajar por contacto directo, es un milímetro. En piezas no cepilladas, de longitud no mayor que diez metros, se permite una discrepancia de 1.5 mm, la que aumenta a 3 mm, cuando la longitud de la pieza es mayor que la indicada.

### 23.3.6 Acabado de bases de columnas

**23.3.6.1** Las bases de columnas y las placas de base cumplirán los requisitos siguientes:

- a) No es necesario cepillar las placas de base de grueso no mayor que 51 mm (2 pulg.), siempre que se obtenga un contacto satisfactorio. Las placas de grueso comprendido entre más de 51 mm (2 pulg.) y 102 mm (4 pulg.) pueden enderezarse por medio de prensas o, si no se cuenta con las prensas adecuadas, pueden cepillarse todas las superficies necesarias para obtener un contacto satisfactorio (con las excepciones indicadas en 23.3.6.1(b) y 23.3.6.1(c)). Si el grueso de las placas es mayor que 102 mm (4 pulg.) se cepillarán todas las superficies en contacto, excepto en los casos que se indican en 23.3.6.1(b) y 23.3.6.1(c).
- b) No es necesario cepillar las superficies inferiores de las placas de base cuando se inyecte bajo ellas un mortero de resistencia adecuada (*grout*) que asegure un contacto completo con la cimentación, de acuerdo con 23.2.1.
- c) No es necesario cepillar las superficies superiores de las placas de base ni las inferiores de las columnas cuando la unión entre ambas se haga por medio de soldaduras de penetración completa.

### 23.3.7 Agujeros para drenar

**23.3.7.1** Cuando el agua pueda acumularse al interior de secciones tubulares rectangulares OR (*HSS*) o en los miembros en cajón formados en taller con placa, ya sea durante la construcción o durante el servicio, el miembro debe estar sellado, provisto de un orificio de drenaje en la base, o de lo contrario protegido de la infiltración de agua.

### 23.3.8 Pintura

**23.3.8.1** Después de inspeccionadas y aprobadas, y antes de salir del taller, todas las piezas que deben pintarse se limpiarán cepillándolas vigorosamente, a mano, con cepillo de alambre, o con chorro de arena o granalla, para eliminar escamas de laminado, óxido, escoria de soldadura, y, en general, toda materia extraña. Los depósitos de aceite y grasa se quitarán por medio de solventes.

**23.3.8.2** Las piezas que no requieran pintura de taller se deben limpiar también, siguiendo procedimientos análogos a los indicados en 23.3.8.1.

**23.3.8.3** A menos que se especifique otra cosa, las piezas de acero que vayan a quedar cubiertas por acabados interiores del edificio no necesitan pintarse y las que vayan a quedar ahogadas en concreto no deben pintarse. Todo el material restante recibirá en el taller una mano de pintura anticorrosiva, aplicada cuidadosa y uniformemente sobre superficies secas y limpias, por medio de brocha, pistola de aire, rodillo o por inmersión.

**23.3.8.4** El objeto de la pintura de taller es proteger el acero durante un período de tiempo corto, y puede servir como base para la pintura final, que se efectuará en obra.

**23.3.8.5** Las superficies que sean inaccesibles después del armado de las piezas deben pintarse antes.

**23.3.8.6** Todas las superficies que se encuentren a no más de 50 mm de distancia de las zonas en que se depositarán soldaduras de taller o de campo deben estar libres de materiales que dificulten la obtención de soldaduras sanas o que produzcan humos perjudiciales.

**23.3.8.7** Cuando un elemento estructural esté expuesto a los agentes atmosféricos, todas las partes que lo componen deben ser accesibles de manera que puedan limpiarse y pintarse.

## **23.4 Montaje**

### **23.4.1 Condiciones generales**

**23.4.1.1** El montaje debe efectuarse con equipo apropiado, que ofrezca la mayor seguridad posible. Durante la carga, transporte y descarga del material, y durante el montaje, se adoptarán las precauciones necesarias para no producir deformaciones ni esfuerzos excesivos. Si a pesar de ello algunas de las piezas se maltratan y deforman, deben ser enderezadas o repuestas, según el caso, antes de montarlas, permitiéndose las mismas tolerancias que en trabajos de taller.

### **23.4.2 Anclajes**

**23.4.2.1** Antes de iniciar el montaje de la estructura se revisará la posición de las anclas, que habrán sido colocadas previamente, y en caso de que haya discrepancias, en planta o en elevación, con respecto a las posiciones mostradas en planos, se tomarán las providencias necesarias para corregirlas o compensarlas, de común acuerdo con el representante del propietario.

### **23.4.3 Conexiones provisionales**

**23.4.3.1** Durante el montaje, los diversos elementos que constituyen la estructura deben sostenerse individualmente o ligarse entre sí por medio de tornillos o soldaduras provisionales que proporcionen la resistencia requerida en esta Norma, bajo la acción de cargas muertas y esfuerzos de montaje, viento o sismo. Así mismo, deben tenerse en cuenta los efectos de cargas producidas por materiales, equipo de montaje, etc. Cuando sea necesario, se colocará en la estructura el contraventeo provisional requerido para resistir los efectos mencionados.

