NORMA E.090

ESTRUCTURAS METÁLICAS

SÍMBOLOS

El número de la Sección en paréntesis después de la definición de un símbolo se refiere a la Sección donde el símbolo es definido por primera vez

A Área de la sección transversal, mm² (6.1.1.2)
A_B Área cargada de concreto, mm² (9.2.4)
A_b Área nominal de un conector, mm² (10.3.7)
A_c Área de concreto, mm² (9.2.2)
A_c Área de la losa de concreto dentro de su ancho efectivo, mm² (9.5.2)
A_D Área de una varilla recalcada en función del mayor diámetro de su parte roscada, mm² (10.3.6)
A_e Área neta efectiva, mm² (2.3)
A_f Área del ala, mm² (Apéndice 6.3)
A_{fe} Área efectiva del ala en tracción, mm² (2.10)
A_{fg} Área total del ala, mm² (2.10)
A_{fn} Área neta del ala, mm² (2.10)
A_g Área total, mm² (1.5)
A_{gt} Área total sometida a tracción, mm² (10.4.3)
A_{gv} Área total sometida a corte, mm² (10.4.3)
A_n Área neta, mm² (2.2)
A_{nt} Área neta sometida a tracción, mm² (10.4.2)
A_{nv} Área neta sometida a corte, mm² (10.4.1)
A_{pb} Área proyectada de aplastamiento, mm² (10.8)
A_r Área de barras de refuerzo longitudinal, mm² (9.2.2)
A_s Área de la sección transversal de acero, mm² (9.2.2)
A_{sc} Área de la sección transversal del perno de corte, mm² (9.5.3)
A_{sf} Área de corte en la línea de falla, mm² (4.3)
A_w Área del alma, mm² (6.2.1)
A_1 Área de acero concentricamente cargada sobre un apoyo de concreto, mm² (10.9)
A_2 Área total de la sección transversal de un apoyo de concreto, mm² (10.9)
B Factor para esfuerzo de flexión en tees y ángulos dobles (6.1.1.2)
B Factor para esfuerzos de flexión en elementos con almas de peralte variable, mm, definido por las Ecuaciones A-6.3-8 a la A-6.3-11 (Apéndice 6.3)
B_1, B_2 Factores usados en determinar M_u flexo-compresión cuando se emplea un análisis de primer orden (3.1)
C_{PG} Coeficiente para Vigas de Plancha (7.2)
C_b Coeficiente de flexión dependiente de la gradiente de momentos (6.1.1.2a)
C_m Coeficiente aplicado al término de flexión en la fórmula de interacción para elementos prismáticos y dependiente de la curvatura de la columna causada por los momentos aplicados (3.1)
C_m' Coeficiente aplicado al término de flexión en la fórmula de interacción para elementos de peralte variable y dependiente del esfuerzo axial en el extremo menor del elemento (Apéndice 6.3)
C_p Coeficiente de empozamiento de agua para elemento principal en un techo plano (11.2)
C_s Coeficiente de empozamiento de agua para elemento secundario en un techo plano (11.2)
C_v Relación del esfuerzo crítico del alma, de acuerdo a la teoría de pandeo, elástico al esfuerzo de fluencia en corte del material del alma (7.3)
C_w Constante de alabeo, mm⁶ (6.1.1.2a)
D Diámetro exterior de sección hueca circular. (Apéndice 2.5.3b)
D Carga muerta debido al peso propio de los elementos estructurales y los efectos permanentes sobre la estructura (1.4.1)
D Factor usado en la ecuación 7.4-1,dependiente del tipo de rigidizadores transversales usado en una viga de planchas (7.4)
E Módulo de elasticidad del acero (E = 200 000 MPa) (5.2.1)
E Carga del sísmo (1.4.1)
E_c Módulo de elasticidad del concreto, MPa (9.2.2)
E_m Módulo de elasticidad modificado, MPa (9.2.2)
F_{BM} Resistencia nominal del material de base a ser soldado, MPa (10.2.4)
F_{EXX} Resistencia mínima especificada del metal de soldadura, MPa (10.2.4)
F_L El menor valor de $(F_{yf} - F_r)$ o de F_{yw}, MPa (6.1.1.2a)
$F_{b\gamma}$ Esfuerzo de flexión para elementos de peralte variable definido por las Ecuaciones A-6.3-4 y A-6.3 – 5 (Apéndice 6.3.4)
F_{cr} Esfuerzo crítico, MPa (5.2)
$F_{crft}, F_{cry}, F_{crz}$ Esfuerzos de pandeo flexo – torsional en sesiones comprimidas de doble ángulo y secciones en forma de T, MPa (5.3)
F_e Esfuerzo de pandeo elástico, MPa (Apéndice 5.3)
F_{ex} Esfuerzo de pandeo elástico en flexión con respecto al eje mayor, MPa (Apéndice 5.3)
F_{ey} Esfuerzo de pandeo elástico en flexión con respecto al eje menor, MPa (Apéndice 5.3)
F_{ez} Esfuerzo de pandeo elástico torsional, MPa (Apéndice 5.3)
F_{my} Esfuerzo de fluencia modificado para columnas compuestas, MPa (9.2.2)
F_n Esfuerzo nominal cortante ó de tracción a la rotura MPa (10.3.6)
F_r Esfuerzo residual de compresión en el ala (70 MPa para laminado; 115 MPa para soldado) MPa (Tabla 2.5.1)
$F_{s\gamma}$ Esfuerzo para elementos de peralte variable definido por la Ecuación A-6.3-6, MPa (Apéndice 6.3)
F_u Resistencia mínima de tracción especificada para el tipo de acero que está usándose, MPa (2.10)
F_w Resistencia nominal del material del electrodo para soldadura, MPa (10.2.4)
$F_{w\gamma}$ Esfuerzo para elementos de peralte variable definido por la Ecuación A-6.3-7, MPa (Apéndice 6.3)
F_y Esfuerzo de fluencia mínimo especificado del tipo de acero que está usándose Mpa. Como se usa en esta especificación, «esfuerzo de fluencia» denota o el punto de fluencia mínimo especificado (para aquellos aceros que tengan punto de fluencia) o la

resistencia a la fluencia especificada (para aquellos aceros que no tengan punto de fluencia) (1.5)

F_{yf} Esfuerzo de fluencia mínimo especificado del ala, MPa (Tabla 2.5.1)

F_{yr} Esfuerzo de fluencia mínimo especificado de las barras de refuerzo, MPa (9.2.2)

F_{yst} Esfuerzo de fluencia mínimo especificado del material de los rigidizadores, MPa (7.4)

F_{yw} Esfuerzo de fluencia mínimo especificado del alma, MPa (Tabla 2.5.1)

G Módulo de elasticidad en corte del acero, MPa (77 200 MPa) (6.1.1.2)

H Fuerza Horizontal, N (3.1)

H Constante de flexión, (5.3)

H_s Longitud del perno de cortante después de soldarse, mm (9.3.5)

I Momento de inercia, mm^4 (6.1.1)

I_d Momento de inercia por unidad de ancho de la cobertura de acero apoyada en elementos secundarios, mm^4 por m (11.2)

I_p Momento de inercia de los elementos principales, mm^4 (11.2)

I_s Momento de inercia de los elementos secundarios, mm^4 (11.2)

I_{yc} Momento de inercia del ala en compresión con respecto al eje o si hay doble curvatura por flexión, el momento de inercia del ala más pequeña, mm^4 (Apéndice 6.1)

J Constante torsional para una sección, mm^4 (6.1.1.2)

K Factor de longitud efectiva para elemento prismático (2.7)

K_z Factor de longitud efectiva para pandeo torsional (Apéndice 5.3)

K_γ Factor de longitud efectiva para elementos de peralte variable (Apéndice 6.3)

L Altura del piso, mm (3.1)

L Longitud de la conexión en dirección de la fuerza, mm (2.3)

L Carga viva debida al mobiliario y ocupantes (1.4.1)

L_b Longitud no arriostrada lateralmente; longitud entre puntos que están arriostrados contra desplazamientos laterales de ala en compresión o arriostrados contra la torsión de la sección transversal, mm (6.1.1.2)

L_c Longitud del conector de corte tipo canal, mm (9.5.4)

L_e Distancia del borde, mm (10.3.10)

L_p Longitud límite lateralmente sin arriostrar para desarrollar la capacidad total plástica a la flexión ($C_b = 1{,}0$), mm (6.1.1.2)

L_p Espaciamiento entre columnas en dirección de la viga principal, m (11.2)

L_{pd} Longitud límite no arriostrada lateralmente para análisis plástico, mm (6.1.1.2)

L_r Longitud límite no arriostrada lateralmente para pandeo inelástico lateral- torsional, mm (6.1.1.2)

L_r Carga viva en las azoteas (1.4.1)

L_s Espaciamiento entre columnas perpendicularmente a la dirección de la viga principal, m (11.2)

M_A Valor absoluto del momento en el cuarto de la luz del segmento de viga sin arriostrar, N-mm (6.1.1.2)

M_B Valor absoluto del momento en el punto medio del segmento de viga sin arriostrar, N-mm (6.1.1.2)

M_C Valor absoluto del momento a los tres cuartos de la luz del segmento de viga sin arriostrar, N-mm (6.1.1.2)

M_{cr} Momento de pandeo elástico, N-mm (6.1.1.2)

M_{lt} Resistencia requerida en flexión en el elemento como resultado solamente de la traslación lateral del pórtico, N-mm (3.1)

$M_{\max}$ Valor absoluto del máximo momento en el segmento de la viga sin arriostrar, N-mm (6.1.1.2)

M_n Resistencia nominal en flexión, N-mm (6.1.1)

M_{nt} Resistencia requerida en flexión en el elemento, asumiendo que no hay traslación lateral del pórtico, N - mm (3.1)

M_p Momento de flexión plástico, N - mm (6.1.1)

M_r Momento de pandeo límite, M_{cr} , cuando $\lambda = \lambda_r$ y $C_b = 1{,}0$, N-mm (6.1.1.2)

M_u Resistencia requerida en flexión, N-mm (3.1)

M_y Momento correspondiente al inicio de la fluencia en la fibra extrema debido a una distribución elástica de esfuerzos, N - mm (6.1.1.1)

M_1 Momento menor en los extremos de la longitud no arriostrada de la viga o de la viga columna, N-mm (6.1.1.2)

M_2 Momento mayor en los extremos de la longitud no arriostrada de la viga o de la viga-columna, N-mm (6.1.1.2)

N Longitud de apoyo, mm (11.1.3)

N_r Numero de pernos de cortante en un nervio en la intersección con la viga (9.3.5)

P_{e1}, P_{e2} Carga de pandeo elástico de Euler para pórtico arriostrado y no arriostrado, respectivamente, N (3.1)

P_n Resistencia axial nominal (tracción o compresión), N (4.1)

P_p Carga de compresión sobre el concreto, N(10.9)

P_u Resistencia axial requerida (tracción o compresión), N (Tabla 2.5.1)

P_y Resistencia a la fluencia, N (Tabla 2.5.1)

Q Factor de reducción total para elementos esbeltos en compresión (Apéndice 5.3)

Q_a Factor de reducción para elementos esbeltos en compresión rigidizados (Apéndice 2.5.3)

Q_n Resistencia nominal de un conector de corte, perno o canal, N (9.5)

Q_s Factor de reducción para elementos esbeltos en compresión no rigidizados (Apéndice 2.5.3)

R Carga por lluvia o granizo (1.4.1)

R_{PG} Factor de reducción de la resistencia por flexión para vigas de plancha (7.2)

R_e Factor de viga híbrida (7.2)

R_n Resistencia nominal (1.5.3)

R_v Resistencia del alma por corte, N (11.1.7)

S Módulo elástico de la sección, mm^3 (6.1.1.2)

S Espaciamiento de los elementos secundarios, m (11.2)

S Carga de nieve (1.4.1)

S_x' Módulo de sección, de la sección crítica en la longitud de viga no arriostrada bajo consideración, mm^3 (Apéndice 6.3)

S_{eff} Modulo de sección efectivo con respecto al eje mayor, mm^3 (Apéndice 6.1)

S_{xt}, S_{xc} Módulo de sección de la fibra extrema del ala en tracción y compresión respectivamente, mm^3 (Apéndice 6.1)

T Fuerza de tracción debida a las cargas de servicio, N (10.3.9)

T_b Fuerza mínima de tracción especificada en pernos de alta resistencia, N (10.3.9)

T_u Resistencia a la tracción requerida por las cargas amplificadas, N (10.3.9)

U Coeficiente de reducción usado para calcular el área neta efectiva (2.3)

V_n Resistencia nominal por corte, N (6.2.2)

V_u Resistencia requerida en corte, N (7.4)

W Carga de Viento, (1.4.1)

X_1 Factor de pandeo en vigas definido por la Ecuación 6.1-8 (6.1.1.2)

X_2 Factor de pandeo en vigas definido por la Ecuación 6.1-9 (6.1.1.2)

Z Módulo plástico de la sección, mm^3 (6.1.1)

a Distancia libre entre rigidizadores transversales, mm (Apéndice 6.2.2)

a Distancia entre conectores en un elemento armado, mm (5.4)

a La menor distancia entre el borde del agujero de un pasador al borde del elemento medida paralelamente a la dirección de la fuerza, mm (4.3)

a_r Relación entre el área del alma y el área del ala en compresión (7.2)

a' Longitud de soldadura, mm (2.10)

b Ancho del elemento en compresión, mm (2.5.1)

b_e Ancho reducido efectivo para elementos esbeltos en compresión, mm (Apéndice 2.5.3)

b_{eff} Distancia efectiva de borde, mm (4.3)

b_f Ancho de ala, mm (2.5.1)
c_1, c_2, c_3 Coeficientes numéricos (9.2.2)
d Diámetro nominal del perno, mm (10.3.3)
d Peralte total del elemento, mm,(2.5.1)
d Diámetro del pasador, mm (4.3)
d Diámetro de rodillo, mm (10.8)
d_L Peralte en el extremo mayor de un segmento de peralte variable, mm (Apéndice 6.3)
d_b Peralte de la viga, mm (11.1.7)
d_c Peralte de la columna, mm (11.1.7)
d_o Peralte en el extremo menor de un segmento de peralte variable, mm (Apéndice 6.3)
e Base de logaritmos naturales =2,71828...
f Esfuerzo elástico de compresión calculado en el elemento rigidizado, MPa (Apéndice 2.5.3)
f_{b1} El menor de los esfuerzos de flexión calculado en los extremos de un segmento de peralte variable, MPa (Apéndice 6.3)
f_{b2} El mayor de los esfuerzos de flexión calculado en los extremos de un segmento de peralte variable, MPa (Apéndice 6.3)
f'_c Resistencia especificada en compresión del concreto MPa (9.2.2)
f_{un} Esfuerzo normal requerido, MPa (8.2)
f_{uv} Esfuerzo cortante requerido, MPa (8.2)
f_v Esfuerzo cortante requerido debido a las cargas amplificadas en los pernos, MPa (10.3.7)
g Espaciamiento transversal centro a centro entre dos líneas de agujeros, mm(2.2)
h Distancia libre entre alas menos el filete o radio en la esquina de cada ala o para secciones armadas la distancia entre líneas adyacentes de pernos o la distancia libre entre alas cuando se emplea soldadura, mm (2.5.1)
h Distancia entre centroides de componentes individuales perpendicular al eje de pandeo del elemento, mm (5.4)
h_c El doble de la distancia desde el centroide a: la cara interior del ala en compresión menos el filete o radio de la esquina para perfiles laminados; a la línea mas cercana de pernos al ala compresión en secciones armadas o a la cara interior del ala en compresión cuando se emplea soldadura, mm (2.5.1)
h_r Altura nominal del nervio, mm (9.3.5)
h_s Factor usado en Ecuación A-6.3-6 para elementos con alma de peralte variable, (Apéndice 6.3)
h_w Factor usado en Ecuación A-6.3-7 para elementos con alma de peralte variable, (Apéndice 6.3)
j Factor definido por la Ecuación A-6.2-4 para el momento de inercia mínimo de un rigidizador transversal (Apéndice 6.2.3)
k Distancia desde la cara exterior del ala a la base del filete del alma, mm (11.1.3)
k_v Coeficiente de pandeo de la plancha del alma (Apéndice 6.2.2)
l Longitud sin arriostre lateral de un elemento en el punto de carga, mm (2.7)
l Longitud de aplastamiento, mm (10.8)
l Longitud de soldadura, mm (2.3)
m Relación entre el esfuerzo de fluencia del alma al esfuerzo de fluencia del ala o al esfuerzo crítico F_{cr} en vigas híbridas (7.2)
r Radio de giro que controla la esbeltez, mm (2.7)
r_{To} Rádio de giro de una sección en el extremo menor de un elemento de peralte variable, considerando solamente el ala en compresión mas un tercio del área del alma en compresión, con respecto a un eje en el plano del alma, mm (Apéndice 6.3.4)
r_i Radio mínimo de giro del componente individual en un elemento armado, mm (5.4)
r_{ib} Radio de giro del componente individual relativo a su eje centroidal paralelo al eje de pandeo del elemento, mm (5.4)
r_m Radio de giro de un perfil de acero o tubo en columnas compuestas. Para perfiles de acero no será menor que 0,3 veces el espesor total de la sección compuesta, mm (9.2)
r_o Radio polar de giro con respecto al centro de corte, mm (5.3)
r_{ox}, r_{oy} Radio de giro respecto a los ejes x e y, respectivamente, en el extremo de menor dimensión de un elemento de peralte variable, mm (Apéndice 6.3.3)
r_x, r_y Radio de giro respecto a los ejes x e y, respectivamente, mm (5.3)
r_{yc} Radio de giro del ala en compresión respecto al eje y, ó si hay doble curvatura por flexión, radio de giro del ala mas pequeña, mm (Apéndice 6.1)
s Espaciamiento longitudinal centro a centro entre, dos agujeros consecutivos, mm (2.2)
t Espesor de la plancha, mm (4.3)
t_f Espesor del ala, mm (2.5.1)
t_f Espesor del ala de un conector de corte tipo canal, mm (9.5.4)
t_w Espesor del alma de un conector de corte tipo canal, mm (9.5.4)
t_w Espesor del alma, mm (2.5.3)
w Ancho de la plancha; distancia entre soldaduras, mm (2.3)
w Peso unitario del concreto, Kg/m^3(9.2)
w_r Ancho promedio de concreto en el nervio, mm (9.3.5)
x Subíndice que relaciona el simbolo con la flexión según el eje mayor
x_o, y_o Coordenadas del centro de corte con respecto al centroide, mm (5.3)
$\bar{x}$ Excentricidad de la conexión, mm (2.3)
y Subíndice que relaciona el símbolo con la flexión según el eje menor
z Distancia desde el extremo menor de un elemento de peralte variable usado en la Ecuación A-6.3- 1, mm (Apéndice 6.3.1)
α Relación de separación para elementos armados en compresión $=\frac{h}{2r_{ib}}$ (5.4)
Δ_{oh} Deformación lateral de entre piso, mm (3.1)
γ Relación de variación del peralte (Apéndice 6.3). Subíndice para elementos de peralte variable (Apéndice 6.3)
γ Peso unitario del agua N/mm^3 (11.2)
λ_c Parámetro de esbeltez de columna (3.1)
λ_e Parámetro de esbeltez equivalente (Apéndice 5.3)
λ_{eff} Relación de esbeltez efectiva definida por la Ecuación A-6.3-2 (Apéndice 6.3)
λ_p Parámetro de esbeltez límite para elemento compacto (2.5.1)
λ_r Parámetro de esbeltez límite para elemento no compacto (2.5.1)
ϕ Factor de resistencia (1.5.3)
ϕ_b Factor de resistencia para flexión (6.1)
ϕ_c Factor de resistencia para compresión (1.5)
ϕ_c Factor de resistencia para columnas compuestas cargadas axialmente (9.2.2)
ϕ_{sf} Factor de resistencia para corte en el área de falla (4.3)
ϕ_t Factor de resistencia para tracción (4.1)
ϕ_v Factor de resistencia para corte (6.2.2)

CAPÍTULO 1
CONSIDERACIONES GENERALES

1.1. ALCANCE

Esta Norma de diseño, fabricación y montaje de estructuras metálicas para edificaciones acepta los criterios del método de Factores de Carga y Resistencia (LRFD) y el método por Esfuerzos Permisibles (ASD).

Su obligatoriedad se reglamenta en esta misma Norma y su ámbito de aplicación comprende todo el territorio nacional.

Las exigencias de esta Norma se consideran mínimas.

1.2. LÍMITES DE APLICABILIDAD

1.2.1. Definición de Acero Estructural

En la presente Norma, el término acero estructural se referirá a aquellos elementos de acero de sistemas estructurales de pórticos y reticulados que sean parte esencial para soportar las cargas de diseño. Se entiende como este tipo de elementos a: vigas, columnas, puntales, bri-

https://waltervillavicencio.com

das, montantes y otros que intervienen en el sistema estructural de los edificios de acero. Para el diseño de secciones dobladas en frío o perfiles plegados se recomienda utilizar las Normas del American Iron and Steel Institute (AISI).

1.2.2. Tipos de Construcción

Tres son los tipos de construcciones aceptables bajo los alcances de esta Norma:

Tipo 1, comúnmente denominado pórtico rígido (pórtico continuo), el cual asume que las conexiones entre vigas y columnas son suficientemente rígidas para mantener sin cambios los ángulos entre elementos que se interceptan.

Tipo 2, conocido como pórtico simple (no restringido), que asume una condición de apoyo simple en sus extremos mediante conexiones sólo por corte y que se encuentran libres de rotar por cargas de gravedad.

Tipo 3, denominado pórtico semirrígido (parcialmente restringido) que asume que las conexiones entre elementos poseen cierta capacidad conocida de rotación, que se encuentra entre la conexión rígida del Tipo1 y la conexión simple del Tipo 2.

El diseño de las conexiones debe ser consistente con lo asumido en cada tipo de sistema estructural, y debe plasmarse en los planos de diseño.

Las construcciones de edificios del Tipo 2 deben cumplir que:

(1) Las conexiones y los elementos conectados serán adecuados para resistir las cargas de gravedad como vigas simplemente apoyadas.

(2) Las conexiones y elementos conectados serán adecuados para resistir las cargas laterales.

(3) Las conexiones tendrán una adecuada capacidad de rotación inelástica que evite sobrecargar a los conectores o soldaduras frente a la acción combinada de fuerzas horizontales y de gravedad.

Las construcciones semirrígidas del Tipo 3 pueden necesitar una deformación inelástica, pero autolimitada, de alguna zona de acero estructural.

1.3. MATERIAL

1.3.1. Acero Estructural

1.3.1a. Designaciones ASTM

Bajo esta Norma se aprobará el uso del material que cumpla algunas de las siguientes especificaciones:

- Acero estructural, ASTM A36 (AASHTO M270 Grado 36)
- Tubos redondos de acero negro y galvanizado, soldados y sin costura, ASTM A53, Gr. B.
- Acero de alta resistencia y baja aleación, ASTM A242
- Tubos estructurales de acero al carbono, doblados en frío, soldados y sin costura, ASTM A500.
- Tubos estructurales de acero al carbono, doblados en caliente, solados y sin costura, ASTM A501.
- Planchas de acero aleado, templado y revenido, de alta resistencia, adecuadas para soldadura, ASTM A514 (AASHTO M270 Grado 100 y 100W)
- Acero al Carbono – Manganeso, de alta resistencia, de calidad estructural, ASTM A529.
- Planchas y flejes de acero al carbono, laminadas en caliente, de calidad estructural, ASTM A570, Gr. 275, 310 y 345
- Acero de alta resistencia y baja aleación al niobio - vanadio, de calidad estructural, ASTM A572 (AASHTO M270 Grado 50)
- Acero estructural de alta resistencia y baja aleación, con un límite de fluencia mínimo de 345 MPa, de hasta 100 mm de espesor, ASTM A588 (AASHTO M270 Grado 50W)
- Planchas y flejes de acero de alta resistencia y baja aleación, laminadas en caliente y laminadas en frío, con resistencia mejorada a la corrosión atmosférica, ASTM A606.
- Planchas y flejes de acero de alta resistencia y baja aleación, con Niobio o Vanadio o ambos, laminadas en caliente y laminadas en frío, ASTM A607.
- Tubos estructurales de alta resistencia y baja aleación, soldados y sin costura, formados en caliente, ASTM A618.
- Planchas de acero estructural de baja aleación, templado y revenido, con límite de fluencia mínimo de 485 MPa, de hasta 100 mm de espesor, ASTM A852 (AASHTO M270 Grado 70W)
- Acero estructural para puentes, ASTM A709 Grado 36, 50, 50W, 70W, 100 y 100W

Reportes de ensayos certificados de planta o reportes de ensayos certificados realizados por el fabricante o por un laboratorio de ensayos de acuerdo con la Norma ASTM A6 o A568, la que sea aplicable, constituirán suficiente evidencia de conformidad con uno de los estándares indicados anteriormente. Si es requerido, el fabricante proveerá una declaración jurada declarando que el acero estructural suministrado cumple los requerimientos de los grados especificados.

1.3.1b. Acero no Identificado

Se permite el uso de acero no identificado, si su superficie se encuentra libre de imperfecciones de acuerdo con los criterios establecidos en la Norma ASTM A6, en elementos o detalles de menor importancia, donde las propiedades físicas precisas y su soldabilidad no afecten la resistencia de la estructura.

1.3.1c. Perfiles Pesados

Para las secciones laminadas de los Grupos 4 y 5 de la Norma ASTM A6 a ser usadas como elementos sujetos a esfuerzos primarios de tracción debido a tracción o flexión, no se necesita especificar la tenacidad si los empalmes son empernados. Si tales elementos son empalmados con soldadura de penetración total, el acero especificado será suministrado con ensayos de impacto Charpy de entalle en V de acuerdo con la Norma ASTM A6, Requisito Suplementario S5. El ensayo de impacto deberá alcanzar un valor promedio mínimo de 27 J de energía absorbida a +20°C y será realizado de acuerdo con la Norma ASTM A673, con las siguientes excepciones:

(1) El eje longitudinal central de la probeta estará situado tan cerca como sea práctico a la mitad entre la superficie interna del ala y el centro del espesor del ala en la intersección con la mitad del espesor del alma.

(2) Los ensayos serán realizados por el fabricante en material seleccionado de la parte superior de cada lingote o parte de lingote usado para fabricar el producto representado por estos ensayos.

Para las planchas con espesores mayores de 50 mm, que se usen para construir secciones armadas con empalmes empernados y sujetas a esfuerzos primarios de tracción debido a tracción o flexión, no se necesita especificar la tenacidad del material. Si tales secciones son empalmadas usando soldadura de penetración total, el acero especificado será suministrado con ensayos de impacto Charpy de entalle en V de acuerdo con la Norma ASTM A6, Requisito Suplementario S5. El ensayo de impacto será realizado por el fabricante de acuerdo a la Norma ASTM A673, Frecuencia P, y deberá alcanzar un valor promedio mínimo de 27 J de energía absorbida a +20°C.

Los requisitos suplementarios indicados anteriormente también se aplican cuando se usan juntas soldadas de penetración total en todo el espesor de perfiles de los Grupos 4 y 5 del ASTM A6 y secciones armadas con espesores mayores de 50 mm en conexiones sujetas a esfuerzos primarios de tracción debido a tracción o flexión de tales elementos. Los requisitos no necesitan aplicarse a perfiles de los Grupos 4 y 5 del ASTM A6 y secciones armadas con espesores mayores de 50 mm a los cuales se conectan elementos diferentes que los perfiles de los Grupos 4 y 5 del ASTM A6 y secciones armadas por medio de juntas soldadas de penetración total en todo el espesor del material más delgado a la cara del material más grueso.

1.3.2. Fundiciones y Piezas Forjadas de Acero

El acero fundido cumplirá una de las siguientes especificaciones estándar:

- Fundiciones de acero al carbono de baja a media resistencia para aplicaciones generales, ASTM A27, Gr. 450 - 240.

- Fundiciones de acero de alta resistencia para uso estructural, ASTM A418, Gr. 550 - 345.

Las piezas forjadas de acero deberán estar de acuerdo a la siguiente especificación estándar:

- Piezas forjadas de acero al carbono y de aleación para uso industrial general, ASTM A668.

Reportes de ensayos certificados constituirán suficiente evidencia de conformidad con los estándares.

1.3.3. Pernos, Arandelas y Tuercas

Los pernos, arandelas y tuercas de acero cumplirán una de las siguientes especificaciones estándar:

- Tuercas de acero al carbono y de aleación para pernos para servicio de alta presión y alta temperatura, ASTM A194.
- Pernos y pernos de cortante de acero al carbono, de resistencia a la tracción 414 MPa, ASTM A307.
- Pernos estructurales, de acero, tratados térmicamente, de resistencia mínima a la tracción 830/725 MPa, ASTM A325.
- Pernos y pernos de cortante de acero templado y revenido, ASTM A449.
- Pernos estructurales de acero tratado térmicamente, de resistencia mínima a la tracción 1040 MPa, ASTM A490.
- Tuercas de acero al carbono y de aleación, ASTM A563.
- Arandelas de acero endurecido, ASTM F436.

Los pernos A449 son permitidos solamente en conexiones con diámetros de pernos mayores de 33 mm, y no deben usarse en conexiones críticas de deslizamiento.

La certificación del fabricante constituirá suficiente evidencia de conformidad con los estándares.

1.3.4. Pernos de Anclaje y Varillas Roscadas

Los pernos de anclaje y varillas roscadas cumplirán una de las siguientes especificaciones estándar:

- Acero estructural, ASTM A36.
- Materiales para pernos de acero de aleación e inoxidable para servicio de alta temperatura, ASTM A193.
- Pernos, pernos de cortante y otros conectores roscados externamente, de acero de aleación, templado y revenido, ASTM A354.
- Acero de alta resistencia, de baja aleación, de niobio-vanadio, de calidad estructural, ASTM A572.
- Acero estructural de alta resistencia, de baja aleación, con un límite de fluencia mínimo de 345 MPa y hasta 100 mm de espesor, ASTM A588.
- Pernos y pernos de cortante de acero de alta resistencia, sin recalcar, ASTM A687.

Las roscas en pernos y varillas cumplirán las series estándar unificadas de ANSI B18.1 y tendrán tolerancias de la clase 2A.

Se permite el uso como pernos de anclaje de los pernos de acero que estén de acuerdo a otras provisiones de la Sección A3.3. El acero de calidad A449 es aceptable para pernos de anclaje de alta resistencia y varillas roscadas de cualquier diámetro.

La certificación del fabricante constituirá suficiente evidencia de conformidad con los estándares.

1.3.5. Metal de Aporte y Fundente para el Proceso de Soldadura

Los electrodos y fundentes para soldadura cumplirán con algunas de las siguientes especificaciones de la American Welding Society (AWS):

- Especificación para electrodos de acero al carbono para soldadura de arco protegido, AWS A5.1.
- Especificación para electrodos de baja aleación para soldadura de arco con cubierta, AWS A5.5.
- Especificación para electrodos y fundentes de acero al carbono para soldadura de arco sumergido, AWS A5.17.
- Especificación para metales de aporte de acero al carbono para soldadura de arco con atmósfera protegida, AWS A5.18.
- Especificación para electrodos de acero al carbono para soldadura de arco con alambre tubular, AWS A5.20.
- Especificación para electrodos y fundentes de acero de baja aleación para soldadura de arco sumergido, AWS A5.23.
- Especificación para metales de aporte de aceros de baja aleación para soldadura de arco con atmósfera protegida, AWS A5.28.
- Especificación para electrodos de acero de baja aleación para soldadura de arco con alambre tubular, AWS A5.29.

La Certificación del fabricante constituirá suficiente evidencia de conformidad con los estándares. Deben seleccionarse electrodos (metal de aporte) adecuados para el uso propuesto. La tenacidad en entalles del metal de la soldadura generalmente no es crítica para la construcción de edificios.

1.3.6. Conectores de Pernos de Cortante

Los conectores de pernos de cortante de acero cumplirán los requisitos de la Norma Structural Welding Code - Steel, AWS D1.1.

La certificación del fabricante constituirá suficiente evidencia de conformidad con la Norma.

1.4. CARGAS Y COMBINACIONES DE CARGA

Las cargas nominales serán las cargas mínimas de diseño establecidas en la Norma E.020 Cargas.

1.4.1. Cargas, Factores de Carga y Combinación de Cargas

Las siguientes cargas nominales deben ser consideradas:

D : Carga muerta debida al peso propio de los elementos y los efectos permanentes sobre la estructura.
L : Carga viva debida al mobiliario y ocupantes.
L_r : Carga viva en las azoteas.
W : Carga de viento.
S : Carga de nieve.
E : Carga de sismo de acuerdo a la Norma E.030 Diseño Sismorresistente.
R : Carga por lluvia o granizo.

La resistencia requerida de la estructura y sus elementos debe ser determinada para la adecuada combinación crítica de cargas factorizadas. El efecto crítico puede ocurrir cuando una o más cargas no estén actuando. Para la aplicación del método LRFD, las siguientes combinaciones deben ser investigadas:

$$1{,}4D \quad \text{(1.4 -1)}$$

$$1{,}2D + 1{,}6L + 0{,}5\left(L_r \text{ ó } S \text{ ó } R\right) \quad \text{(1.4 -2)}$$

$$1{,}2D + 1{,}6\left(L_r \text{ ó } S \text{ ó } R\right) + \left(0{,}5L \text{ ó } 0{,}8W\right) \quad \text{(1.4 -3)}$$

$$1{,}2D + 1{,}3W + 0{,}5L + 0{,}5\left(L_r \text{ ó } S \text{ ó } R\right) \quad \text{(1.4 -4)}$$

$$1{,}2D \pm 1{,}0E + 0{,}5L + 0{,}2S \quad \text{(1.4 -5)}$$

$$0{,}9D \pm \left(1{,}3W \text{ ó } 1{,}0E\right) \quad \text{(1.4 -6)}$$

En las combinaciones 1.4-3, 1.4-4 y 1.4-5 el factor de cargas para L debe ser considerado como 1,0 en el caso de estacionamientos, auditorios y todo lugar donde la carga viva sea mayor a 4800 Pa.

Para la aplicación del método ASD las cargas se combinarán con factores iguales a 1,0, la solicitación sísmica se debe considerar dividida entre 1,4 y no se considerará que el viento y sismo actúan simultáneamente.

1.4.2. Impacto

En el caso de estructuras que soporten carga viva que produce impacto, deberá considerarse un incremento en la carga viva nominal debido a este efecto. En el caso del método LRFD, este incremento se aplica en las Combinaciones 1.4-2 y 1.4-3.

Si no hay indicación en contrario, los incrementos serán los siguientes:

(a) Para apoyos de ascensores: 100%.
(b) Para apoyos de maquinaria liviana accionada por ejes o motores: 20%.
(c) Para apoyos de máquinas reciprocantes: 50%.
(d) Para tirantes que soportan pisos y voladizos: 33%.

https://waltervillavicencio.com

(e) Para vigas de puentes grúas con cabina de operador y sus conexiones: 25%.

(f) Para vigas de puentes grúas con control colgante y sus conexiones: 10%.

1.4.3. Fuerzas Horizontales en Puentes Grúa

La fuerza lateral nominal en la vía del puente grúa que se genera por el movimiento del polipasto no debe ser menor al 20% de la suma del peso izado y del peso del polipasto, no debe incluirse el peso de otras partes de la grúa. Esta fuerza debe aplicarse en la parte superior de los rieles actuando en la dirección normal al desplazamiento del puente grúa, y debe ser distribuida considerando la rigidez lateral de la estructura que soporta los rieles.

La fuerza longitudinal nominal tendrá un valor mínimo de 10% de las máximas cargas de rueda de la grúa aplicada en la parte alta del riel, a menos que se especifique otra cosa.

1.5. BASES DE DISEÑO

1.5.1. Resistencia Requerida

La resistencia requerida de los elementos estructurales y sus conexiones debe ser determinada mediante un análisis estructural para las cargas que actúan sobre la estructura, combinadas como indica en la Sección 1. 4.

Se permite que el diseño se haga empleando análisis elástico o plástico, excepto que el diseño para análisis plástico se permite sólo para aceros con un esfuerzo de fluencia especificado que no exceda de 450 MPa y cumpliendo lo indicado en las Secciones 2.5.2, 3.2, 5.1.2, 6.1.1.2d, 8.1 y 9.1.

Las vigas con secciones compactas, como se define en la Sección 2.5.1, que tengan longitudes entre puntos arriostrados que cumplan con la Sección 6.1.1.2d (incluyendo elementos compuestos), y que sean continuas sobre sus apoyos o rígidamente unidas a las columnas, podrán ser diseñadas para el 90% del momento negativo por carga de gravedad en sus apoyos. En este caso el máximo momento positivo deberá incrementarse en el 10% del promedio de los momentos negativos. Esta reducción no se permite en voladizos ni en vigas híbridas ni en las que empleen aceros A514. Esta reducción de momentos puede emplearse para el diseño en flexo-compresión de las columnas si la fuerza axial no excede a $0{,}15\phi_c A_g F_y$ si se emplea el método LRFD o si el esfuerzo f_a no excede de $0{,}15 F_a$ si se emplea el método ASD.

1.5.2. Estados Límites

El diseño de una estructura debe asegurar que ningún estado límite pertinente sea excedido por la aplicación de las combinaciones de cargas externas.

Los estados límites de resistencia están relacionados con la seguridad y tratan de la capacidad de carga máxima. Los estados límites de servicio están relacionados con el comportamiento frente a cargas normales de servicio.

1.5.3. Diseño por Condiciones de Resistencia

Para el método LRFD la resistencia de diseño de cada sistema o componente estructural deberá ser igual o mayor a la resistencia requerida por las cargas factorizadas. La resistencia de diseño ϕR_n para cada estado límite se calculará multiplicando la resistencia nominal R_n por el factor de resistencia ϕ.

La resistencia requerida se determinará para cada combinación de carga aplicable como se indica en la Sección 1.4. Las resistencias nominales R_n y factores de resistencia ϕ se presentan en los Capítulos 4 a 11.