### **23.4.4 Tolerancias**

**23.4.4.1** Se considerará que cada una de las piezas que componen una estructura está correctamente plomeada, nivelada y alineada, si la tangente del ángulo que forma la recta que une los extremos de la pieza con el eje de proyecto no excede de 1/500. En vigas teóricamente horizontales es suficiente revisar que las proyecciones vertical y horizontal de su eje satisfacen la condición anterior.

**23.4.4.2** Las tolerancias de fabricación se ajustarán a lo estipulado en la Sección 6.4 del *Code of Standard Practice for Steel Buildings and Bridges* ANSI/AISC 303 vigente. Las tolerancias de montaje se indican en el mismo Código en la Sección 7.12 y 7.13.

**23.4.4.3** Deben cumplirse, además las condiciones siguientes:

- a) El desplazamiento del eje de columnas adyacentes a cubos de elevadores, medido con respecto al eje teórico, no será mayor que 25 mm en ningún punto en los primeros 20 pisos. Arriba de este nivel, el desplazamiento puede aumentar 1 mm por cada piso adicional, hasta un máximo de 50 mm

- b) El desplazamiento del eje de columnas exteriores, medido con respecto al eje teórico, no es mayor que 25 mm hacia fuera del edificio, ni 50 mm hacia dentro, en ningún punto en los primeros 20 pisos. Arriba de este nivel, los límites anteriores pueden aumentarse en 1.5 mm por cada piso adicional, pero no deben exceder, en total, de 50 mm hacia fuera ni 75 mm hacia dentro del edificio.

#### **23.4.5 Alineado y plomeado**

**23.4.5.1** No se colocarán tornillos ni soldaduras permanentes hasta que la parte de la estructura que quede rigidizada por ellos esté alineada y plomeada de acuerdo con 23.4.4 de esta Norma.

#### **23.4.6 Ajuste de juntas de compresión en columnas**

**23.4.6.1** Se aceptarán faltas de contacto por apoyo directo, independientemente del tipo de unión empleado (soldadura de penetración parcial o tornillos), siempre que la separación entre las partes no exceda de 1.5 mm. Si la separación es mayor que 1.5 mm, pero menor que 6 mm, y una investigación ingenieril muestra que no hay suficiente área de contacto, el espacio entre las dos partes debe llenarse con láminas de acero de grueso constante. Las láminas de relleno pueden ser de acero dulce, cualquiera que sea el tipo del material principal.

## APÉNDICE A. ESTÁNDARES Y REFERENCIAS DE LOS COMENTARIOS

En caso de discrepancia entre las disposiciones de esta Norma y los documentos de referencia enlistados, regirán las disposiciones de la presente Norma.

**ACI 318** “Requisitos del código de construcción para concreto estructural”

**AISC** “Guías de diseño”

**AISC 303** “Código de práctica estándar para edificios y puentes de acero estructural”

**AISC 325** “Manual de construcción en acero”

**AISC 341** “Disposiciones sísmicas para edificios de acero estructural”

**AISC 360** “Especificación para edificios de acero estructural”

**AISC 358** “Conexiones precalificadas para marcos rígidos de acero especiales e intermedios para aplicaciones sísmicas”

**ASCE 41-13** “Evaluación y actualización sísmica de edificios existentes”

**AWS D1.1** “Código de soldadura estructural en acero”

**AWS D1.4** “Código para soldadura estructural. Acero de refuerzo”

**AWS D1.8** “Código para soldadura estructural. Diseño Sísmico”

**IMCA** “Código de prácticas generales para estructuras de acero”

**IMCA** “Manual de construcción en acero”

**RCSC** “Especificación para juntas estructurales que usan tornillos de alta resistencia”

### Significado de las abreviaturas

<b>ACI</b>	American Concrete Institute (Instituto Americano del Concreto)
<b>AIJ</b>	Architectural Institute of Japan (Instituto de Arquitectura de Japón)
<b>AISC</b>	American Institute of Steel Construction (Instituto Americano de la Construcción en Acero)
<b>ASCE</b>	American Society of Civil Engineers (Sociedad Americana de Ingenieros Civiles)
<b>ASTM</b>	American Society for Testing and Materials (Sociedad Americana de Ensayes y Materiales)
<b>AWS</b>	American Welding Society (Sociedad Americana de la Soldadura)
<b>CIDECT</b>	Comité International pour le Développement et l'Étude de la Construction Tubulaire (Comité Internacional para el Desarrollo y Estudio de la Construcción Tubular)
<b>CISC</b>	Canadian Institute of Steel Construction (Instituto Canadiense de la Construcción en Acero)
<b>CMAA</b>	Crane Manufacturers Association of America (Asociación Norteamericana de Fabricantes de Grúas)
<b>NMX</b>	Norma Mexicana
<b>IMCA</b>	Instituto Mexicano de la Construcción en Acero
<b>RCSC</b>	Research Council on Structural Connections (Consejo de Investigación sobre Conexiones Estructurales)

**Referencias de los Comentarios**

ACI (1997), Prediction of Creep, Shrinkage and Temperature Effects in Concrete Structures, ACI 209R-92, American Concrete Institute, Farmington Hills, MI.