Para el método ASD los esfuerzos debidos a las cargas externas en cada sistema o componente o componente estructural no deberán exceder los esfuerzos admisibles que se presentan en los Capítulos 4 a 11. Los esfuerzos admisibles pueden incrementarse en 1/3 cuando actúan cargas de sismo o viento solas o en combinación con cargas vivas o de gravedad, de manera que la sección calculada bajo este criterio no sea menor que la requerida cuando no se hace el incremento de 1/3 de los esfuerzo admisibles.

1.5.4. Diseño por Condiciones de Servicio

La estructura como un todo y sus elementos individuales, conexiones y conectores deben ser verificados por condiciones de servicio de acuerdo con las recomendaciones del Capitulo 12.

1.6. REFERENCIA A CÓDIGOS Y NORMAS

Esta Norma hace referencia a los siguientes documentos:

American National Standards Institute
ANSI B18.1-72

American Society of Civil Engineers
ASCE 7-88

American Society for Testing and Materials

ASTM A6-91b	ASTM A27-87	ASTM A36- 91
ASTM A53-88	ASTM A148-84	ASTM A193-91
ASTM A194-91	ASTM A242-91a	ASTM A307-91
ASTM A325-91c	ASTM A354-91	ASTM A449-91a
ASTM A490-91	ASTM A500-90a	ASTM A501-89
ASTM A502-91	ASTM A514-91	ASTM A529-89
ASTM A563-91c	ASTM A570-91	ASTM A572-91
ASTM A588-91a	ASTM A606-91a	ASTM A607-91
ASTM A618-90a	ASTM-A668-85a	ASTM A687-89
ASTM A709-91	ASTM A852-91	ASTM C33-90
ASTM C330-89	ASTM F436-91	

American Welding Society

AWS D.1.1-92	AWS A5.1-91	AWS A5.5-81
AWS A5.17-89	AWS A5.18-79	AWS A5.20-79
AWS A5.23-90	AWS A5.28-79	AWS A5.29-80

Research Council on Structural Connections
Especificaciones LRFD para juntas estructurales usando pernos ASTM A325 ó A490, 1988.

American Iron and Steel Institute
Especificación LRFD para elementos de acero formados en frío, 1991

American Institute of Steel Construction
Código de Práctica Estándar para edificios y puentes de acero, 1992
Requisitos sísmicos para edificios de acero estructural, 1992.
Especificación para el diseño por el método LRFD de elementos de un sólo ángulo, 1993

1.7. DOCUMENTOS DE DISEÑO

1.7.1. Planos

Los planos deben mostrar los detalles completos del diseño con secciones y la ubicación relativa de los diferentes elementos. Deben indicarse los niveles de entrepiso y los centros de columna. Los planos deben dibujarse en una escala lo suficientemente grande como para mostrar claramente toda la información.

Deben indicar el tipo o tipos de construcción definida en la Sección 1.2.2 y los detalles de todas las conexiones típicas. Donde las conexiones sean empernadas se indicará su tipo (aplastamiento, de deslizamiento crítico o de tracción).

Se indicarán las contraflechas de armaduras y vigas cuando sea necesario.

1.7.2. Simbología y Nomenclatura

Los símbolos para soldadura e inspección que se empleen en los planos del proyecto y en los de taller serán los de American Welding Society. Para condiciones especiales no cubiertas por los símbolos de AWS es permitido el empleo de otros símbolos, siempre que figure en los planos una explicación completa de ellos.

1.7.3. Notas para la Soldadura

Las longitudes de soldadura que figuren en los planos deben ser las longitudes netas.

CAPÍTULO 2
REQUISITOS DE DISEÑO

Este Capítulo contiene los requisitos comunes a toda la Norma.

2.1 ÁREA TOTAL

El área total A_g de la sección de un miembro debe determinarse mediante la suma de los productos del espesor por el ancho total de cada elemento de la sección,

medido en un plano perpendicular al eje del miembro. Para los ángulos, el ancho total es la suma de los anchos de los lados menos el espesor.

2.2. ÁREA NETA

El área neta A_n de un miembro es la suma de los productos del espesor por el ancho neto para cada elemento, calculado como sigue:

Para el cálculo del área neta en tracción y corte, el ancho de un agujero para perno se tomará como 2 mm mayor que la dimensión nominal del agujero.

Para una cadena de agujeros que se extienden en una diagonal o una línea en zigzag, el ancho neto se debe obtener deduciendo del ancho total la suma de las dimensiones de los agujeros como se indica en la Sección 10.3.2, para toda la cadena, y sumando, para cada espacio de la cadena, la cantidad $s^2/4g$ donde:

s = espaciamiento longitudinal centro a centro entre dos agujeros consecutivos.

g = espaciamiento transversal centro a centro entre dos líneas de agujeros.

Para los ángulos, el valor de g para agujeros en lados opuestos será la suma de las distancias g medidas desde la espalda del ángulo menos el espesor.

Cuando se calcula el área neta a través de soldaduras de tapón o de ranura, el metal de la soldadura no se tomará en cuenta.

2.3. ÁREA NETA EFECTIVA PARA MIEMBROS EN TRACCIÓN

1. Cuando la tracción es transmitida directamente a cada elemento de la sección por medio de conectores o soldadura, el área neta efectiva A_e es igual al área neta, A_n.

2. Cuando la tracción es transmitida por conectores o soldadura a través de algunos pero no todos los elementos de la sección, el área neta efectiva A_e debe de calcularse como:

$$A_e = AU \qquad (2.3\text{-}1)$$

donde

A = el área como se define a continuación.

U = coeficiente de reducción.

$$= 1-\left(\bar{x}/L\right) \le 0{,}9 \qquad (2.3\text{-}2)$$

$\bar{x}$ = excentricidad de la conexión.

L = longitud de la conexión en la dirección de la fuerza.

Se permiten valores mayores de U cuando se justifican por ensayos u otros criterios racionales.

(a) Cuando la tracción es transmitida sólo por pernos.

$$A = A_n$$

(b) Cuando la tracción es transmitida sólo por soldaduras longitudinales a elementos que no son una plancha, ó por soldaduras longitudinales combinadas con transversales.

$$A = A_g$$

(c) Cuando la tracción es transmitida sólo por soldaduras transversales.

A = área de los elementos directamente conectados
U = 1,0

(d) Cuando la tracción es transmitida a una plancha a través de soldaduras longitudinales a lo largo de los bordes de ésta, la longitud de la soldadura no debe ser menor que el ancho de la plancha.

A = área de la plancha.

Cuando $l \ge 2w$: U = 1,00

Cuando $2w > l \ge 1{,}5w$: U = 0,87

Cuando $1{,}5w > l \ge w$: .U = 0,75

donde

l = longitud de la soldadura.
w = ancho de la plancha (distancia entre soldaduras).

Para el área efectiva de los elementos de conexión, ver la Sección 10.5.2.

2.4. ESTABILIDAD

Se debe proveer a la estructura de una estabilidad de conjunto y para cada uno de sus miembros.

Debe considerarse los efectos significativos de las cargas sobre la configuración deformada de la estructura y los elementos individuales.

2.5. PANDEO LOCAL

2.5.1. Clasificación de las Secciones de Acero

Las secciones de acero se clasifican en compactas, no-compactas y esbeltas. Para que una sección clasifique como compacta, sus alas deben estar conectadas en forma continua al alma o almas y las relaciones ancho / espesor de sus elementos en compresión no deben exceder los límites de las relaciones ancho /espesor λ_p que se presentan en la Tabla 2.5.1. Las secciones que no clasifiquen como compactas serán calificadas como no-compactas siempre que las relaciones ancho /espesor de sus elementos en compresión no excedan los límites para secciones no-compactas λ_r de la Tabla 2.5.1. Si las relaciones ancho /espesor de algún elemento, sobrepasan los valores λ_r de la Tabla 2.5.1, la sección será clasificada como esbelta en compresión.

Los elementos no rigidizados de una sección son aquellos que son soportados en un solo borde paralelo a la dirección de la fuerza de compresión, y su ancho se tomara como sigue:

(a) Para alas de perfiles en forma de I y T, el ancho b es la mitad del ancho total del ala b_f.

(b) Para lados de ángulos y alas de canales y perfiles en forma de **z**, el ancho b es toda la dimensión nominal.

(c) Para planchas, el ancho b es la distancia del borde libre a la primera fila de conectores o línea de soldadura.

(d) Para el alma de perfiles en forma de T, d es todo el peralte nominal.

Los elementos rigidizados de una sección son aquellos que son soportados a lo largo de dos bordes paralelos a la dirección de la fuerza de compresión, y su ancho se tomará como sigue:

(a) Para el alma de secciones laminadas o formadas**,** h es la distancia libre entre alas menos el filete o radio en la esquina de cada ala, y h_c es el doble de la distancia del centroide a la cara interior del ala en compresión menos el filete o radio de la esquina.

(b) Para el alma de secciones armadas, h es la distancia entre líneas adyacentes de conectores o la distancia libre entre alas cuando se emplea soldadura, y h_c es el doble de la distancia del centroide a la línea más cercana de conectores en el ala en compresión o a la cara interior del ala en compresión cuando se emplea soldadura.

(c) Para las planchas de ala o de diafragma en secciones armadas, el ancho b es la distancia entre líneas adyacentes de conectores o líneas de soldadura.

(d) Para las alas de las secciones estructurales rectangulares huecas, el ancho b es la distancia libre entre almas menos el radio de la esquina interior en cada lado. Si no se conoce el radio interior se puede tomar el ancho como el ancho total de la sección menos tres veces el espesor.

Para alas de espesores variable de secciones laminadas, el espesor es el valor nominal en el punto medio entre el borde libre y la cara del alma.

https://waltervillavicencio.com

TABLA 2.5.1
RELACIONES LÍMITE ANCHO/ESPESOR PARA ELEMENTOS EN COMPRESIÓN (Fy en MPa)

	Descripción del elemento	Relación ancho/espesor	Relación Límites ancho/espesor para elementos en compresión	
			λ_p (compacto)	λ_r (no compacto)
Elementos no Rigidizados [e]	Alas de vigas laminadas en forma de I, y canales en flexión	b/t	$170/\sqrt{F_y}$ [c]	$370/\sqrt{F_y - 70}$
	Alas de vigas soldadas o híbridas en forma de I, en flexión	b/t	$170/\sqrt{F_{yf}}$	$\frac{425}{\sqrt{(F_{yf} - 115)/k_c}}$
	Alas que se proyectan de elementos armados en compresión	b/t	ND	$285/\sqrt{F_y/k_c}$ [e]
	Lados que se proyectan de pares de ángulos en compresión en contacto continuo, alas de perfiles en forma de I y canales en compresión axial; ángulos y planchas que se proyectan de vigas o de elementos en compresión	b/t	ND	$250/\sqrt{F_y}$
	Lados de puntales de un solo ángulo en compresión; lados de puntales en compresión formados por dos ángulos con separadores; elementos no rigidizados o sea apoyados a lo largo de un borde.	b/t	ND	$200/\sqrt{F_y}$
	Almas de secciones T	d/t	ND	$335/\sqrt{F_y}$
Elementos Rigidizados	Alas de secciones estructurales, huecas, cuadradas y rectangulares, y de sección cajón y de espesor uniforme, sometidas a flexión o compresión; platabandas y planchas de diafragmas entre líneas de conectores o soldaduras.	b/t	$500/\sqrt{F_y}$	$625/\sqrt{F_y}$
	Ancho no soportado de platabandas [b] perforadas con una sucesión de huecos de acceso.	b/t	ND	$830/\sqrt{F_y}$
	Almas en compresión por flexión. [a]	h/t_w	$1680/\sqrt{F_y}$ [c]	$2550/\sqrt{F_y}$ [f]
	Almas en flexo-compresión	h/t_w	Para $P_u/\phi_b P_y \le 0{,}125$ [c] $\frac{1680}{\sqrt{F_y}}\left(1 - \frac{2{,}75 P_u}{\phi_b P_y}\right)$ Para $P_u/\phi_b P_y > 0{,}125$ [c] $\frac{500}{\sqrt{F_y}}\left(2{,}33 - \frac{P_u}{\phi_b P_y}\right) \ge \frac{665}{\sqrt{F_y}}$	[f] $\frac{2550}{\sqrt{F_y}}\left(1 - 0{,}74\frac{P_u}{\phi_b P_y}\right)$
	Cualquier otro elemento rigidizado uniformenenre comprendido	b/t h/t_w	ND	$665/\sqrt{F_y}$
	Secciones circulares huecas en compresión axial en flexión	D/t	ND [d] $22\,000/F_y$	$14\,000/F_y$ $62\,000/F_y$

[a]Para vigas híbridas usar el esfuerzo de fluencia del ala F_{yf} en lugar de F_y.
[b]Se asume el área neta de la plancha en el agujero más ancho
[c]Asume una capacidad de rotación inelástica de 3. Para estructuras en zonas de alta sismicidad, puede ser necesaria una mayor capacidad de rotación.
[d]Para diseño plástico emplear 9000/ F_y .
[e] $k_c = \frac{4}{\sqrt{h/t_w}}$, con 0,35 ≤ k_c ≤ 0,763[f]Para elementos con alas desiguales, ver el Apéndice 2.5.1. F_y es el esfuerzo de fluencia mínimo especificado del tipo de acero que está siendo usado.

2.5.2. Diseño por Análisis Plástico
El diseño a partir de un análisis plástico está permitido cuando las alas sujetas a compresión que desarrollan rótulas plásticas y todas las almas poseen relaciones ancho espesor menores o iguales a λ_p de la Tabla 2.5.1. Para secciones circulares huecas ver la nota d en el pie de la Tabla 2.5.1.
El diseño por análisis plástico está sujeto a las limitaciones de la Sección 1.5.1.

2.5.3. Secciones con Elementos Esbeltos en Compresión.
Para el diseño en flexión de secciones en forma de I, canales y secciones circulares o rectangulares que posean elementos esbeltos en las alas, ver el Apéndice 6.1. Para otras secciones en flexión o miembros en compresión axial con elementos esbeltos ver el Apéndice 2.5.3. Para vigas de planchas con elementos esbeltos en el alma, ver el Capítulo 7.

2.6. RESTRICCIONES DE ROTACIÓN EN PUNTOS DE APOYO
En los puntos de apoyo de vigas y armaduras debe de proveerse restricciones de rotación alrededor del eje longitudinal de la sección.

2.7. RELACIONES DE ESBELTEZ LÍMITE
Para elementos cuyo diseño se basa en fuerzas de compresión, las relaciones de esbeltez (Kl/r) no deben exceder, preferentemente, de 200. Los valores de K se calculan de acuerdo a la Sección 3.2.

https://waltervillavicencio.com

Para elementos cuyo diseño esta basado en fuerzas de tracción, las relaciones de esbeltez l/r no deben exceder, preferentemente, de 300. Esta recomendación no se aplica a varillas en tracción. Los elementos en los que el diseño se hace para fuerzas de tracción, pero que pueden estar sometidos a una compresión reducida en otra condición de carga, no necesitan cumplir el límite de esbeltez en compresión.

2.8. TRAMOS SIMPLEMENTE APOYADOS

Las vigas y armaduras diseñadas como tramos simplemente apoyados tendrán una luz de cálculo igual a la distancia entre centros de gravedad de sus elementos de apoyo.

2.9. RESTRICCIÓN DE APOYO

Cuando se diseña asumiendo que existe una restricción parcial o total debido a continuidad, semicontinuidad o acción de voladizo, las vigas y armaduras, así como los elementos a los que se conectan, deben ser diseñados para soportar los momentos, cortantes y cualquier otra fuerza que actúe de manera que no se sobrepasen las resistencias de diseño que se presentan en los Capítulos 4 á 11, excepto que se permite una deformación inelástica, pero autolimitada, de alguna parte de la conexión.

2.10 DIMENSIONES DE VIGAS

Los perfiles laminados o soldados, vigas de planchas y vigas con platabandas serán, en general, diseñados en base al momento de inercia de su sección total. No deberá hacerse reducciones debido a huecos de pernos en cualquiera de las alas si se cumple que:

$$0{,}75F_uA_{fn} \geq 0{,}9F_yA_{fg} \qquad (2.10\text{-}1)$$

donde A_{fg} es el área total del ala y A_{fn} es el área neta del ala calculada de acuerdo a las Secciones B1 y B2 y F_u es la resistencia mínima en tracción.

$$\text{Si: } 0{,}75F_uA_{fn} < 0{,}9F_yA_{fg} \qquad (2.10\text{-}2)$$

las propiedades del elemento en flexión deberán basarse en el área efectiva del ala en tracción A_{fe}.

$$A_{fe} = \frac{5}{6}\frac{F_u}{F_y}A_{fn} \qquad (2.10\text{-}3)$$

Las vigas híbridas pueden ser diseñadas en base al momento de inercia de la sección total, sujetas a las previsiones de la Sección 7.1, siempre que no requieran resistir una fuerza axial mayor a $0{,}15\,\phi_bF_{yf}A_g$, donde F_{yf} es el punto de fluencia especificado del material del ala y A_g es el área total. No se especifican límites para el esfuerzo en el alma producido por el momento de flexión aplicado para el cual la viga híbrida es diseñada, con excepción de las previsiones de la Sección 11.3. Para calificar como viga híbrida, las alas en cualquier sección deberán tener la misma área transversal y ser fabricadas de acero del mismo grado.

Las alas de las vigas soldadas pueden variar su espesor o ancho empalmando una serie de planchas o usando platabandas.

El área total de platabandas en vigas con uniones empernadas no deberá exceder del 70% del área total del ala.

Los pernos de alta resistencia o soldaduras que conecten el ala al alma o platabandas al ala, deberán diseñarse para resistir el corte horizontal total que resulte de las fuerzas de flexión en la viga. La distribución longitudinal de estos pernos o soldaduras intermitentes estará en proporción a la intensidad del corte. Sin embargo, el espaciamiento longitudinal no deberá exceder el máximo permitido para miembros en compresión o tracción por las Secciones 5.4 ó 4.2 respectivamente. Los pernos o soldaduras que conecten el ala al alma también serán diseñados para transmitir al alma cualquier carga aplicada directamente al ala, a menos que se tomen medidas para transmitir dichas cargas por aplastamiento directo.

Las platabandas de longitud parcial deberán extenderse más allá del punto teórico de corte y la porción extendida deberá unirse a la viga con pernos de alta resistencia en una conexión de deslizamiento crítico o por soldadura de filete. La unión deberá ser la adecuada, con los esfuerzos aplicables dados en las Secciones 10.2.2, 10.3.8 ó 11.3, para desarrollar la porción que toma la platabanda de la resistencia de diseño en flexión en la viga en el punto teórico de corte.

Para platabandas soldadas, las soldaduras que conectan los extremos de la platabanda con la viga en una longitud a', que se define a continuación, deberán ser las adecuadas, a la resistencia de diseño aplicable, para desarrollar la porción que toma la platabanda de la resistencia de diseño en la viga a una distancia a' medida desde el extremo de la platabanda. La longitud a' medida desde el extremo de la platabanda deberá ser:

(a) Una distancia igual al ancho de la platabanda cuando existe una soldadura continua igual o mayor que 3/4 del espesor de la platabanda a lo largo del extremo de la plancha y soldadura continua en ambos bordes de la platabanda en la longitud a'.

(b) Una distancia igual a 1-1/2 veces el ancho de la platabanda cuando hay una soldadura continua menor que 3/4 del espesor de la platabanda a lo largo del extremo de la plancha y soldadura continua a lo largo de ambos bordes de la platabanda en la longitud a'.

(c) Una distancia igual a dos veces el ancho de la platabanda cuando no hay soldadura a lo largo del extremo de la plancha, pero existe soldadura continua a lo largo de ambos bordes de la platabanda en la longitud a'.

CAPÍTULO 3
PÓRTICOS Y OTRAS ESTRUCTURAS

Este Capítulo contiene los requisitos generales para la estabilidad de la estructura como un todo.

3.1 EFECTOS DE SEGUNDO ORDEN

En el diseño de pórticos deben considerarse los efectos de segundo orden (PΔ).

En las estructuras diseñadas sobre la base de análisis plástico, la resistencia requerida en flexión M_u debe determinarse a partir de un análisis plástico de segundo orden que satisfaga los requerimientos de la Sección 3.2. En las estructuras diseñadas sobre la base del análisis elástico, el valor de M_u para flexo-compresión, conexiones y elementos conectados, debe determinarse a partir de un análisis elástico de segundo orden o del siguiente procedimiento aproximado de análisis de segundo orden:

$$M_u = B_1M_{nt} + B_2M_{lt} \qquad (3.1\text{-}1)$$

donde

M_{nt} = resistencia requerida en flexión en el elemento, asumiendo que no hay traslación lateral del pórtico.

M_{lt} = resistencia requerida en flexión en el elemento como resultado solamente de la traslación lateral del pórtico.

$$B_1 = \frac{C_m}{(1 - P_u/P_{e1})} \geq 1 \qquad (3.1\text{-}2)$$

$P_{e1} = A_gF_y/\lambda_c^2$, donde $\boldsymbol{\lambda}_c$ es el parámetro de esbeltez, en el cual el factor K de longitud efectiva en el plano de flexión deberá determinarse de acuerdo a la Sección 3.2.1 para el pórtico arriostrado.

$$\lambda_c = \frac{Kl}{r\pi}\sqrt{\frac{F_y}{E}}$$

P_u = resistencia requerida en compresión axial para el elemento bajo consideración.

C_m = coeficiente basado en el análisis elástico de primer orden asumiendo que no hay traslación lateral del pórtico, cuyo valor deberá tomarse como sigue:

(a) Para los elementos en compresión no sujetos a cargas transversales entre sus apoyos en el plano de flexión,

$$C_m = 0{,}6 - 0{,}4(M_1/M_2) \qquad (3.1\text{-}3)$$

donde M_1/M_2 es la relación de los valores absolutos del momento menor al mayor en los extremos de la porción del elemento no arriostrado en el plano de flexión bajo consideración. M_1/M_2 es positivo cuando el elemento se flexiona en doble curvatura, y negativo cuando se flecta en curvatura simple.

(b) Para los elementos en compresión sujetos a cargas transversales entre sus apoyos, el valor de C_m deberá determinarse según un análisis racional o por el uso de los siguientes valores:

Para los elementos cuyos extremos están restringidos contra rotación en el plano de flexión: C_m = 0,85.

Para los elementos cuyos extremos no están restringidos contra rotación en el plano de flexión: C_m = 1,00.

$$B_2 = \frac{1}{1 - \frac{\sum P_U}{\sum H}\left(\frac{\Delta_{oh}}{L}\right)} \qquad (3.1\text{-}4)$$

ó

$$B_2 = \frac{1}{1 - \frac{\sum P_u}{\sum P_{e2}}} \qquad (3.1\text{-}5)$$

$\sum P_u$ = resistencia axial requerida de todas las columnas en un piso.

Δ_{oh} = deformación lateral de entrepiso.

ΣH = suma de todas las fuerzas horizontales de piso que producen Δ_{oh}.

L = altura del piso.

$P_{e2} = A_g F_y / \lambda_c^2$, donde λ_c es el parámetro de esbeltez, en el cual, el factor K de longitud efectiva en el plano de flexión deberá determinarse de acuerdo a la Sección 3.2.2, para el pórtico no arriostrado.

3.2. ESTABILIDAD DE PÓRTICOS

3.2.1. Pórticos Arriostrados

En armaduras y pórticos donde la estabilidad lateral la proporcionan arriostres diagonales, muros de corte o sistemas equivalentes, el factor K de longitud efectiva para los elementos de compresión debe tomarse como la unidad, a menos que un análisis estructural muestre que puede usarse un valor menor.

Debe verificarse mediante un análisis estructural, que el sistema de arriostramiento vertical para un pórtico arriostrado de varios pisos sea adecuado para prevenir que la estructura pandee y mantenga su estabilidad lateral, incluyendo los efectos de volteo por desplazamiento lateral, bajo las cargas dadas en la Sección 1.4.

El sistema de arriostramiento vertical para pórticos arriostrados de varios pisos puede considerarse que trabaja en conjunto con los muros exteriores e interiores resistente al corte, losas de pisos y de azoteas, los cuales deben estar adecuadamente conectados a los pórticos estructurales. Las columnas, las vigas y elementos diagonales, cuando se usan como sistema de arriostramiento vertical, pueden considerarse como una armadura vertical en voladizo simplemente conectada para los análisis de pandeo y estabilidad lateral del pórtico. La deformación axial de todos los elementos del sistema de arriostramiento vertical deberá incluirse en el análisis de la estabilidad lateral.

En las estructuras diseñadas sobre la base del análisis plástico, la fuerza axial en estos elementos debido a las cargas de gravedad factorizadas más las cargas horizontales factorizadas no deberá exceder de 0,857$\phi_c A_g F_y$.

Las vigas incluidas en el sistema de arriostramiento vertical de pórticos de varios pisos deberán ser diseñadas para las fuerzas axiales y momentos causados por las cargas de gravedad y horizontales factorizadas.

3.2.2. Pórticos no Arriostrados

En los pórticos donde la estabilidad lateral depende de la rigidez a flexión de las vigas y columnas rígidamente conectadas, el factor K de longitud efectiva para los elementos en compresión deberá determinarse por el análisis estructural. Los efectos desestabilizadores de las columnas con cargas de gravedad cuyas conexiones simples al pórtico no proporcionan resistencia a las cargas laterales deberán incluirse en el diseño de las columnas del pórtico resistente a momentos. Se permite el ajuste de la reducción de la rigidez debido al comportamiento inelástico de las columnas.

El análisis de la resistencia requerida para los pórticos no arriostrados de varios pisos incluirá los efectos de la inestabilidad del pórtico y la deformación axial de las columnas bajo las cargas amplificadas dadas en la Sección 1.4.

En las estructuras diseñadas sobre la base del análisis plástico, la fuerza axial en las columnas causada por las cargas de gravedad factorizadas más las cargas horizontales factorizadas no deberán exceder de 0,75 $\phi_c A_g F_y$.

CAPÍTULO 4
ELEMENTOS EN TRACCIÓN

Este Capítulo se aplica a elementos prismáticos, sujetos a tracción axial, debido a cargas estáticas que actúan a través del eje centroidal. Para elementos sujetos a esfuerzos combinados de tracción y flexión, véase la Sección 8.1.1.1 o la 8.1.2.1. Para varillas roscadas, véase la Sección 10.3. Para la resistencia a la rotura por bloque de corte en las conexiones de extremo en los elementos en tracción, véase la Sección 10.4.3. Para la resistencia de diseño a la tracción de elementos de conexión, véase la Sección 10.5.2. Para elementos sujetos a fatiga, véase la Sección 11.3.

4.1. RESISTENCIA DE DISEÑO EN TRACCIÓN

4.1.1. Método LRFD

La resistencia de diseño de elementos en tracción $\phi_t P_n$ debe ser el menor valor obtenido de acuerdo a los estados límites de fluencia en el área total y de rotura en el área neta.

(a) Para fluencia en el área total:

$$\phi_t = 0{,}90$$
$$P_n = F_y A_g \qquad (4.1\text{-}1)$$

(b) Para rotura en el área neta:

$$\phi_t = 0{,}75$$
$$P_n = F_u A_e \qquad (4.1\text{-}2)$$

donde

A_e = área neta efectiva.
A_g = área total del elemento.
F_y = esfuerzo mínimo de fluencia especificado.
F_u = resistencia mínima a la tracción especificada.
P_n = resistencia axial nominal.

Cuando los miembros sin agujeros estén totalmente conectados por medio de soldadura, el área neta efectiva usada en la Ecuación 4.1-2 será como se define en la Sección 2.3. Cuando existan agujeros en miembros con conexiones de extremo soldadas o en conexiones soldadas con soldadura de tapón o soldadura de canal, deberá usarse el área neta a través de los agujeros en la Ecuación 4.1-2.

4.1.2. Método ASD

El esfuerzo admisible F_t no debe exceder de $0{,}60F_y$ en el área total, ni de $0{,}50F_u$ en el área neta efectiva. Además los elementos conectados con pasadores y barras de ojo deberán cumplir los requisitos de la Sección 4.3 en el agujero del pasador.

La resistencia por bloque de corte en las conexiones de extremo de los elementos en tracción deberá verificarse de acuerdo con la Sección 10.4.3.

Las barras de ojo deberán cumplir con los requisitos de la Sección 4.3

4.2 ELEMENTOS ARMADOS

Para limitaciones en el espaciamiento longitudinal de conectores entre elementos en contacto continuo, ya sea entre una plancha y un perfil o entre dos planchas, véase la Sección 10.3.5.

El espaciamiento longitudinal de conectores entre componentes deberá, de preferencia, limitar la relación de esbeltez de cualquier componente entre conectores a 300.

Tanto las platabandas perforadas como las planchas de enlace sin diagonales podrán usarse en los lados abiertos de elementos armados en tracción. Las planchas de enlace tendrán una longitud no menor de 2/3 de la distancia entre las líneas de soldadura o pernos que los conectan a los componentes del elemento. El espesor de dichas planchas de enlace no debe ser menor a 1/50 de la distancia entre estas líneas. El espaciamiento longitudinal en soldaduras intermitentes o conectores en las planchas de enla-

https://waltervillavicencio.com

ce no debe exceder de 150 mm. El espaciamiento entre planchas de enlace debe ser tal que la relación de esbeltez de cualquier componente en la longitud entre planchas de enlace de preferencia no exceda de 300.

4.3. ELEMENTOS CONECTADOS CON PASADORES Y BARRAS DE OJO

El diámetro del pasador no debe ser menor a 7/8 del ancho del cuerpo de la barra de ojo.

El diámetro del agujero para el pasador no excederá en más de 1,0 mm al diámetro del pasador.

Para aceros con un esfuerzo de fluencia mayor que 485 MPa, el diámetro del agujero no debe exceder cinco veces el espesor de la plancha y el ancho del cuerpo de la barra de ojo deberá reducirse concordantemente.

En elementos conectados con pasadores, el agujero para el pasador debe centrarse entre los bordes del elemento en la dirección normal a la aplicación de la fuerza. El ancho de la plancha más allá del agujero del pasador no deberá ser menor que el ancho efectivo en cualquier lado del agujero del pasador.

En planchas conectadas con pasadores, distintas a las barras de ojo, el área neta mínima más allá del extremo de contacto del agujero del pasador, paralelo al eje del elemento, no debe ser menor que 2/3 del área neta requerida para la resistencia transversal del agujero del pasador.

Las esquinas más allá del agujero del pasador pueden cortarse a 45° con el eje del elemento, siempre y cuando el área neta más allá del agujero del pasador, en un plano perpendicular al corte, no sea menor que la requerida más allá del agujero del pasador en dirección paralela al eje del elemento.

La resistencia de diseño de las barras de ojo debe determinarse en concordancia con la Sección 4.1, tomando A_g como el área transversal del cuerpo.

Las barras de ojo serán de espesor uniforme, sin refuerzos en los agujeros del pasador, y deben tener cabezas circulares cuyo perímetro sea concéntrico con el agujero del pasador.

El radio de transición entre la cabeza circular y el cuerpo de la barra de ojo no debe ser menor que el diámetro de la cabeza.

El ancho del cuerpo de las barras de ojo no debe exceder de 8 veces su espesor.

Un espesor menor de 13 mm es permitido sólo si se colocan tuercas externas para ajustar las planchas del pasador y planchas de relleno. El ancho b desde el borde del agujero al borde de la plancha perpendicular a la dirección de la aplicación de la carga debe ser mayor que 2/3 y, para propósito de cálculo, no más de 3/4 del ancho del cuerpo de la barra de ojo.

Para el método LRFD, la resistencia de diseño para elementos conectados con pasadores ϕP_n debe ser el menor valor de los siguientes estados límites:

(a) Tracción en el área neta efectiva:

$$\phi = \phi_t = 0{,}75$$
$$P_n = 2tb_{eff}F_u \qquad (4.3\text{-}1)$$

(b) Corte en el área efectiva:

$$\phi_{sf} = 0{,}75$$
$$P_n = 0{,}6A_{sf}F_u \qquad (4.3\text{-}2)$$

(c) Para aplastamiento en el área proyectada del pasador, véase la Sección 10.8.

(d) Para fluencia en el área total, usar la Ecuación 4.1-1.

donde

a = la menor distancia entre el borde del agujero del pasador al borde del elemento, medida paralelamente a la dirección de la fuerza.

A_{sf} = $2t(a + d/2)$

b_{eff} = 2t + 16 mm, pero no mayor que la distancia entre el borde del agujero al borde de la parte medida en la dirección normal a la fuerza aplicada.

d = diámetro del pasador.

t = espesor de la plancha.

Para el método ASD, el esfuerzo admisible en el área neta del agujero del pasador para elementos conectados con pasadores es $0{,}45F_y$. El esfuerzo de aplastamiento en el área proyectada del pasador no debe exceder el esfuerzo admisible de la Sección 10.8.

El esfuerzo admisible en barras de ojo que cumplen con los requerimientos de esta Sección es $0{,}60F_y$ en el área del cuerpo.

CAPÍTULO 5

COLUMNAS Y OTROS ELEMENTOS EN COMPRESIÓN

Este Capítulo es aplicable a elementos prismáticos compactos y no compactos sujetos a compresión axial. Para elementos sujetos a flexo-compresión, véase la Sección 8.1.1.2 ó 8.1.2.2. Para miembros con elementos esbeltos en compresión véase el Apéndice 2.5.3. Para miembros con peralte variable véase el Apéndice 6.3. Para elementos de un solo ángulo véase Specification for Load and Resistance Design of Single Angle Members del AISC.

5.1 LONGITUD EFECTIVA Y LIMITACIONES DE ESBELTEZ

5.1.1. Longitud Efectiva

El factor de longitud efectiva K deberá determinarse de acuerdo a la Sección 3.2.

5.1.2. Diseño por Análisis Plástico

El diseño por análisis plástico, con las limitaciones de la Sección 1.5.1, es permitido si el parámetro de esbeltez en la columna λ_c no excede 1,5K.

5.2. RESISTENCIA DE DISEÑO EN COMPRESIÓN PARA PANDEO POR FLEXIÓN.

5.2.1. Método LRFD

La resistencia de diseño para pandeo por flexión en miembros comprimidos en los que sus elementos tienen una relación ancho - espesor menor a λ_r de la Sección 2.5.1 es $\phi_c P_n$ donde:

ϕ_c =0,85

$$P_n = A_g F_{cr} \qquad (5.2\text{-}1)$$

(a) Para $\lambda_c \leq 1{,}5$

$$F_{cr} = \left(0{,}658^{\lambda_c^2}\right)F_y \qquad (5.2\text{-}2)$$

(b) Para $\lambda_c > 1{,}5$

$$F_{cr} = \left(\frac{0{,}877}{\lambda_c^2}\right)F_y \qquad (5.2\text{-}3)$$

donde

$$\lambda_c = \frac{Kl}{r\pi}\sqrt{\frac{F_y}{E}} \qquad (5.2\text{-}4)$$

A_g = área total del miembro
F_y = esfuerzo de fluencia especificada.
E = módulo de Elasticidad.
K = factor de longitud efectiva
l = longitud lateralmente no arriostrada.
r = radio de giro respecto del eje de pandeo.

Para miembros cuyos elementos no cumplen los requerimientos de la Sección 2.5.1 véase el Apéndice 2.5.3.

5.2.2. Método ASD

En secciones cargadas axialmente que cumplen los requerimientos de la Tabla 2.5.1, el esfuerzo de compresión en el segmento no arriostrado será:

(a) Cuando $(Kl/r) \leq C_c$

$$F_a = \frac{\left(1 - \frac{(Kl/r)^2}{2C_c^2}\right)F_y}{\frac{5}{3} + \frac{3(Kl/r)}{8C_c} - \frac{(Kl/r)^3}{8C_c^3}} \qquad (5.2\text{-}5)$$

donde

$$C_c = \sqrt{\frac{2\pi^2 E}{F_y}}$$

(b) Cuando $(Kl/r) > C_c$

$$F_a = \frac{12\pi^2 E}{23\left(Kl/r\right)^2} \qquad (5.2\text{-}6)$$

5.3. RESISTENCIA DE DISEÑO EN COMPRESIÓN PARA PANDEO FLEXO–TORSIONAL

En caso de emplearse el método ASD y de manera simplificada se puede considerar que P_u es igual a dos veces la fuerza de compresión axial de servicio.

La resistencia de diseño en compresión por pandeo flexo–torsional en secciones comprimidas de doble ángulo y secciones en forma de T cuyos elementos tengan relaciones ancho - espesor menores que λ_r de la Sección 2.5.1 será $\phi_c P_n$:

$\phi_c = 0{,}85$

$P_n = A_g F_{crft}$

$$F_{crft} = \left(\frac{F_{cry} + F_{crz}}{2H}\right)\left(1 - \sqrt{1 - \frac{4\,F_{cry}F_{crz}H}{\left(F_{cry} + F_{crz}\right)^2}}\right) \qquad (5.3\text{-}1)$$

donde

$$F_{crz} = \frac{GJ}{A\overline{r_o}^2}$$

$\overline{r_o}$ = radio polar de giro con respecto al centro de corte (véase la Ecuación A-5.3-8).

$$H = 1 - \left(\frac{x_0^2 + y_0^2}{\overline{r_o}^2}\right)$$

x_0, y_0 = son las coordenadas del centro de corte con respecto al centroide.

x_0 = 0 para ángulos dobles y secciones T, (el eje **y** es el eje de simetría)

F_{cry} es determinado de acuerdo a la Sección 5.2 para pandeo por flexión alrededor del eje **y** de simetría para

$$\lambda_c = \frac{Kl}{r_y\pi}\sqrt{\frac{F_y}{E}}$$

Para miembros de ángulos dobles y secciones T cuyos elementos no cumplen con los requerimientos de la Sección 2.5.1, deberá consultarse el Apéndice 2.5.3 para determinar el valor de F_{cry} a ser usado en la Ecuación 5.3-1.

Otras columnas de sección simétrica o asimétrica y columnas con doble simetría como secciones en cruz o columnas armadas, con espesores muy delgados, deberán diseñarse para los estados limites de flexo-torsión y pandeo torsional de acuerdo al Apéndice 5.3.