ACI-216.1 (2014) Code Requirements for Determining Fire Resistance of Concrete and Masonry Construction Assemblies, ISBN: 978-0-87031-954-9.

Agrawal S., Broberg M., Varma A.H. (2020), "Seismic Design Coefficients for SpeedCore or Composite Plate Shear Walls—Concrete Filled (C-PSW/CF)", Bowen Laboratory Research Report, Lyles School of Civil Engineering, Purdue University, West Lafayette, Ind.

AIJ (2005), AIJ Design Standard for Steel Structures - Based on Allowable Stress Concept, Architectural Institute of Japan, Tokyo, Japón.

AISC-341 (2022), Seismic Provisions for Structural Steel Buildings, ANSI/AISC 341-22. American Institute of Steel Construction. Chicago, IL, Estados Unidos.

AISC-358 (2022), Prequalified Connections for Special and Intermediate Steel Moment Frames for Seismic Applications, ANSI/AISC 358-22. American Institute of Steel Construction. Chicago, IL, Estados Unidos.

AISC-360 (2022), Specification for Structural Steel Buildings, ANSI/AISC 360-22. American Institute of Steel Construction, Chicago, IL, Estados Unidos.

AISC-SSRC (2003), "Basic Design for Stability: Lecture 3—Frame Stability—Alignment Charts and Modifications," American Institute of Steel Construction and Structural Stability Research Council, Chicago, IL, Estados Unidos.

Ammerman, D.J. y Leon, R.T. (1990), "Unbraced Frames with Semi-Rigid Composite Connections," Engineering Journal, Vol. 27, No. 1, pp. 12–21.

ASCE (1998), "Design Guide for Partially Restrained Composite Connections," Journal of Structural Engineering, Vol. 124, No. 10, pp. 1,099–1,114.

ASCE-41 (2013), Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings, ASCE/SEI 41-13. American Society of Civil Engineers. Reston, VA, Estados Unidos.

Aslani, F. y Goel, S. (1991). "An Analytical Criterion for Buckling Strength of Built-up Compression Members," Engineering Journal, Vol. 28, pp. 159-168.

Astaneh-Asl, A. (2002), "Seismic Behavior and Design of Composite Steel Plate Shear Walls", Steel Technical Information and Product Services Report, Structural Steel Educational Council, Moraga, California, Estados Unidos.

Astaneh-Asl, A., Cochran, M. y Sabelli, R. (2006), "Seismic Detailing of Gusset Plates for Special Concentrically Braced Frames", Steel Tips, Structural Steel Educational Council, Moraga, California, Estados Unidos.

ATC-17 (2017). "Guidelines for Nonlinear Structural Analysis and Design of Buildings". Part I-General. Applied Technology Council. <https://doi.org/10.6028/NIST.GCR.17-917-46v1>.

ATC-24 (1994), Guidelines for Cyclic Seismic Testing of Components of Steel Structures, ATC-24, Applied Technology Council, California, Estados Unidos.

AWS D1.1 (2020), Structural Welding Code—Steel, AWS D1.1/D1.1M:2020, American Welding Society, Miami, Florida, Estados Unidos.

AWS D1.4 (2011), Structural Welding Code—Reinforcing Steel, AWS D1.4/D1.4M:2011, American Welding Society, Miami, Florida, Estados Unidos.