5.4. ELEMENTOS ARMADOS

En los extremos de elementos armados en compresión, apoyados sobre planchas de base o superficies cepilladas, todos los componentes en contacto con otro deberán conectarse por soldadura teniendo una longitud no menor al máximo ancho del elemento o por pernos donde el espaciamiento longitudinal entre ellos no será mayor a cuatro veces su diámetro, en una distancia igual 1 ½ veces el máximo ancho del elemento.

Los elementos armados requieren, a lo largo de la longitud entre conexiones de sus extremos descritos anteriormente, de un espaciamiento longitudinal adecuado entre soldaduras intermitentes o pernos para transferir las fuerzas requeridas. Para las limitaciones de espaciamiento longitudinal de conectores entre elementos en contacto continuo, consistentes en una platina y un perfil o dos platinas, véase la Sección 10.3.5. En donde un componente de un elemento armado en compresión consiste en una placa exterior, el máximo espaciamiento no deberá exceder $335/\sqrt{F_y}$ por el espesor de la placa exterior más delgada o 300 mm, cuando se use soldadura intermitente a lo largo de los bordes de los componentes o cuando los conectores se encuentran a lo largo de todas las líneas en cada sección. Cuando los conectores están colocados en zigzag, el espaciamiento máximo en cada línea no deberá exceder $500/\sqrt{F_y}$ por el espesor de la placa exterior más delgada o 450 mm.

Los componentes individuales de elementos en compresión compuestos por dos o más perfiles deberán conectarse uno a otro en intervalos a, tal que las relaciones de esbeltez efectivas ka/r_i de cada perfil, entre los conectores, no excedan ¾ veces la relación de esbeltez que controla al elemento armado. El radio de giro mínimo r_i debe usarse para calcular la relación de esbeltez de cada componente. La conexión de extremo será soldada o con pernos ajustados y requintados con superficies limpias de la cascarilla de laminación o arenadas con revestimiento de Clase A.

La resistencia de diseño de elementos armados compuestos de dos o más perfiles debe ser determinado de acuerdo a la Sección 5.2 y Sección 5.3 sujeta a la siguiente modificación. Si el modo de pandeo involucra deformaciones relativas que producen fuerzas de corte en los conectores entre secciones individuales, Kl/r es reemplazado por $(Kl/r)_m$ que se determina como sigue:

(a) Para conectores intermedios con pernos ajustados sin requintar:

$$\left(\frac{Kl}{r}\right)_m = \sqrt{\left(\frac{Kl}{r}\right)_0^2 + \left(\frac{a}{r_i}\right)^2} \qquad (5.4.1)$$

(b) Para conectores intermedios que son soldados o con pernos ajustados y requintados.

$$\left(\frac{Kl}{r}\right)_m = \sqrt{\left(\frac{Kl}{r}\right)_0^2 + 0{,}82\,\frac{\alpha^2}{\left(1+\alpha^2\right)}\left(\frac{a}{r_{ib}}\right)^2} \qquad (5.4\text{-}2)$$

donde

$\left(\frac{Kl}{r}\right)_0$ = esbeltez del elemento armado actuando como una unidad.

$\left(\frac{Kl}{r}\right)_m$ = esbeltez modificada del elemento armado.

$\frac{a}{r_i}$ = esbeltez mayor de los componentes individuales.

$\frac{a}{r_{ib}}$ = esbeltez de los componentes individuales relativas a su eje centroidal. paralelo al eje de pandeo.

a = distancia entre conectores.

r_i = radio mínimo de giro del componente individual.

r_{ib} = radio de giro del componente individual relativo a su eje centroidal paralelo al eje de pandeo del elemento.

α = relación de separación = $h/2r_{ib}$.

h = distancia entre centroides de componentes individuales perpendicular al eje de pandeo del elemento.

En los lados abiertos de elementos en compresión fabricados de planchas o perfiles, deberán colocarse platabandas continuas con una sucesión de perforaciones de acceso. El ancho no apoyado de estas planchas en las perforaciones de acceso, como se define en la Sección 2.5.1, se asume que contribuyen a la resistencia de diseño si se cumple que:

(1) La relación ancho - espesor cumple las limitaciones de la Sección 2.5.1.

(2) La relación de la longitud (en la dirección del esfuerzo) al ancho de la perforación no deberá de exceder de 2.

(3) La distancia libre entre agujeros en la dirección del esfuerzo no deberá ser menor que la distancia transversal entre las líneas mas cercanas de conectores o soldaduras.

(4) La periferia de los agujeros en todos los puntos deberá tener un radio mínimo de 38 mm.

Como una alternativa a las platabandas perforadas, se permite la conección con planchas de enlace en cada extremo y en puntos intermedios si el enlace se interrumpe. Las planchas de enlace se colocarán tan cercanas de los extremos como sea posible. En elementos principales

que desarrollan la resistencia de diseño, las planchas de enlace en los extremos tendrán una longitud no menor que la distancia entre líneas de soldadura o conectores que los unen a los componentes del elemento. Las planchas de enlace intermedias tendrán una longitud no menor a la mitad de esta distancia. El espesor de las planchas de enlace será mayor o igual a 1/50 de la distancia entre líneas de soldaduras o conectores que los unen a estos elementos. En construcciones soldadas, la soldadura en cada línea que conecta una plancha de enlace tendrá una longitud igual o mayor a 1/3 de la longitud de la plancha. En conexiones con pernos, el espaciamiento en la dirección del esfuerzo en las planchas de conexión será igual o menor que 6 diámetros y la plancha de enlace deberá ser conectada en cada segmento por al menos 3 pernos.

Los enlaces, incluyendo platinas, ángulos, canales u otros perfiles empleados como enlaces, se espaciarán de manera que el l/r de las alas entre sus conexiones no excedan la relación de esbeltez que controla el elemento armado. Los enlaces deberán proporcionar una resistencia al corte normal al eje del elemento igual al 2% de la resistencia de diseño por compresión en el elemento. La relación l/r para las barras de enlace simple no deberá exceder de 140.

Para el caso de enlaces dobles la relación l/r no excederá de 200. Las barras de enlace doble deben ser unidas en sus intersecciones. Para barras de enlace en compresión se permite tomar como la longitud no soportada del enlace entre soldaduras o conectores para enlaces simples y 70% de esa distancia en el caso de enlaces dobles. La inclinación de las barras de enlace con respecto al eje del elemento deberá ser preferentemente igual o mayor a 60° para enlaces simples y de 45° para enlaces dobles. Cuando la distancia entre líneas de soldadura o conectores en las alas es mayor a 375 mm, el enlace deberá ser preferentemente doble o hecho con ángulos.

Para requisitos adicionales de espaciamientos, véase la Sección 10.3.

5.5. ELEMENTOS EN COMPRESIÓN CONECTADOS POR PASADORES

Las conexiones de pasadores en elementos conectados con pasadores deben de cumplir los requisitos de la Sección 4.3 excepto las Ecuaciones 4.3-1 y 4.3-2 que no son aplicables.

CAPÍTULO 6
VIGAS Y OTROS ELEMENTOS EN FLEXIÓN

Este Capítulo se aplica a los elementos prismáticos compactos y no compactos sujetos a flexión y cortante. Para vigas fabricadas de planchas véase el Capítulo 7. Para elementos sujetos a flexión compuesta véase la Sección 8.1. Para elementos sujetos a fatiga véase la Sección 11.3. Para miembros con elementos esbeltos en compresión véase el Apéndice 2.5. Para elementos de sección variable en el alma véase el Apéndice 6.3. Para elementos con almas esbeltas véase el Capítulo 7. Para elementos de un solo ángulo véase la Specification for Load and Resistance Factor Design of Single Angle Members del AISC.

6.1 DISEÑO POR FLEXIÒN

6.1.1. Método LRFD

La resistencia nominal en flexión M_n es el menor valor obtenido de acuerdo a los estados límites de: (a) fluencia; (b) pandeo lateral torsional; (c) pandeo local del ala y, (d) pandeo local del alma. Para vigas compactas arriostradas lateralmente con $L_b \le L_p$, solamente es aplicable el estado límite de fluencia. Para vigas compactas no arriostradas, tees no compactas y ángulos dobles, solamente son aplicables los estados límites de fluencia y pandeo lateral torsional. El estado límite de pandeo lateral torsional no es aplicable a elementos sujetos a flexión con respecto a su eje menor o perfiles cuadrados o circulares.

Esta sección se aplica a perfiles híbridos y homogéneos con al menos un eje de simetría y que están sujetos a flexión simple con respecto a un eje principal. Para flexión simple la viga es cargada en un plano paralelo a un eje principal que pasa a través del centro de corte ó la viga está restringida contra la torsión en los puntos de aplicación de las cargas y en sus apoyos. Solamente los estados límites de fluencia y pandeo lateral torsional se consideran en esta sección. Las prescripciones sobre pandeo lateral torsional se limitan a perfiles de doble simetría, canales, ángulos dobles y tees. Para el pandeo lateral torsional de otros perfiles de simetría simple y para los estados límites de pandeo local de las alas y pandeo local del alma de secciones no compactas o con elementos esbeltos véase el Apéndice 6.1. Para perfiles sin simetría y vigas sujetas a torsión combinada con flexión, véase la Sección 8.2. Para flexión biaxial, la Sección 8.1.

6.1.1.1. Fluencia

La resistencia de diseño a flexión de vigas, determinada por el estado límite de fluencia, es $\phi_b M_n$:

ϕ_b = 0,90
$M_n = M_p$ (6.1-1)

donde

M_p = momento plástico (= $F_y Z \le 1{,}5 M_y$ para secciones homogéneas).

M_y = momento correspondiente al inicio de la fluencia en la fibra extrema debido a una distribución elástica de esfuerzos (= $F_y S$ para secciones homogéneas y $F_{yf} S$ para secciones híbridas).

6.1.1.2. Pandeo Lateral Torsional

Este estado límite solamente es aplicable a elementos sujetos a flexión con respecto a su eje mayor. La resistencia de diseño a la flexión, determinada por el estado límite de pandeo lateral torsional, es $\phi_b M_n$:

ϕ_b = 0,90
M_n = resistencia nominal determinada como sigue:

6.1.1.2a. Perfiles con Simetría Doble y Canales con $L_b \le L_r$

La resistencia nominal en flexión es:

$$M_n = C_b \left[M_p - (M_p - M_r)\left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] \le M_p \qquad (6.1\text{-}2)$$

donde

L_b = distancia entre puntos de arriostre contra el desplazamiento lateral del ala en compresión, ó entre puntos arriostrados para prevenir la torsión de la sección recta.

En la ecuación anterior, C_b es un factor de modificación para diagramas de momentos no uniformes donde, cuando ambos extremos del segmento de viga están arriostrados:

$$C_b = \frac{12{,}5\, M_{máx}}{2{,}5\, M_{máx} + 3\, M_A + 4\, M_B + 3\, M_C} \qquad (6.1\text{-}3)$$

donde

M_{max} = valor absoluto del máximo momento en el segmento sin arriostrar.

M_A = valor absoluto del momento en el cuarto de la luz del segmento de viga sin arriostrar.

M_B = valor absoluto del momento en el punto medio del segmento de viga sin arriostrar.

M_C = valor absoluto del momento a los tres cuartos de la luz del segmento de viga sin arriostrar.

Se permite que C_b tome conservadoramente el valor 1,0 para todos los casos. Para voladizos y elementos sobresalidos donde el extremo libre no está arriostrado, C_b = 1,0

La longitud límite sin arriostrar para desarrollar la capacidad total plástica a la flexión, L_p, se determinará como sigue:

(a) Para elementos de sección I incluyendo secciones híbridas y canales:

$$L_p = \frac{788 r_y}{\sqrt{F_{yf}}} \qquad (6.1\text{-}4)$$

(b) Para barras rectangulares sólidas y secciones cajón:

$$L_p = \frac{26000\, r_y \sqrt{JA}}{M_p} \quad (6.1\text{-}5)$$

donde

A = área de la sección.
J = constante de torsión.

La longitud lateral no arriostrada límite L_r y el correspondiente momento de pandeo M_r se determinarán como sigue:

(a) Para elementos de sección I con simetría doble y canales:

$$L_r = \frac{r_y\, X_1}{F_L}\sqrt{1+\sqrt{1+X_2\, F_L^2}} \quad (6.1\text{-}6)$$

$$M_r = F_L\, S_x \quad (6.1\text{-}7)$$

donde

$$X_1 = \frac{\pi}{S_x}\sqrt{\frac{E\,G\,J\,A}{2}} \quad (6.1\text{-}8)$$

$$X_2 = 4\frac{C_w}{I_y}\left(\frac{S_x}{G\,J}\right)^2 \quad (6.1\text{-}9)$$

S_x = módulo de sección alrededor del eje mayor.
E = módulo de elasticidad del acero (200 000 MPa)
G = módulo de elasticidad al corte del acero (77 200 MPa)
F_L = el menor valor de ($F_{yf} - F_r$) ó F_{yw}
F_r = esfuerzo de compresión residual en el ala, 70 MPa para perfiles laminados, 115 MPa para perfiles soldados.
F_{yf} = esfuerzo de fluencia del ala.
F_{yw} = esfuerzo de fluencia del alma.
I_y = momento de inercia alrededor del eje -Y.
C_w = constante de alabeo.

Las Ecuaciones 6.1-4 y 6.1– 6 están basadas conservadoramente en $C_b = 1{,}0$

(b) Para barras rectangulares sólidas y secciones cajón:

$$L_r = \frac{400000\, r_y \sqrt{J\,A}}{M_r} \quad (6.1\text{-}10)$$

$$M_r = F_{yf}\, S_x \quad (6.1\text{-}11)$$

6.1.1.2b. Perfiles con Simetría Doble y Canales con $L_b > L_r$.

La resistencia nominal en flexión es:

$$M_n = M_{cr} \le M_p \quad (6.1\text{-}12)$$

donde M_{cr} es el momento elástico crítico, determinado como sigue:

(a) Para elementos de sección I con simetría doble y canales:

$$M_{cr} = C_b \frac{\pi}{L_b}\sqrt{E\, I_y\, G\, J + \left(\frac{\pi E}{L_b}\right)^2 I_y\, C_w} \quad (6.1\text{-}13)$$

$$= \frac{C_b\, S_x\, X_1\sqrt{2}}{L_b/r_y}\sqrt{1+\frac{X_1^2\, X_2}{2\left(L_b/r_y\right)^2}}$$

(b) Para barras rectangulares sólidas y secciones cajón simétricas:

$$M_{cr} = \frac{400000 C_b \sqrt{J\,A}}{L_b/r_y} \quad (6.1\text{-}14)$$

6.1.1.2c. Tees y Ángulos Dobles.

Para vigas T y de ángulos dobles cargados en el plano de simetría:

$$M_n = M_{cr} = \frac{\pi\sqrt{E\, I_y\, G\, J}}{L_b}\left[B+\sqrt{1+B^2}\right] \quad (6.1\text{-}15)$$

donde

$M_n \le 1{,}5\, M_y$ para almas en tracción.
$M_n \le 1{,}0\, M_y$ para almas en compresión.

$$B = \pm 2{,}3\left(d/L_b\right)\sqrt{I_y/J} \quad (6.1\text{-}16)$$

El signo positivo para B se aplica cuando el alma está en tracción, y el signo negativo cuando el alma está en compresión. Si la fibra extrema del alma está en compresión en cualquier punto a lo largo de la longitud no arriostrada, use el valor negativo de B.

6.1.1.2d. Longitud no Arriostrada para Diseño por Análisis Plástico.

El diseño por análisis plástico, con las limitaciones de la Sección 1.5.1, está permitido para elementos de sección compacta que flectan alrededor del eje mayor cuando la longitud lateral no arriostrada L_b del ala en compresión adyacente a la localización de la rótula plástica asociada con el mecanismo de falla, no exceda L_{pd}, determinada como sigue:

(a) Para elementos de sección I de simetría doble y de simetría simple con el ala en compresión igual o mayor que el ala en tracción (incluyendo elementos híbridos) cargados en el plano del alma:

$$L_{pd} = \left[25\,000 + 15\,200\left(\frac{M_1}{M_2}\right)\right]\left(\frac{r_y}{F_y}\right) \quad (6.1\text{-}17)$$

donde

F_y = esfuerzo de fluencia mínimo especificado del ala en compresión.
M_1 = momento menor en los extremos de la longitud no arriostrada de la viga.
M_2 = momento mayor en los extremos de la longitud no arriostrada de la viga.
r_y = radio de giro alrededor del eje menor.

(M_1/M_2) es positivo cuando los momentos causan curvatura doble y negativa para curvatura simple.

(b) Para barras rectangulares sólidas y vigas cajón simétricas:

$$L_{pd} = \left[34\,000 + 20\,000\left(\frac{M_1}{M_2}\right)\right]\left(\frac{r_y}{F_y}\right) \ge \frac{20\,000 r_y}{F_y} \quad (6.1\text{-}18)$$

No hay límites para L_b en elementos con secciones circulares o cuadradas ni para cualquier viga flexionada alrededor de su eje menor.

En la región de formación de la última rótula plástica y en regiones no adyacentes a una rótula plástica, la resistencia de diseño a la flexión se determinará de acuerdo con la Sección 6.1.1.2.

6.1.2. Método ASD

6.1.2.1. Elementos de Sección I y Canales con Flexión Alrededor del Eje Mayor

6.1.2.1a. Elementos con Secciones Compactas

Para elementos con secciones compactas tal como se definen en la Sección 2.5.1 (excluyendo las vigas híbridas y elementos con esfuerzos de fluencia mayores que 450 MPa), simétricas y cargadas en el plano de su eje menor, el esfuerzo admisible es:

$$F_b = 0{,}66 F_y \quad (6.1\text{-}19)$$

siempre que las alas estén conectadas continuamente al alma o almas y que la longitud lateral no soportada del ala en compresión L_b no exceda el valor de L_c dado por el menor valor de:

$$\frac{200 b_f}{\sqrt{F_y}} \text{ ó } \frac{138000}{\left(d/A_f\right)F_y} \quad (6.1\text{-}20)$$

6.1.2.1b. Elementos con Secciones no Compactas

Para elementos que cumplan los requerimientos de la Sección 6.1.2.1a, excepto que sus alas sean no compactas (excluyendo elementos armados y elementos con esfuerzos de fluencia mayores que 450 MPa), el esfuerzo admisible es:

$$F_b = F_y\left[0{,}79 - 0{,}00076\frac{b_f}{2t_f}\sqrt{F_y}\right] \qquad (6.1\text{-}21)$$

Para elementos armados que cumplan los requerimientos de la Sección 6.1.2.1a excepto que sus alas son no compactas (excluyendo vigas híbridas y elementos con esfuerzos de fluencia mayores que 450 MPa), el esfuerzo admisible es:

$$F_b = F_y\left[0{,}79 - 0{,}00076\frac{b_f}{2t_f}\sqrt{\frac{F_y}{k_c}}\right] \qquad (6.1\text{-}22)$$

donde

$$kc = \frac{4{,}05}{\left(h/t_w\right)^{0{,}46}}$$ si $\frac{h}{t_w}$ >70, de otro modo kc = 1,0

Para elementos con secciones no compactas (Sección 2.5), no incluidos en los párrafos anteriores, cargados a través del centro de corte y arriostrados lateralmente en la región de esfuerzos de compresión a intervalos que no excedan de $\frac{200b_f}{\sqrt{F_y}}$, el esfuerzo admisible es:

$$F_b = 0{,}60F_y \qquad (6.1\text{-}23)$$

6.1.2.1c. Elementos con secciones compactas y no compactas con longitudes no arriostradas mayores que L_c

Para elementos en flexión con secciones compactas o no compactas tal como se define en la Sección 2.5.1 y con longitudes no arriostradas mayores que L_c, tal como se define en la Sección 6.2.1a, el esfuerzo admisible de tracción por flexión se determina por la Ecuación (6.1-23).

Para tales elementos con un eje de simetría y cargados en el plano de su alma, el esfuerzo admisible de compresión por flexión se determina como el mayor valor de las Ecuaciones (6.1-24) ó (6.1-25) y (6.1-26), excepto que la Ecuación (6.1-26) es aplicable solamente a secciones con un ala en compresión que sea sólida y aproximadamente rectangular en su sección recta y que tenga un área no menor que la del ala en tracción. Se permiten valores mayores de los esfuerzos admisibles en compresión si se justifican con un análisis mas preciso. Los esfuerzos no excederán aquellos permitidos por el Capítulo 7, si es aplicable.

Para canales con flexión alrededor de su eje mayor, el esfuerzo admisible de compresión se determina de la Ecuación (6.1-26).

Cuando

$$\sqrt{\frac{703\times10^3 C_b}{F_y}} \le \frac{l}{r_T} \le \sqrt{\frac{3516\times10^3 C_b}{F_y}}$$

$$F_b = \left[\frac{2}{3} - \frac{F_y\left(l/r_T\right)^2}{10550\times10^3\times C_b}\right]F_y \le 0{,}60F_y \qquad (6.1\text{-}24)$$

Cuando $\frac{l}{r_T} \ge \sqrt{\frac{3516\times10^3 C_b}{F_y}}$

$$F_b = \frac{1172\times10^3 C_b}{\left(\frac{l}{r_T}\right)^2} \le 0{,}60\times F_y \qquad (6.1\text{-}25)$$

Para cualquier valor de l/r_T :

$$F_b = \frac{83\times10^3 C_b}{\left(\frac{ld}{A_f}\right)} \le 0{,}60\times F_y \qquad (6.1\text{-}26)$$

donde

l = distancia entre secciones rectas arriostradas contra torsión o desplazamiento lateral del ala en compresión. Para volados arriostrados contra la torsión solamente en el apoyo, l puede conservadoramente tomarse como la longitud del volado.

r_T = radio de giro de una sección que comprende el ala en compresión más 1/3 del área en compresión del alma, tomado alrededor de un eje en el plano medio del alma.

A_f = área del ala en compresión

C_b = véase (6.1-3)

Para vigas de plancha híbridas, el valor de F_y en las Ecuaciones (6.1-24) y (6.1-25) es el esfuerzo de fluencia del ala en compresión. La Ecuación (6.1-26) no se aplicará a vigas híbridas.

La Sección 6.1.2.1c no se aplica a secciones T sí el alma esta en compresión en algún punto a lo largo de la longitud no arriostrada.

6.1.2.2. Elementos de Sección I, Barras Sólidas y Planchas Rectangulares con Flexión Alrededor del Eje Menor

No se requiere arriostramiento lateral para elementos cargados a través del centro de corte alrededor de su eje menor ni para elementos de igual resistencia alrededor de ambos ejes.

6.1.2.2a. Elementos con Secciones Compactas

Para elementos de perfiles I y H doblemente simétricos con alas compactas (Sección 2.5) continuamente conectadas al alma y que se flexionan alrededor de su eje menor (excepto elementos con esfuerzos de fluencia mayores que 450 MPa); barras sólidas redondas y cuadradas; y secciones rectangulares sólidas que se flexionan alrededor de su eje menor, el esfuerzo admisible es:

$$F_b = 0{,}75\,F_y \qquad (6.1\text{-}27)$$

6.1.2.2b. Elementos con Secciones no Compactas

Para los elementos que no cumplan los requerimientos para secciones compactas de la Sección 2.5 y no cubiertos en la Sección 6.3, que se flexionan alrededor de su eje menor, el esfuerzo admisible es:

$$F_b = 0{,}60\,F_y \qquad (6.1\text{-}28)$$

Elementos de perfiles I y H doblemente simétricos que se flexionan alrededor de su eje menor (excepto elementos con esfuerzos de fluencia mayores que 450 MPa) con alas no compactas (Sección 2.5) continuamente conectadas al alma pueden diseñarse sobre la base de un esfuerzo admisible de:

$$F_b = F_y\left(1{,}075 - 0{,}0019\left(\frac{b_f}{2t_f}\right)\sqrt{F_y}\right) \qquad (6.1\text{-}29)$$

6.1.2.3. Flexión de Elementos de Sección Cajón, Tubos Rectangulares y Circulares

6.1.2.3a. Elementos con Secciones Compactas

Para elementos que se flexionan alrededor de su eje mayor o menor, elementos con secciones compactas tal como se define en la Sección 2.5 y con alas continuamente conectadas a las almas, el esfuerzo admisible es

$$F_b = 0{,}66\,F_y \qquad (6.1\text{-}30)$$

Para ser clasificado como una sección compacta, un elemento de sección cajón tendrá, en adición a los requerimientos de la Sección 2.5, un peralte no mayor que 6 veces el ancho, un espesor de ala no mayor que 2 veces el espesor del alma y una longitud lateralmente no arriostrada L_b menor o igual que:

$$L_b = \left(13500 + 8300\frac{M_1}{M_2}\right)\frac{b}{F_y} \quad (6.1\text{-}31)$$

excepto que no necesita ser menor que 8300 $\left(b/F_y\right)$, donde M_1 es el menor y M_2 es el mayor momento de flexión en los extremos de la longitud no arriostrada, tomada alrededor del eje mayor del elemento y donde M_1/M_2, es positiva cuando M_1 y M_2 tienen el mismo signo (doble curvatura) y negativa cuando ellos son de signo opuesto (curvatura simple).

6.1.2.3b. Elementos con Secciones no Compactas

Para elementos en flexión tipo cajón y tubulares que cumplen los requerimientos de secciones no compactas de la Sección 2.5, el esfuerzo admisible es:

$$F_b = 0{,}60\,F_y \quad (6.1\text{-}32)$$

No se requiere arriostramiento lateral para una sección cajón cuyo peralte es menor que seis veces su ancho. Los requerimientos de soporte lateral para secciones cajón con relaciones altura/ancho mayores se deben determinar por un análisis especial.

6.2. DISEÑO POR CORTE

Esta sección se aplica a vigas de simetría doble y simple con almas no rigidizadas, incluyendo vigas híbridas y canales sometidos a corte en el plano del alma. Para la resistencia de diseño a corte de almas con rigidizadores, véase el Apéndice 6.2 ó la Sección 7.3. Para corte en la dirección menor de perfiles indicados anteriormente, tubos y secciones asimétricas, véase la Sección 8.2. Para paneles de alma sometidos a cortantes elevados, véase la Sección 11.1.7. Para la resistencia al corte en conexiones, véase las Secciones 10.4 y 10.5.

6.2.1. Determinación del Área del Alma.

El área del alma A_w se tomará como el peralte total d multiplicado por el espesor de alma t_w.

6.2.2. Diseño por Corte

6.2.2.1. Método LRFD

La resistencia de diseño por corte para almas no rigidizadas, con $h/t_w \le 260$, es $\phi_v V_n$,

donde

ϕ_v = 0,90

V_n = Resistencia nominal por corte definida como sigue

Para $h/t_w \le 1098/\sqrt{F_{yw}}$

$$V_n = 0{,}6\,F_{yw}\,A_w \quad (6.2\text{-}1)$$

Para $1098/\sqrt{F_{yw}} < h/t_w \le 1373/\sqrt{F_{yw}}$

$$V_n = 0{,}6\,F_{yw}\,A_w\left(\frac{1098/\sqrt{F_{yw}}}{h/t_w}\right) \quad (6.2\text{-}2)$$

Para $1373/\sqrt{F_{yw}} < h/t_w \le 260$

$$V_n = A_w\left(\frac{910000}{(h/t_w)^2}\right) \quad (6.2\text{-}3)$$

El diseño general de resistencia al corte de almas con o sin rigidizadores se da en el Apéndice 6.2.2 y un método alternativo que utiliza la acción del campo de tensiones se da en el Capítulo 7.3.

6.2.2.2. Método ASD

Para $\frac{h}{t_w} \le \frac{1000}{\sqrt{F_y}}$, el esfuerzo admisible de corte es:

$$F_v = 0{,}40\,F_y \quad (6.2\text{-}4)$$

Para $\frac{h}{t_w} > \frac{1000}{\sqrt{F_y}}$, el esfuerzo admisible de corte es:

$$F_v = \frac{F_y}{2{,}89}(C_v) \le 0{,}40F_y \quad (6.2\text{-}5)$$

donde:

$C_v = \frac{310000k_v}{F_y\left(\frac{h}{t_w}\right)^2}$, cuando C_v es menor que 0,8.

$C_v = \frac{500}{\frac{h}{t_w}}\sqrt{\frac{k_v}{F_y}}$, cuando C_v es mayor que 0,80.

$k_v = 4{,}00 + \frac{5{,}34}{\left(\frac{a}{h}\right)^2}$, cuando a/h es menor que 1,0.

$k_v = 5{,}34 + \frac{4{,}00}{\left(\frac{a}{h}\right)^2}$, cuando a/h es mayor que 1,0.

t_w = espesor del alma.

a = distancia libre entre rigidizadores transversales.

h = distancia libre entre alas en la sección bajo investigación.

6.2.2.3. Rigidizadores Transversales

Véase el Apéndice 6.2.3.

6.3. MIEMBROS DE ALMA VARIABLE

Véase el Apéndice 6.3.

6.4. VIGAS CON ABERTURAS EN EL ALMA

Se determinará el efecto de todas las aberturas en el alma sobre la resistencia de diseño de las vigas de acero y compuestas. Se proporcionará un refuerzo adecuado cuando la resistencia requerida exceda a la resistencia neta del elemento en la abertura.

CAPÍTULO 7

VIGAS FABRICADAS DE PLANCHAS

Las vigas fabricadas de planchas de sección I se distinguirán de las vigas laminadas de sección "I" en base a la esbeltez del alma h/t_w. Cuando este valor es mayor que λ_r se aplicaran las provisiones de las Secciones 7.1 y 7.2 para la resistencia de diseño a la flexión. Para $h/t_w \le \lambda_r$, se aplicaran las provisiones del Capítulo 6. o Apéndice 6 para la resistencia de diseño a la flexión. Para vigas de planchas con alas desiguales véase el Apéndice 2.5.1.

La resistencia de diseño al corte y el diseño de los rigidizadores transversales se basará en la Sección 6.2 (sin acción de campo de tensiones) o en el Sección 7.3 (con acción del campo de tensiones). Para vigas de planchas con alas desiguales, véase el Apéndice 2.5.1.

7.1. LIMITACIONES

Las vigas de plancha con un alma de simetría doble y simple, no híbridas e híbridas cargadas en el plano del alma deben ser dimensionadas de acuerdo a lo previsto en este Capítulo o en la Sección 6.2, siempre que se cumplan las siguientes limitaciones:

(a) Para $\frac{a}{h} \le 1{,}5$:

$$\frac{h}{tw} \le \frac{5250}{\sqrt{F_{yf}}} \quad (7.1\text{-}1)$$

(b) Para $\frac{a}{h} > 1{,}5$

$$\frac{h}{tw} \le \frac{96500}{\sqrt{F_y\left(F_{yf} + 115\right)}} \quad (7.1\text{-}2)$$

donde

a = distancia libre entre rigizadores.
h = distancia libre entre alas menos el filete o radio en la esquina para secciones laminadas; para secciones armadas, la distancia entre líneas adyacentes de conectores o la distancia libre entre alas cuando se emplea soldadura.
t_w = espesor del alma.
F_{yf} = esfuerzo de fluencia mínimo especificado del ala, MPa.

Para el caso de vigas de plancha sin rigidizadores la relación h/t_w no excederá 260.

7.2. DISEÑO POR FLEXIÓN

La resistencia de diseño por flexión para vigas de plancha con almas esbeltas será $\phi_b M_n$, donde $\phi_b = 0{,}90$ y M_n es el menor valor obtenido de acuerdo a los estados límites de fluencia en el ala en tracción y pandeo del ala en compresión. Para vigas de plancha con alas desiguales, ver el Apéndice 2.5.1 para la determinación de λ_r para el estado límite de pandeo del alma.

(a) Para fluencia del ala en tracción:

$$M_n = S_{xt} R_e F_{yt} \qquad (7.2\text{-}1)$$

(b) Para pandeo del ala en compresión:

$$M_n = S_{xc} R_{PG} R_e F_{cr} \qquad (7.2\text{-}2)$$

donde

$$R_{PG} = 1 - \left(\frac{a_r}{1200 + 300 a_r} \right) \left(\frac{h_c}{t_w} - \frac{2550}{\sqrt{F_{cr}}} \right) \leq 1 \qquad (7.2\text{-}3)$$

R_e = factor de viga híbrida $= \dfrac{12 + a_r\left(3m - m^3\right)}{12 + 2a_r} \leq 1$ (para vigas no híbridas $R_e = 1$)
a_r = relación entre el área del alma y el área del ala en compresión (≤10).
m = relación entre el esfuerzo de fluencia del alma al esfuerzo de fluencia del ala o al esfuerzo crítico F_{cr}.
F_{cr} = esfuerzo crítico de compresión del ala, MPa.
F_{yt} = esfuerzo de fluencia del ala en tracción.
S_{xc} = módulo de sección con respecto al ala en compresión.
S_{xt} = módulo de sección con respecto al ala en tracción.
h_c = el doble de la distancia del centroide a la línea mas cercana de conectores en el ala en compresión o a la cara interior del ala en compresión cuando se usa soldadura.

El esfuerzo crítico F_{cr} a ser usado depende de los parámetros de esbeltez λ, λ_p, λ_r, y C_{PG} como sigue:

Para $\lambda \leq \lambda_p$: $F_{cr} = F_{yf}$ (7.2-4)

Para $\lambda_p < \lambda \leq \lambda_r$: $F_{cr} = C_b F_{yf} \left(1 - 0{,}5 \dfrac{(\lambda - \lambda_p)}{(\lambda_r - \lambda_p)} \right) \leq F_{yf}$ (7.2-5)

Para $\lambda > \lambda_r$: $F_{cr} = \dfrac{C_{PG}}{\lambda^2}$ (7.2-6)

En el párrafo anterior, el parámetro de esbeltez deberá determinarse para los estados limites de pandeo lateral torsional y de pandeo local del ala; el parámetro de esbeltez que resulte en el menor valor de F_{cr} será el empleado.

(a) Para el estado limite de pandeo lateral torsional.

$$\lambda = \frac{L_b}{r_T} \qquad (7.2\text{-}7)$$

$$\lambda_p = \frac{788}{\sqrt{F_{yf}}} \qquad (7.2\text{-}8)$$

$$\lambda_r = \frac{1985}{\sqrt{F_{yf}}} \qquad (7.2\text{-}9)$$

$$C_{PG} = 1970000 C_b \qquad (7.2\text{-}10)$$

donde

C_b = ver la Sección 6.1.1.2, Ecuación 6.1-3.
r_T = radio de giro del ala en compresión mas un tercio de la porción comprimida del alma.

(b) Para el estado lìmite del pandeo local del ala:

$$\lambda = \frac{b_f}{2t_f} \qquad (7.2\text{-}11)$$

$$\lambda_p = \frac{170}{\sqrt{F_{yf}}} \qquad (7.2\text{-}12)$$

$$\lambda_r = \frac{604}{\sqrt{F_{yf}/k_c}} \qquad (7.2\text{-}13)$$

$$C_{PG} = 180690 k_c \qquad (7.2\text{-}14)$$

$C_b = 1{,}0$

donde, $k_c = 4/\sqrt{h/t_w}$ y $0{,}35 \leq k_c \leq 0{,}763$

El estado límite de pandeo local del alma por flexión no se aplica.

7.3. RESISTENCIA DE DISEÑO POR CORTE CON ACCIÓN DE CAMPO DE TENSIONES

La resistencia de diseño por corte bajo la acción de campo de tensiones deberá ser $\phi_v V_n$, donde ϕ_V = 0,90 y V_n se determina a continuación:

Para $h/t_w \leq 492\sqrt{k_v/F_{yw}}$

$$V_n = 0{,}6 A_w F_{yw} \qquad (7.3\text{-}1)$$

Para $h/t_w > 492\sqrt{k_v/F_{yw}}$

$$V_n = 0{,}6 A_w F_{yw} \left[C_v + \frac{1 - C_v}{1{,}15\sqrt{1 + (a/h)^2}} \right] \qquad (7.3\text{-}2)$$

donde

C_v = relación del esfuerzo critico del alma, de acuerdo a la teoría de pandeo elástico, al esfuerzo de fluencia en corte del material del alma.

Véase también las Secciones 7.4 y 7.5.

Para los paneles extremos en vigas de planchas no híbridas, para todos los paneles en vigas de plancha híbridas y de peralte variable, y cuando a/h excede 3,0 o $[260/(h/t_w)]^2$ la acción de campo de tensiones no esta permitida y

$$V_n = 0{,}6 A_w F_{yw} C_v \qquad (7.3\text{-}3)$$

El coeficiente de pandeo de la plancha del alma k_v se define como

$$k_v = 5 + \frac{5}{(a/h)^2} \qquad (7.3\text{-}4)$$

con excepto de que k_v se tomara igual a 5,0 si a/h excede 3,0 ó $[260/(h/t_w)]^2$.

El coeficiente de corte C_v se determina como sigue:

(a) Para $492\sqrt{k_v/F_{yw}} \leq h/t_w \leq 615\sqrt{k_v/F_{yw}}$:

$$C_v = \frac{492\sqrt{k_v/F_{yw}}}{h/t_w} \qquad (7.3\text{-}5)$$

(b) Para $h/t_w > 615\sqrt{k_v/F_{yw}}$:

$$C_v = \frac{304000 k_v}{(h/t_w)^2 F_{yw}} \qquad (7.3\text{-}6)$$

7.4. RIGIDIZADORES TRANSVERSALES

Los rigidizadores transversales no son necesarios en vigas de plancha cuando $h/t_w \leq 1098/\sqrt{F_{yw}}$ ó cuando el corte requerido V_u, determinado por el análisis estructural de cargas factorizadas, es menor o igual a $0{,}6\phi_v A_w F_{yw} C_v$ donde C_v se determina para $k_v = 5$ y

$\phi_v = 0{,}90$. Los rigidizadores pueden ser requeridos en ciertas porciones de la viga de plancha para desarrollar el corte requerido o satisfacer las limitaciones dadas en la Sección 7.1. Los rigidizadores transversales deberán satisfacer los requisitos del Apéndice 6.2.3.