- AWS D1.5 (2015), Bridge Welding Code, AASHTO/AWS D1.5/D1.5M:2015, American Welding Society, Miami, Florida, Estados Unidos.
- AWS D1.8 (2016), Structural Welding Code – Seismic Supplement, An American National Standard, AWS D1.8/D1.8 M, American Welding Society D1 Committee on Structural Welding, 3a edición.
- Azizinamini, A. y Schneider, S.P. (2004), “Moment Connections to Concrete-Filled Steel Tubes,” *Journal of Structural Engineering*, Vol. 130, No. 2, pp. 213–222.
- Bazán E. y Meli, R. (1985). “Diseño sísmico de edificios”. Primera edición. Editorial Limusa, México.
- Basler, K. (1961), “Strength of Plate Girders in Shear,” *Journal of the Structural Division*, Vol. 104, No. ST9, pp. 151–180.
- Bjorhovde, R. (1984), “Columns: From Theory to Practice,” *Engineering Journal*, AISC, Vol. 25, No. 1, 1st Quarter, pp. 21–34.
- Bjorhovde, R. (2006), “Cold Bending of Wide-Flange Shapes for Construction,” *Engineering Journal*, AISC, Vol. 43, No. 4, pp. 271–286.
- Bleich, F. (1952), *Buckling Strength of Metal Structures*, McGraw-Hill, New York, N.Y., Estados Unidos.
- Bohórquez W. (2021). “Análisis y diseño del sistema dual de marcos con muros compuestos del tipo doble placa de acero rellenos de concreto”. Posgrado en Ingeniería Estructural (PIE), Universidad Autónoma Metropolitana, Unidad Azcapotzalco (UAM-A). México. 9 de diciembre de 2021.
- Bradford, M.A., Loh, H.Y. y Uy, B. (2002), “Slenderness Limits for Filled Circular Steel Tubes”, *Journal of Constructional Steel Research*, Elsevier, Vol. 58, No. 2, pp. 243–252.
- Bruneau, M., Uang, C.-M. y Sabelli, R. (2011), *Ductile Design of Steel Structures*, 2nd Ed., McGraw-Hill, New York, N.Y., Estados Unidos
- CIDECT (2004), “Design Guide 9: Design Guide for Structural Hollow Section Column Connections”, CIDECT Comité International pour le Développement et l’Étude de la Construction Tubulaire, Jaap Wardenier, ISBN 3-8249-0802-6
- Chao, S.H. y Goel, S. (2008), “A Modified Equation for Expected Maximum Shear Strength of the Special Segment for Design of Special Truss Moment Frames,” *Engineering Journal*, Vol. 45, No. 2, pp. 117–125.
- Chao, S.H., Simasathien, S., Jiansinlapadamrong, C. y Okazaki, T. (2015), “Seismic Performance of Full-Scale Steel Special Truss Moment Frame (STMF) with Innovative Detailing and Long Spans,” *Proceedings*, SEAOC Convention.
- Charney, F.A., Downs, W.M. (2004). “Modeling procedures for panel zone deformations in moment resisting frames.” *Proceedings of the Connections in Steel Structures V*, pp. 121–130. Amsterdam.
- Chen, W.F. y Atsuta, T. (1976), *Theory of Beam Columns, Volume I: Space Behavior and Design*, McGraw-Hill, New York, N.Y., Estados Unidos.
- Chen, W.F. y Atsuta, T. (1977), *Theory of Beam Columns, Volume II: Space Behavior and Design*, McGraw-Hill, New York, N.Y., Estados Unidos.
- Chen, W.F. y Lui, E.M. (1991), *Stability Design of Steel Frames*, CRC Press, Boca Raton, Florida, Estados Unidos.
- Chen, C.W., Wang, C. y Sun, H. (2014). “Experimental study on Seismic Behavior of Steel-Encased Full Composite Concrete Columns”. *Journal of Structural Engineering*. Vol. 140, No. 6, pp. 04014024.

Chinchilla-Portillo K.L. (2012), Evaluación de la flexibilidad de diafragma en sistemas de piso utilizados en edificios urbanos. Tesis de Maestría, Posgrado en Ingeniería Estructural, Universidad Autónoma Metropolitana, México.

Choi, B.J., Kim, K.Y., Kim, C.H. y Kim, T.Y. (2009), "Experimental Compression Behavior of Stiffened Steel Plate Concrete (SSC) Structures under Compression Loading," Proceedings of the 20th International Conference on Structural Mechanics in Reactor Technology (SMiRT 20), Espoo, Finlandia.

De Buen, O. (1980). Estructuras de Acero Comportamiento y Diseño, Novena Edición, Limusa México.

De Buen, O. (1993). Comentarios, Ayudas de Diseño y Ejemplos de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras Metálicas, DDF. Vol. II, Serie Especial (Salmón), No. ES-3.2, ISSN: 0188-5987, Instituto de Ingeniería, UNAM, México.

De Buen, O. (2000). Diseño de Estructuras de Acero: Miembros en Compresión (La Columna Aislada), Capítulo 2, Fundación ICA A.C., México.

De Buen, O. (2004). Diseño de Estructuras de Acero Construcción Compuesta, Capítulo 8, Fundación ICA A.C., México.

De Buen, O. (2016). Placas. En O. de Buen López de Heredia, Estructuras de Acero para Edificaciones Tomo I, Fundación ICA A.C., México.

De Buen, O. (2017). Estructuras de acero para edificaciones Tomo III, Fundación ICA A.C., México.

Del Rincón, A. y Tapia, E. (2018), "Cortante Lateral Resistente y Relación de Esbeltez en Marcos Dúctiles con Contraventeos", XXI Congreso de Ingeniería Estructural, Campeche, México.

Denavit, M., Hajjar, J., Perea, T., y Leon, R. (2016). "Stability Analysis and Design of Composite Structures". Journal of Structural Engineering. Vol. 142, No. 3, DOI: 10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0001434. USA.

Denavit, M.D., Hajjar, J.F., Perea, T. y Leon, R.T. (2016a), "Stability Analysis and Design of Composite Structures," Journal of Structural Engineering, Vol. 142, No. 3, pp. 1–12.

Denavit, M.D., Hajjar, J.F., Perea, T., y Leon, R.T. (2016b). "Seismic Behavior of Steel-Concrete Composite Frame Structures and Design Practice in the United States", Composite Construction in Steel and Concrete VII, pp. 534-547, DOI: 10.1061/9780784479735.041.

Denavit, M.D., Hajjar, J.F. y Leon, R.T. (2016c), "Cross Section Strength of Circular Concrete-Filled Steel Tube Beam-Columns," Engineering Journal, Vol. 53, No. 2, pp. 99–105.

Duan, L., Reno, M. y Uang, C.M. (2002), "Effect of Compound Buckling on Compression Strength of Built-Up Members," Engineering Journal, Vol. 39, No. 1, pp. 30–37.

Dumonteil, P. (2009), "Design Aspects of Single Angle Members," Engineering Journal, Vol. 46, No. 4, pp. 273–288.

El-Bahey, S. y Bruneau, M. (2012), "Bridge Piers with Structural Fuses and Bi-Steel Columns. I: Experimental Testing", Journal of Bridge Engineering, Vol. 17, No. 1, [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)BE.1943-5592.0000234](https://doi.org/10.1061/(ASCE)BE.1943-5592.0000234)

FEMA 461 (2007), Interim Testing Protocols for Determining the Seismic Performance Characteristics of Structural and Nonstructural Components, Federal Emergency Management Agency, Washington, DC, Estados Unidos.

FEMA-350 (2000a), Recommended Seismic Design Criteria for New Steel Moment-Frame Buildings, FEMA-350, SAC Joint Venture for the Federal Emergency Management Agency, Washington, DC, Estados Unidos.

Galambos, T.V. (1968a), Structural Members and Frames, Prentice-Hall, Englewood Cliffs, NJ, Estados Unidos.

- Galambos, T.V. (1998), "Guide to Stability Design Criteria for Metal Structures", 5ta Edición, John Wiley & Sons, Nueva York, NY, Estados Unidos.
- Galambos, T.V. y Surovek, A.E. (2008), "Structural Stability of Steel—Concepts and Applications for Structural Engineers", John Wiley & Sons, Inc., Nueva York, NY, Estados Unidos.
- García, J S y E Tapia (2019), "Respuesta inelástica de marcos dúctiles con contraviento concéntrico", *Revista de Ingeniería Sísmica*, No. 100, pp. 51-70. DOI: 10.18867/ris.100.478
- Goel, S.C. y Itani, A. (1994a), "Seismic Behavior of Open Web Truss Moment Frames," *Journal of Structural Engineering*, Vol. 120, No. 6, pp. 1,763–1,780.
- Goel, S.C. y Itani, A. (1994b), "Seismic Resistant Special Truss Moment Frames," *Journal of Structural Engineering*, Vol. 120, No. 6, pp. 1,781–1,797.
- Gómez-Bernal A. y Martín del Campo I.T. (2010), Estudio experimental de conexiones de acero a momento de vigas I con columna rectangular HSS, *Memorias XVII Congreso Nacional de Ingeniería Estructural*. León, Guanajuato. Noviembre.
- Griffis, L.G. (1993), "Serviceability Limit States Under Wind Load," *Engineering Journal*, Vol. 30, No. 1, pp. 1–16.
- Grubbs, K.V. (1997), "The Effect of the Dogbone Connection on the Elastic Stiffness of Steel Moment Frames", M.S. Thesis, Department of Civil Engineering, The University of Texas at Austin, Estados Unidos.
- Hajjar, J.F. (2000), "Concrete-filled steel tube columns under earthquake loads." *Progress in Structural Engineering and Materials*, 2(1), 72–81.
- Han L.H., Yao, G.H. y Zhao, X.L. (2005), "Tests and Calculations for Hollow Structural Steel (HSS) Stub Columns Filled with Self-Consolidating Concrete (SCC)," *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 61, Issue 9, pp. 1241–1269.
- Herrera, R.A., Ricles, J.M. y Sause, R. (2008), "Seismic Performance Evaluation of a Large-Scale Composite MRF Using Pseudo-Dynamic Testing," *Journal of Structural Engineering*, Vol. 134, No. 2, pp. 279–288.
- IMCA (2022). "Manual de Construcción en Acero". 6a. Edición. Instituto Mexicano de la Construcción en Acero (IMCA). Editorial LIMUSA. ISBN: 9786070509315.
- Jacobs, W. y Hajjar, J. (2010), "Load Transfer in Composite Construction", *Structures Congress*, pp. 1229-1240, [https://doi.org/10.1061/41130\(369\)112](https://doi.org/10.1061/41130(369)112)
- Johnson, D.L. (1985), "An Investigation into the Interaction of Flanges and Webs in Wide Flange Shapes," *Proceedings of the Annual Technical Session and Meeting*, Cleveland, Ohio, April 16-17, 1985, SSRC, Bethlehem, Pa., pp. 397–405.
- Krawinkler, H., Gupta, A., Medina, R., y Luco, N. (2000) "Development of loading histories for testing of steel beam-to-column assemblies", pp. 94305-4020, Stanford University, Estados Unidos
- Lai, Z., Varma, A.H. y Griffis, L.G. (2016), "Analysis and Design of Noncompact and Slender CFT Beam-Columns," *Journal of Structural Engineering*, Vol. 142, No. 1, pp. 1–14.
- Lee, D., Cotton, S.C., Hajjar, J.F., Dexter, R.J., and Ye, Y. (2005), "Cyclic Behavior of Steel Moment-Resisting Connections Reinforced by Alternative Column Stiffener Details: I. Connection Performance and Continuity Plate Detailing," *Engineering Journal*, Vol. 42, No. 4, pp. 189–214
- Leon, R.T., Perea, T., Hajjar, J.F. y Denavit, M.D. (2011). "Concrete-filled tubes columns and beam-columns: a database for the AISC 2005 and 2010 Specifications". *Festschrift Gerhard Hanswille – Honoring Gerhard Hanswille*. Ed. Bergmann, M. Brauer, A. Institute für Konstruktiven Ingenieurbau (IKIB). Bergische Universität Wuppertal. Heft 20 – Issue 20. ISBN 978-3-940795-19-9. October 1-3, 2011. pp. 203-212. Germany.