Cuando se diseñe para la acción de un campo de tensiones, el área A_{st} del rigidizador no deberá ser menor que:

$$\left(F_{yw}/F_{yst}\right)\left\{\frac{0{,}15Dht_w(1-C_v)V_u}{\phi_v V_n}-18t_w^2\right\}\geq 0 \qquad (7.4\text{-}1)$$

donde

F_{yst} = esfuerzo de fluencia del material del rigidizador.
D = 1 para rigidizadores en pares.
= 1,8 para rigidizadores de un solo ángulo.
= 2,4 para rigidizadores de una sola placa .

C_v y V_n se definen en la Sección 7.3, y V_u es el corte requerido en la posición del rigidizador.

7.5. INTERACCION FLEXIÓN - CORTE

Para $0{,}6\phi V_n \leq V_u \leq \phi V_n (\phi = 0{,}90)$ y para $0{,}75\phi M_n \leq M_u \leq \phi M_n (\phi = 0{,}90)$, las vigas de plancha con almas diseñadas para la acción de campo de tensiones, deberán satisfacer adicionalmente el siguiente criterio de interacción flexión – corte:

$$\frac{M_u}{\phi M_n}+0{,}625\frac{V_u}{\phi V_n}\leq 1{,}375 \qquad (7.5\text{-}1)$$

donde M_n es la resistencia nominal en flexión de la viga de plancha de acuerdo a la Sección 7.2 ó a la Sección 6.1, $\phi = 0{,}90$ y V_n es la resistencia nominal al corte de acuerdo a la Sección 7.3.

CAPÍTULO 8

ELEMENTOS SOMETIDOS A FUERZAS COMBINADAS Y TORSIÓN

Este Capítulo se aplica a elementos prismáticos sometidos a fuerza axial y flexión alrededor de uno ó ambos ejes de simetría, con ó sin torsión, y torsión solamente. Para elementos con almas de peralte variable, véase el Apéndice 6.3.

8.1. ELEMENTOS SIMÉTRICOS SOMETIDOS A FLEXIÓN Y FUERZA AXIAL

8.1.1. Método LRFD

8.1.1.1. Elementos con Simetría Simple y Doble en Flexión y Tracción

La interacción de la flexión y tracción en secciones simétricas estará limitada por las Ecuaciones 8.1-1a y 8.1-1b.

(a) Para $\frac{P_u}{\phi P_n}\geq 0{,}2$

$$\frac{P_u}{\phi P_n}+\frac{8}{9}\left(\frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}}+\frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ny}}\right)\leq 1{,}0 \qquad (8.1\text{-}1a)$$

(b) Para $\frac{P_u}{\phi P_n}< 0{,}2$

$$\frac{P_u}{2\phi P_n}+\left(\frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}}+\frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ny}}\right)\leq 1{,}0 \qquad (8.1\text{-}1b)$$

donde

P_u = resistencia requerida a la tracción.
P_n = resistencia nominal a la tracción determinada de acuerdo a la Sección 4.1.1.
M_u = resistencia requerida a la flexión determinada de acuerdo a la Sección 3.1.
M_n = resistencia nominal a la flexión determinada de acuerdo a la Sección 6.1.1.
x = subíndice relativo al eje mayor de flexión.
y = subíndice relativo al eje menor de flexión.
$\phi = \phi_t$ = factor de resistencia a la tracción (ver Sección 4.1.1).
ϕ_b = factor de resistencia a la flexión = 0,90

Se permite un análisis más detallado de la interacción de flexión y tracción en lugar de las Ecuaciones 8.1-1a y 8.1-1b .

8.1.1.2. Elementos con Simetría Simple y Doble en Flexión y compresión

La interacción de la flexión y compresión en secciones simétricas estará limitada por las Ecuaciones 8.1-1a y 8.1-1b donde:

P_u = resistencia requerida a la compresión.
p_n = resistencia nominal a la compresión determinada de acuerdo a la Sección 5.2.1.
M_u = resistencia requerida a la flexión determinada de acuerdo a la Sección 3.1.
M_n = resistencia nominal a la flexión determinada de acuerdo a la Sección 6.1.1.
x = subíndice relativo al eje mayor de flexión.
y = subíndice relativo al eje menor de flexión.
$\phi = \phi_c$ = factor de resistencia a la compresión = 0,85 (ver Sección 5.2.1.).
ϕ_b = factor de resistencia a la flexión = 0,90

8.1.2. Método ASD

8.1.2.1. Elementos con Simetría Simple y Doble en Flexión y Tracción

La interacción de la flexión y tracción en secciones simétricas estará limitada por la Ecuación 8.1-2a

$$\frac{f_a}{F_t}+\frac{f_{bx}}{F_{bx}}+\frac{f_{by}}{F_{by}}\leq 1{,}0 \qquad (8.1\text{-}2a)$$

donde

f_a = esfuerzo calculado en tracción.
f_b = esfuerzo calculado en flexión.
F_t = esfuerzo admisible en tracción, como se define en la Sección 4.1.2.
F_b = esfuerzo admisible en flexión, como se define en la Sección 6.1.2.
x = subíndice relativo al eje mayor de flexión.
y = subíndice relativo al eje menor de flexión.

8.1.2.2. Elementos con Simetría Simple y Doble en Flexión y Compresión

La interacción de la flexión y compresión en secciones simétricas estará limitada por las Ecuaciones 8.1-2b y 8.1-2c

$$\frac{f_a}{F_a}+\frac{C_{mx}f_{bx}}{\left(1-\frac{f_a}{F'_{ex}}\right)F_{bx}}+\frac{C_{my}f_{by}}{\left(1-\frac{f_a}{F'_{ey}}\right)F_{by}}\leq 1{,}0 \qquad (8.1\text{-}2b)$$

$$\frac{f_a}{0{,}60F_y}+\frac{f_{bx}}{F_{bx}}+\frac{f_{by}}{F_{by}}\leq 1{,}0 \qquad (8.1\text{-}2c)$$

Para $f_a/F_a \leq 0{,}15$, se permite el empleo de la Ecuación 8.1-2d en lugar de las Ecuaciones 8.1-2b y 8.1-2c

$$\frac{f_a}{F_a}+\frac{f_{bx}}{F_{bx}}+\frac{f_{by}}{F_{by}}\leq 1{,}0 \qquad (8.1\text{-}2d)$$

En las Ecuaciones anteriores:

f_a = esfuerzo calculado en compresión.
f_b = esfuerzo calculado en flexión.
F_a = esfuerzo admisible en compresión, como se define en la Sección 5.2.2.
F_b = esfuerzo admisible en flexión, como se definen la Sección 6.1.2.
$F'_e = \frac{12\pi^2 E}{23\left(kl_b/r_b\right)^2}$; F'_e puede incrementarse en 1/3 como se indica en la Sección 1.5.3.

C_m = coeficiente que puede tomar los siguientes valores:

(a) Para elementos en compresión de pórticos que pueden tener desplazamientos laterales,

$$C_m = 0{,}85$$

(b) Para elementos en compresión con restricción de giro en pórticos arriostrados contra desplazamiento lateral y sin carga transversal entre sus apoyos en el plano de flexión,

$$C_m = 0{,}6 - 0{,}4(M_1/M_2)$$

donde (M_1/M_2) es la relación del momento menor al mayor en los extremos de la longitud arriostrada. (M_1/M_2) es positivo cuando el elemento tiene doble curvatura y negativo cuando tiene curvatura simple.

(c) Para elementos en compresión en pórticos arriostrados contra desplazamientos lateral y con carga transversal entre sus apoyos el valor de C_m debe determinarse analíticamente. Sin embargo se permite el empleo de los siguientes valores:

1. Para elementos cuyos extremos tienen restricción de giro en el plano de flexión, $C_m = 0{,}85$.
2. Para elementos cuyos extremos no tienen restricción de giro en ele plano de flexión, $C_m = 1{,}0$.

x = subíndice relativo al eje mayor de flexión.
y = subíndice relativo al eje menor de flexión.
b = en el valor de F_e, subíndice relativo al plano de flexión.

8.2. ELEMENTOS ASIMÉTRICOS Y ELEMENTOS SOMETIDOS A TORSIÓN Y TORSIÓN COMBINADA CON FLEXION, CORTE Y/O FUERZA AXIAL

La resistencia de diseño ϕF_y de los elementos deberá ser igual o mayor que la resistencia requerida expresada en términos del esfuerzo normal f_{un} o del esfuerzo cortante f_{uv}, determinados por un análisis elástico con cargas factorizadas:

(a) Para el estado limite de fluencia bajo esfuerzos normales:

$$f_{un} \le \phi F_y \qquad (8.2\text{-}1)$$

$$\phi = 0{,}90$$

(b) Para el estado limite de fluencia bajo esfuerzos cortantes:

$$f_{uv} \le 0{,}6\phi F_y \qquad (8.2\text{-}2)$$

$$\phi = 0{,}90$$

(c) Para el estado limite de pandeo:

$$f_{un} \text{ ó } f_{uv} \le \phi_c F_{cr}\text{, como sea aplicable} \qquad (8.2\text{-}3)$$

$$\phi_c = 0{,}85$$

Se permite alguna fluencia local restringida adyacente a las áreas que permanecen elásticas.

CAPÍTULO 9
ELEMENTOS COMPUESTOS

Este Capítulo se aplica a columnas compuestas de perfiles laminados o armados, tubos y concreto estructural actuando conjuntamente, y a vigas de acero que soportan una losa de concreto armado conectada de forma que las vigas y la losa actúan en conjunto para resistir la flexión. Se incluyen las vigas compuestas simples y continuas con conectores de corte y las vigas embebidas en concreto, construidas con o sin apuntalamiento temporal.

9.1. HIPÓTESIS DE DISEÑO

Determinación de Fuerzas. En la determinación de las fuerzas en elementos y conexiones de una estructura que incluye vigas compuestas, se deberá considerar las secciones efectivas en el momento en que se aplica cada incremento de cargas.

Análisis Elástico. Para un análisis elástico de vigas compuestas continuas sin extremos acartelados, es admisible asumir que la rigidez de la viga es uniforme a lo largo de su longitud. Se permite calcular la rigidez usando el momento de inercia de la sección compuesta transformada en la región de momento positivo.

Análisis Plástico. Cuando se usa análisis plástico la resistencia a la flexión de los elementos compuestos se determinará sobre la base de una distribución de esfuerzos en etapa plástica.

Distribución de Esfuerzos Plásticos en Regiones de Momento Positivo. Si la losa en la región de momento positivo esta conectada a la viga de acero con conectores de corte, se permite asumir una distribución uniforme de esfuerzos en el concreto de $0{,}85 f_c'$ a través de la zona efectiva de compresión. Se despreciara la resistencia del concreto en tracción. En la sección de acero estructural, se asumirá una distribución uniforme de esfuerzos en el acero de F_y a través de la zona de tracción y a través de la zona de compresión. La fuerza de tracción neta en la sección de acero será igual a fuerza de compresión en la losa de concreto.

Distribución de Esfuerzos Plásticos en Regiones de Momento Negativo. Si la losa en la región de momento negativo esta conectada a la viga de acero con conectores de corte, se asumirá un esfuerzo de tracción de F_{yr} en todas las barras de refuerzo longitudinal adecuadamente desarrolladas dentro del ancho efectivo de la losa de concreto. Se despreciara la resistencia del concreto a la tracción. En la sección estructural de acero se asumirá una distribución uniforme de esfuerzos en el acero de F_y a través de la zona de tracción y a través de la zona de compresión. La fuerza de compresión neta en la sección de acero será igual a la fuerza de tracción total en el acero de refuerzo.

Distribución de Esfuerzos Elásticos. Cuando se necesite determinar la distribución de esfuerzos elásticos, las deformaciones en el acero y concreto se asumirán directamente proporcionales a sus distancias al eje neutro. Los esfuerzos serán iguales a las deformaciones multiplicadas por el módulo de elasticidad del acero, E, ó el modulo de elasticidad del concreto, E_c. Se despreciara la resistencia a la tracción del concreto. El máximo esfuerzo en el acero no excederá F_y. El máximo esfuerzo de compresión en el concreto no excederá $0{,}85 f_c'$ siendo f_c' la resistencia a la compresión especificada del concreto. En vigas compuestas híbridas, el esfuerzo máximo en las alas de acero no excederá F_{yf} pudiendo la deformación en el alma exceder la deformación de fluencia; el esfuerzo se tomara como F_{yw} en tal ubicación.

Vigas Totalmente Compuestas. Se proporcionaran conectores de corte en numero suficiente para desarrollar la máxima resistencia a la flexión de la viga compuesta. Para una distribución de esfuerzos elásticos se asumirá que no ocurre deslizamiento.

Vigas Parcialmente Compuestas. La resistencia al corte de los conectores determina la resistencia a la flexión de las vigas parcialmente compuestas. Los cálculos elásticos de deflexiones, fatiga y vibraciones incluirán el efecto de deslizamiento.

Vigas Embebidas en Concreto. Una viga totalmente embebida en concreto vaciado integralmente con la losa se puede asumir que esta interconectada con el concreto por adherencia natural sin anclaje adicional, siempre que: (1) el recubrimiento de concreto sobre los lados de la viga y la cara inferior de las alas sea 50 mm; (2) la cara superior de la viga está por lo menos 40 mm debajo del borde superior de la losa y por lo menos 50 mm sobre la cara inferior de la losa; y, (3) el concreto que embebe la viga contiene una malla u otro refuerzo de acero para prevenir el despostillado del concreto.

Columnas Compuestas. Las columnas de acero fabricadas de perfiles laminados o armados, embebidas en concreto estructural, ó fabricadas de tubos de acero rellenos con concreto estructural se diseñaran en concordancia con la Sección 9.2.

9.2. ELEMENTOS EN COMPRESIÓN

9.2.1. Limitaciones

Para calificar como una columna compuesta, se debe cumplir con las siguientes limitaciones:

(1) El área de la sección del perfil de acero o tubo será por lo menos 4% del área total de la sección compuesta.

(2) El concreto que embebe el núcleo de acero será reforzado con barras longitudinales que tomen carga, ba-

rras longitudinales para restringir el concreto y estribos laterales. Las barras longitudinales que toman carga serán continuas a través de los niveles de las vigas, las barras longitudinales de restricción pueden interrumpirse en los niveles de las vigas. El espaciamiento de los estribos no será mayor a los 2/3 de la dimensión menor de la sección compuesta. El área del refuerzo transversal y longitudinal será por lo menos 180 mm² por metro de espaciamiento de barras.

El recubrimiento de concreto será por lo menos 40 mm para el refuerzo transversal y longitudinal.

(3) El concreto tendrá una resistencia especificada a la compresión f'_c no menor de 20 MPa ni mayor que 55 MPa para concreto normal y no menor que 27 MPa para concreto liviano.

(4) Para el cálculo de la resistencia de una columna compuesta, el esfuerzo de fluencia para el acero estructural y barras de refuerzo se limitará a 380 MPa.

(5) El espesor mínimo de pared de los tubos de acero estructural llenos con concreto será igual a $b\sqrt{F_y/3E}$ por cada cara de ancho b en secciones rectangulares y $D\sqrt{F_y/8E}$ para secciones circulares de diámetro exterior D.

9.2.2. Resistencia de Diseño

La resistencia de diseño de columnas compuestas cargadas axialmente en $\phi_c P_n$,

donde

ϕ_c = 0,85

P_n = resistencia nominal en compresión axial determinada de las Ecuaciones E2-1 a E2-4 con las siguientes modificaciones:

(1) A_s = área total del perfil de acero o tubo (reemplaza a A_g).

r_m = radio de giro del perfil de acero o tubo, excepto que para perfiles de acero no será menor que 0,3 veces el espesor total de la sección compuesta en el plano de pandeo (reemplaza a r).

(2) Reemplazar F_y con el esfuerzo de fluencia modificado F_{my} de la Ecuación 9.2-1 y reemplazar E con el módulo de elasticidad modificado E_m de la Ecuación 9.2-2.

$$F_{my} = F_y + c_1 F_{yr}\left(A_r/A_s\right) + c_2 f'_c\left(A_c/A_s\right) \qquad (9.2\text{-}1)$$

$$E_m = E + c_3 E_c\left(A_c/A_s\right) \qquad (9.2\text{-}2)$$

donde:

A_c = área de concreto.

A_r = área de barras de refuerzo longitudinal.

A_s = área de acero.

E = módulo de elasticidad del acero.

E_c = módulo de elasticidad del concreto. Se permite calcularlo (en MPa) de $E_c = 0{,}041 w^{1,5}\sqrt{f'_c}$ donde w es el peso unitario del concreto en Kg/m^3 y f'_c en MPa

F_y = esfuerzo de fluencia mínimo especificado en perfil de acero ó tubo.

F_{yr} = esfuerzo de fluencia mínimo especificado de las barras de refuerzo longitudinal.

f'_c = resistencia especificada en compresión del concreto.

c_1, c_2, c_3 = coeficientes numéricos.

Para tubos rellenos con concreto: c_1=1,0, c_2=0,85 y c_3=0,4;

Para perfiles embebidos en concreto: c_1=0,7, c_2=0,6 y c_3=0,2.

9.2.3. Columnas con Múltiples Perfiles de Acero

Si la sección recta compuesta incluye dos ó más perfiles de acero, los perfiles estarán interconectados con enlaces o planchas de conexión para prevenir el pandeo de los perfiles individuales antes del endurecimiento del concreto.

9.2.4. Transferencia de Carga

La porción de la resistencia de diseño de columnas cargadas axialmente resistida por el concreto será trasmitida por aplastamiento directo en las conexiones. Cuando el área del concreto de apoyo es más ancha que el área cargada en uno o más lados y además está restringida contra la expansión lateral de los lados restantes, la máxima resistencia de diseño del concreto será $1{,}7\phi_c f'_c A_B$,

donde:

ϕ_c = 0,60

A_B = área cargada

9.3. ELEMENTOS EN FLEXIÓN

9.3.1. Ancho Efectivo

El ancho efectivo de la losa de concreto a cada lado del eje de la viga no será mayor que:

(a) un octavo de la luz de la viga, entre centros de apoyos.

(b) la mitad de la distancia entre ejes de vigas adyacentes; o,

(c) la distancia al borde de la losa.

9.3.2. Resistencia de Vigas con Conectores de Corte

La resistencia de diseño positiva en flexión $\phi_b M_n$ será determinada como sigue:

(a) Para $h/t_w \le 1680/\sqrt{F_{yf}}$

ϕ_b = 0,85; M_n se determinará en base a una distribución plástica de esfuerzos sobre la sección compuesta.

(b) Para $h/t_w > 1680/\sqrt{F_{yf}}$

ϕ_b = 0,90; M_n se determinará en base a la superposición de esfuerzos elásticos considerando los efectos del apuntalamiento.

La resistencia de diseño negativa en flexión $\phi_b M_n$ será determinada para la sección de acero solamente, de acuerdo con los requerimientos del Capítulo 6.

Alternativamente, la resistencia de diseño negativa en flexión $\phi_b M_n$ será calculada con: ϕ_b = 0,85 y M_n determinado de una distribución plástica de esfuerzos sobre la sección compuesta, siempre que:

(1) La viga de acero sea una sección compacta adecuadamente arriostrada, tal como se define en la Sección B5.

(2) Los conectores de corte conecten la losa a la viga en la región de momento negativo.

(3) El refuerzo de la losa, paralelo a la viga de acero, dentro del ancho efectivo, tenga su longitud adecuado de desarrollo.

9.3.3. Resistencia de Vigas Embebidas en Concreto

La resistencia de diseño en flexión $\phi_b M_n$ será calculada con ϕ_b = 0,90 y M_n determinado superponiendo esfuerzos elásticos, considerando los efectos del apuntalamiento.

Alternativamente, la resistencia de diseño en flexión $\phi_b M_n$ será calculada con ϕ_b = 0,90 y M_n determinado en base a una distribución plástica de esfuerzos solamente sobre la sección de acero.

9.3.4. Resistencia Durante la Construcción

Cuando no se use apuntalamiento temporal, la sección de acero sola deberá tener una resistencia adecuada para soportar todas las cargas aplicadas antes que el concreto haya alcanzado el 75% de su resistencia especificada f'_c. La resistencia de diseño en flexión de la sección de acero será determinada de acuerdo con los requerimientos de la Sección 6.1.

9.3.5. Tableros de Planchas Preformadas de Acero

9.3.5a. Generalidades

La resistencia de diseño a la flexión $\phi_b M_n$ de construcciones compuestas consistentes de losa de concreto sobre tableros preformados de acero conectados a vigas de acero será determinada por las partes aplicables de la Sección 9.3.2 con las siguientes modificaciones.

Esta Sección es aplicable a tableros con alturas nominales de nervios no mayores que 75 mm. El ancho promedio de concreto del nervio ó ensanche, w_r no será me-

nor de 50 mm, pero no se tomará en los cálculos mayor que el mínimo ancho libre cerca de la parte superior del tablero de acero. (Véase la Sección 9.3.5c para restricciones adicionales).

La losa de concreto será conectada a la viga de acero con pernos de corte soldados, de 20 mm de diámetro ó menores (AWS D1.1). Los pernos de corte se soldarán a través del tablero o directamente a la viga de acero. Después de su instalación los pernos de corte se extenderán no menos de 40 mm encima de la parte superior del tablero de acero.

El espesor de losa encima del tablero de acero no será menor a 50 mm.

9.3.5b. Nervios de Tableros Orientados Perpendicularmente a la Viga de Acero

Para nervios de tableros orientados perpendicularmente a la viga de acero, el concreto debajo del nivel superior del tablero de acero se despreciará en la determinación de las propiedades de la sección y en el cálculo de A_c.

El espaciamiento de pernos de corte a lo largo de una viga de apoyo no excederá 900 mm.

La resistencia nominal de un perno de corte será el valor estipulado en la Sección 9.5 multiplicado por el siguiente factor de reducción:

$$\frac{0,85}{\sqrt{N_r}}(w_r/h_r)\left[(H_s/h_r)-1,0\right]\le 1,0 \qquad (9.3\text{-}1)$$

donde

h_r = altura nominal del nervio, mm .

H_s = la longitud del perno de corte después de soldado, mm, no excederá el valor (h_r +75 mm) en los cálculos, pudiendo ser mayor su longitud real.

N_r = el número de pernos de corte en un nervio en la intersección con una viga, no excederá de tres en los cálculos, pudiendo estar instalados más de tres pernos de corte.

w_r = ancho promedio de concreto en el nervio o ensanche (como se define en la Sección 9.3.5a), mm .

Para resistir el levantamiento, el tablero de acero estará anclado a todos los elementos de soporte con un espaciamiento que no exceda 450 mm. Tal anclaje será proporcionado por pernos de corte, una combinación de pernos de corte y soldadura por puntos u otro dispositivo especificado por el diseñador.

9.3.5c. Nervios del Tablero Orientados Paralelamente a la Viga de Acero

El concreto debajo del nivel superior del tablero de acero puede ser incluido en la determinación de las propiedades de la sección y será incluido en el cálculo de A_c en la Sección 9.5.

Los nervios del tablero de acero sobre las vigas de apoyo pueden ser cortados longitudinalmente y separados para formar un ensanche de concreto.

Cuando la altura nominal del tablero de acero es 40 mm o mayor, el ancho promedio w_r del ensanche o del nervio no será menor que 50 mm para el primer perno de corte en la fila transversal más cuatro diámetros del perno para cada perno adicional.

La resistencia nominal de un perno de corte será el valor estipulado en la Sección 9.5, excepto que cuando w_r/h_r es menor que 1,5, el valor de la Sección 9.5 se multiplicará por el siguiente factor de reducción:

$$0,6(w_r/h_r)\left[(H_s/h_r)-1,0\right]\le 1,0 \qquad (9.3\text{-}2)$$

donde h_r y H_s se han definido en la Sección 9.3.5b y w_r es el ancho promedio de concreto en el nervio o ensanche tal como se ha definido en la Sección 9.3-5a.

9.3.6. Resistencia de Diseño al Corte

La resistencia de diseño al corte de vigas compuestas será determinada por la resistencia al corte del alma de acero, de acuerdo con la Sección 6.2.

9.4. FLEXIÓN Y COMPRESIÓN COMBINADAS

La interacción de compresión axial y flexión en el plano de simetría de secciones compuestas estará limitada por la Sección 8.1.1.2 con las siguientes modificaciones:

M_n = resistencia nominal en flexión determinada de una distribución plástica de esfuerzos sobre la sección compuesta excepto como se indica a continuación.

$P_{e1}, P_{e2} = A_s F_{my}/\lambda_c^2$ carga de pandeo elástico.

F_{my} = esfuerzo de fluencia modificado, ver la Sección 9.2.

ϕ_b = factor de resistencia en flexión de la Sección 9,3.

ϕ_c = factor de resistencia en compresión = 0,85.

λ_c = parámetro de esbeltez de columna definido por la Ecuación 5.2-4, tal como se modifica en la Sección 9.2.2.

Cuando el término axial en las Ecuaciones 8.1-1a y 8.1-1b es menor que 0,3, la resistencia nominal en flexión M_n será determinada interpolando linealmente entre la resistencia en flexión obtenida de la distribución plástica sobre la sección compuesta en $(P_u/\phi_c P_n)=0,3$ y la resistencia en flexión en $P_u=0$ como se determina en la Sección 9.3. Si se requieren conectores de corte en $P_u=0$, se proporcionarán siempre que $(P_u/\phi_c P_n)$ sea menor que 0,3.

9.5. CONECTORES DE CORTE

Esta Sección se aplica al diseño de conectores de corte, sean pernos ó canales. Para conectores de otro tipo, ver la Sección 9.6.

9.5.1. Materiales

Los conectores de corte serán pernos de acero con cabeza, con una longitud no menor de cuatro diámetros del perno después de instalados, o canales de acero laminados en caliente. Los pernos cumplirán los requerimientos de la Sección 1.3.6. Los canales cumplirán los requerimientos de la Sección 1.3. Los conectores de corte estarán embebidos en losas de concreto hechas con agregados que cumplan con la Norma ASTM C33.

9.5.2. Fuerza de Corte Horizontal

Excepto para vigas embebidas en concreto tal como se definen en la Sección 9.1, el cortante horizontal total en la interfase entre la viga de acero y la losa de concreto se asumirá que es transferido por los conectores de corte. Para acción compuesta con el concreto sometido a compresión por flexión, la fuerza cortante horizontal total entre el punto de máximo momento positivo y el punto de momento cero se tomará como el menor de los siguientes valores: (1) $0,85 f_c' A_c$; (2) $A_s F_y$; y (3) $\sum Q_n$;

donde

f_c' = resistencia a la compresión especificada del concreto.

A_c = área de la losa de concreto dentro de su ancho efectivo.

A_s = área de la sección de acero.

F_y = esfuerzo de fluencia mínimo especificado.

$\sum Q_n$ = suma de las resistencias nominales de los conectores de corte entre el punto de momento positivo máximo y el punto de momento cero.

Para vigas híbridas, la fuerza de fluencia se calculará separadamente para cada componente de la sección; $A_s F_y$ de la sección total es la suma de las fuerzas de fluencia de los componentes.

En el caso de vigas compuestas continuas donde el refuerzo longitudinal de acero en la región de momento negativo se considera que actúa conjuntamente con la viga de acero, la fuerza de corte horizontal total entre el punto de máximo momento negativo y el punto de momento cero se tomará como el menor valor de $A_r F_{yr}$ y $\sum Q_n$;

donde

A_r = área del refuerzo longitudinal de acero adecuadamente desarrollado dentro del ancho efectivo de la losa de concreto.

F_{yr} = esfuerzo de fluencia mínimo especificado del acero de refuerzo.

$\sum Q_n$ = suma de las resistencias nominales de los conectores de corte entre el punto de máximo momento negativo y el punto de momento cero.

9.5.3. Resistencia de los Pernos de Corte

La resistencia nominal de un perno de corte embebido en una losa sólida de concreto es

$$Q_n = 0{,}5A_{sc}\sqrt{f_c^{'}E_c} \le A_{sc}F_u \qquad (9.5\text{-}1)$$

donde

A_{sc} = área de la sección transversal del perno de corte.
$f_c^{'}$ = resistencia a la compresión especificada del concreto.
F_u = resistencia a la tracción mínima especificada de un perno de corte.
E_c = módulo de elasticidad del concreto.

Para conectores tipo perno de corte embebidos en una losa sobre un tablero de acero preformado, referirse a la Sección 9.3 para los factores de reducción dados por las Ecuaciones 9.3-1 y 9.3-2 tal como sean aplicables. Los factores de reducción se aplican solamente al término $0{,}5A_{sc}\sqrt{f_c^{'}E_c}$ de la Ecuación 9.5-1.

9.5.4. Resistencia de los Conectores de Corte Tipo Canal

La resistencia nominal de un conector de corte tipo canal embebido en una losa sólida de concreto es

$$Q_n = 0{,}3\left(t_f + 0{,}5t_w\right)L_c\sqrt{f_c^{'}E_c} \qquad (9.5\text{-}2)$$

donde

t_f = espesor del ala del conector de corte tipo canal.
t_w = espesor del alma del conector de corte tipo canal.
L_c = longitud del conector de corte tipo canal.

9.5.5. Número Requerido de Conectores de Corte

El número requerido de conectores de corte entre la sección de máximo momento de flexión positivo o negativo y la sección adyacente de momento cero será igual a la fuerza cortante horizontal como se determina en la Sección 9.5.2 dividida por la resistencia nominal de un conector de corte tal como se determina de las Secciones 9.5.3 ó 9.5.4.

9.5.6. Colocación y Espaciamiento de los Conectores de Corte

A menos que se especifique de otro modo, los conectores de corte requeridos a cada lado del punto de máximo momento de flexión, positivo o negativo, serán distribuidos uniformemente entre este punto y los puntos adyacentes de momento cero. Sin embargo el número de conectores de corte colocados entre cualquier carga concentrada y el punto de momento cero más cercano será suficiente para desarrollar el máximo momento requerido en el punto de aplicación de la carga concentrada.

Excepto para conectores instalados en los nervios de tableros de acero preformado, los conectores de corte tendrán por lo menos 25 mm de recubrimiento lateral de concreto. A menos que estén ubicados sobre el alma, el diámetro de los pernos no será mayor que 2,5 veces el espesor del ala a la que son soldados. El espaciamiento mínimo centro a centro de los pernos de corte será seis diámetros a lo largo del eje longitudinal de la viga compuesta de apoyo y cuatro diámetros en el sentido transversal, excepto que dentro del nervio de los tableros preformados de acero el espaciamiento centro a centro puede ser tan pequeño como cuatro diámetros en cualquier dirección. El espaciamiento máximo centro a centro de conectores de corte no excederá ocho veces el espesor total de la losa. Véase también la Sección 9.3.5b.

9.6. CASOS ESPECIALES

Cuando la construcción compuesta no esta de acuerdo a los requerimientos de las Secciones 9.1 a 9.5, la resistencia de los conectores de corte y sus detalles de construcción se establecerán por un programa de ensayos adecuado.

CAPÍTULO 10
CONEXIONES

Este Capítulo se aplica a los elementos de conexión, los conectores y los elementos afectados de los miembros que se conectan, sometidos a cargas estáticas. Para conexiones sometidas a fatiga, véase 11.3.

10.1. CONSIDERACIONES GENERALES

10.1.1. Bases de Diseño

Las conexiones están formadas por las partes involucradas de los miembros que se conectan (por ejemplo, las almas de las vigas), los elementos de conexión (por ejemplo, planchas de nudo, ángulos, cartelas) y los conectores (soldaduras, pernos). Estos componentes deben ser dimensionados de manera que su resistencia iguale o exceda la determinada por el análisis estructural para las cargas actuantes en la estructura o una proporción especificada de la capacidad de los elementos conectados, la que sea adecuada.

10.1.2. Conexiones Simples

Salvo que en los planos aparezca una indicación en contrario, las conexiones de vigas o armaduras deben de diseñarse como flexibles para resistir solamente las reacciones de corte. Las conexiones flexibles de las vigas deben permitir los giros de ellas como simplemente apoyadas. Para cumplir esto, se permite una deformación inelástica limitada.

10.1.3. Conexiones de Momento

Las conexiones de vigas o armaduras restringidas en sus extremos, deben diseñarse para la acción combinada de fuerzas resultantes de la acción de cortantes y momentos inducidos por la rigidez de las conexiones.

10.1.4. Miembros en Compresión con Juntas de Aplastamiento

Cuando las columnas se apoyan en planchas de base o son acabadas para tener empalmes por aplastamiento, debe haber una cantidad suficiente de conectores para unir de manera segura todas las partes conectadas.

Cuando otros miembros en compresión son acabados para tener empalmes por aplastamiento, el material de los empalmes y sus conectores serán adecuados para mantener todas las partes alineadas y serán capaces de soportar el 50% de la resistencia requerida del miembro.

Todas las juntas en compresión deben diseñarse para resistir cualquier tracción desarrollada por cargas amplificadas especificadas en la Combinación 1.4-6 para el método LRFD o para las cargas laterales actuando en conjunto con un 75% de las cargas permanentes y sin carga viva para el método ASD.

10.1.5. Recortes de Vigas y Huecos de Acceso a Soldaduras

Todos los huecos de acceso a soldaduras, necesarios para facilitar las operaciones de soldadura, tendrán una longitud mínima desde el extremo inferior de la zona preparada para la soldadura de 1 1/2 veces el espesor del material en el que esta hecho el hueco. La altura del hueco de acceso será adecuada para la colocación sin defectos del metal de la soldadura en las planchas adyacentes y dejará espacio libre para la prolongación del cordón de soldadura para la soldadura en el material en que esta hecho el hueco, pero no será menor que el espesor del material. En perfiles laminados y armados, todos los recortes de vigas y huecos de acceso a soldaduras se harán libres de entalladuras y esquinas agudas reentrantes excepto que, cuando se emplean soldaduras de filete en la unión del alma al ala de secciones armadas, se permite que los huecos de acceso terminen perpendiculares al ala.

10.1.6. Resistencia Mínima de Conexiones

Excepto para elementos secundarios, como enlaces o arriostres de viguetas o viguetas de revestimiento, las conexiones que transmiten esfuerzos de diseño deberán ser diseñadas para soportar una carga amplificada no menor a 45 kN para el método LRFD o a 27 kN para el método ASD.

Las conexiones en los extremos de elementos en tracción o compresión de armaduras deben transmitir las fuerzas debidas a las cargas de diseño, pero no menos del 50% de la resistencia efectiva del elemento, a menos que se justifique un porcentaje menor por un análisis de ingeniería que considere otros factores como el manipuleo, transporte y montaje.

10.1.7. Ubicación de Soldaduras y Pernos

Los grupos de soldaduras o de pernos en los extremos de cualquier elemento que trasmitan fuerzas axiales a ese elemento serán ubicados de manera que el centro de gravedad del grupo coincida con el centro de gravedad del elemento, a menos que se tome en cuenta la excentricidad en el diseño. La consideración anterior no es aplicable a las conexiones de extremo de ángulos simples, ángulos dobles y elementos similares sometidos a cargas estáticas.

https://waltervillavicencio.com

10.1.8. Pernos en Combinación con Soldaduras

En obras nuevas, no debe considerarse que los pernos A307 o de alta resistencia, diseñados en conexiones de aplastamiento, comparten los esfuerzos en combinación con soldaduras. Las soldaduras, si se usan, serán diseñadas para la fuerza total en la conexión. En conexiones de deslizamiento crítico, se permite que se considere que los pernos de alta resistencia comparten la carga con las soldaduras.

Cuando se hacen modificaciones soldadas a estructuras, los remaches y pernos de alta resistencia existentes y ajustados según lo exigido para conexiones de deslizamiento crítico, se permite que sean utilizados para resistir las cargas actuantes al tiempo de la modificación y que la soldadura sea diseñada sólo para la resistencia adicional necesaria.

10.1.9. Limitaciones en las Conexiones Empernadas y Soldadas

Para las siguientes conexiones se emplearán soldaduras o pernos de alta resistencia totalmente traccionados (Véase Tabla 10.3.1):

- Empalmes de columnas en todas las estructuras de varios pisos de 60 m ó más de altura.
- Empalmes de columnas en las estructuras de varios pisos de 30 a 60 m de altura, si la dimensión horizontal más pequeña es menor que el 40 por ciento de la altura.
- Empalmes de columnas en las estructuras de varios pisos de altura menor a 30 m, si la dimensión horizontal más pequeña es menor que el 25 por ciento de la altura.
- Conexiones de todas las vigas a columnas y de cualquier otra viga de la que dependa el arriostramiento de las columnas, en estructuras de más de 38 m de altura.
- En todas las estructuras que soporten grúas de más de 45 KN de capacidad: empalmes en armaduras de techos y conexiones de armaduras a columnas, empalmes de columnas, arriostramientos de columnas y soportes de grúas.
- Conexiones para el soporte de maquinaria en funcionamiento, o de cualquier carga viva que produce impacto o inversión de esfuerzos.
- Cualquier otra conexión indicada de esta manera en los planos.

En todos los otros casos se permite que las conexiones sean hechas con pernos A307 o con pernos de alta resistencia ajustados sin requintar.

Para el propósito de esta sección, la altura de una estructura de varios pisos se tomará como la distancia vertical entre el nivel de la vereda y el punto más alto de las vigas del techo en el caso de techos planos, o al punto medio de la pendiente en el caso de techos con una inclinación mayor de 20 por ciento. Cuando no esta definido el nivel de la vereda o cuando la estructura no esta junto a una calle, el nivel medio del terreno adyacente será usado en lugar del nivel de la vereda. Se permite excluir los penthouses para el cálculo de la altura de la estructura.

10.2. SOLDADURAS

Todo lo especificado en el Structural Welding Code Steel, AWS D1.1-96 de la American Welding Society, es aplicable bajo esta Norma, con excepción del Capítulo 10 – Estructuras Tubulares, que esta fuera de sus alcances, y las siguientes secciones que son aplicables bajo esta Norma en lugar de las del Código AWS que se indican:

Sección 10.1.5 en lugar de la Sección 3.2.5 de AWS.
Sección 10.2.2 en lugar de la Sección 2.3.2.4 de AWS.
Tabla 10.2.5.1 y 10.2.5.2 en lugar de la Tabla 8.1 de AWS.
Sección 11.3 en lugar del Capítulo 9 de AWS.
Sección 13.2.2 en lugar de la Sección 3.2.2 de AWS.

10.2.1. Soldaduras Acanaladas

10.2.1a. Área Efectiva

El área efectiva de las soldaduras acanaladas debe considerarse como la longitud efectiva de la soldadura multiplicada por el espesor de la garganta efectiva.

La longitud efectiva de una soldadura acanalada será el ancho de la parte unida.

El espesor de la garganta efectiva de una soldadura acanalada de penetración total será el espesor de la parte más delgada a unir.

El espesor de la garganta efectiva de una soldadura acanalada de penetración parcial será como se muestra en la Tabla 10.2.1.

El espesor de la garganta efectiva de una soldadura acanalada abocinada cuando se nivela a la superficie de una barra o a un doblez de 90º en secciones dobladas será como se muestra en la Tabla 10.2.2. Un muestreo aleatorio de las soldaduras producidas por cada procedimiento o las que se exijan en los planos, se tomaran para verificar que se obtiene la garganta efectiva.

Se permiten tamaños mayores de la garganta efectiva que los que aparecen en la Tabla 10.2.2, siempre que el fabricante pueda justificar consistentemente por calificación estos valores. La calificación consistirá en seccionar la soldadura normalmente a su eje en los extremos y en la parte central. Este seccionamiento se hará en un número de combinaciones de tamaño de material que sea representativo del rango a usarse en la fabricación o como se exija por el proyectista.

10.2.1b. Limitaciones

El espesor mínimo de la garganta efectiva de una soldadura acanalada de penetración parcial se presenta en la Tabla 10.2.3. El tamaño de la soldadura esta determinado por la parte más gruesa a unir, excepto que el tamaño de la soldadura no necesita exceder el espesor de la parte más delgada cuando un mayor tamaño es requerido por los cálculos. En caso de esta excepción, debe tenerse particular cuidado de que se aplique un precalentamiento suficiente que asegure la calidad de la soldadura.

TABLA 10.2.1
Espesor de Garganta Efectiva de Soldadura Acanalada de Penetración Parcial

Proceso de soldadura	Posición de soldadura	Angulo incluido en la raíz del canal	Espesor de garganta efectiva
Arco metálico protegido (SMAW) Arco sumergido (SAW)	Todas	Junta en J ó U	Espesor del bisel
Arco protegido con gas externo (GMAW)		Bisel o junta en V > 60º	
Arco con alambre tubular (FCAW)		Bisel o junta en V <60º pero > 45º	Espesor del bisel menos 3 mm

TABLA 10.2.2
Espesor de Garganta Efectiva de Soldadura Acanalada Abocinada

Tipo de soldadura	Radio (R)de la barra o doblez	Espesor de garganta efectiva
Canal biselado abocinado	Todos	5/16 R
Canal en V abocinado	Todos	1/2 R [a]
[a] Usar 3/8 R para la soldadura de arco protegida con gas externo (GMAW) (excepto para el proceso de transferencia por corto circuito) cuando $R \geq 25$ mm.		

TABLA 10.2.3
Espesor Mínimo de Garganta Efectiva de Soldadura Acanalada de Penetración Parcial

Espesor de la parte unida más gruesa (en mm)	Espesor mínimo de la garganta efectiva [a] (mm)
Hasta 6 inclusive	3
Sobre 6 a 13	5
Sobre 13 a 19	6
Sobre 19 a 38	8
Sobre 38 a 57	10
Sobre 57 a 150	13
Sobre 150	16
[a] Véase la Sección J2.	

10.2.2. Soldadura de Filete

10.2.2a. Área Efectiva

El área efectiva de la soldadura de filete deberá tomarse como el producto de la longitud efectiva por el espesor de la garganta efectiva. Los esfuerzos en una soldadura de filete se considerarán aplicados a esta área efectiva para cualquier dirección en que se aplique la carga.

https://waltervillavicencio.com

La longitud efectiva de la soldadura de filete, con excepción de las soldaduras en huecos y ranuras, deberá ser la longitud total del filete incluyendo los retornos de extremo.

El espesor de la garganta efectiva de la soldadura de filete será la menor distancia desde la raíz de la junta hasta la cara teórica de la soldadura, excepto que para soldaduras de filete hechas por el proceso de arco sumergido, el espesor de la garganta efectiva se tomará igual al lado del filete de soldadura para filetes de 10 mm o menos, e igual a la garganta teórica mas 3 mm para soldaduras de filete mayores a 10 mm.

Para soldaduras de filete en huecos o ranuras, la longitud efectiva será la longitud de la línea que pasa por el centro de la garganta efectiva. El área efectiva calculada de esta manera no excederá el área nominal de la sección del hueco o ranura en el plano de la superficie de contacto.

TABLA 10.2.4
Tamaño Mínimo de Soldaduras de Filete [b]

Espesor de la parte unida más gruesa (en mm)	Tamaño mínimo de la soldadura de filete [a] (en mm)
Hasta 6 inclusive	3
Sobre 6 a 13	5
Sobre 13 a 19	6
Sobre 19	8

[a] Dimensión del lado de la soldadura de filete. Debe emplearse soldadurasen sólo una pasada.
[b] Ver la Sección J2.2b para el tamaño máximo de soldaduras de filete.

10.2.2b. Limitaciones

El tamaño mínimo de la soldadura de filete no debe ser menor que el necesario para transmitir las fuerzas calculadas ni menor que el indicado en la Tabla 10.2.4.

El tamaño máximo de las soldaduras de filete en las partes conectadas será:

(a) A lo largo de bordes con material de espesor menor a 6 mm, no deberá ser mayor que el espesor del material.

(b) A lo largo de bordes con material de espesor igual o mayor a 6 mm, no deberá ser mayor que el espesor del material menos 2 mm a menos que la soldadura tenga indicaciones especiales en los planos para obtener el espesor de toda la garganta. En la soldadura ya ejecutada se permite que la distancia entre el borde del metal de base y el borde de la soldadura sea menor que 2 mm siempre que el tamaño de la soldadura se pueda verificar claramente.

(c) Para soldaduras entre el ala y el alma y conexiones similares, el tamaño de la soldadura no necesita ser mayor que el necesario para desarrollar la capacidad del alma, y no se necesita aplicar lo exigido en la Tabla 10.2.4.

La longitud efectiva mínima de las soldaduras de filete diseñadas sobre la base de resistencia no deberá ser menor a cuatro veces el tamaño nominal, en todo caso el tamaño de la soldadura se considerará que no excede 1/4 de su longitud efectiva. Si se emplea sólo soldadura de filetes longitudinales en una conexión de extremo de una platina en tracción, la longitud de cada filete longitudinal no deberá ser menor que la distancia perpendicular entre ellos. El espaciamiento transversal de filetes longitudinales empleados en conexiones de extremo de elementos en tracción cumplirá con lo indicado en la Sección 2.3.

La longitud efectiva máxima de las soldaduras de filete solicitadas por fuerzas paralelas a la soldadura, tal como empalmes traslapados, no excederá de 70 veces el tamaño de la soldadura. Se puede asumir una distribución uniforme de esfuerzos en toda la longitud efectiva máxima.

Las soldaduras de filetes intermitentes se pueden usar para transferir los esfuerzos calculados a lo largo de una junta o de superficies en contacto cuando la resistencia requerida es menor que la desarrollada por un filete continuo del tamaño más pequeño permitido, y para unir componentes de elementos armados. La longitud efectiva de cualquier segmento de soldadura de filete intermitente no será menor que 4 veces el tamaño de la soldadura, con un mínimo de 40 mm.

En juntas traslapadas, el mínimo traslape será de cinco veces el espesor de la parte de menor espesor a unir, pero no menos de 25 mm. Las juntas traslapadas en planchas o barras sujetas a esfuerzos axiales deben tener soldaduras de filete en los dos extremos de la parte traslapada, excepto cuando la deflexión entre las partes traslapadas esta suficientemente restringida para prevenir la abertura de la junta bajo la carga máxima.

La parte final de las soldaduras de filete no debe estar en las esquinas de las partes o miembros. Deben desarrollarse en forma continua alrededor de las esquinas por una distancia no menor a dos veces el tamaño nominal de la soldadura o deben terminar a una distancia no menor que el tamaño nominal de la soldadura, excepto en los casos que se indican a continuación. Para detalles y elementos estructurales tales como cartelas, asientos de vigas, ángulos de conexiones y planchas simples de extremo que están sometidas a fuerzas cíclicas fuera de su plano y/o momentos de frecuencia y magnitud que podrían tender a iniciar una falla progresiva de la soldadura, las soldaduras de filete deben tener un retorno alrededor de las esquinas por una distancia no menor que dos veces el tamaño nominal de la soldadura. Para conexiones de ángulos o de planchas simples de extremo que dependen de la flexibilidad de la parte que se proyecta para la flexibilidad de la conexión, si se emplean retornos de extremos, su longitud no debe exceder de cuatro veces el tamaño nominal de la soldadura. Las soldaduras de filete que se presentan en lados opuestos de un plano común deben interrumpirse en la esquina común a ambas soldaduras. Los retornos de extremo deben indicarse en los planos.

Las soldaduras de filete en huecos o ranuras pueden emplearse para transmitir el corte en juntas traslapadas o para prevenir el pandeo o separación de los elementos traslapados y para unir componentes de miembros armados. Tales soldaduras de filete pueden traslaparse, sujetas a lo indicado en la Sección 10.2. Las soldaduras de filete en huecos o ranuras no deben considerarse como soldaduras de ranura o tapón.

10.2.3. Soldadura de Ranura y Tapón

10.2.3a. Área Efectiva

El área efectiva en corte de las soldaduras de ranura y tapón debe considerarse como el área nominal de la sección transversal del hueco o ranura en el plano de la superficie de contacto.

10.2.3b. Limitaciones

Las soldaduras de ranura o tapón pueden emplearse para transmitir el corte en juntas traslapadas o para prevenir el pandeo de los elementos traslapados y para unir componentes de miembros armados.

El diámetro de los huecos para una soldadura de tapón no deberá ser menor que el espesor de la parte que la contiene más 8 mm y no mayor que el diámetro mínimo mas 3 mm o 2¼ veces el espesor de la soldadura.

El espaciamiento mínimo centro a centro de las soldaduras de tapón será de 4 veces el diámetro del hueco.

La longitud de la ranura para una soldadura de ranura no excederá de 10 veces el espesor de la soldadura. El ancho de la ranura no deberá ser menor que el espesor de la parte que la contiene más 8 mm y no mayor que 2¼ veces el espesor de la soldadura. Los extremos de la ranura serán semicirculares o tendrán las esquinas redondeadas con un radio no menor que el espesor de la parte que la contiene, excepto los extremos que se extienden al borde de la parte.

El espaciamiento mínimo de líneas de soldadura de ranura en una dirección transversal a su longitud será cuatro veces el ancho de la ranura. El espaciamiento mínimo centro a centro en una dirección longitudinal en cualquiera de las líneas será de dos veces la longitud de la ranura.

Cuando el espesor del material sea menor a 16 mm, el espesor de la soldadura de ranura o tapón será igual al espesor del material. En caso que el material tenga espesor mayor a 16 mm, el espesor de la soldadura será por lo menos la mitad del espesor del material pero no menos de 16 mm.

10.2.4. Resistencia de Diseño

Para el método LRFD la resistencia de diseño de las soldaduras será el menor valor de $\phi F_{BM} A_{BM}$ y $\phi F_w A_w$ cuando sea aplicable. Los valores de ϕ, F_{BM} y F_w y sus limitaciones están dados en la Tabla 10.2.5.1, donde

F_{BM} = resistencia nominal del material de base.
F_w = resistencia nominal del electrodo.
A_{BM} = área de la sección recta del material de base.
A_w = área efectiva de la sección recta de la soldadura.
ϕ = factor de resistencia.

https://waltervillavicencio.com

Alternativamente, las soldaduras de filete cargadas en su plano pueden ser diseñadas de acuerdo con el Apéndice 10.2.4.

Para el método ASD las soldaduras serán diseñadas para cumplir los requisitos de esfuerzos dados en la Tabla 10.2.5.2, excepto cuando deben cumplir lo indicado en la Sección 11.3.

10.2.5. Combinación de Soldaduras

Si dos o más de los tipos generales de soldaduras (canal, filete, tapón, ranura) se combinan en una sola junta, la resistencia de diseño de cada una debe ser calculada por separado con referencia al eje del grupo de manera que se pueda determinar la resistencia de diseño de la combinación.

10.2.6. Metal de Soldadura Compatible

La elección del electrodo para ser usado en soldaduras acanaladas de penetración total sometidas a tracción normal al área efectiva cumplirá con los requisitos para metal de soldadura compatible dados en la Tabla 10.2.6 o en el Código AWS D1.1 en los casos no cubiertos en esta Tabla.

TABLA 10.2.5.1
Método LRFD – Resistencia de Diseño de las Soldaduras

Tipos de soldadura y esfuerzo [a]	Material	Factor ϕ de resistencia	Resistencia nominal F_{BM} o F_w	Nivel de resistencia requerida de la soldadura [b, c]
Soldaduras acanaladas de penetración total				
Tracción normal al área efectiva	Base	0,90	F_y	Debe usarse soldadura compatible
Compresión normal al área efectiva	Base	0,90	F_y	Se permite el empleo de un metal de soldadura con un nivel de resistencia igual o menor que el metal de soldadura compatible.
Tracción o compresión paralela al eje de la soldadura				
Corte en el área efectiva	Base Electrodo	0,90 0,80	$0,6F_y$ $0,60F_{EXX}$	
Soldaduras acanaladas de penetración parcial				
Compresión normal al área efectiva	Base	0,90	F_y	Se permite el empleo de un metal de soldadura con un nivel de resistencia igual o menor que el metal de soldadura compatible.
Tracción o compresión paralela al eje de la soldadura[d]				
Corte paralelo al eje de soldadura	Base Electrodo	0,75	[e] $0,60F_{EXX}$	
Tracción normal al área efectiva	Base Electrodo	0,90 0,80	F_y $0,60F_{EXX}$	
Soldaduras de filete				
Corte en el área efectiva	Base Electrodo	0,75	[f] $0,60F_{EXX}$	Se permite el empleo de un metal de soldadura con un nivel de resistencia igual o menor que el metal de soldadura compatible.
Tracción o compresión paralela al eje de la soldadura [d]	Base	0,90	F_y	
Soldaduras de tapón y ranura				
Corte paralelo a la superficie de contacto (en el área efectiva)	Base Electrodo	0,75	[e] $0,60F_{EXX}$	Se permite el empleo de un metal de soldadura con un nivel de resistencia igual o menor que el metal de soldadura compatible.

[a] Para la definición del área efectiva, véase la Sección 10.2.

[b] Para metal de soldadura compatible, véase la Tabla 10.2.6

[c] Se permite un metal de soldadura sólo un nivel mayor que el metal de soldadura compatible.

[d] Las soldaduras de filete y acanaladas de penetración parcial que unen los componentes de miembros armados, tales como las conexiones de ala a alma, pueden diseñarse sin considerar el esfuerzo de tracción o compresión en los elementos paralelos al eje de la soldadura.

[e] El diseño de los materiales de conexión esta gobernado por las Secciones 10.4 y 10.5.

[f] Para diseño alternativo véase el Apéndice 10.2.4.

TABLA 10.2.5.2
Método ASD - Esfuerzo Admisible en Soldaduras [e, f]

Tipo de soldadura y esfuerzo [a]	Esfuerzo admisible	Nivel de resistencia requerida de la soldadura [b, c]
Soldaduras acanaladas de penetración total		
Tracción normal al área efectiva	Igual como la base metálica	Se usará un metal de soldadura compatible
Compresión normal al área efectiva Tracción o Compresión paralela al eje de la soldadura		Se permite el empleo de un metal de soldadura con un nivel de resistencia igual o menor que el metal de soldadura compatible.
Corte en el área efectiva	0,30 x la resistencia nominal en tracción del metal de soldadura	
Soldaduras acanaladas de penetración parcial		
Compresión normal al área efectiva	Igual como la base metálica	Se permite el empleo de un metal de soldadura con un nivel de resistencia igual o menor que el metal de soldadura compatible.
Tracción o compresión paralela al eje de la soldadura [d]		
Corte paralelo al eje de soldadura	0,30 x la resistencia nominal en tracción del metal de soldadura	
Tracción normal al área efectiva	0,30 x la resistencia nominal del metal de soldadura excepto que el esfuerzo de tracción sobre el metal de base no excederá 0,60 x esfuerzo de fluencia del metal de base	
Soldaduras de filete		
Corte en el área efectiva	0,30 x la resistencia nominal en tracción del metal de soldadura	Se permite el empleo de un metal de soldadura con un nivel de resistencia igual o menor que el metal de soldadura compatible.
Tracción o compresión paralela al eje de la soldadura [d]	Igual como la base metálica	
Soldaduras de tapón y ranura		
Corte paralelo a la superficie de contacto (en el área efectiva)	0,30 x la resistencia nominal en tracción del metal de soldadura	Se permite el empleo de un metal de soldadura con un nivel de resistencia igual o menor que el metal de soldadura compatible.

a] Para la definición del área efectiva, véase la Sección 10.2.

[b] Para metal de soldadura compatible, véase la Tabla 10.2.6

[c] Se permite un metal de soldadura sólo un nivel mayor que el metal de soldadura compatible.

[d] Las soldaduras de filete y acanaladas de penetración parcial que unen los componentes de miembros armados, tales como las conexiones de ala a alma, pueden diseñarse sin considerar el esfuerzo de tracción o compresión en los elementos paralelos al eje de la soldadura.

[e] El diseño de los materiales de conexión esta gobernado por las Secciones 10.4 y 10.5.

[f] Para diseño alternativo véase el Apéndice 10.2.4.

TABLA 10.2.6
Metal de soldadura compatible con metal de base

Grupo	Metal base				Niveles compatibles de metal de soldadura
	Especificación de acero		F_y MPa	F_u MPa	Especificación de electrodo
I	ASTM A36		250	400-550	SMAW - AWS A5.1:
	ASTM A53	Grado B	240	415 min	E60XX, E70XXSMAW -
	ASTM A500	Grado A	228	310 min	AWS A5.5: E70XX-X
		Grado B	290	400 min	SAW – AWS A5.17:
	ASTM A501		250	400 min	F6XX-EXXXF7XX-EXXXSAW – AWS A5.3: F7XX-EXX-XX
	ASTM A529		290	415-585	GMAW – AWS A5.8: ER70S-X
	ASTM A570	Grado 40	275	380 min	FCAW – AWS A5.0:
		Grado 45	310	415 min	E6XT-X, E7XT-XFCAW –
		Grado 50	345	450 min	AWS A5.9: E7XTX-XX
	ASTM A709	Grado 36	250	400-550	
II	ASTM A572	Grado 42	290	415 min	SMAW - AWS A5.1: E7015, E7016,E7018, E7028SMAW – AWS A5.5: E7015-X, E7016-X, E7018-X
		Grado 50	345	450 min	SAW – AWS A5.17: F7XX-EXXXSAW – AWS
	ASTM A606		310-340	450 min	A5.23: F7XX-EXX-XX
	ASTM A607	Grado 45	310	410 min	GMAW – AWS A5.18:
		Grado 50	345	450 min	ER70S-X
		Grado 55	380	480 min	
	ASTM A618	Grado Ib, II, III	315-345	450 min	FCAW – AWS A5.20: E7XT-X
	ASTM A709	Grado 50	345	450 min	FCAW – AWS A5.29:
		Grado 50W	345	485 min	E7XTX-X
III	ASTM A572	Grado 60	415	515 min	SMAW - AWS A5.5: E8015-X, E8016-X, E8018-X
		Grado 65	450	550 min	SAW - AWS A5.23: F8XX-EXX-XX

10.3. PERNOS Y PIEZAS ROSCADAS

10.3.1. Pernos de Alta Resistencia

Se considera pernos de alta resistencia los que cumplen las Normas ASTM A325 y ASTM A490.

Si los pernos A449 (véase la Sección 1.3.3) necesitan ser ajustados hasta conseguir mas del 50 por ciento de su mínima resistencia especificada a tracción, trabajando en tracción y en conexiones de corte tipo aplastamiento, tendrán una arandela endurecida ASTM F436 instalada bajo la cabeza del perno, y las tuercas cumplirán las exigencias de la Norma ASTM A563. Cuando estén ensamblados, todas las superficies de las juntas, incluyendo las adyacentes a las arandelas, deben estar libres de escamas, excepto las escamas de laminación muy bien adheridas. Salvo como se indica a continuación, todos los pernos A325 y A490 deben ajustarse hasta conseguir una tracción no menor que la indicada en la Tabla 10.3.1. El ajuste será hecho por uno de los siguiente métodos: método de giro de la tuerca, indicador directo de tracción, llave de torque calibrada o pernos de diseño alternativo.

Los pernos en conexiones no sometidas a cargas de tracción, donde se puede permitir deslizamiento y donde el que se aflojen o la fatiga debida a vibraciones o las fluctuaciones de carga no son consideraciones de diseño, sólo necesitan ser ajustados sin requintar. La condición de ajuste sin requintar se define como el ajuste alcanzado por unos pocos impactos de una llave de torsión o por todo el esfuerzo de un operario con una llave ordinaria que ponga las superficies conectadas en un contacto firme. Los valores de resistencia nominal dados en la Tabla 10.3.2.1 y 10.3.2.2 para conexiones de aplastamiento se usarán para pernos ajustados sin requintar. Los pernos ajustados sólo a una condición de ajuste sin requintar estarán claramente identificados en los planos.

En las conexiones de deslizamiento crítico en las que la dirección de la carga es hacia el borde de la parte conectada, debe existir una adecuada resistencia al aplastamiento de acuerdo con las exigencias de la Sección 10.3.10.

Para cualquier situación no cubierta por esta Norma, ver el Load and Resistance Factor Design Specification for Structural Joints Using ASTM A325 or A490 Bolts, aprobado por el Research Council on Structural Connections (RCSC).

TABLA 10.3.1
Tracción mínima de ajuste en los pernos, KN [a]

Tamaño de pernos, mm	Pernos A325	Pernos A490
M16	91	114
M20	142	179
M22	176	221
M24	205	257
M27	267	334
M30	326	408
M36	475	595

[a] Igual a 0,7 de la resistencia mínima en tracción de pernos, redondeada al más cercano KN, como se indica en las especificaciones del ASTM para pernos A325 y A490 con rosca UNC.

10.3.2. Tamaño y Uso de los Huecos

En las conexiones de deslizamiento critico que tengan la dirección de carga hacia el borde de las partes conectadas, debe tenerse una resistencia adecuada al aplastamiento cumpliendo los requisitos de la Sección 10.3.10.

El tamaño máximo de los huecos para pernos esta dado en la Tabla 10.3.3, excepto que se permite huecos más grandes en las bases de columnas, por la tolerancia en la colocación de pernos de anclaje en las cimentaciones de concreto.

Huecos estándar deben usarse en las conexiones miembro a miembro, a menos que el diseñador apruebe el empleo de huecos agrandados, de ranura corta o de ranura larga en las conexiones empernadas. Se permiten lainas hasta de 6 mm en conexiones de deslizamiento crítico, diseñadas sobre la base de huecos estándar, sin reducir la resistencia al corte del conector a la correspondiente a huecos alargados.

Huecos agrandados se permiten en alguna o todas las planchas de una conexión de deslizamiento crítico, pero no serán empleados en conexiones de aplastamiento. Se colocarán arandelas endurecidas sobre los huecos agrandados en una de las planchas exteriores.

Huecos de ranura corta se permiten en alguna o todas las planchas de una conexión de deslizamiento crítico o de aplastamiento. Se permite que las ranuras se coloquen sin tener en cuenta la dirección de la carga en una conexión de deslizamiento crítico, pero la longitud será normal a la dirección de la carga en una conexión de aplastamiento. Se colocarán arandelas sobre los huecos de ranura corta en una de las planchas exteriores; cuando se emplean pernos de alta resistencia, estas arandelas serán endurecidas.

Huecos de ranura larga se permiten en sólo una de las partes conectadas de una conexión de deslizamiento crítico o de aplastamiento en una superficie de contacto individual. Se permite que los huecos de ranura larga se coloquen sin tener en cuenta la dirección de la carga en una conexión de deslizamiento crítico, pero serán normales a la dirección de la carga en una conexión de aplastamiento. Cuando se emplean huecos de ranura larga en una plancha exterior, se colocarán arandelas hechas de plancha o una platina continua con huecos estándar, con el tamaño suficiente para cubrir completamente la ranura después de la colocación de los pernos. En conexiones con pernos de alta resistencia, tales arandelas o platinas tendrán un espesor mínimo de 8mm y serán de material de grado estructural, pero no necesitan ser endurecidas. Si se necesita emplear arandelas endurecidas por el uso de pernos de alta resistencia, las arandelas endurecidas se colocarán sobre la superficie exterior de las arandelas de plancha o de las platinas.

10.3.3. Espaciamiento Mínimo

La distancia entre centros de huecos estándar, agrandados o de ranura, no deberá ser menor a 2 2/3 veces el diámetro nominal del perno, es recomendable una distan-

https://waltervillavicencio.com

cia de 3d.(Véase la Sección 10.3.10 para los requisitos de aplastamiento).

10.3.4. Distancia Mínima al Borde

La distancia del centro de un hueco estándar al borde de una parte conectada no será menor que lo indicado en la Tabla 10.3.4 o como se exige en la Sección 10.3.10. La distancia del centro de un hueco agrandado o alargado al borde de una parte conectada no será menor que lo exigido para un hueco estándar más el incremento correspondiente C_2 de la Tabla 10.3.7. (Véase la Sección 10.3.10 para las exigencias de resistencia al aplastamiento).

10.3.5. Máximo Espaciamiento y Distancia al Borde

La máxima distancia del centro de cualquier perno al borde de más cercano de las partes en contacto será doce veces el espesor de la parte considerada, pero no excederá de 150 mm . El espaciamiento longitudinal de conectores entre elementos en contacto continuo consistentes de una plancha y un perfil o dos planchas será como sigue:

(a) Para elementos pintados o sin pintar no sujetos a corrosión, el espaciamiento no excederá de veinticuatro veces el espesor de la plancha más delgada ó 300 mm .

(b) Para elementos sin pintar de acero resistente a la intemperie sometido a corrosión atmosférica, el espaciamiento no excederá de catorce veces el espesor de la plancha más delgada ó 180 mm.

TABLA 10.3.2.1
Método LRFD - Resistencia de Diseño de Conectores

Tipo de conectores	Resistencia en tracción		Resistencia en corte en conexiones tipo aplastamiento	
	Factor de resistencia ϕ	Resistencia nominal, MPa	Factor de resistencia ϕ	Resistencia nominal, MPa
Pernos A307	0,75	310 [a]	0,75	165 [b, e]
Pernos A325, cuando los hilos no están excluidos de los planos de corte		620 [d]		330 [e]
Pernos A325, cuando los hilos están excluidos de los planos de corte		620 [d]		415 [e]
Pernos A490, cuando los hilos no están excluidos de los planos de corte		780 [d]		415 [e]
Pernos A490, cuando los hilos están excluidos de los planos de corte		780 [d]		520 [e]
Elementos roscados que cumplen los requisitos de la Sección 1.3, cuando los hilos no están excluidos de los planos de corte		$0,75F_u$ [a, c]		$0,40F_u$
Elementos roscados que cumplen los requisitos de la Sección 1.3, cuando los hilos están excluidos de los planos de corte		$0,75F_u$ [a, c]		$0,50F_u$ [a, c]

[a] Sólo carga estática.

[b] Hilos permitidos en los planos de corte.

[c] La resistencia nominal en tracción de la parte roscada de una barra recalcada, basada en el área de la sección transversal en la zona roscada de mayor diámetro, A_D, será mayor que el área nominal de la barra, antes del recalcado, por F_y .

[d] Para pernos A325 y A490 sometidos a cargas que producen fatiga en tracción, véase 11.3.

[e] Cuando las conexiones de aplastamiento empleadas para empalmar elementos en tracción tienen una distribución de conectores cuya longitud, medida paralelamente a la línea de fuerza, excede 1300 mm, los valores indicados se reducirán en 20 por ciento.

10.3.6. Resistencia de Diseño en Tracción o Corte

La resistencia de diseño en tracción o corte, para el método LRFD, de un perno de alta resistencia o de un elemento roscado será $\phi F_n A_b$ con los valores indicados en la Tabla 10.3.2.1, y para el método ASD los valores indicados en la Tabla 10.3.2.2.

El área A_b del perno o del elemento roscado será el área nominal sin roscar. Véase la nota [c] de la Tabla 10.3.2.1 o 10.3.2.2.

La carga aplicada será la suma de la carga externa factorizada y de cualquier tracción resultante de una acción de palanqueo producida por la deformación de las partes conectadas.

TABLA 10.3.2.2
Método ASD - Esfuerzos admisibles en conectores, MPa

Descripción de los conectores	Tracción admisible F_t [g]	Corte admisible, F_y [g]				Conexión de aplastamiento
		Conexiones de deslizamiento crítico [e]				
		Hueco estándar	Hueco agrandado y de ranura corta	Huecos de ranura larga		
				Carga transversal[h]	Carga paralela [h]	
Pernos A307	140 [a]					70 [b, f]
Pernos A325, cuando los hilos no están excluidos de los planos de corte	300 [d]	120	100	80	70	145 [f]
Pernos A325, cuando los hilos están excluidos de los planos de corte	300 [d]	120	100	80	70	210[f]
Pernos A490, cuando los hilos no están excluidos de los planos de corte	370 [d]	145	125	100	90	190 [f]
Pernos A490, cuando los hilos están excluidos de los planos de corte	370 [d]	145	125	100	90	275 [f]
Elementos roscados que cumplen los requisitos de la Sección 1.3, cuando los hilos no están excluidos de los planos de corte	$0,33F_u$ [a, c]					$0,17F_u$
Elementos roscados que cumplen los requisitos de la Sección 1.3, cuando los hilos no están excluidos de los planos de corte	$0,33F_u$ [a]					$0,22F_u$

[a] Sólo carga estática.

[b] Hilos permitidos en los planos de corte.

[c] La capacidad en tracción de la parte roscada de una barra recalcada basada en el área de la sección transversal en la zona roscada de mayor diáme tro, A_D, será mayor que el área nominal de la barra, antes del recalcado, po $0,60F_y$.

[d] Para pernos A325 y A490 sometidos a cargas que producen fatiga er tracción, véase 11.3.

[e] Clase A (coeficiente de deslizamiento 0,33). Superficies limpias de esca mas de laminación y arenadas con recubrimientos de clase A. Cuando lo espe cifique el diseñador, el esfuerzo admisible de corte, F_y , para conexiones de deslizamiento crítico que tengan condiciones especiales en la superficie de contacto puede aumentar su valor a los indicados en las especificaciones RCSC.

[f] Cuando las conexiones de aplastamiento empleadas para empalmar elementos en tracción tienen una distribución de conectores cuya longitud, medida paralelamente a la línea de fuerza, excede 1300 mm, los valores indicados se reducirán en 20 por ciento.

[g] Véase la Sección 1.5.3.

[h] Dirección de la aplicación de la carga relativa al eje mayor de la ranura.

https://waltervillavicencio.com

TABLA 10.3.3
Dimensión nominal de los huecos, mm

Diámetro del perno	Dimensiones de los huecos			
	Estándar (Diam.)	Agrandado (Diam.)	Ranura corta (ancho x largo)	Ranura larga (ancho x largo)
M16	18	20	18x22	18x40
M20	22	24	22x26	22x50
M22	24	28	24x30	24x55
M24	27	30	27x32	27x60
M27	30	35	30x37	30x67
M30	33	38	33x40	33x75
≥M36	d + 3	d + 8	(d+3)x(d+10)	(d+3)x(2,5d)

TABLA 10.3.4
Distancia mínima al borde, [a] mm
(Centro del hueco estándar [b] al borde de la parte conectada)

Diámetro nominal del Perno(mm)	En bordes cizallados	En bordes laminados de planchas, perfiles o barras, o bordes cortados con soplete [c]
16	28	22
20	34	26
22	38	28
24	42 [d]	30
27	48 [d]	34
30	52	38
36	64	46
Mayores a 36	1,75d	1,25d

[a]Se permiten menores distancias al borde si se satisfacen las ecuaciones adecuadas de la Sección 10.3.10.
[b] Para agujeros agrandados o en ranura, véase la Tabla 10.3.7.
[c] Se permite reducir en 3 mm todas las distancias al borde de esta columna cuando el hueco esta en un punto donde los esfuerzos no exceden al 25 por ciento de la máxima resistencia de diseño del elemento.
[d] Estos valores pueden ser 32 mm en los ángulos de conexión y planchas extremas de corte en los extremos de las vigas.

TABLA 10.3.5.1

Esfuerzo límite de tracción F_t (MPa) para conectores en conexiones de aplastamiento Método LRFD

Descripción de los pernos	Hilos incluidos en el plano de corte	Hilos excluidos del plano de corte
A307	$407 - 1{,}9 f_v \le 310$	
A325	$807 - 1{,}9 f_v \le 621$	$807 - 1{,}5 f_v \le 621$
A490	$1010 - 1{,}9 f_v \le 779$	$1010 - 1{,}5 f_v \le 779$
Parte roscada de pernos A449 de diámetro mayor a 38 mm	$0{,}98F_u - 1{,}9 f_v \le 0{,}75F_u$	$0{,}98F_u - 1{,}5 f_v \le 0{,}75F_u$

TABLA 10.3.5.2

Esfuerzo admisible de tracción F_t (MPa) para conectores en conexiones de aplastamiento Método ASD

Descripción de los pernos	Hilos incluidos en el plano de corte	Hilos excluidos del plano de corte
A307	$180 - 1{,}8 f_v \le 140$	
A325	$\sqrt{(303)^2 - 4{,}39 f_v^2}$	$\sqrt{(303)^2 - 2{,}15 f_v^2}$
A490	$\sqrt{(372)^2 - 3{,}75 f_v^2}$	$\sqrt{(372)^2 - 1{,}82 f_v^2}$
Parte roscada de pernos A449 de diámetro mayor a 38 mm	$0{,}43F_u - 1{,}8 f_v \le 0{,}33F_u$	$0{,}43F_u - 1{,}4 f_v \le 0{,}33F_u$

10.3.7. Tracción y Corte Combinados en Conexiones de Aplastamiento

La resistencia de diseño de un perno sometido a tracción y corte combinados, para el método LRFD, es $\phi F_t A_b$, donde ϕ vale 0,75 y el esfuerzo nominal de tracción F_t será calculado a partir de las ecuaciones de la Tabla 10.3.5.1 como una función de f_v, el esfuerzo de corte producido por las cargas amplificadas. La resistencia de diseño en corte ϕF_v, de la Tabla 10.3.2.1, debe ser igual o mayor que el esfuerzo de corte f_v.

La resistencia de diseño de un perno sometido a tracción y corte combinados, para el método ASD, será calculada a partir de las ecuaciones de la Tabla 10.3.5.2 como una función de f_v el esfuerzo de corte producido por las cargas externas. La resistencia de diseño en corte F_v, de la Tabla 10.3.2.2, debe ser igual o mayor que el esfuerzo de corte f_v. Cuando los esfuerzos permisibles son incrementados por cargas de sismo o viento de acuerdo con la Sección 1.5.3, las constantes listadas en las ecuaciones de la Tabla 10.3.5.2 deben incrementarse en 1/3, pero los coeficientes aplicados a f_v no deben incrementarse.

10.3.8. Pernos de Alta Resistencia en Conexiones de Deslizamiento Crítico

El diseño por corte de pernos de alta resistencia en conexiones de deslizamiento crítico se hará de acuerdo con las Sección 10,3.8a ó 10.3.8b y se hará la verificación de aplastamiento de acuerdo con las Secciones 10.3.2 y 10.3.10.

10.3.8a. Conexiones de Deslizamiento Crítico por el Método LRFD

Se permite diseñar conexiones de deslizamiento crítico por cargas amplificadas. La resistencia de diseño al deslizamiento que se usa bajo cargas amplificadas, ϕR_{str}, será igual o mayor que la fuerza requerida por las cargas amplificadas; donde

$$R_{str} = 1{,}13 \mu T_m N_b N_s$$

T_m = tracción mínima en el perno, dada en la Tabla 10.3.1
N_b = número de pernos en la junta.
N_s = número de planos de deslizamiento.
μ = valor medio del coeficiente de deslizamiento para superficies de Clase A, B o C, lo que sea aplicable, o el que se establezca por ensayos.

(a) Para superficies de Clase A (superficies de acero sin pintar y libres de escamas de laminación o superficies con recubrimiento de Clase A aplicado sobre acero arenado), μ = 0,33.
(b) Para superficies de Clase B (superficies de acero arenadas sin pintar o superficies con recubrimiento de Clase B aplicado sobre acero arenado), μ = 0,50.
(c) Para superficies de Clase C (superficies rugosas y galvanizadas por inmersión en caliente), μ = 0,40.

ϕ = factor de resistencia.

(a) Para huecos estándar, ϕ = 1,0.
(b) Para huecos agrandados y de ranura corta, ϕ = 0,85.
(c) Para huecos de ranura larga, transversales a la dirección de la carga, ϕ = 0,70.
(d) Para huecos de ranura larga, paralelos a la dirección de la carga, ϕ = 0,60.

10.3.8b. Conexiones de Deslizamiento Crítico por el Método ASD

La resistencia de diseño al corte de un perno en una conexión de deslizamiento crítico bajo condiciones de servicio se hará de acuerdo a lo indicado en la Sección 10.3.6 y la Tabla 10.3.2.2.

10.3.9. Conexiones de Deslizamiento Crítico en Corte Combinado con Tracción

El diseño de una conexión de deslizamiento crítico sometida a fuerzas de tracción combinadas con corte se hará de acuerdo a lo indicado en la Sección 10.3.9a y 10.3.8a o la Sección 10.3.9b y 10.3.8b.