Leon, R.T., Hoffman, J. y Staeger, T. (1996), "Design of Partially Restrained Composite Connections", Design Guide 8, American Institute of Steel Construction, Chicago, IL.

Leon, R.T., Kim, D.K. y Hajjar, J.F. (2007), "Limit State Response of Composite Columns and Beam-Columns Part 1: Formulation of Design Provisions for the 2005 AISC Specification," Engineering Journal, Vol. 44, No. 4, pp. 341–358.

Leon, R.T. y Kim, D.H. (2004), "Seismic Performance of PR Frames in Zones of Infrequent Seismicity," Proceedings, 13th World Conference in Earthquake Engineering, Paper 2696, IAEE, Vancouver, Canadá.

Liang, Q.Q. (2009), "Performance-Based Analysis of Concrete-Filled Steel Tubular Beam Columns, Part I: Theory and Algorithms," Journal of Constructional Steel Research, Vol. 65, No. 2, pp. 363–372.

Liu, J., Sabelli, R., Brockenbrough, R.L. y Fraser, T.P. (2007), "Expected Yield Stress and Tensile Strength Ratios for Determination of Expected Member Capacity in the 2005 AISC Seismic Provisions," Engineering Journal, Vol. 44, No. 1, pp. 15–25.

Liu, J. (2016), "Updates to Expected Yield Stress and Tensile Strength Ratios for Determination of Expected Member Capacity in the 2016 AISC Seismic Provisions," Engineering Journal, Vol. 53, No. 4, pp. 215–227

Loera, S. y Mendoza, C.J. (1991), "Comentarios, ayudas de diseño y ejemplos de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto", Universidad Nacional Autónoma de México, Instituto de Ingeniería, Distrito Federal, México.

Loov, R.E. (1997), "Review of A23. 3-94 Simplified Method of Shear Design and Comparison with Results Using Shear Friction", Canadian Journal of Civil Engineering, Vol. 25, no 3, pp. 437-450.

López R.C., Tapia E. y Terán A. (2021), "Respuesta sísmica del sistema estructural Diagrid", Memorias, XXII Congreso Nacional de Ingeniería Estructural, Id. 03-325, Aguascalientes, Ags. Febrero.

MacCrimmon, R. (2015). Guide for the Design of Crane-Supporting Steel Structures, Canadian Institute of Steel Construction, ISBN 978-0-88811-132-6, Canadá.

Maleck, A.E. y White, D.W. (2003), "Direct Analysis Approach for the Assessment of Frame Stability: Verification Studies," Proceedings of the Annual Technical Session and Meeting, Baltimore, Md., SSRC, pp. 423–441.

Meng, R.L. y Murray, T.M. (1997), "Seismic Performance of Bolted End-Plate Moment Connections", Proceedings of the 1997 National Steel Construction Conference, American Institute of Steel Construction, pp. 30-1 a 30-14.

Munse, W.H. y Chesson, E., Jr. (1963), "Riveted and Bolted Joints: Net Section Design," Journal of the Structural Division, ASCE, Vol. 89, No. ST1, pp. 107–126.

Murray, T.M., Allen and Ungar (1996), "Design Guide 11: Vibrations of Steel-Framed Structural Systems Due to Human Activity" 2nd edition. American Institute of Steel Construction.

NTC-CADEE (2023), "Norma Técnica Complementaria sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones". Reglamento para las Construcciones de la Ciudad de México. Gobierno de la Ciudad de México. Ciudad de México.

NTC-DCEA (2023), "Norma Técnica Complementaria para el Diseño y Construcción de Estructuras de Acero". Reglamento para las Construcciones de la Ciudad de México. Gobierno de la Ciudad de México. Ciudad de México.

NTC-DCEC (2023), "Norma Técnica Complementaria para el Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto". Reglamento para las Construcciones de la Ciudad de México. Gobierno de la Ciudad de México. Ciudad de México.

NTC-DS (2023), "Norma Técnica Complementaria para el Diseño por Sismo". Reglamento para las Construcciones de la Ciudad de México. Gobierno de la Ciudad de México. Ciudad de México.

NRC (1974), "Expansion Joints in Buildings," Technical Report No. 65, Standing Committee on Structural Engineering of the Federal Construction Council, Building Research Advisory Board, Division of Engineering, National Research Council, National Academy of Sciences, Washington, D.C.

Peköz, T. (1986), *Development of a Unified Approach to the Design of Cold-Formed Steel Members*, Washington, D.C.

Perea, T. (2010). "Analytical and experimental study on slender composite concrete-filled steel tube columns and beam-columns". Tesis de doctorado, School of Civil and Environmental Engineering, Georgia Institute of Technology, Estados Unidos.