10.3.9a. Conexiones de Deslizamiento Crítico por el Método LRFD

Cuando se emplean cargas amplificadas como la base para el diseño de una conexión de deslizamiento crítico

sometida a una fuerza de tracción T, que reduce la fuerza neta de agarre, la resistencia al deslizamiento ϕR_{str} calculada de acuerdo a la Sección 10.3.8a se multiplicará por el siguiente factor, en el que T_u es la resistencia a la tracción requerida por las cargas amplificadas:

$$\left[1 - T_u / \left(1{,}13 T_m \; N_b\right)\right]$$

10.3.9b. Conexiones de Deslizamiento Crítico por el Método ASD

La resistencia de diseño al corte de un perno en una conexión de deslizamiento crítico sometida a fuerzas de tracción T debida a cargas de servicio se calculará de acuerdo a la Sección J3.8b multiplicada por el siguiente factor de reducción,

$$\left(1 - \frac{T}{T_b}\right)$$

donde

T_b = fuerza mínima de tracción en el perno de la Tabla 10.3.1

10.3.10. Resistencia al Aplastamiento en los Huecos de los Pernos

El diseño por aplastamiento en los huecos de los pernos se hará según lo indicado en 10.3.10a., cuando se aplique el método LRFD ó según lo indicado en 10.3.10b cuando se aplique el método ASD. La resistencia al aplastamiento debe ser verificada tanto para las conexiones tipo aplastamiento como para las de deslizamiento crítico. El empleo de huecos agrandados y de ranura corta y larga paralelos a la línea de fuerza esta restringido por la Sección 10.3.2 a las conexiones de deslizamiento crítico.

En las siguientes secciones:

L_e = distancia a lo largo de la línea de fuerza desde el borde de la parte conectada al centro de un hueco estándar o el centro de un hueco de ranura corta y larga perpendicular a la línea de fuerza. Para huecos agrandados y para huecos de ranura corta y larga paralelos a la línea de fuerza, L_e será incrementado en el valor de C_2 de la Tabla 10.3.7.

s = distancia a lo largo de la línea de fuerza entre centros de huecos estándar o entre centros de huecos de ranura corta y larga perpendiculares a la línea de fuerza. Para huecos agrandados y para huecos de ranura corta y larga paralelos a la línea de fuerza, s será incrementado en el valor de C_1 de la Tabla 10.3.6.

d = diámetro del perno.

F_u = resistencia mínima especificada en tracción de la parte crítica.

t = espesor de la parte crítica conectada. Para pernos de cabeza avellanada deducir la mitad del espesor del avellanamiento.

F_p = esfuerzo admisible de aplastamiento.

10.3.10a. Para el Método LRFD

La resistencia de diseño en los huecos de los pernos es ϕR_n, donde:

ϕ = 0,75

R_n = resistencia nominal en aplastamiento

(a) Cuando $L_e \geq$ 1,5d y s ≥ 3d y hay dos ó más pernos en la línea de fuerza:

Para huecos estándar; para huecos de ranura corta y larga perpendiculares a la línea de fuerza; para huecos agrandados en conexiones de deslizamiento crítico; y para huecos de ranura corta y larga en conexiones de deslizamiento crítico cuando la línea de fuerza es paralela al eje del hueco:

Cuando la deformación alrededor de los huecos para pernos es una consideración de diseño

$$R_n = 2{,}4dt \; F_u \qquad (10.3\text{-}1a)$$

Cuando la deformación alrededor de los huecos para pernos no es una consideración de diseño, para el perno más cercano al borde

$$R_n = L_e t F_u \leq 3dt F_u \qquad (10.3\text{-}1b)$$

y para los pernos restantes

$$R_n = \left(s - d/2\right) t F_u \leq 3dt F_u \qquad (10.3\text{-}1c)$$

Para huecos de pernos de ranura larga perpendiculares a la línea de fuerza

$$R_n = 2dt F_u \qquad (10.3\text{-}1d)$$

(b) Cuando L_e < 1,5d ó s < 3d ó para un solo perno en la línea de fuerza:

Para huecos estándar; para huecos de ranura corta y larga perpendiculares a la línea de fuerza; para huecos agrandados en conexiones de deslizamiento crítico; y para huecos de ranura corta y larga en conexiones de deslizamiento crítico cuando la línea de fuerza es paralela al eje del hueco:

Para un único hueco de perno o para el hueco de perno más cercano al borde cuando hay dos o más huecos para pernos en la línea de fuerza

$$R_n = L_e t F_u \leq 2{,}4dt F_u \qquad (10.3\text{-}2a)$$

Para los restantes huecos de pernos

$$R_n = \left(s - d/2\right) t \; F_u \leq 2{,}4dt \; F_u \qquad (10.3\text{-}2b)$$

Para huecos de pernos de ranura larga perpendiculares a la línea de fuerza:

Para un único hueco de perno o para el hueco de perno más cercano al borde cuando hay dos o más huecos para pernos en la línea de fuerza

$$R_n = L_e t F_u \leq 2dt F_u \qquad (10.3\text{-}2c)$$

TABLA 10.3.6
Valores del incremento del espaciamiento C_1, mm

Diámetro nominal del perno	Huecos agrandados	Huecos de ranura		
		Perpendicular a la línea de fuerza	Paralelo a la línea de fuerza	
			Ranura corta	Ranura larga [a]
< 22	3	0	5	1,5d – 2
24	5	0	6	37
> 27	6	0	8	1,5d – 2

[a] Cuando la longitud de ranura es menor que la máxima permitida en la Tabla 10.3.3, C_1 puede ser reducido por la diferencia entre la longitud máxima y la longitud actual de la ranura.

TABLA 10.3.7
Valores del incremento de la distancia al borde C_2, mm

Diámetro nominal del perno	Huecos agrandados	Huecos de ranura		
		Eje mayor perpendicular al borde		Eje mayor paralelo al borde
		Ranura corta	Ranura larga [a]	
< 22	2	3	0,75d	0
24	3	3		
> 27	3	5		

[a] Cuando la longitud de ranura es menor que la máxima permitida (véase la Tabla 10.3.3), C_2 puede ser reducido en la mitad de la diferencia entre la longitud máxima y la longitud actual de la ranura.

Para los restantes huecos de pernos

$$R_n = \left(s - d/2\right) t F_u \leq 2dt F_u \quad (10.3\text{-}2d)$$

10.3.10b. Para el Método ASD

El área efectiva de aplastamiento de los pernos y piezas roscadas será el diámetro multiplicado por la longitud en aplastamiento.

(a) Cuando $L_e \geq$ 1,5d y s ≥ 3d y hay dos ó más pernos en la línea de fuerza:

Para huecos estándar; para huecos de ranura corta y larga perpendiculares a la línea de fuerza; para huecos agrandados en conexiones de deslizamiento crítico; y para

huecos de ranura corta y larga en conexiones de deslizamiento crítico cuando la línea de fuerza es paralela al eje del hueco:

Cuando la deformación alrededor de los huecos para pernos es una consideración de diseño:

$$F_p = 1{,}2F_u \quad (10.3\text{-}3a)$$

Cuando la deformación alrededor de los huecos para pernos no es una consideración de diseño, para el perno más cercano al borde:

$$F_p = L_e F_u / 2d \le 1{,}5F_u \quad (10.3\text{-}3b)$$

y para los pernos restantes

$$F_p = (s - d/2)F_u / 2d \le 1{,}5F_u \quad (103\text{-}3c)$$

Para huecos de pernos de ranura larga perpendiculares a la línea de fuerza

$$F_p = F_u \quad (103\text{-}3d)$$

(b) Cuando L_e < 1,5d ó s < 3d ó para un solo perno en la línea de fuerza:

Para huecos estándar; para huecos de ranura corta y larga perpendiculares a la línea de fuerza; para huecos agrandados en conexiones de deslizamiento crítico; y para huecos de ranura corta y larga en conexiones de deslizamiento crítico cuando la línea de fuerza es paralela al eje del hueco:

Para un único hueco de perno o para el hueco de perno más cercano al borde cuando hay dos o más huecos para pernos en la línea de fuerza

$$F_p = L_e F_u / 2d \le 1{,}2F_u \quad (10.3\text{-}4a)$$

Para los restantes huecos de pernos

$$F_p = (s - d/2)F_u / 2d \le 1{,}2F_u \quad (10.3\text{-}4b)$$

Para huecos de pernos de ranura larga perpendiculares a la línea de fuerza:

Para un único hueco de perno o para el hueco de perno más cercano al borde cuando hay dos o más huecos para pernos en la línea de fuerza

$$F_p = L_e F_u / 2d \le F_u \quad (10.3\text{-}4c)$$

Para los restantes huecos de pernos

$$F_p = (s - d/2)F_u / 2d \le F_u \quad (10.3\text{-}4d)$$

10.3.11. Espesores Grandes de las Partes Conectadas

Los pernos A307 que cumplen con las resistencias de diseño, y para los que el espesor de las partes conectadas excede de cinco diámetros, deben incrementar su número en uno por ciento por cada 2 mm adicionales en dicho espesor.

10.4. DISEÑO POR RESISTENCIA A LA ROTURA

10.4.1. Resistencia a la Rotura en Corte

La resistencia de diseño para el estado límite de rotura a lo largo de una línea de falla en corte en los elementos afectados de los miembros conectados es ϕR_n ;

donde

ϕ = 0,75
$R_n = 0{,}6F_u A_{nv}$ (10.4-1)
A_{nv} = área neta sometida a corte.

10.4.2. Resistencia a la Rotura en Tracción

La resistencia de diseño para el estado límite de rotura a lo largo de un área en tracción en los elementos afectados de los miembros conectados es ϕR_n ;

donde

ϕ = 0,75
$R_n = F_u A_{nt}$ (10.4-2)
A_{nt} = área neta sometida a tracción.

10.4.3. Resistencia a la Rotura por Bloque de Corte

Bloque de corte es un estado límite en el que la resistencia se determina por la suma de la resistencia al corte en una línea de falla y la resistencia a la tracción en un segmento perpendicular. Debe verificarse en las conexiones de extremo de las vigas en que se recorta el ala superior y en situaciones semejantes, tales como en elementos en tracción y planchas de nudo. Cuando se usa la resistencia última a la rotura en la sección neta para determinar la resistencia en un segmento, se empleará la fluencia en la sección total en el segmento perpendicular. La resistencia de diseño para la rotura por bloque de corte, ϕR_n , se calculará como sigue:

(a) Cuando $F_u A_{nt} \ge 0{,}6F_u A_{nv}$:

$$\phi R_n = \phi \left[0{,}6F_y A_{gv} + F_u A_{nt}\right] \quad (10.4\text{-}3a)$$

(b) Cuando $0{,}6F_u A_{nv} > F_u A_{nt}$:

$$\phi R_n = \phi \left[0{,}6F_u A_{nv} + F_y A_{gt}\right] \quad (10.4\text{-}3b)$$

donde

ϕ = 0,75
A_{gv} = área total sometida a corte.
A_{gt} = área total sometida a tracción.
A_{nv} = área neta sometida a corte.
A_{nt} = área neta sometida a tracción.

10.5. ELEMENTOS DE CONEXIÓN

Esta sección corresponde al diseño de elementos de conexión, tales como planchas de nudo, ángulos, cartelas y el alma en el nudo de una conexión viga-columna.

10.5.1. Conexiones Excéntricas

Las intersecciones de miembros cargados axialmente deben tener, de ser posible, sus ejes intersectándose en un punto. Si esto no es posible, deben tenerse en cuenta los esfuerzos cortantes y de flexión debidos a la excentricidad. Véase la Sección 10.1.8.

10.5.2. Resistencia de Diseño de Elementos de Conexión en Tracción

La resistencia de diseño, ϕR_n , de elementos de conexión soldados o empernados cargados estáticamente en tracción (por ejemplo planchas de nudo o de empalme) será el menor valor obtenido de acuerdo a los estados límites de fluencia, de rotura del elemento de conexión y de rotura por bloque de corte.

(a) Para fluencia en tracción del elemento de conexión:

ϕ = 0,90
$R_n = A_g F_y$ (10.5-1)

(b) Para rotura en tracción del elemento de conexión:

ϕ = 0,75
$R_n = A_n F_u$ (10.5-2)

donde A_n es el área neta, que no debe ser mayor de $0{,}85A_g$.

(c) Para rotura por bloque de corte del elemento de conexión, ver la Sección 10.4.3.

10.5.3. Otros Elementos de Conexión

Para cualquier otro elemento de conexión, la resistencia de diseño, ϕR_n, será establecida para el estado límite que sea aplicable de manera de asegurar que la resistencia de diseño es igual o mayor que la resistencia requerida, donde R_n es la resistencia nominal correspondiente a la geometría y tipo de carga del elemento de conexión. Para fluencia en corte del elemento de conexión:

ϕ = 0,90
$R_n = 0{,}60A_g F_y$ (10.5-3)

Si el elemento de conexión esta cargado en compresión, se hará un análisis por un estado límite apropiado.

10.6. PLANCHAS DE RELLENO

En construcciones soldadas, cualquier plancha de relleno de 6 mm ó más de espesor se extenderá más allá de

los bordes de la plancha de empalme y será soldada al elemento para el que se emplea con suficiente soldadura para transmitir la carga de la plancha de empalme, aplicada a la superficie de la plancha de relleno. Las soldaduras que unen la plancha de empalme a la de relleno serán suficientes para transmitir la carga de la plancha de empalme y serán suficientemente largas para evitar sobre esforzar la plancha de relleno a lo largo de la base de la soldadura. Cualquier plancha de relleno de un espesor menor a 6 mm tendrá sus bordes a ras con los de la plancha de empalme y el tamaño de la soldadura será la suma del tamaño necesario para soportar el empalme más el espesor de la plancha de relleno.

Cuando pasan pernos que soportan carga a través de planchas de relleno de espesor mayor a 6 mm, excepto en conexiones diseñadas como de deslizamiento crítico, las planchas de relleno se extenderán más allá del material de empalme y las extensiones de las planchas de relleno se asegurarán con suficientes pernos para distribuir el esfuerzo total en el elemento de manera uniforme en la sección combinada del elemento y la plancha de relleno, o se incluirá en la conexión un número equivalente de conectores. Las planchas de relleno con espesores entre 6 mm y 19 mm inclusive, no necesitan ser extendidas ni desarrollar su esfuerzo siempre que la resistencia en corte de los pernos se reduzca por el factor 0,0154(t – 6), donde t es el espesor total de las planchas de relleno, hasta 19 mm.

10.7. EMPALMES

Los empalmes soldados acanalados en vigas laminadas y de plancha desarrollarán toda la resistencia de la sección más pequeña que se empalma. Otros tipos de empalmes en las secciones transversales de vigas laminadas y de plancha desarrollarán la resistencia requerida en el punto de empalme.

10.8. RESISTENCIA AL APLASTAMIENTO

Para el método LRFD la resistencia de superficies en aplastamiento es ϕR_n , donde

ϕ = 0,75

R_n se define a continuación para varios tipos de aplastamiento.

(a) Para superficies cepilladas, pines en huecos fresados, perforados o taladrados y en los extremos de rigidizadores de apoyo.

Para el método LRFD:

$$R_n = 1{,}8 F_y A_{pb} \qquad (10.8\text{-}1)$$

donde

A_{pb} = área proyectada de aplastamiento

Para el método ASD:

$$F_p = 0{,}90 F_y$$

(b) Para apoyos deslizantes de rodillos y apoyos rotulados.

Para el método LRFD:

Si d ≤ 635 mm,

$$R_n = 1{,}2\left(F_y - 90\right) ld / 20 \qquad (10.8\text{-}2)$$

Si d > 635 mm,

$$R_n = 30\left(F_y - 90\right) l\sqrt{d} / 20 \qquad (10.8\text{-}3)$$

Para el método ASD:

$$R_p = 0{,}66\left(F_y - 90\right) ld / 20$$

donde:

F_y = esfuerzo de fluencia mínimo especificado, MPa.
d = diámetro, mm .
l = longitud de aplastamiento, mm .

10.9. BASES DE COLUMNAS Y APLASTAMIENTO EN EL CONCRETO

Deben tomarse las precauciones necesarias para transferir las cargas y momentos de las columnas a las cimentaciones.

Para el método LRFD, la carga de diseño en aplastamiento en el concreto es $\phi_c P_p$.

En concordancia con la Norma E.060 Concreto Armado, se recomienda que el diseño por aplastamiento se haga de la siguiente manera:

(a) En toda el área de un apoyo de concreto,

para el método LRFD:

$$P_p = 0{,}85 f_c' A_1$$

para el método ASD:

$$F_p = 0{,}35 f_c'$$

(b) En un área que es menor que el área total del apoyo de concreto,

para el método LRFD:

$$P_p = 0{,}85 f_c' A_1 \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} \le 2\ (0{,}85 f_c' A_1)$$

para el método ASD:

$$F_p = 0{,}35 f_c' \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} \le 0{,}70 f_c'$$

donde

ϕ_c = 0,60
A_1 = área de acero concéntricamente cargada sobre un apoyo de concreto.
A_2 = área máxima de la superficie del apoyo de concreto que es geométricamente similar y concéntrica con A_1.

10.10. PERNOS DE ANCLAJE E INSERTOS

Los pernos de anclaje e insertos serán diseñados de acuerdo con los criterios del American Concrete Institute. El factor ϕ debe corregirse en función de la relación de los factores de carga de esta Norma y los del ACI.

CAPÍTULO 11
FUERZAS CONCENTRADAS, EMPOZAMIENTO Y FATIGA

Este Capítulo cubre las consideraciones de resistencia de diseño de los elementos, pertinentes a las fuerzas concentradas, empozamiento y fatiga.

11.1. ALAS Y ALMAS CON FUERZAS CONCENTRADAS

11.1.1. Bases de Diseño

Las Secciones 11.1.2 a la 11.1.7 se aplican para fuerzas concentradas simples y dobles, como se indica en cada Sección. Una fuerza concentrada simple es de tracción o compresión, como en el caso de las producidas por un tensor. Las fuerzas concentradas dobles, una de tracción y una de compresión, forman un par en el mismo lado del elemento cargado, como las producidas por la plancha de apoyo de una columna sobre el ala de una viga.

Se requiere rigidizadores transversales para las alas de vigas en la ubicación de las fuerzas concentradas en tracción de acuerdo con la Sección 11.1.2 para el estado limite de flexión local y en los extremos no restringidos en vigas de acuerdo con la Sección 11.1.8. Se requiere rigidizadores transversales o planchas de refuerzo del alma en la ubicación de fuerzas concentradas de acuerdo con las Secciones 11.1.3 a la 11.1.6 para los estados límites de fluencia, aplastamiento, pandeo lateral y pandeo por compresión. Se requiere planchas de refuerzo del alma o rigidizadores diagonales de acuerdo a la Sección 11.1.7, para el estado límite en corte del alma, en la zona del panel. La zona del panel es la zona, en una conexión viga columna, que transmite momento por corte en el plano del alma.

https://waltervillavicencio.com

Los rigidizadores transversales y rigidizadores diagonales requeridos por las Secciones 11.1.2 a 11.1.8 deben cumplir también los requisitos de la Sección 11.1.9. Las planchas de refuerzo del alma requeridas por las Secciones 11.1.3 a 11.1.6 deben cumplir también los requisitos de la Sección 11.1.10.

11.1.2. Flexión Local del Ala

Esta Sección se aplica tanto a las fuerzas concentradas simples como a la componente en tracción de fuerzas concentradas dobles.

Debe proveerse un par de rigidizadores transversales, extendiéndose al menos a la mitad del peralte del alma, adyacentes a la fuerza concentrada de tracción aplicada en el centro de la sección del ala cuando la resistencia requerida en el ala excede de ϕR_n, donde

ϕ = 0,90

$$R_n = 6{,}25 t_f^2 F_{yf} \qquad (11.1\text{-}1)$$

donde

F_{yf} = esfuerzo mínimo de fluencia especificado para el ala.

t_f = espesor del ala cargada.

Si la longitud de la carga medida a lo ancho del ala del elemento es menor a 0,15b, donde b es el ancho del ala del elemento, la Ecuación 11.1-1 no necesita verificarse.

Cuando la fuerza concentrada a resistir se aplica a una distancia del extremo del elemento menor a $10t_f$, R_n debe reducirse en 50%.

Cuando se requiere rigidizadores transversales, ellos deberán soldarse al ala cargada para desarrollar la porción soldada del rigidizador. La soldadura que conecta los rigidizadores transversales al alma debe ser dimensionada para transmitir la fuerza no equilibrada en el rigidizador al alma. (Véase, además, la Sección 11.1.9).

11.1.3. Fluencia Local del Alma

Esta Sección se aplica a las fuerzas concentradas simples y a ambos componentes de las fuerzas concentradas dobles.

Debe proveerse un par de rigidizadores transversales o una plancha de refuerzo del alma, que se extiendan al menos a la mitad del peralte del alma; debe proveerse adyacentes a la fuerza concentrada de tracción o compresión cuando la resistencia requerida en el alma, en la base del filete, excede ϕR_n, donde

ϕ = 1,0
y R_n se determina como sigue:

(a) Cuando la fuerza concentrada a resistir se aplica a una distancia desde el extremo del elemento que es mayor que el peralte d, del elemento,

$$R_n = (5k + N) F_{yw} t_w \qquad (11.1\text{-}2)$$

(b) Cuando la fuerza concentrada a resistir se aplica a una distancia desde él extremo del elemento es menor o igual al peralte **d**, del elemento,

$$R_n = (2{,}5k + N) F_{yw} t_w \qquad (11.1\text{-}3)$$

En las Ecuaciones 11.1-2 y 11.1-3, se aplican las siguientes definiciones:

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

N = longitud de apoyo (no menor que k para las reacciones de extremo de viga).

k = distancia desde la cara exterior del ala a la base del filete del alma.

t_w = espesor del alma.

Cuando se requiere para una fuerza de tracción normal al ala, los rigidizadores transversales deben soldarse al ala cargada para desarrollar la porción conectada del rigidizador. Cuando se requiere para una fuerza de compresión normal al ala, los rigidizadores transversales deben tener un contacto perfecto o soldarse al ala cargada para desarrollar la fuerza transmitida al rigidizador. La soldadura que conecta los rigidizadores transversales al alma debe ser dimensionada para transmitir la fuerza no equilibrada en el rigidizador al alma. (Véase, además, la Sección 11.1.9).

Alternativamente, cuando se requieren planchas de refuerzo del alma, véase la Sección 11.1.10.

11.1.4. Aplastamiento del Alma

Esta Sección se aplica a ambas, fuerzas de compresión simple y al componente en compresión de las fuerzas concentradas dobles.

Se proveerá un rigidizador transversal, un par de rigidizadores transversales o una plancha de refuerzo del alma, que se extiendan al menos a la mitad del peralte del alma, adyacente a la fuerza de compresión concentrada cuando la resistencia requerida en el alma excede ϕR_n, donde,

ϕ = 0,75
y R_n se determina como sigue:

(a) Cuando la fuerza concentrada de compresión a ser resistida es aplicada a una distancia del extremo del elemento mayor o igual a d/2,

$$R_n = 355 t_w^2 \left[1 + 3\left(\frac{N}{d}\right)\left(\frac{t_w}{t_f}\right)^{1,5}\right]\sqrt{F_{yw}\left(t_f / t_w\right)} \qquad (11.1\text{-}4)$$

(b) Cuando la fuerza concentrada de compresión a ser resistida es aplicada a una distancia del extremo del elemento menor que d/2,

para N / d < 0,2:

$$R_n = 178 t_w^2 \left[1 + 3\left(\frac{N}{d}\right)\left(\frac{t_w}{t_f}\right)^{1,5}\right]\sqrt{F_{yw}\left(t_f / t_w\right)} \qquad (11.1\text{-}5a)$$

para N / d > 0,2:

$$R_n = 178 t_w^2 \left[1 \left(\frac{4N}{d} - 0{,}2\right)\left(\frac{t_w}{t_f}\right)^{1,5}\right]\sqrt{F_{yw}\left(t_f / t_w\right)} \qquad (11.1\text{-}5b)$$

En las Ecuaciones 11.1-4 y 11.1-5, se aplican las siguientes definiciones:

d = peralte total del elemento.
t_f = espesor del ala.

Cuando se requieran rigidizadores transversales, ellos deben tener un contacto perfecto o soldarse al ala cargada para desarrollar la fuerza transmitida al rigidizador. La soldadura que conecta los rigidizadores transversales al alma debe ser dimensionada para transmitir la fuerza no equilibrada en el rigidizador al alma. (Véase, además, la Sección 11.1.9).

Alternativamente, cuando se requiere planchas de refuerzo del alma, véase la Sección 11.1.10.

11.1.5. Pandeo Lateral del Alma

Esta Sección se aplica únicamente a las fuerzas concentradas simples en compresión aplicadas en elementos con movimiento lateral relativo no restringido, entre el ala cargada en compresión y el ala en tracción, en el punto de aplicación de la fuerza concentrada.

La resistencia de diseño en el alma es ϕR_n, donde

ϕ = 0,85
y R_n se determina como sigue:

(a) Si el ala en compresión está restringida contra rotación:

para $(h/t_w)/(l/b_f) \leq 2{,}3$:

$$R_n = \frac{C_r t_w^3 t_f}{h^2}\left[1 + 0{,}4\left(\frac{h/t_w}{l/b_f}\right)^3\right] \qquad (11.1\text{-}6)$$

para $(h/t_w)/(l/b_f) > 2{,}3$, el estado límite de pandeo lateral del alma no es aplicable.

Cuando la resistencia requerida en el alma excede de ϕR_n, debe proveerse arriostramiento lateral local en el ala en tracción o un par de rigidizadores transversales o

una plancha de refuerzo del alma adyacente a la fuerza concentrada de compresión, que se extiendan al menos a la mitad del peralte del alma.

Cuando se requieren rigidizadores transversales, ellos deben tener un contacto perfecto o soldarse al ala cargada para desarrollar el total de la fuerza aplicada. La soldadura que conecta los rigidizadores transversales al alma debe ser dimensionada para transmitir la fuerza en el rigidizador al alma. (Véase, además, la Sección 11.1.9).

Alternativamente, cuando se requiere planchas de refuerzo del alma, ellas deben dimensionarse para desarrollar el total de la fuerza aplicada. (Véase, además, la Sección 11.1.10).

(b) Si el ala en compresión no está restringida contra rotación:

para $(h/t_w)/(l/b_f) \le 1{,}7$:

$$R_n = \frac{C_r t_w^3 t_f}{h^2}\left[0{,}4\left(\frac{h/t_w}{l/b_f}\right)^3\right] \qquad (11.1\text{-}7)$$

para $(h/t_w)/(l/b_f) > 1{,}7$, el estado límite de pandeo lateral del alma no es aplicable.

Cuando la resistencia requerida en el alma excede ϕR_n, debe proveerse arriostramiento lateral local en ambas alas en el punto de aplicación de las fuerzas concentradas.

En las Ecuaciones 11.1-6 y 11.1-7, se aplican las siguientes definiciones:

l = la mayor longitud sin arriostrar lateralmente a lo largo de cualquiera de las alas en el punto de aplicación de carga.
b_f = ancho del ala.
t_w = espesor del alma.
h = distancia libre entre alas menos el filete o radio de la esquina para perfiles laminados; distancia entre líneas adyacentes de pernos o la distancia libre entre alas cuando se usa soldadura en secciones armadas.
C_r = 6,62 x 10^6 cuando $M_u < M_y$ en la ubicación de la fuerza, MPa.
= 3,31 x 10^6 cuando $M_u \ge M_y$ en la ubicación de la fuerza, MPa.

11.1.6. Pandeo por Compresión del Alma.

Esta Sección se aplica a un par de fuerzas concentradas simples o a los componentes en compresión de un par de fuerzas concentradas dobles, aplicados a ambas alas del elemento en la misma ubicación.

Se proveerá un rigidizador transversal simple, o un par de rigidizadores transversales o una plancha de refuerzo del alma, extendiéndose en el total del peralte del alma, adyacente a las fuerzas concentradas en compresión en ambas alas cuando la resistencia requerida del alma excede ϕR_n, donde

ϕ = 0,90
y

$$R_n = \frac{10765 t_w^3 \sqrt{F_{yw}}}{h} \qquad (11.1\text{-}8)$$

Cuando el par de fuerzas concentradas en compresión a ser resistidas se aplican a una distancia del extremo del elemento menor que d/2, R_n debe reducirse en 50%.

Cuando se requieren rigidizadores transversales, ellos deben tener un contacto perfecto o soldarse en el ala cargada para desarrollar la fuerza transmitida al rigidizador. La soldadura que conecta los rigidizadores transversales al alma debe ser dimensionada para transmitir la fuerza no equilibrada en el rigidizador al alma. (Véase además la Sección 11.1.9).

Alternativamente, cuando se requiere planchas de refuerzo del alma, véase la Sección 11.1.10.

11.1.7. Corte en el Alma en la Zona del Panel

Debe proporcionarse planchas de refuerzo del alma o rigidizadores diagonales dentro de los límites de la conexión rígida de elementos cuyas almas tienen un plano común cuando la resistencia requerida excede ϕR_v, donde

ϕ = 0,90

y R_v se determina como sigue:

(a) Cuando no se considera en el análisis de la estabilidad del pórtico el efecto de la deformación en la zona del panel.

Para $P_u \le 0{,}4P_y$

$$R_v = 0{,}60 F_y d_c t_w \qquad (11.1\text{-}9)$$

Para $P_u > 0{,}4P_y$

$$R_v = 0{,}60 F_y d_c t_w \left(1{,}4 - \frac{P_u}{P_y}\right) \qquad (11.1\text{-}10)$$

(b) Cuando la estabilidad del pórtico, incluyendo la deformación plástica de la zona del panel, se considerada en el análisis:

Para $P_u \le 0{,}75P_y$

$$R_v = 0{,}60 F_y d_c t_w \left(1 + \frac{3 b_{cf} t_{cf}^2}{d_b d_c t_w}\right) \qquad (11.1\text{-}11)$$

Para $P_u > 0{,}75P_y$

$$R_v = 0{,}60 F_y d_c t_w \left(1 + \frac{3 b_{cf} t_{cf}^2}{d_b d_c t_w}\right)\left(1{,}9 - \frac{1{,}2 P_u}{P_y}\right) \qquad (11.1\text{-}12)$$

En las Ecuaciones 11.1-9 a la 11.1-12 se aplican las siguientes definiciones:

t_w = espesor del alma de la columna.
b_{cf} = ancho del ala de la columna.
t_{cf} = espesor del ala de la columna.
d_b = peralte de la viga.
d_c = peralte de la columna.
F_y = esfuerzo de fluencia del alma de la columna.
P_y = $F_y A$, resistencia axial de fluencia de la columna.
A = área de la sección transversal de la columna.

Cuando se requiere planchas de refuerzo del alma, ellas deben cumplir los criterios de la Sección 6.2 y deben soldarse para desarrollar la proporción de la fuerza cortante total a ser transmitida.

Alternativamente, cuando se requieren rigidizadores diagonales, la soldadura que conecta los rigidizadores diagonales con el alma debe dimensionarse para transmitir la fuerza del rigidizador causada en el alma por los momentos desbalanceados. (Véase, además, la Sección 11.1.9).

11.1.8. Vigas con Extremos no Restringidos

En los extremos de vigas sin restricción contra rotación alrededor de sus ejes longitudinales debe proveerse un par de rigidizadores transversales que se extiendan en todo el peralte del alma. (Véase, además, la Sección 11.1.9).

11.1.9. Requisitos Adicionales en Rigidizadores para Fuerzas Concentradas.

Los rigidizadores transversales y diagonales también deben cumplir lo siguiente:

(1) El ancho de cada rigidizador mas la mitad del espesor del alma de la columna no debe ser menor que un tercio del ancho del ala o plancha de conexión de momento que transmite la fuerza concentrada.

(2) El espesor de un rigidizador no debe ser menor que la mitad del espesor del ala o plancha de conexión de momento que transmite la carga concentrada y no menor que $\sqrt{F_y}/250$ veces su ancho, donde, F_y está en MPa.

Los rigidizadores transversales de peralte total para fuerzas de compresión aplicadas al ala de una viga o viga armada debe diseñarse como un elemento axialmente comprimido (columna) de acuerdo con los requisitos de la Sección 5.2, con una longitud efectiva de $0{,}75h$, una sección transversal compuesta de dos rigidizadores y una franja de alma con un ancho de $25t_w$ en rigidizadores interiores y $12t_w$ en rigidizadores en los extremos de los elementos.

La soldadura que conecta los rigidizadores de apoyo al alma debe dimensionarse para transmitir el exceso de fuerza cortante en el alma hacia el rigidizador. Para estos rigidizadores, véasela Sección 10.8(a).

https://waltervillavicencio.com

11.1.10. Requisitos Adicionales en Planchas de Refuerzo del Alma para Fuerzas Concentradas.

Las planchas de refuerzo del alma requeridas por la Secciones 11.1.3 a la 11.1.6 deben también cumplir con los siguientes criterios:

(1) El espesor y la extensión de las planchas de refuerzo del alma deben proveer el material adicional necesario para igualar o exceder los requisitos de resistencia.

(2) Las planchas de refuerzo del alma deben soldarse para desarrollar la proporción del total de la fuerza transmitida a la plancha de refuerzo del alma.

11.2. EMPOZAMIENTO DE AGUAS

La estructura del techo debe verificarse por medio de un análisis estructural para asegurar una resistencia adecuada y estabilidad bajo condiciones de empozamiento de agua, a menos que tenga suficiente inclinación hacia puntos de drenaje libre o drenajes individuales adecuados para prevenir la acumulación de agua de lluvia.

La estructura del techo deberá considerarse estable y no requerirá mayor investigación sí:

$$C_p + 0{,}9C_s \le 0{,}25 \qquad (11.2\text{-}1)$$

$$I_d \ge 3950S^4 \qquad (11.2\text{-}2)$$

donde

$$C_p = 505\frac{L_s L_p^4}{I_p}$$

$$C_s = 505\frac{S\,L_s^4}{I_s}$$

L_p = espaciamiento entre columnas en dirección de la viga principal (longitud de miembros principales), m .

L_s = espaciamiento de columnas perpendicular a la dirección de la viga principal (longitud de los miembros secundarios), m .

S = espaciamiento de los elementos secundarios, m .

I_p = momento de inercia de los elementos principales, mm^4 .

I_s = momento de inercia de los elementos secundarios, mm^4.

I_d = momento de inercia por unidad de ancho de la cobertura de acero apoyada en elementos secundarios, mm^4 por m.

Para armaduras y viguetas de celosía, el momento de inercia I_s debe reducirse en 15 por ciento cuando es usado en la ecuación anterior. La cobertura debe considerarse como elemento secundario cuando es directamente soportada por elementos principales.

11.3. FATIGA

Muy pocos elementos o conexiones en las edificaciones convencionales necesitan diseñarse para fatiga, ya que la mayoría de los cambios en la carga de tales estructuras ocurren sólo un pequeño número de veces o producen sólo fluctuaciones pequeñas de esfuerzos. La ocurrencia de solicitaciones de carga máxima de diseño para viento o sismo es muy poco frecuente para obligar la consideración de fatiga en el diseño. Sin embargo, las vigas de puentes grúa y las estructuras de apoyo para maquinarias y equipos a menudo están sujetas a condiciones de fatiga.

Los elementos y sus conexiones sujetas a la carga de fatiga deberán diseñarse para cargas de servicio. de acuerdo con las provisiones del Apéndice 11.3 de la LRFD SPECIFICATION FOR STRUCTURAL STEEL BUILDINGS del AMERICAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION.

CAPÍTULO 12
CONDICIONES DE DISEÑO EN SERVICIO

Este Capítulo tiene como propósito proveer guías de diseño para consideraciones en servicio.

Servicio es un estado en el que la función de la edificación, su apariencia, mantenimiento, durabilidad y comodidad de sus ocupantes se conservan bajo condiciones de uso normal. Los requisitos generales de diseño en servicio se dan en la Sección 1.5.4. Los valores límites de comportamiento estructural para asegurar las condiciones de servicio (deflexiones máximas, aceleraciones, etc.) deben escogerse en función del uso de la estructura. Cuando sea necesario, las condiciones de servicio deberán verificarse usando cargas reales para el estado límite de servicio apropiado.

12.1 CONTRAFLECHA

Deben considerarse contraflechas cuando las deflexiones al nivel adecuado de carga presentan un problema de condiciones de servicio. Esta exigencia debe colocarse en los planos.

Las vigas y armaduras detalladas sin especificaciones de contraflecha deberán fabricarse para que después del montaje, cualquier flecha debido a la laminación o a la fabricación quede en sentido ascendente. Si la contraflecha implica el montaje de cualquier elemento con una precarga, esto deberá indicarse en los planos.

12.2 EXPANSIÓN Y CONTRACCIÓN

Deberán considerarse detalles que permitan una adecuada expansión y contracción para las condiciones de servicio de la estructura.

12.3. DEFLEXIONES, VIBRACIÓN Y DESPLAZAMIENTOS LATERALES

12.3.1. Deflexiones

Las deflexiones en elementos y sistemas estructurales debido a cargas de servicio no deben afectar las condiciones de servicio de la estructura.

12.3.2. Vibración de Piso

La vibración debe considerarse en el diseño de vigas que soportan grandes áreas sin tabiques u otra fuente de amortiguamiento donde la vibración excesiva debido al tráfico peatonal o de otras fuentes dentro de la edificación no sean aceptables.

12.3.3. Desplazamientos Laterales

Los desplazamientos laterales de las estructuras en concordancia con las cargas de sismo o viento especificadas en las Normas Técnicas de Edificaciones correspondientes deben evitar el contacto con estructuras adyacentes y no deben exceder los valores límites de dichos desplazamientos especificados en las normas.

12.4. CONEXIONES DE DESLIZAMIENTO CRÍTICO

Para el diseño de conexiones de deslizamiento crítico, véase las Secciones 10.3.8 y 10.3.9.