Perea, T., Leon, R.T., Hajjar, J.F. y Denavit, M.D. (2013). "Full-Scale Tests of Slender Concrete-Filled Tubes: Axial Behavior". *Journal of Structural Engineering*. American Society of Civil Engineers (ASCE). Special Issue: NEES 1: Advances in Earthquake Engineering. Vol. 139, No. 7, pp. 1249-1262. DOI: 10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0000784.

Perea, T., Leon, R.T., Hajjar, J.F. y Denavit, M.D. (2014). "Full-Scale Tests of Slender Concrete-Filled Tubes: Interaction Behavior". *Journal of Structural Engineering*. Vol. 140, No. 9, DOI: 10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0000949. Estados Unidos.

Perea, T., Leon, R.T., Denavit, M.D. y Hajjar, J.F. (2016). "Problems in Determining the Buckling Loads of Slender Full-Scale Concrete-Filled Tube Specimens". *Composite Construction in Steel and Concrete VII*: pp. 93-107. DOI: 10.1061/9780784479735.008.

Perea, T., Mora E. y Leon, R.T. (2017). "Inelastic seismic response of composite partially restrained moment frames in soft soils". *Proceedings, 16th World Conference on Earthquake Engineering*, Paper No. 3233, 5-8 Enero. Santiago, Chile.

Perea, T., García, M.A., Ruiz-Sandoval, M.E., Leon, R.T., Denavit, M. D. y Hajjar, J.F. (2017a). "Calibration of the Elastic Flexural Rigidity from Ambient Vibration Measurements for a Building with Encased Composite Columns". *Proceedings of the Composite Construction in Steel and Concrete VIII*. July 30 – August 2, 2017. Jackson, Wyoming, Estados Unidos.

Perea, T., Leon, R.T., Denavit, M.D. y Hajjar, J.F. (2018). "Determination of the Buckling Critical Load for Composite Concrete-Filled Steel Tube Columns from Partial Experimental Data: A Review of the Southwell Plot Technique". *Proceedings of the Annual Stability Conference*. Structural Stability Research Council (SSRC). April 10-13, 2018. Baltimore, Maryland, Estados Unidos.

Rassati, G.A., Leon R.T. y Noe, S. (2004), "Component Modeling of Partially Restrained Composite Joints under Cyclic and Dynamic Loading," *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol. 130, No. 2, pp. 343–351.

Rosenblueth, E. y Gómez, R. (1991), *Comentarios a las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo*, Series del Instituto de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México, Núm. ES-7, México, D.F., México.

Ricles, J.M. y Paboojian, S.D. (1994), "Seismic Performance of Steel-Encased Composite," *Journal of Structural Engineering*, 120(8), pp. 2,474–2,494.

Ricles, J.M., Mao, C., Lu, L.W. y Fisher, J.W. (2000), "Development and Evaluation of Improved Details for Ductile Welded Unreinforced Flange Connections," Report No. SAC/BD-00-24, SAC Joint Venture, Sacramento, California, Estados Unidos.

Ricles, J.M., Zhang, X., Lu, L.W. y Fisher, J. (2004), "Development of Seismic Guidelines for Deep Column Steel Moment Connections," ATLSS Report No. 04-13, Lehigh University, Bethlehem, Pa.

Sakino, K., Nakahara, H., Morino, S. y Nishiyama, I. (2004), Behavior of Centrally Loaded Concrete-Filled Steel-Tube Short Columns, *Journal of Structural Engineering*, Vol. 130, Issue 2, [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9445\(2004\)130:2\(180\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(2004)130:2(180))