12.5 CORROSIÓN

Cuando sea apropiado, los componentes estructurales deberán diseñarse para tolerar la corrosión, o deberán estar protegidos contra la corrosión que pueda afectar la resistencia o las condiciones de servicio de la estructura.

CAPÍTULO 13
FABRICACIÓN, MONTAJE Y CONTROL DE CALIDAD

Este Capítulo proporciona requisitos para los planos de taller, fabricación, pintado en el taller, montaje y control de calidad.

13.1. PLANOS DE TALLER

Se prepararán, con la debida anticipación a la fabricación, los planos de taller con la información completa necesaria para la fabricación de las partes componentes de la estructura, incluyendo la ubicación, tipo y tamaño de todas las soldaduras y pernos. Estos planos deberán de distinguir claramente entre soldaduras y pernos de taller y de obra y deberán identificar claramente las conexiones empernadas de alta resistencia de deslizamiento crítico.

Los planos de taller deberán ser hechos de conformidad con las buenas prácticas de ingeniería y con la debida consideración a la velocidad y economía en la fabricación y montaje.

13.2. FABRICACIÓN

13.2.1. Contraflecha, Curvado y Enderezado

Se permite la aplicación localizada de calor o medios mecánicos para introducir ó corregir las contraflechas, curvaturas o enderezados. La temperatura de las áreas calentadas, medida por métodos apropiados, no deberá exceder 600 °C para los aceros A514 y A852 ni 650 °C para otros aceros.

https://waltervillavicencio.com

13.2.2. Corte Térmico

El corte por arco eléctrico, el proceso de ranurado y el proceso de corte con oxígeno son reconocidos bajo esta Norma para usarse en la preparación, cortado ó desbaste de materiales.

La calidad de una superficie cortada con oxígeno depende de varias variables:

- Condición del material y de la superficie.
- Habilidad del operador.
- Condición y diseño de las cañas, boquillas y máquinas de corte.
- Pureza del oxígeno.
- Vibración del equipo.
- Movimiento de la pieza de trabajo debido a la expansión y contracción térmica.

Los niveles de aceptación de una superficie con corte térmico deberán ser establecidos por el usuario, teniendo en cuenta los requerimientos de superficie de la parte. Es recomendable que se incorporen los criterios pertinentes a estos niveles de aceptación en los planos de taller.

Exactitud del Perfil. El acero y el material de soldadura pueden ser cortados térmicamente, si se asegura una superficie lisa, regular, libre de grietas y entalladuras, y si se asegura un perfil perfecto por el uso de guías mecánicas.

Para estructuras cargadas cíclicamente, el corte térmico manual será hecho sólo donde sea aprobado por el ingeniero supervisor.

Requerimientos de Rugosidad. En el cortado térmico, el equipo deberá de ser ajustado y manipulado de manera de evitar cortar mas allá de las líneas especificadas.

La rugosidad de todas las superficies cortadas térmicamente no debe ser mayor que 25 mm para materiales hasta 100 mm de espesor y 50 mm para materiales de 100 mm a 200 mm de espesor, con la siguiente excepción: los extremos de los elementos no sujetos a esfuerzo calculado en los extremos no deben exceder valores de rugosidad superficial de 50 mm.

La Fig. 13.2.2.1 indica los criterios para la descripción de las superficies cortadas con oxigeno y puede ser usado como una guía para evaluar la rugosidad superficial de los bordes.

Limitaciones en las Ranuras y Entalladuras. Las rugosidades que exceden los valores del párrafo anterior y ranuras o entalladuras no mayores que 5 mm de profundidad sobre superficies que en lo demás son ampliamente satisfactorias serán removidas por maquinado ó esmerilado. Las ranuras o entalladuras que excedan 5mm de profundidad pueden ser reparadas por esmerilado si el área de la sección recta nominal no es reducida por más de 2%. Las superficies esmeriladas ó maquinadas serán aproximadas a la superficie original con una pendiente no mayor que uno en diez. Las superficies cortadas y los bordes adyacentes deberán de ser dejados libres de escoria. En superficies cortadas térmicamente, las estrías o entalladuras ocasionales pueden, con aprobación del supervisor, ser reparadas por soldadura.

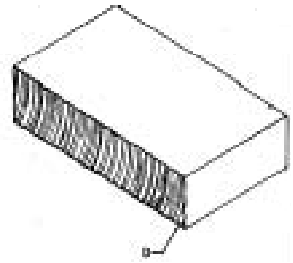
Bordes Reentrantes. Los bordes reentrantes, excepto los de vigas destajadas, y los agujeros de acceso de soldadura deberán cumplir los siguientes requisitos:

- Los bordes reentrantes de material cortado serán preparados de manera de proveer una transición gradual, con un radio no menor de 25 mm.
- Las superficies adyacentes deberán alcanzar sin rebajos el punto de tangencia.
- Los bordes reentrantes pueden ser formados por corte térmico, seguido por esmerilado, si es necesario, para cumplir los requerimientos de superficie cortados térmicamente indicados anteriormente.

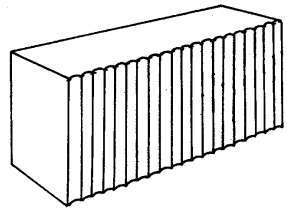
Si se especifica otro contorno, este debe ser mostrado en los planos.

Los destajes de vigas y los agujeros de acceso de soldadura deberán de cumplir los requerimientos geométricos de la Sección 10.1.6. Para los destajes de vigas y agujeros de acceso de soldadura en los perfiles ASTM A6 Grupo 4 y 5 y para los perfiles soldados con material de espesores mayores que 50 mm, se deberá aplicar una temperatura de precalentamiento no menor de 70 C° antes del corte térmico.

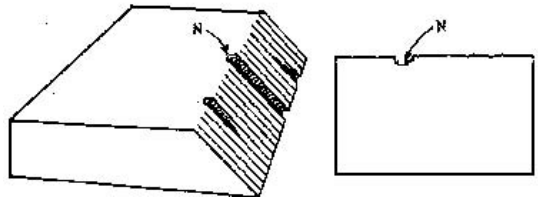
Fig. 13.2.2.1



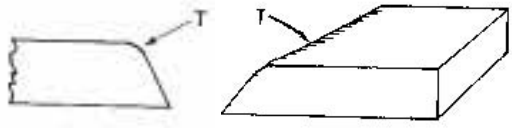
LÍNEAS DE CORTE (D): Líneas que aparecen en la superficie de corte con oxígeno. Su contorno y dirección no afectan la calidad de la superficie.



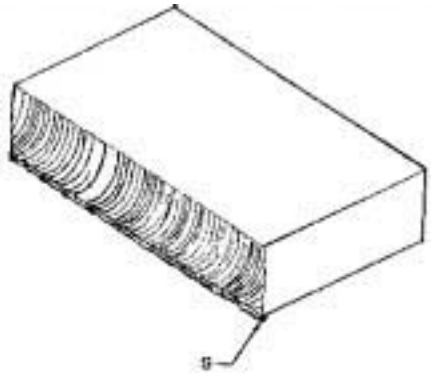
RUGOSIDAD (R): La rugosidad consiste de picos y valles periódicos en la superficie cortada con oxígeno. Esta puede ser determinadas por muestras de calidad aceptable



ENTALLES (N): Canales en una superficie cortada con oxígeno significativamente mas profunda que la rugosidad superficial en general.



REDONDEO DEL BORDE (T): Fusión del borde superior de una superficie cortada con oxigeno.



ESCORIA (S): Depósitos originados en el proceso de corte con oxígeno que se adhieren al metal base o superficie cortada.

13.2.3. Alisado de Bordes

El alisado ó acabado de bordes cizallados ó cortados térmicamente de planchas ó perfiles no es requerido a menos que sea específicamente establecido en los documentos de diseño ó incluidos en una especificación de preparación de borde para soldado.

13.2.4. Construcción Soldada

La técnica de soldadura, la mano de obra, la apariencia y la calidad de la soldadura y los métodos usados en la corrección de trabajos no conformes deberán estar de acuerdo a lo indicado a continuación:

a) Especificación del Metal Base. Los planos y especificaciones deberán de designar la especificación y clasificación del metal base que se debe emplear. Cuando se involucre la soldadura en la estructura se usarán los materiales base indicados en la Sección 10.2.6.

b) Requerimiento de Electrodos y Consumibles de Soldadura

• **Certificaciones para Electrodos ó Combinaciones de Electrodos-Fundentes**. Cuando sea requerido por el ingeniero supervisor, el contratista o el fabricante deberá de suministrar una certificación de que el electrodo ó la combinación electrodo–fundente cumple los requerimientos de la clasificación.

• **Adecuabilidad de la Clasificación**. La clasificación y tamaño de electrodo, la longitud del arco, el voltaje y el amperaje serán los adecuados para el espesor del material, tipo de canal, posición de soldadura y otras circunstancias relacionadas con el trabajo. La corriente de soldadura deberá de estar dentro del rango recomendado por el fabricante de electrodos.

• **Gas Protector.** El gas ó mezcla de gases para protección deberá de ser de un tipo adecuado para la soldadura y deberá tener un punto de rocío igual ó menor que – 40 °C. Cuando sea solicitado por el ingeniero supervisor, el contratista ó fabricante deberá de suministrar la certificación del fabricante de gas, de que el gas ó la mezcla de gases cumplirá los requisitos del punto de rocío.

• **Almacenamiento .** Los electrodos de soldadura que hayan sido removidos de su envase original deberán de ser protegidos y almacenados de manera que no se afecten las propiedades de soldadura.

• **Condición.** Los electrodos deberán estar secos y en condiciones adecuadas para su uso.

• **Condiciones de Almacenamiento de Electrodos de Bajo Hidrógeno.** Todos los electrodos que tengan el recubrimiento de bajo hidrógeno deberán de ser adquiridos en envases sellados herméticamente ó serán resecados en horno antes de su uso. Los electrodos, inmediatamente después de abrir el envase sellado herméticamente, deberán de ser almacenados en hornos mantenidos a una temperatura de 120 °C como mínimo. Los electrodos podrán ser resecados solo una vez. Los electrodos que han sido mojados no deberán de ser usados

• **Periodos Aprobados de Tiempo de Exposición de los Electrodos al Medio Ambiente.** Después de que se abran los envases herméticamente sellados o después de que los electrodos sean removidos del horno de secado o de almacenamiento, su exposición al medio ambiente no deberá exceder los valores indicados en la columna A de la Tabla 13.2.4.1. Los electrodos expuestos a la atmósfera por periodos menores que aquellos permitidos por la columna A de la Tabla 13.2.4.1, pueden ser retornados al horno de almacenamiento y mantenidos a 120 °C como mínimo; después de un periodo de mantenimiento mínimo de 4 horas a 120 °C como mínimo, los electrodos pueden ser despachados para su uso.

Tabla 13.2.4.1

Exposición Permisible al Medio Ambiente de Electrodos de Bajo Hidrógeno.

Electrodo	Columna a (horas máximas)
A5.1	
E70XX	4
E70XXR	9
E70XXHZR	9
E7018 M	9
A 5.5	
E70XX-X	4
E80XX-X	2
E90XX-X	1
E100XX-X	½
E110XX-X	½

• **Resecado de Electrodos**. Los electrodos expuestos a la atmósfera por periodos mayores que los permitidos en la Tabla 13.2.4.1 deberán de ser resecados de la siguiente forma:

(1) Todos los electrodos que tengan revestimiento de bajo hidrógeno de acuerdo al ANSI/AWS A5.1, véase Tabla 13.2.4.1, deberán de ser secados durante 2 horas como mínimo entre 260°C y 430 °C.

(2) Todos los electrodos que tengan revestimiento de bajo hidrógeno de acuerdo al ANSI/AWS A5.5, véase Tabla 13.2.4.1, deberán de ser secados durante una hora como mínimo a temperaturas entre 370°C y 430 °C.

Todos los electrodos deben colocarse en un horno adecuado a una temperatura que no exceda la mitad de la temperatura final de resecado, por un período mínimo de media hora antes de incrementar la temperatura del horno a la temperatura final de resecado. El tiempo del resecado comenzará cuando el horno alcance su temperatura final de resecado.

• **Electrodos para Arco Sumergido y Fundentes.** La soldadura por arco sumergido (SAW) puede ser realizada con uno o más electrodos simples, con uno o más electrodos paralelos, o con combinaciones de electrodos simples y paralelos. Las distancias entre arcos deberán ser tales que la cobertura de escoria sobre el metal de soldadura producido por un arco guía no se enfriará suficientemente para evitar el adecuado depósito de soldadura de un siguiente electrodo.

c) Variables de la Especificación del Procedimiento de Soldadura (WPS)

Para realizar una soldadura se debe de contar con un procedimiento de soldadura, también conocido como WPS (Welding Procedure Specification), que es un documento que define las principales variables a usarse en la soldadura de una junta determinada. Este documento contiene:

- Tipo de material a soldar.
- Electrodo.
- Preparación de junta.
- Tipo de corriente eléctrica.
- Proceso de soldadura a usar.
- Amperaje.
- Voltaje.
- Temperatura de precalentamiento.
- Etcéteras.

Para que un procedimiento de soldadura (WPS) pueda ser usada en obra debe de ser probado mediante un proceso llamado **Calificación de Procedimiento de Soldadura**. Este proceso consiste en soldar una probeta con las variables definidas en el procedimiento a ser calificado y luego someter esta probeta a los ensayos de tracción, doblado, impacto, etc. que se especifican. Si los ensayos realizados cumplen las especificaciones establecidas, entonces se considera que el procedimiento de soldadura (WPS) esta calificado y apto para su uso.

Actualmente también se puede usar procedimientos **Precalificados.** Estos procedimientos ya fueron calificados y están descritos en el Manual of Steel Construction del AISC.

El procedimiento de soldadura debe ser ejecutado por un soldador calificado. Esta calificación es realizada por una institución autorizada para realizar este tipo de certificación. La calificación autoriza al soldador para ejecutar un determinado tipo de junta soldada.

d) Temperaturas de Precalentamiento y de Interpase.

La temperatura de precalentamiento y de interpase deberá de ser suficiente para prevenir el agrietamiento. En la Tabla 13.2.4.2 se indica las temperaturas mínimas de precalentamiento y de interpases a usar en los aceros comúnmente empleados.

CONTINUARÁ...//

https://waltervillavicencio.com

//...VIENE DE LA PÁGINA 320978

La temperatura mínima de precalentamiento y de interpase aplicada a una junta compuesta de metales base con diferentes precalentamientos mínimos de la Tabla 13.2.4.2 deberá de ser la más alta de estos precalentamientos mínimos.

Este precalentamiento y todas las temperaturas mínimas de interpase subsiguientes serán mantenidas durante la operación de soldadura en una distancia como mínimo igual al espesor de la parte soldada mas gruesa (pero no menor que 75 mm) en todas las direcciones desde el punto de soldadura.

Los requisitos mínimos de temperatura de interpase serán considerados iguales a los requisitos de precalentamiento, a menos que se indique otra cosa en el procedimiento (WPS).

Las temperaturas de precalentamiento e interpase deberán de ser verificadas justo antes de iniciar el arco para cada pase.

Tabla 13.2.4.2

CATEGORIA	TEMPERATURA MÍNIMA DE PRECALENTAMIENTO E INTERPASE PRECALIFICADA			
	METAL BASE			METAL APORTE
	ESPECIFICACIÓN DEL ACERO	PROCESO DE SOLDADURA	ESPESOR DE LA PARTE MAS GRUESA EN EL PUNTO DE SOLDADURA	TEMPERATURA MÍNIMA DE PRECALENTAMIENTO E INTERPASE
A	ASTM A36 ASTM A53 Grado B ASTM A500 Grado A ASTM A500 Grado B ASTM A501 ASTM A529 ASTM A570 Grado 40 ASTM A570 Grado 45 ASTM A570 Grado 50 ASTM A709 Grado 36	SMAW con electrodos distintos a los de bajo hidrógeno	3 a 20 mm Sobre 20 a 40 mm Sobre 40 a 65 mm Sobre 65 mm	Nada 66ºC 107ºC 150ºC
B	Todos los de la Categoría A más: ASTM A572 Grado 42 ASTM A572 Grado 50 ASTM A606 ASTM A607 Grado 45 ASTM A607 Grado 50 ASTM A607 Grado 55 ASTM A618 Grado Ib, II, III ASTM A709 Grado 50 ASTM A709 Grado 50W	SMAW con electrodo de bajo hidrógeno, SAW, GMAW, FCAW	3 a 20 mm Sobre 20 a 40 mm Sobre 40 a 65 mm Sobre 65 mm	Nada 10ºC 66ºC 107ºC
C	ASTM A572 Grado 60 ASTM A572 Grado 65	SMAW con electrodo de bajo hidrógeno, SAW, GMAW, FCAW	3 a 20 mm 20 a 40 mm 40 a 65 mm sobre 65 mm	10ºC 66ºC 107ºC 150ºC

e) Requisitos Mínimos de Ejecución de la Soldadura

Los requisitos mínimos a ser considerados para una buena ejecución de la soldadura son los siguientes:

• Las soldaduras GMAW, GTAW, EGW, FCAW-G, no serán llevadas a cabo cuando haya una corriente de viento, a menos que la soldadura esté protegida. Tal protección deberá de ser de un material y forma apropiada para reducir la velocidad del viento en las proximidades de la soldadura a un máximo de 8 km/h.

• La soldadura no deberá realizarse:

(1) Cuando la temperatura del medio ambiente sea menor de -18°C.

(2) Cuando la superficie está húmeda o expuesta a la lluvia, nieve o altas velocidades de viento. o,

(3) Cuando el personal que la ejecuta esté expuesto a condiciones inclementes.

• Los tamaños y las longitudes de las soldaduras no deben ser menores a lo especificado en los planos, excepto como está indicado en la Tabla 13.5.3. La ubicación de las soldaduras no deberá de ser cambiada sin aprobación del ingeniero proyectista.

• El tamaño mínimo de la soldadura de filete, excepto para la soldadura de filete empleada para reforzar soldaduras por canal, será como está indicado en la Tabla 10.2.4. En ambos casos el tamaño mínimo se aplica si es suficiente para satisfacer los requerimientos del diseño.

• **Preparación del Metal Base.** La superficie en la que se va a depositar el metal de soldadura deberá de estar lisa, uniforme y libre de exfoliaciones, salpicadura de soldadura, grietas y otras discontinuidades que puedan afectar adversamente la calidad o la resistencia de la soldadura. Las superficies a soldarse y las superficies adyacentes a la soldadura deberán de estar sin cascarilla de laminación libre o adherida, escoria, óxido, humedad, grasas y otros materiales extraños que puedan impedir una soldadura apropiada o producir gases perjudiciales. La cascarilla de laminación que se mantiene adherida a pesar de una limpieza con escobilla de alambre o el revestimiento delgado de un inhibidor de corrosión, pueden permanecer con la siguiente excepción: para vigas en estructuras cargadas cíclicamente, toda la cascarilla de laminación debe ser removida de la superficie en las cuales se va a soldar las alas y el alma.

• **Reparación del Metal Base**. En la reparación y determinación de los límites de las discontinuidades observadas visualmente en superficies cortadas, la cantidad de metal removido deberá de ser el mínimo necesario para remover las discontinuidades o para determinar que no se excedan los límites de la Tabla 13.2.4.3. Sin embargo, si se requiere una reparación con soldadura, se deberá remover suficiente metal base para proporcionar acceso para la soldadura. Todas las reparaciones por soldadura de las discontinuidades deberán de ser realizadas con:

(1) Preparación adecuada del área de reparación.
(2) Soldadura con un proceso aprobado de bajo hidrógeno.
(3) Esmerilado de las soldaduras terminadas y enrasado con las superficies adyacentes.

TABLA 13.2.4.3

Límites de Aceptación y Reparación de Discontinuidades Laminares Producidos en el Taller en Superficies Cortadas

DESCRIPCIÓN DE LA DISCONTINUIDAD	REPARACIÓN REQUERIDA
Cualquier discontinuidad con longitud hasta de 25 mm .	Ninguna, no requiere ser explorada
Cualquier discontinuidad con longitud mayor que 25 mm y profundidad máxima de 3 mm .	Ninguna, pero la profundidad debe ser explorada*.
Cualquier discontinuidad con longitud mayor que 25 mm con profundidad mayor que 3 mm pero no mayor que 6 mm . Cualquier discontinuidad con longitud mayor que 25 mm con profundidad mayor que 6 mm pero no mayor que 25 mm .	Remover, no necesita soldadura Remover completamente y soldar

Cualquier discontinuidad con longitud mayor que 25 mm con profundidad mayor que 25 mm .	El elemento será reparado ó rechazado a criterio del ingeniero proyectista. (véase 5.15.1.1 de AWS D1.1)

* El 10% de las discontinuidades presentes en la superficie cortada en cuestión deberán ser exploradas por esmerilado para determinar su profundidad.

Si la profundidad de cualquiera de las discontinuidades exploradas excede 3 mm, entonces todas las discontinuidades con longitud mayor que 25 mm que quedan en la superficie cortada deberán de ser exploradas por esmerilado para determinar su profundidad. Si ninguna de las discontinuidades comprendidas en el 10% explorado tiene una profundidad mayor que 3 mm, entonces las discontinuidades remanentes sobre la superficie cortada no necesitan ser exploradas.

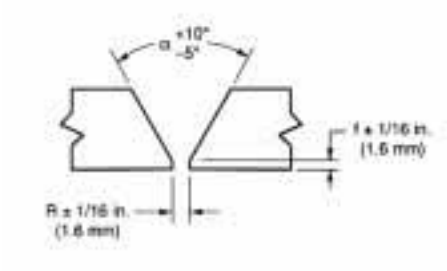
• **Preparación de las Juntas.** El maquinado, el cortado térmico, el esmerilado o el cincelado, pueden ser usados para la preparación de las juntas, o para remover metal o trabajos no conformes, excepto que no se usará el ranurado con oxigeno en aceros laminados en caliente que son pedidos con tratamiento térmico.

• **Tolerancias Dimensionales de las Juntas**. Las partes que van a ser unidas por soldadura de filete, deberán de ser llevadas a un contacto tan cerrado como sea posible. La abertura de la raíz no deberá exceder los 5mm excepto en los casos que involucre ya sea perfiles o planchas con espesores de 75 mm o mayores y no se puede cerrar la abertura de la raíz lo suficiente para alcanzar esta tolerancia después del enderezado en el ensamblaje. En tales casos, se acepta una abertura máxima de la raíz de 8 mm, si se usa un respaldo adecuado. El respaldo puede ser fundente, polvo de hierro, o materiales similares, o soldadura usando un proceso de bajo hidrógeno compatible con el metal de llenado depositado. Si la separación es mayor que 1,6 mm se deberá de incrementar el cateto de la soldadura por la cantidad de la abertura en la raíz, o el contratista deberá demostrar que la garganta efectiva requerida ha sido obtenida.

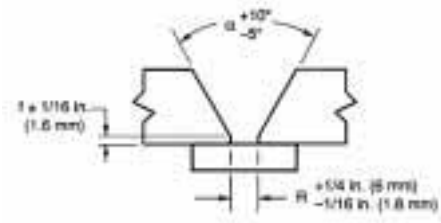
• **Ensamblaje con Soldadura por Canal de Penetración Parcial.** Las partes a ser unidas por soldadura de canal de penetración parcial paralela a la longitud del elemento deberán de ser llevadas a un contacto tan cerrado como sea posible. La abertura de la raíz entre las partes no deberá de exceder 5 mm excepto en los casos que involucre perfiles laminados o planchas de espesor de 75 mm o mayores si, después de su enderezado y en el ensamblado, la abertura de la raíz no puede ser cerrada suficientemente para alcanzar esta tolerancia. En tales casos se acepta una abertura máxima de la raíz de 8 mm, si se usa un respaldo adecuado y la soldadura final cumple los requisitos para el tamaño de la soldadura. Las tolerancias de las juntas de aplastamiento deberán de estar de acuerdo con las especificaciones del contrato.

• **Alineamiento de la Junta a Tope.** Las partes a ser unidas por soldadura de junta a tope deberán de ser cuidadosamente alineadas. Donde las partes son efectivamente restringidas contra la flexión debida a la excentricidad en el alineamiento, se permitirá una desviación que no exceda el 10% del espesor de la parte unida más delgada, pero en ningún caso se permitirá una desviación mayor que 3 mm del alineamiento teórico.

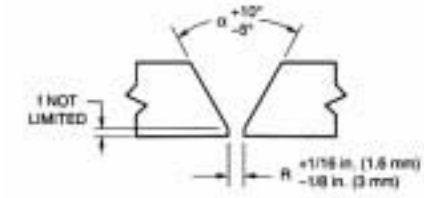
• **Variaciones en la Sección Recta de Soldadura por Canal.** Si las dimensiones de la sección recta de las juntas soldadas por canal varían respecto a las mostradas en los planos por un valor mayor que las tolerancias indicadas en la Fig. 13.2.4.2, deberá informarse al ingeniero proyectista para su aprobación o corrección.



A) SOLDADURA POR CANAL SIN RESPALDO – FONDO NO RANURADO POR LA PARTE POSTERIOR



B) SOLDADURA POR CANAL CON RESPALDO - FONDO NO RANURADO POR LA PARTE POSTERIOR



C) SOLDADURA POR CANAL SIN RESPALDO- FONDO RANURADO POR LA PARTE POSTERIOR

Aberturas de la raíz mayores que aquellas permitidas en el párrafo anterior, pero no mayores que dos veces el espesor de la parte mas delgada o 19 mm, lo que sea menor, puede ser corregida por soldadura a las dimensiones aceptables antes de la unión de las partes.

• **Tolerancias Dimensiónales de los Elementos Estructurales Soldados**

Las dimensiones de los elementos estructurales soldados deberán estar de acuerdo a las siguientes tolerancias:

- Rectitud de Columnas y Armaduras

Para columnas y elementos principales de armaduras, soldados, para cualquier sección transversal, la variación de rectitud permisible es:

Longitud de menos de 9 m:

$$\frac{3 \text{ mm} \times (\text{N° de metros de longitud total})}{3}$$

Para longitudes de 9 m a 14 m = 10 mm

Para longitudes mayores de 14 m:

$$10 \text{ mm} + \frac{3 \text{ mm} \times (\text{N° de metros de longitud total} - 14)}{3}$$

- Rectitud de Vigas

Para vigas soldadas, para cualquier sección transversal, donde no se ha especificado contraflecha, la variación permisible de rectitud es:

$$\frac{3 \text{ mm} \times (\text{N° de metros de la longitud total})}{3}$$

- Contraflechas de las Vigas

Para vigas soldadas, diferentes de aquellas cuya ala superior esta embebida en concreto, para cualquier sección transversal, la variación permisible de la contraflecha requerida en el ensamblado en taller (para agujeros taladrados para empalmes en el campo o preparación de los empalmes soldados en el campo) es:

a la mitad de la luz:

-0, + 38 mm para luces mayores o iguales que 30 m .
-0, + 19 mm para luces menores que 30 m .

en los apoyos:

0 para los apoyos extremos:
+ 3 mm para los apoyos interiores

en los puntos intermedios:

$$-0, + \frac{4(a)b(1-a/s)}{s}$$

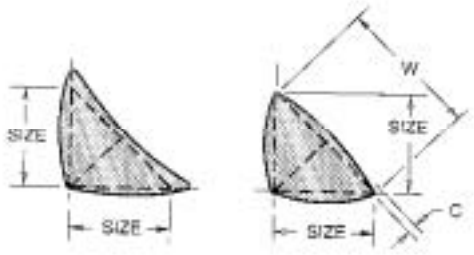
donde:
a = distancia en metros desde el punto de inspección al apoyo más cercano.

s = longitud de la luz en metros.
b = 38 mm para luces mayores o iguales que 30 m.
b = 19 mm para luces menores que 30 m.

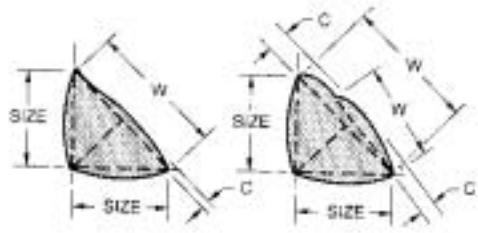
• **Perfiles de la Soldadura**

Todas las soldaduras, excepto como está permitido a continuación, deberán de estar libres de grietas, pliegues, y las discontinuidades de perfiles no conformes.

Perfiles de Soldadura Conformes e Inaceptables



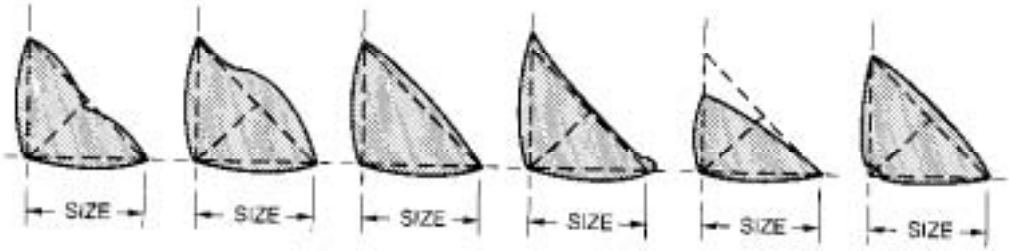
A) Perfiles de Soldadura de Filete Deseables



B) Perfiles de Soldadura de Filete Aceptables

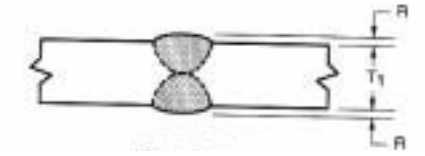
NOTA.- La convexidad c, de una soldadura o glóbulos de superficie individual con dimensiones w no deberá exceder el valor de la siguiente Tabla.

ANCHO DE LA CARA DE SOLDADURA O DE GLÓBULOS DE SUPERFICIE INDIVIDUAL,	MÁXIMA CONVEXIDAD, C
W ≤ 8 mm	1,6 mm
W > 8 mm hasta < 25 mm	3 mm
W ≥ 25 mm	5 mm

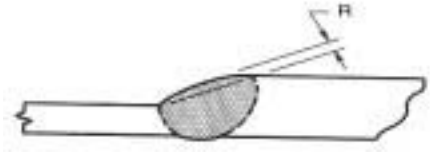


INSUFICIENTE GARGANTA | EXCESIVA CONVEXIDAD | EXCESIVA SOCAVACIÓN | METAL DE APORTE DERRAMADO | CATETO INSUFICIENTE | FUSION INCOMPLETA

C) Perfiles de Soldadura de Filete Inaceptables



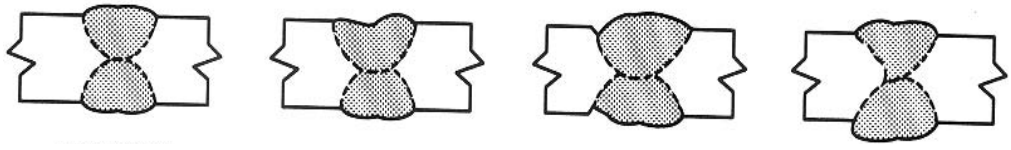
UNION A TOPE – PLANCHAS DE IGUAL ESPESOR



UNION A TOPE (TRANSICIÓN) PLANCHAS DE ESPESORES DESIGUALES

NOTA.- R NO DEBERÁ EXCEDER DE 3 mm

D) Perfiles de Soldadura Acanalada Aceptables en Juntas a Tope



EXCESIVA CONVEXIDAD | INSUFICIENTE GARGANTA | EXCESIVA SOCAVACIÓN | METAL DE APORTE DERRAMADO

E) Perfiles de Soldadura Acanalada Inaceptables en Juntas a Tope

• **Soldadura de Filete.** Las caras de la soldadura de filete pueden ser ligeramente convexas, planas o ligeramente cóncavas, como esta mostrado en la figura anterior. La figura C muestra los perfiles típicos de soldadura de filete inaceptables.

• **Convexidad.** Con excepción de la soldadura exterior en junta de extremos, la convexidad C de una soldadura o un glóbulo de superficie individual no deberá exceder los valores dados en la figura anterior.

• **Soldadura a Tope ó Acanalada**. La soldadura acanalada deberá de ser hecha con un reforzamiento mínimo de la cara a menos que se especifique otra cosa. En el caso de juntas a tope y extremos, el refuerzo de la cara no deberá exceder 3 mm en altura.

• **Superficies Emparejadas.** Las soldaduras a tope que requieran ser emparejadas serán acabadas de tal manera de no reducir el espesor del metal base más delgado o del metal soldado por más de 1 mm ó 5% del material, la que sea menor. El refuerzo remanente no deberá exceder 1 mm de altura. Sin embargo, todos los refuerzos deberán de ser removidos donde la soldadura forme parte de la superficie de contacto o unión. Todos los refuer

zos deben de ser unidos formando una superficie lisa con la plancha, con áreas de transición libres de socavación.

· **Métodos y Valores de Acabado**. Para el acabado se puede usar el cincelado y el ranurado, seguidos por un esmerilado. Donde se requiera acabado superficial, los valores de rugosidad no excederán los 6,3 micrones. Los acabados superficiales con rugosidades mayores de 3,2 micrones hasta 6,3 micrones deberán de tener el acabado paralelo a la dirección del esfuerzo principal. Las superficies acabadas con rugosidades menores ó iguales que 3,2 micrones pueden ser acabadas en cualquier dirección.

Reparaciones

La remoción del metal de aporte o porciones del metal base puede ser hecha por maquinado, esmerilado o ranurado. Esto debe ser hecho de tal manera que el metal de aporte adyacente o el metal base no se vea afectado. El acanalado con oxígeno no deberá ser usado en aceros templados y revenidos. Las porciones de soldadura no conformes deberán de ser eliminadas sin una remoción sustancial del metal base. La superficie deberá limpiarse totalmente antes de la soldadura. El metal de aporte deberá depositarse para compensar cualquier diferencia en tamaños.

· **Opción del Contratista.** El contratista tiene la opción de reparar una soldadura no conforme o remover y remplazar la soldadura total, excepto como sea modificado por el ingeniero supervisor. La soldadura reparada o reemplazada deberá de ser reensayada por el método originalmente usado, y se aplicará el mismo criterio de aceptación técnica y de calidad. Si el contratista elige reparar la soldadura, esta debe de ser corregida de la siguiente manera:

· **Derrames, Excesiva Convexidad, o Excesivo Reforzamiento.** El metal de aporte en exceso deberá de ser removido.

· **Excesiva Concavidad o Depresiones de Soldadura, Soldadura con Menores Dimensiones y Soldaduras Socavadas.** Las superficies deben de ser preparadas y rellenadas con material de aporte adicional.

· **Fusión Incompleta, Excesiva Porosidad de la Soldadura o Presencia de Inclusiones de Escoria**. Las porciones no conformes deberán de ser removidos y resoldadas.

· **Grietas en la Soldadura o Metal Base** . La extensión de la grieta deberá ser evaluada por el empleo de ácidos, inspección con partículas magnéticas, radiografías, ultrasonidos u otro medio que sea adecuado. Se removerán las grietas y metal sano hasta 50 mm de cada borde de las grietas y se resoldará.

· **Limitaciones de Temperaturas en la Reparación por Calor Localizado**. Los miembros estructurales distorsionados por la soldadura deberán de ser enderezados por medios mecánicos o por aplicaciones de cantidades limitadas de calor localizado. La temperatura de las áreas calentadas, medida por métodos aprobados, no deberá exceder 590°C para aceros templados y revenidos ni 650°C para otros aceros. La parte a ser calentada para el enderezado deberá de estar sustancialmente libre de tensiones y fuerzas externas, excepto aquellas tensiones que resultan del método de enderezado mecánico usado en conjunto con la aplicación del calor.

· **Inaccesibilidad de Soldaduras no Conformes** . Si, después que se ha hecho una soldadura no conforme, se realizan trabajos que han originado que la soldadura sea inaccesible o se han creado nuevas condiciones que hacen que las correcciones de la soldadura no conforme sean peligrosas, entonces se debe restaurar las condiciones originales por medio de la remoción de las soldaduras o elementos, ambos antes de que se haga la corrección. Si esto no es hecho, la deficiencia deberá de ser compensada por trabajo adicional realizado de acuerdo a un diseño revisado y aprobado.

Limpieza de la Soldadura

· **Limpieza en el Proceso.** Antes de soldar sobre un metal depositado previamente, o después de cualquier interrupción de la soldadura, se debe remover toda la escoria y se deberá de limpiar con una escobilla de alambre la soldadura y el metal base adyacente.

· **Limpieza de Soldaduras Terminadas.** La escoria debe de ser removida de todas las soldaduras terminadas. Las soldaduras y el metal base adyacente deberán de ser limpiados con escobilla de alambre de acero ú otros medios adecuados. Las salpicaduras de metal adheridas fuertemente y remanentes después de la operación de limpieza son aceptables a menos que se requiera su remoción para realizar los ensayos no destructivos. Las juntas soldadas no serán pintadas hasta que se termine la soldadura y esta haya sido aceptada.

13.2.5. Construcciones Empernadas

Todas las partes de los elementos empernados deberán de estar sujetadas con pines o empernadas y mantenidas rígidamente unidas durante el ensamblaje. El uso de pines en los agujeros para pernos no debe distorsionar el metal o agrandar los agujeros. El inadecuado centrado de los agujeros será causa de rechazo.

Si el espesor del material no es mayor que el diámetro nominal del perno mas 3 mm, se permiten que los agujeros sean obtenidos por punzonado. Si el espesor del material es mayor que el diámetro nominal del perno más 3 mm los agujeros pueden ser obtenidos ya sea por taladrado o subpunzonado y ensanchado. La matriz para todos los agujeros subpunzonados, y las brocas para los agujeros, pretaladrados, deberán de ser como mínimo 2 mm más pequeño del diámetro nominal del perno, los agujeros en planchas de acero A514 con espesores mayores que 13 mm deberán de ser taladrados.

Lainas tipo dedo insertados completamente, con un espesor total de no más de 6mm dentro de una unión, son permitidos en juntas sin cambiar los esfuerzos de diseño (basadas en el tipo de agujero) para el diseño de conexiones. La orientación de dichas lainas es independiente de la dirección de aplicación de la carga.