- Santiago A. y Tapia E. (2022), “Respuesta sísmica de conexiones de acero hacia el eje menor de la columna”, *Revista de Ingeniería Sísmica*, Vol. 109, pp. 92-109.
- Sato, A. y Uang, C.-M. (2007), “Modified Slenderness Ratio for Built-Up Members,” *Engineering Journal*, AISC, Vol. 44, No. 3, pp. 269–280.
- Schilling, C.G. (1965), *Buckling Strength of Circular Tubes*, *Journal of the Structural Division*, ASCE, Vol. 91, No. ST5, pp. 325–348.
- SDI (2001), *Standard Practice Details*, Steel Deck Institute, Fox River Grove, Ill.
- SDI (2015), *Diaphragm Design Manual*, Steel Deck Institute, Fox River Grove, Ill.
- Sherman, D.R. (1976), “Tentative Criteria for Structural Applications of Steel Tubing and Pipe,” AISI, Washington, D.C., Estados Unidos.
- Sherman, D.R. y Tanavde, A.S. (1984), “Comparative Study of Flexural Capacity of Pipes,” Internal Report, Department of Civil Engineering, University of Wisconsin, Milwaukee, Wis., Estados Unidos.
- Shin, S., y Engelhardt, M. (2013), “Experimental Study on Panel Zone Behavior in Steel Moment Resisting Frames,” *Proceedings, 7th International Symposium on Steel Structures*, Jeju, Korea.
- Stang, A.H. y Jaffe, B.S. (1948), *Perforated Cover Plates for Steel Columns*, Research Paper RP1861, National Bureau of Standards, Washington, D.C., Estados Unidos.
- Surovek, A., White, D., y Leon, R. (2005), “Direct Analysis for Design Evaluation of Partially Restrained Steel Framing Systems,” *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol. 131, No. 9, pp. 1,376–1,389.
- Tapia, E., y Tena, A. (2011). “Observaciones sobre algunos criterios de diseño sísmico de edificios con marcos de acero”. *Revista Internacional de Ingeniería Estructural*, 159-182.
- Tapia-Hernández E. y Tena-Colunga A. (2014), “Code-Oriented methodology for the seismic design for regular steel moment resisting braced frames”. *Earthquake Spectra Journal*. Vol. 3, No. 4, pp. 1683-1709. ISSN 8755-2930. [dx.doi.org/10.1193/032012EQS100M](https://doi.org/10.1193/032012EQS100M).
- Tapia E., García S. y Del Rincón A. (2016), “Estudio paramétrico del modelado inelástico de contravientos de acero”, *Revista de Ingeniería Sísmica*. No. 94, pág. 49-74.
- Tapia E. y Rangel G. (2019), “Sobrerresistencia del material de perfiles ir de acero A992 con fines de Diseño”, *Memorias XXI Congreso Nacional de Ingeniería Estructural*, Campeche, Méx.
- Tapia-Hernández E. y García-Carrera J.S. (2020), “Damage assessment and Seismic behavior of Steel Buildings during the Mexico Earthquake of September 19, 2017”. *Earthquake Spectra*. Vol. 36, Issue 1. <https://doi.org/10.1177/8755293019878186>.
- Tapia-Hernández E. y Guerrero-Bobadilla H. (2021), “Design demands on columns of inverted-V Braced Steel Frames”, *International Journal of Civil Engineering*. Vol. 19, pp. 147-1471. <https://doi.org/10.1007/s40999-021-00649-1>
- Tapia E., Santiago A. y Guerrero H. (2022), “Performance of seismic steel beam–column moment joints”, *Bulletin Earthquake Spectra*, <https://doi.org/10.1007/s10518-022-01456-2>
- Tena-Colunga A. (2007). “Análisis de estructuras con métodos matriciales”. Primera edición. Editorial Limusa. México.
- Tena-Colunga A., Chinchilla-Portillo K.L. Juárez-Luna, G. (2015), “Assessment of the diaphragm condition for floor systems used in urban buildings”, *Engineering Structures*, 93, 70-84, ISSN: 0141-0296.

Terán-Gilmore A., Roeslin S., Tapia-Hernández E. & Cuadros-Hipólito E. (2020), "Displacement-based design of tall earthquake-resistant diagrid systems", *Journal of Building Engineering*. Vol. 35, <https://doi.org/10.1016/j.job.2020.102022>

Thermou, G.E., Elnashai, A.S., Plumier, A. y Doneaux, C. (2004), "Seismic Design and Performance of Composite Frames," *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 60, pp. 31–57.

Timoshenko, S.P. y Gere, J.M. (1961), *Theory of Elastic Stability*, McGraw-Hill, New York, N.Y., Estados Unidos.

Tort, C. y Hajjar, J.F. (2004), "Damage Assessment of Rectangular Concrete-Filled Steel Tubes for Performance-Based Design," *Earthquake Spectra*, Vol. 20, No. 4, pp. 1,317–1,348, Oakland, California, Estados Unidos.

Varma, A. H., Broberg, M., Shafaei, S., and Taghipour, A. A. (2023). "Design Guide 38. SpeedCore Systems for Steel Structures". AISC. Chicago, IL, USA.

Varma, A.H., Ricles, J.M., Sause, R. y Lu, L.W. (2002), "Experimental Behavior of High Strength Square Concrete Filled Tube Columns," *Journal of Structural Engineering*, Vol. 128, No. 3, pp. 309–318.

Varma, A.H., Ricles, J.M., Sause, R. y Lu, L.W. (2004), "Seismic Behavior and Design of High Strength Square Concrete Filled Tube Beam Columns," *Journal of Structural Engineering*, Vol. 130, No. 2, pp. 169–179.

Viest, I.M., Colaco, J.P., Furlong, R.W., Griffis, L.G., Leon, R.T. y Wyllie, L.A. (1997), *Composite Construction: Design for Buildings*, McGraw-Hill, New York, NY., Estados Unidos.

Winter, G. (1947), "Strength of Thin Steel Compression Flanges," *Transactions, ASCE*, Vol. 112, p. 547.

Zandonini, R. y Leon, R.T. (1992), "Composite Connections," *Constructional Steel Design: An International Guide*, Elsevier, pp. 501–522.

Ziemian, R.D. (2010), *Guide to Stability Design Criteria for Metal Structures*, 6th Ed., John Wiley & Sons, Inc., Hoboken, NJ., Estados Unidos.

Zhao, Q. y Astaneh-Asl, A. (2004), "Cyclic Test of Steel Shear Walls", Report Number UCB/CE-Steel-2002-01, Department of Civil and Environmental Engineering, University of California, Berkeley.

Zoruba, S. y Dekker, B. (2005). "A Historical and Technical Overview of the  $C_b$  Coefficient in the AISC Specifications," *Engineering Journal*, American Institute of Steel Construction, Vol. 42, Chicago, IL, Estados Unidos.