El uso de pernos de alta resistencia deberá de cumplir los siguientes requisitos:

• Las dimensiones de los pernos cumplirán lo indicado en la Norma ANSI B18.2.1

• Todo el material que se halle dentro de la longitud de fijación del perno será acero, no debiendo existir materiales compresibles. La pendiente de las superficies de contacto con la cabeza del perno o la tuerca no debe exceder de 1:20 respecto a un plano normal al eje del perno.

• Cuando se ensamble la junta, todas las superficies en contacto, incluyendo las superficies adyacentes a la cabeza del perno y la tuerca, deben estar libres de escamas de óxido, suciedad y cualquier otro material extraño. Las rebabas que puedan reducir el apoyo de las partes conectadas deben eliminarse.

13.2.6. Juntas de Compresión

Las juntas de compresión que dependen de la superficie de contacto, como parte de la resistencia del empalme deberán tener la superficie de contacto de las piezas fabricadas individualmente, preparadas por cepillado, cortado con sierra, u otros medios adecuados.

13.2.7. Tolerancias Dimensiónales

Las tolerancia dimensiónales deberán ser como sigue y se indica en la Tabla 13.2.7:

• Es permisible una variación de 1,0 mm en la longitud total de elementos con ambos extremos acabados para apoyo de contacto. Las superficies denotadas como «acabadas» en los planos se definen como aquellas que tienen un valor máximo de altura de rugosidad de 12,6 micrones. Cualquier técnica de fabricación, como corte de fricción, corte frío, cepillado, etc que produzca el acabado arriba indicado puede ser usada.

• Los elementos sin extremos acabados para apoyo de contacto, que serán conectados a otras partes de acero de la estructura, pueden tener una variación de la longitud detallada no mayor que 2,0 mm para elementos de 9,0 m de longitud ó menos, y no mayor que 3,0 mm para elementos con longitudes mayores de 9,0 m.

• A menos que se especifique de otro modo, elementos estructurales, sean perfiles laminados o armados, pueden variar su rectitud dentro de las tolerancias permitidas para los perfiles de ala ancha según lo especificado en ASTM A6, excepto que la tolerancia sobre la desviación de la rectitud de elementos en compresión es 1/1000 de la longitud axial entre puntos con soporte lateral.

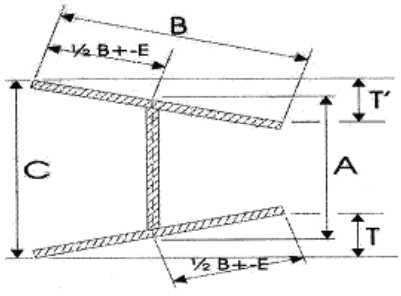
• Los elementos completos deberán estar libres de torcimientos, dobleces y juntas abiertas. Muescas agudas o dobleces son causa de rechazo del material.

• Las vigas y armaduras detalladas sin especificación de contraflecha se fabricarán de manera que, después del montaje, cualquier contraflecha debida al laminado o fabricación de taller quede hacia arriba.

• Cuando los elementos son especificados en los planos o especificaciones con contraflecha, la tolerancia de fabricación en taller será -0/+13 mm para elementos de 15,0 m o menos de longitud, ó -0/+(13 mm + 3,2 mm por cada 3,0 m o fracción de esto, en exceso de 15,0 m) para los elementos sobre los 15,0 m. Los elementos recibidos de la planta de laminación con 75% de la contraflecha especificada no requieren contraflecha adicional. Para propósitos de inspección la contraflecha debe ser medida en el taller de fabricación en la condición sin esfuerzo.

• Cualquier desviación permisible en el peralte de las vigas, puede resultar en un cambio abrupto en el peralte en las zonas de empalmes. Tal diferencia en el peralte en una junta empernada, dentro de las tolerancias prescritas, es compensada con planchas de relleno. En juntas soldadas, el perfil de la soldadura, puede ser ajustado conforme a la variación en altura, siempre y cuando se proporcione la sección mínima requerida de soldadura y la pendiente de la superficie de la soldadura cumpla con los requisitos de la Norma AWS.

TABLA 13.2.7



VARIACIONES PERMISIBLES EN LA SECCIÓN RECTA

SECCIÓN NOMINAL (mm)	A, PERALTE (mm)		B, ANCHO DEL ALA (mm)		T + T' Alas inclinadas máximo (mm)	E[a] Almas inclinadas máximo (mm)	C Peralte máxima de cualquier sección recta mayor que el peralte nominal (mm)
	Mayor que la nominal	Menor que la nominal	Mayor que la nominal	Menor que la nominal			
Hasta 305	3,0	3,0	6,0	5,0	6,0	5,0	6,0
Mas de 305	3,0	3,0	6,0	5,0	8,0	5,0	6,0

VARIACIONES PERMISIBLES EN LONGITUD

PERFILES W	Variaciones de la longitud especificada (mm)			
	Menor o igual a 9 m		Mayores a 9 m	
	Mayor	Menor	Mayor	Menor
Vigas de 610 mm y menor en peralte nominal	10,0	10,0	10,0 + 1,6 por cada 1,5 m adicionales o una fracción de este	10,0
Vigas de mas de 610 mm de peralte nominal; todas las columnas	13,0	13,0	13,0 + 1,6 por cada 1,5 m adicionales o una fracción de este	13,0

(a)Variación en 8,0 mm (máx.) para secciones con peso mayor que 6400 N/m

OTRAS VARIACIONES PERMISIBLES

Variaciones en área y peso: +/- 2,5% de la cantidad nominal ó especificada Extremos desalineados: 0,4 mm por cada 25,0 mm de peralte, ó de ancho de ala si ésta es mayor que el peralte

CONTRAFLECHA Y COMBADURA

Tamaños	Longitud	Variaciones permisibles en mm	
		Contraflecha	Combadura
Tamaños con ancho de alas igual o mayor que 150 mm	Todas	3,2 mm x (longitud total en metros) / 3,0	
Tamaños con ancho de alas menores que 150 mm	Todas	3,2 mm x (longitud total en metros) /3,0	3,2 mm x (longitud total en metros) /1,5
	Hasta 14,0 m	3,2 mm x (longitud total en metros) / 3,0; con 10,0 mm (máx.)	
Ciertas secciones con el ancho de ala aproximadamente igual al peralte y especificado en el pedido como columna [b]	Sobre 14,0 m	10,0 mm +[3,2 mm x (longitud total en metros -14) / 3,0]	

[b] Aplicable sólo para W8x31 y más pesadas W12x65 y más pesadas, W14x90 y más pesadas. Si las otras secciones son especificadas como columnas, las tolerancias estarán sujetas a negociación con el fabricante.

13.2.8. Acabado de Bases de Columna

Las bases de columnas y las planchas de base deberán de ser acabadas de acuerdo con los siguientes requerimientos:

1) Se permite las planchas de apoyo de acero con espesores de 50 mm o menos sin cepillado si se obtiene un apoyo de contacto satisfactorio. Se permite que las planchas de base de acero con espesores mayores de 50mm pero no mayores que 100 mm sean enderezadas por prensado o, si no se dispone de prensas, por el cepillado de todas las superficies de apoyo (excepto como fue indicado en el subpárrafo N°2 y 3 de esta Sección), para tener un contacto satisfactorio.

2) La superficie inferior de las planchas de apoyo que son fijadas con grouting para asegurar un contacto de apoyo total a la cimentación no necesitan ser cepilladas.

3) La superficie superior de las planchas de apoyo no necesitan ser cepilladas si se usa soldaduras de penetración total entre la columna y la plancha de apoyo.

13.3. PINTADO EN EL TALLER

13.3.1. REQUERIMIENTOS GENERALES

El pintado en taller corresponde al recubrimiento base del sistema de protección. Protege al acero por solamente un corto período de exposición en condiciones atmosféricas ordinarias, y se considera como un recubrimiento temporal y provisional. El fabricante no asume responsabilidad por el deterioro de esta capa base que pueda resultar de la exposición a condiciones atmosféricas ordinarias, ni de la exposición a condiciones corrosivas mas severas que las condiciones atmosféricas ordinarias.

En ausencia de otros requerimientos en los planos o especificaciones, el fabricante limpiará a mano el acero de residuos de oxidación, escamas de laminación, suciedad y otras sustancias extrañas, antes del pintado, con un cepillo de alambre o por otros métodos elegidos por el fabricante conforme a los requerimientos del fabricante de la pintura.

A menos que sea específicamente excluida, la pintura se aplicará con brocha, pulverizador, rodillo o inmersión, a elección del fabricante. Cuando se use el término recubrimiento de taller o pintura de taller, sin un sistema de pintura especificado, el fabricante aplicará una pintura estándar con un mínimo de películas seca de un mil.

El acero que no requiera pintado en taller se limpiará de aceite o grasa con solventes limpiadores y se eliminará la suciedad y otras sustancias extrañas, con escobilla de alambre u otros sistemas adecuados.

Se esperan abrasiones causadas por el manipuleo después del pintado. El retocado de estas áreas es responsabilidad del contratista, quien las reparará en el lugar de la obra.

No se requiere el pintado en el taller a menos que esté especificado en los planos y especificaciones.

13.3.2. Superficies Inaccesibles

Excepto para superficies en contacto, las superficies inaccesibles después del ensamblado en el taller deberán de ser limpiadas y pintadas antes del ensamblaje, si es requerido en los planos o especificaciones.

13.3.3. Superficies en Contacto

El pintado es permitido incondicionalmente en las conexiones tipo aplastamiento. Para conexiones críticas de deslizamiento, las superficies en contacto deberán cumplir los siguientes requisitos:

• En juntas que no se pinten, debe dejarse sin pintar un área que esté a 25mm o un diámetro del perno del borde de cualquier hueco y además el área dentro del grupo de pernos.

• En juntas especificadas como pintadas, las superficies en contacto serán arenadas y cubiertas con una pintura calificada como Clase A ó B mediante ensayos que cumplan el «Test Method to Determine the Slip Coefficient for Coatings Used in Bolted Joints» del Research Council on Structural Connections. El fabricante de la pintura debe entregar un copia certificada de estos ensayos.

• Las juntas pintadas no deben ensamblarse antes que la pintura se haya curado por un tiempo mínimo igual al empleado en los ensayos de calificación.

• Las superficies de contacto especificadas como galvanizadas, lo serán por inmersión en caliente de acuerdo con la Norma ASTM A123 y serán posteriormente rasqueteadas manualmente con escobillas de alambre. No se permitirá el uso de rasqueteadoras eléctricas.

• No se permitirá el empleo de pernos usados A490 y galvanizados A325. Otros pernos A325 puedan volverse a usar si esta autorizado por el Proyectista. El reajustado de pernos que se puedan haber aflojado no se considera como un nuevo uso.

13.3.6. Superficies Acabadas por Maquinado

Las superficies acabadas por maquinado deberán de ser protegidas contra la corrosión por un revestimiento inhibidor de corrosión que pueda ser removido antes del montaje, o que tenga las características que hacen que su remoción antes del montaje sea innecesaria.

13.3.5. Superficies Adyacentes a las Soldaduras en Obra

A menos que se especifique otra cosa en los planos y especificaciones, las superficies dentro de los 50 mm de cualquier punto de soldadura en obra deberán de estar libre de materiales que pueden impedir una soldadura apropiada ó producir humos o gases perjudiciales durante la soldadura.

13.4. MONTAJE

13.4.1. Método de Montaje

El montador procederá a usar el método más eficiente y económico de montaje, así como una secuencia de montaje, consistente con los planos y especificaciones.

13.4.2. Condiciones del Lugar de la Obra

De acuerdo al contrato, se debe proporcionar y mantener acceso al lugar de la obra y a través de la misma para el movimiento seguro de los equipos de montaje y las estructuras a montarse. Especial cuidado se debe tener con la remoción o reubicación de líneas de energía eléctrica, teléfono, gas, agua, desagüe y otras, de forma de tener un área de trabajo segura. El estricto cumplimiento de la **NTE E.120 Seguridad Durante la Construcción**, es de vital importancia para el montaje seguro de las estructuras.

13.4.3. Cimentaciones

El ejecutor de la obra civil es responsable de la ubicación precisa, resistencia y accesibilidad a todas las cimentaciones de las estructuras metálicas.

13.4.4. Ejes de Edificación y Puntos de Nivel de Referencia

Es responsabilidad del ejecutor de la obra civil seguir la ubicación precisa de los ejesde edificación y puntos de nivel de referencia en el lugar de ubicación de la estructura. El montador deberá contar con un plano de obra que incluya toda la información descrita.

13.4.5. Instalación de Pernos de Anclaje y Otros

13.4.5.1. La ubicación de los pernos de anclaje serán responsabilidad del contratista de la obra civil conforme a un plano aprobado; su ubicación no variará de las dimensiones mostradas en los planos de montaje en más de las siguientes tolerancias de montaje:

a) 3,0 mm centro a centro de dos pernos cualquiera dentro de un grupo de pernos de anclaje, donde un grupo de pernos de anclaje se define como un conjunto de pernos, que reciben un elemento individual de acero.

b) 6,0 mm centro a centro de grupos de pernos de anclaje adyacentes.

c) Elevación de la cabeza del perno: ±13 mm

d) Una acumulación de 6,0 mm en 30 m a lo largo del eje de columnas establecido con múltiples grupos de pernos de anclaje, pero no debe exceder un total de 25 mm, donde el eje de columna establecido es el eje real de obra mas representativo de los centros de los grupos de pernos como han sido instalados a lo largo del eje de columnas.

e) 6,0 mm desde el centro de cualquier grupo de pernos de anclaje al eje de columnas establecido para el grupo.

f) Las tolerancias de los párrafos b, c y d se aplican a las dimensiones desplazadas mostrados en los planos, medidas paralelamente y perpendicularmente al eje de columna establecido más cercano a las columnas individuales mostradas en los planos a ser desplazados de los ejes establecidos de las columnas.

13.4.5.2. A menos que se indique de otra forma los pernos de anclaje se colocan perpendiculares a la superficie teórica de apoyo.

13.4.5.3. Dispositivos de apoyo

El contratista de la obra civil, coloca en los ejes y niveles todas las planchas de nivelación, tuercas de nivelación y planchas de apoyo, que pueden ser manipuladas sin plumas o grúas de izaje. Todos los otros dispositivos de apoyo de las estructuras son colocados y acuñados, enlainados o ajustados con pernos de nivelación por el montador conforme a los ejes y niveles establecidos en los planos. El fabricante de la estructura metálica proporciona las cuñas, lainas y pernos de nivelación que son requeridas y describe claramente los dispositivos de anclaje con los ejes de trabajo para facilitar su adecuado alineamiento.

A la brevedad luego de la instalación de los dispositivos de apoyo, el contratista de la obra civil verifica los ejes, niveles y la inyección del mortero de relleno conforme se requiera. La ubicación final y la adecuada inyección del mortero de relleno son de responsabilidad del contratista de la obra civil.

Las tolerancias de elevación relativas a los niveles establecidos de los dispositivos de apoyo instalados por el contratista de la obra civil son ± 3,0 mm.

13.4.6. Material de Conexión de Campo

13.4.6.1. El fabricante proporciona detalles de las conexiones de acuerdo con las exigencias de los planos y especificaciones técnicas.

13.4.6.2. Cuando el fabricante se encarga del montaje de la estructura metálica, debe suministrar todos los materiales requeridos para las conexiones temporales y per-

manentes de los elementos estructurales que componen la estructura.

13.4.6.3. Cuando el montaje no es realizado por el fabricante, este deberá suministrar el siguiente material para las conexiones de obra:

a) Los pernos en el tamaño requerido y en cantidad suficiente para todas las conexiones de obra que serán permanentemente empernados. A menos que se especifiquen pernos de alta resistencia, se suministrarán pernos comunes A-307. Se debe suministrar un 2% adicional de cada tamaño de perno.

b) Las planchas de relleno mostradas como necesarias para la presentación de las conexiones permanentes de los elementos estructurales.

c) Las barras o platinas de respaldo que puedan requerirse para la soldadura de obra.

13.4.6.4. El montador proporcionará todos los electrodos de soldadura, pernos de ajuste y pasadores que serán usados en el montaje de la estructura metálica.

13.4.7. Apoyos Temporales de la Estructura de Acero

13.4.7.1. El montador determinará, proporcionará e instalará los apoyos temporales tales como: tirantes temporales, arriostres, obra falsa y otros elementos requeridos para las operaciones de montaje. Estos apoyos temporales asegurarán a la estructura metálica o a cualquiera de sus partes contra cargas comparables a aquellas para las cuales la estructura fue diseñada, resultantes de la acción del viento, sismos y operaciones de montaje.

13.4.7.2. Estructuras autosoportantes

Una estructura autosoportante es aquella que proporciona la estabilidad y resistencia requerida para soportar las cargas de gravedad y las de viento y sismo sin interactuar con otros elementos estructurales. El montador suministrará e instalará solamente aquellos soportes temporales que son necesarios para asegurar cualquier elemento de la estructura metálica hasta que sean estables sin apoyos externos.

13.4.7.3. Estructuras no autosoportantes

Una estructura no autosoportante es aquella que, cuando está totalmente ensamblada y conectada, requiere interactuar con otros elementos que no forman parte de la estructura de acero, para tener estabilidad y resistencia para resistir las cargas para las cuales la estructura ha sido diseñada. Tales estructuras serán designadas claramente como estructuras no autosoportantes. Los elementos mayores que no forman parte de la estructura de acero, tales como diafragmas metálicos, muros de corte de albañilería y/o concreto armado, serán identificados en los planos y especificaciones técnicas.

Cuando los elementos que no son de acero estructural interactúan con los elementos de la estructura de acero para proporcionar estabilidad y/o resistencia para soportar las cargas, el contratista de la obra civil es responsable de la adecuación estructural y de la instalación a tiempo de tales elementos.

13.4.7.4. Condiciones especiales de montaje

Cuando el concepto de diseño de una estructura depende del uso de andamios, gatas o cargas, las cuales deben ser ajustadas conforme el montaje progresa para instalar o mantener contraflechas o presfuerzo, tal requerimiento deberá estar indicado en los planos y especificaciones técnicas.

13.4.8. Tolerancias de la Estructura

13.4.8.1. Dimensiones generales

Se aceptan variaciones en las dimensiones generales terminadas de las estructuras. Tales variaciones se considerarán que están dentro de los límites de una buena práctica de montaje cuando ellas no exceden los efectos acumulados de las tolerancias de laminación, tolerancias de fabricación y tolerancias de montaje.

13.4.8.2. Puntos y ejes de trabajo

Las tolerancias de montaje se definen con relación a los puntos de trabajo del elemento y a ejes de trabajo como sigue:

a) Para elementos distintos a elementos horizontales, el punto de trabajo del elemento es el eje centroidal en cada extremo del elemento.

b) Para elementos horizontales, el punto de trabajo es el eje centroidal del ala superior en cada extremo.

c) Estos puntos de trabajo pueden ser substituidos por otros por facilidad de referencia, siempre que estén basados en estas definiciones.

d) El eje de trabajo de un elemento es una línea recta que conecta los puntos de trabajo del elemento.

13.4.8.3. Posición y alineamiento

Las tolerancias de posición y alineamiento de los puntos y ejes de trabajo de los elementos son como sigue:

13.4.8.3.1. Las columnas individuales se consideran aplomadas si la desviación del eje de trabajo no excede 1:500, sujeta a las siguientes limitaciones:

a) Los puntos de trabajo de columnas adyacentes a las cajas de acensores pueden estar desplazados no mas de 25 mm del eje de columnas establecido, en los primeros 20 pisos; encima de este nivel el desplazamiento puede ser incrementado en 0,75 mm por cada piso individual hasta un máximo de 50 mm.

b) Los puntos de trabajo de columnas exteriores pueden ser desplazados del eje de columnas establecido no mas de 25 mm hacia adentro, ni mas de 50 mm hacia fuera del eje del edificio en los primeros 20 pisos; por encima de este piso el desplazamiento puede ser incrementado 1,5 mm por cada piso adicional pero no puede exceder un total desplazado de 50 mm hacia adentro ni 75 mm hacia fuera del eje de la edificación.

c) Los puntos de trabajo de columnas exteriores en cualquier nivel de empalme para edificios de múltiples pisos y en lo alto de columnas de edificios de un piso no pueden caer fuera de una envolvente horizontal paralela al eje del edificio de 40 mm de ancho para edificios de hasta 90 metros de longitud. El ancho de la envolvente puede ser incrementado en 13 mm por cada 30 metros adicionales en longitud, pero no puede exceder 75 mm.

d) Los puntos de trabajo de columnas exteriores pueden estar desplazados del eje de columnas establecido en una dirección paralela al eje del edificio no mas de 50 mm en los primeros 20 pisos, encima de este piso el desplazamiento puede ser incrementado en 1,5 mm por cada piso adicional, pero no pueden exceder un desplazamiento total de 75 mm paralelo al eje del edificio.

13.4.8.3.2. Elementos diferentes a columnas

a) El alineamiento de elementos consistentes de una sola pieza recta sin empalmes de obra, excepto elementos en volado, es considerado aceptable si la variación en alineamiento es causada solamente por la variación del alineamiento de columnas y/o por el alineamiento de elementos soportantes principales dentro de los límites permisibles para la fabricación y montaje de tales elementos.

b) La elevación de elementos conectados a columnas es considerada aceptable si la distancia desde el punto de trabajo del elemento a la línea superior de empalme de la columna no se desvía más de 5 mm o menos de 8 mm de la distancia especificada en los planos.

c) La elevación de elementos distintos a los conectados a columnas, los cuales consisten de piezas individuales, se considera aceptable si la variación en la elevación real es causada solamente por la variación en elevación de los elementos de soporte, los cuales están dentro de los límites permisibles para la fabricación y montaje de tales elementos.

d) Piezas individuales, las que son partes de unidades ensambladas en obra y contienen empalmes de obra entre puntos de apoyo, se consideran aplomadas, niveladas y alineadas si la variación angular del eje de trabajo de cada pieza relativa al plano de alineamiento no excede 1: 500.

e) La elevación y alineamiento de elementos en volado será considerada aplomada, nivelada y alineada si la variación angular del eje de trabajo desde una línea recta extendida en la dirección plana desde el punto de trabajo a su extremo de apoyo no excede 1: 500.

f) La elevación y alineamiento de elementos de forma irregular será considerada aplomada, nivelada y alineada si los elementos fabricados están dentro de sus tolerancias y sus elementos de apoyo o elementos están dentro de las tolerancias especificadas en esta Norma.

https://waltervillavicencio.com

13.4.8.3.3. Elementos anexados

Las tolerancias en posición y alineamiento de elementos anexados como dinteles, apoyo de muros, ángulos de borde y similares serán como sigue:

a) Los elementos anexados se consideran propiamente ubicados en su posición vertical cuando su ubicación esta dentro de 9 mm de la ubicación establecida desde la línea superior de empalme de la columna mas cercana a la ubicación del apoyo como se especifique en los planos.

b) Los elementos anexados se consideran propiamente ubicados en su posición horizontal cuando su ubicación esta dentro de 9 mm de la correcta ubicación relativa al eje de acabado establecido en cualquier piso particular.

c) Los extremos de elementos anexados se consideran propiamente ubicados cuando están alineados dentro de 5 mm entre uno y otro vertical y horizontalmente.

13.4.9. Corrección de Errores

Las operaciones normales de montaje incluyen la corrección de defectos menores con moderadas operaciones de agrandado de agujeros, recortes, soldadura o corte y el posicionado de elementos mediante el uso de punzones. Los errores que no puedan ser corregidos con las operaciones mencionadas o los cuales requieran cambios mayores en la configuración de los elementos deberán reportarse inmediatamente al supervisor de obra y al fabricante por parte del montador para establecer la responsabilidad en la corrección del error o para aprobar el método más adecuado de corrección a ser empleado.

13.4.10. Manipulación y Almacenamiento

El montador tomará un cuidado razonable en la adecuada manipulación y almacenamiento del acero durante las operaciones de montaje para eliminar la acumulación de suciedad y sustancias extrañas.

13.5. CONTROL DE CALIDAD

El fabricante deberá proporcionar procedimientos de control de calidad hasta un nivel en que considere necesario para asegurar que todo el trabajo se realice de acuerdo con esta especificación. Además de los procedimientos de control de calidad del fabricante, el material y la mano de obra pueden ser sujetos a inspección en cualquier momento por inspectores calificados que representen al propietario. Si se requiere que tales inspecciones sean realizadas por representantes del propietario, esto deberá estar establecido en los documentos de diseño.

13.5.1. Cooperación

En lo posible, toda inspección realizada por representantes del propietario deberá de ser hecha en la planta del fabricante. El fabricante cooperará con el inspector, permitiendo el acceso a todos los lugares donde se está haciendo el trabajo. El inspector deberá programar su trabajo de manera de interferir en lo mínimo el trabajo del fabricante.

13.5.2. Rechazos

El material o mano de obra que no cumpla razonablemente con las disposiciones de esta Norma puede ser rechazado en cualquier momento durante el avance del trabajo. El fabricante recibirá copias de todos los reporte suministrados al propietario por el inspector.

13.5.3. Inspección de la Soldadura.

Requerimientos Generales

• Alcance

a) Inspección y Estipulaciones del Contrato. La inspección y ensayo durante la fabricación serán realizados antes del ensamblaje, durante el ensamblaje, durante la soldadura y después de la soldadura para asegurar que los materiales y la mano de obra cumplan los requisitos de los planos y especificaciones técnicas.

La inspección y los ensayos de verificación serán realizados y los resultados serán informados al propietario y al contratista de una manera oportuna para evitar retrasos en el trabajo.

La inspección y ensayos durante la fabricación y montaje son de responsabilidad del contratista, a menos que se establezca otra cosa en los documentos del contrato.

b) Requerimiento de Calificación del Inspector.

Bases para la Calificación. Los inspectores responsables de la aceptación o rechazo del material y la mano de obra empleada deberán de ser calificados. La base para la calificación del inspector deberá de ser documentada. Si el ingeniero proyectista elige especificar las bases para la calificación del inspector, estas deberán aparecer en los planos o especificaciones técnicas o documentos del contrato.

Las bases de calificación aceptables son las siguientes:

1) Inspector de soldadura certificado por el AWS.

2) Inspector de soldadura certificado por una institución autorizada para realizar este tipo de certificación.

Examen de la Vista. Los inspectores deberán pasar un examen de la vista, con o sin lentes correctores cada 3 años o menos para probar que tienen una agudeza de visión adecuada.

c) Inspección de Materiales.

El inspector deberá de asegurar que se use sólo materiales que cumplan los requisitos de esta Norma.

• Inspección de los Procedimientos de Soldadura (WPS) y de los Equipos

El inspector deberá revisar todos los procedimientos a ser usados para el trabajo y deberá asegurarse que ellos cumplan los requisitos de esta Norma.

El inspector deberá inspeccionar los equipos de soldadura a usarse en el trabajo para asegurar que cumplan los requisitos de esta Norma.

• Inspección de la Calificación del Soldador

El inspector sólo debe permitir que la soldadura sea realizada por soldadores, operadores de soldadura y soldadores provisionales que sean calificados o deberá de asegurarse que cada uno de ellos haya demostrado previamente tal calificación bajo otra supervisión aceptable.

• Inspección del Trabajo y los Registros

El inspector deberá asegurar que el tamaño, la longitud y ubicación de todas las soldaduras cumplan los requisitos establecidos en los planos y que no se haya añadido soldaduras no especificadas sin aprobación.

El inspector deberá asegurarse que se haya empleado sólo procedimientos que cumplan las provisiones de esta Norma.

El inspector debe asegurarse que los electrodos se usen sólo en la posición y con el tipo de corriente y polaridad para los cuales están clasificados.

El inspector deberá, a intervalos adecuados, observar la preparación de juntas, las practicas de ensamblaje, las técnicas de soldadura y los rendimiento de cada soldador, para asegurarse que se cumpla los requisitos de esta Norma.

El inspector deberá mantener un registro de calificaciones de todos los soldadores, así como de todas las calificaciones de los procedimientos de soldadura (WPS) u otros ensayos realizados y otras informaciones que se puedan requerir.

El inspector deberá examinar el trabajo para asegurarse que cumpla los requisitos de esta Norma. Otros criterios de aceptación, diferentes de aquellos especificados en la Norma, pueden ser usados cuando sean aprobados por el ingeniero proyectista. El tamaño y el contorno de la soldadura deberán de ser medidos con calibradores adecuados. El examen visual de grietas en soldaduras y en el metal base y otras discontinuidades deberá de ser realizado con luz potente y lunas de aumento u otros dispositivos que pueden ayudar.

d) Criterios de Aceptación

• Alcance.

La extensión del examen y los criterios de aceptación deberán de estar especificados en los planos o especificaciones técnicas o documentos de contrato.

• Inspección visual

Todas las soldaduras deberán de ser visualmente inspeccionadas y serán aceptables si satisfacen los criterios de la Tabla 13.5.3.

Cuando se requiera que la inspección visual sea realizada por inspectores de soldadura certificados, esto deberá de ser especificada en los planos ó especificaciones técnicas o documentos de contrato.

https://waltervillavicencio.com

TABLA 13.5.3
CRITERIOS DE ACEPTACIÓN EN LA INSPECCIÓN VISUAL

Categoría de Discontinuidad y Criterio de Inspección	Conexiones de Elementos No Tubulares Cargadas Estáticamente	Conexiones de elementos No Tubulares Cargadas Cíclicamente	Conexiones de Elementos Tubulares (Todas las Cargas)
1) Prohibición de Grietas La soldadura no debe tener grietas.	X	X	X
2) Fusión de la Soldadura/ Metal de Base Debe existir una completa fusión entre los diferentes cordones de soldadura y entre la soldadura y el metal base.	X	X	X
3) Sección Recta del Cráter Todas las cavidades deberán ser llenadas a la sección recta completa, excepto en los extremos de las soldaduras de filete intermitentes fuera de su longitud efectiva.	X	X	X
(4) Perfil de Soldadura Los perfiles de soldadura deberán de estar de acuerdo con 13.2.4.e	X	X	X
(5) Tiempo de Inspección La inspección visual de las soldaduras en todos los aceros puede empezar inmediatamente después que la soldadura completa se haya enfriado a temperatura ambiente. Los criterios de inspección para los aceros ASTM A514, A517 estarán basadas en la inspección visual realizada a no menos de 48 horas después de finalizada la soldadura.	X	X	X
(6) Menor Tamaño de Soldadura Una soldadura de filete en cualquier soldadura continua simple, puede tener un menor tamaño, que el tamaño nominal del filete especificado por 1,6 mm sin corrección, si la porción de menor tamaño de la soldadura no excede el 10% de la longitud de la soldadura. En la soldadura de alma a ala en vigas, no se permite el menor tamaño de soldadura, en los extremos, para una longitud igual a 2 veces el ancho del ala.	X	X	X
7) Socavación **(A)** Para materiales menores que 25 mm de espesor, la socavación no excederá 1mm con la excepción que se permite un máximo de 1,6 mm para una longitud acumulada de 50 mm en cualquier tramo de 300 mm. Para materiales iguales o mayores que 25 mm de espesor, la socavación no excederá 1,6 mm para cualquier longitud de soldadura.	X		
(B) En miembros principales, la socavación no será mayor que 0,25 mm de profundidad cuando la soldadura es transversal al esfuerzo de tracción bajo cualquier condición de carga de diseño y menor de 1 mm de profundidad para todos los otros casos.		X	X
8) Porosidad **(A)** La soldadura acanalada de penetración total en uniones a tope transversales a la dirección del esfuerzo calculado de tracción no debe tener porosidad alargada visible. Para todas las otras soldaduras acanaladas y para soldaduras de filete, la suma de la porosidad alargada visible con diámetros de 1mm y mayores no deberá exceder 10mm en cualquier tramo de 25 mm de soldadura y no deberá exceder 19mm en cualquier tramo de 300 mm de longitud de soldadura.	X		
(B) La frecuencia de la porosidad alargada en soldaduras de filete no deberá exceder una en 100mm de longitud de soldadura y el diámetro máximo no deberá exceder 2mm. Excepción: para soldaduras de filete conectando rigidizadores al alma, la suma de los diámetros de porosidad alargada no excederá 10mm en cualquier tramo lineal de 25mm y no excederá 19mm en cualquier tramo de 300mm de longitud de soldadura.		X	X
(C) La soldadura acanalada de penetración total en conexiones a tope transversales a la dirección del esfuerzo calculado de tracción, no deberán tener porosidad alargada. Para todas las otras soldaduras acanaladas, la frecuencia de la porosidad alargada no excederá de una en 100mm de longitud y el diámetro máximo no deberá exceder 2mm .		X	X

• Ensayo de partículas magnéticas y líquidos penetrantes

Las soldaduras que están sujetas a ensayos de partículas magnéticas y líquidos penetrantes, en adición a la inspección visual, deberán ser evaluadas sobre la base de los requisitos para la inspección visual. Los ensayos serán realizados de acuerdo con la Norma ASTM E709, y los criterios de aceptación deberán estar de acuerdo con la Sección 6, parte C de la Norma ANSI/AWS D1.1, lo que sea aplicable.

• Ensayos no Destructivos

Excepto para conexiones de elementos tubulares, todos los métodos de ensayos no destructivos, incluyendo requisitos y calificaciones de equipo, calificación del personal, métodos operativos de equipo y los criterios de aceptación, deberán de estar de acuerdo con la Sección 6, Inspección de la Norma ANSI/AWS D1.1. Las Soldaduras sujetas a ensayos no destructivos deben de ser aceptables por la inspección visual de acuerdo con la Tabla 13.5.3

Los ensayos de soldaduras sujetas a ensayos no destructivos pueden empezar inmediatamente después que

https://waltervillavicencio.com

la soldadura terminada se haya enfriado a temperatura ambiente.

Cuando se requiera ensayos no destructivos, el proceso, la extensión y los criterios de aceptación deberán estar claramente definidos en los planos o especificaciones técnicas o documentos de contrato.

13.5.4. Inspección de Conexiones con Pernos de Alta Resistencia de Deslizamiento Crítico.

La inspección de las conexiones empernadas de alta resistencia de deslizamiento crítico deberá cumplir los siguientes requisitos:

• Todas las conexiones deben inspeccionarse para asegurar que las distintas superficies de los elementos conectados tengan un contacto pleno.

En todas las conexiones, el inspector observará la instalación y el ajuste de los pernos para asegurar que se hagan de acuerdo con uno de los procedimientos indicados en 10.3.1.

• Si se ha especificado o se considera la verificación de la tracción aplicada a los pernos, el inspector verificará el torque aplicado a los pernos mediante una llave de torsión manual con un indicador de torque. No se aceptan relaciones torque a tracción obtenidas de tablas o fórmulas. La relación se debe determinar en un ensayo con un aparato medidor de tracciones por un Laboratorio de Ensayos de Materiales, competentes. La llave de torsión debe calibrarse diariamente con este aparato. En este caso debe inspeccionarse el 10% de los pernos pero no menos de dos, seleccionados al azar. Si se encuentra algún perno incorrectamente ajustado, se verificarán todos los pernos.

13.5.3. Identificación del Acero

El fabricante deberá de ser capaz de acreditar por medio de un certificado de calidad o por ensayos, la calidad del material que se está empleando en la fabricación de una estructura.

APÉNDICE 2
REQUISITOS DE DISEÑO

El Apéndice 2.5.1 proporciona una definición amplia de los límites de las relaciones ancho/espesor para almas en flexo-compresión. El Apéndice B5.3 se aplica al diseño de miembros que contienen elementos esbeltos en compresión.

2.5. PANDEO LOCAL

2.5.1. Clasificación de las Secciones de Acero

Para elementos con alas desiguales y con almas en flexo-compresión, λ_r para el estado límite de pandeo local del alma es:

$$\lambda_r = \frac{665}{\sqrt{F_y}}\left(1+2{,}83\left(\frac{h}{h_c}\right)\left(1-\frac{P_u}{\phi_b P_y}\right)\right) \qquad \text{(A-2.5-1)}$$

$$\frac{3}{4} \le \frac{h}{h_c} \le \frac{3}{2}$$

Para elementos con alas desiguales y con almas solicitadas solamente a flexión, λ_r para el estado límite de pandeo local del alma es:

$$\lambda_r = \frac{665}{\sqrt{F_y}}\left(1+2{,}83\left(\frac{h}{h_c}\right)\right) \qquad \text{(A-2.5-2)}$$

$$\frac{3}{4} \le \frac{h}{h_c} \le \frac{3}{2}$$

donde λ_r, h y h_c se definen en la Sección 2.5.1.

Estas substituciones se harán en el Apéndice 6 y el Capítulo 7 cuando se apliquen a elementos con alas desiguales. Si el ala en compresión es mayor que el ala en tracción, λ_r se determinará usando las Ecuaciones A-2.5-1, A-2.5-2 ó la Tabla 2.5.1.

2.5.3. Secciones con Elementos Esbeltos en Compresión.

Los miembros cargados axialmente que contienen elementos sometidos a compresión con relaciones ancho / espesor mayores que los λ_r aplicables conforme a la Sección 2.5.1, se dimensionarán de acuerdo a este Apéndice. Los miembros en flexión con elementos esbeltos en compresión se diseñarán de acuerdo al Apéndice 6 y el Capítulo 7. Los miembros en flexión con relaciones no cubiertas por el Apéndice 6.1 se diseñarán de acuerdo con este Apéndice.

2.5.3a. Elementos no Rigidizados en Compresión

La resistencia de diseño de elementos no rigidizados en compresión con relaciones ancho/espesor mayores que los λ_r aplicables conforme a la Sección B5.1 se diseñarán con un factor de reducción Q_s. El valor de Q_s se determinará de las Ecuaciones A-B5-3 a A-B5-10 como sea aplicable. Cuando tales elementos comprenden el ala en compresión de elementos en flexión, el máximo esfuerzo de flexión requerido no excederá $\phi_b F_y Q_s$, con $\phi_b = 0{,}90$. La resistencia de diseño de elementos en compresión axial se modificará por el factor de reducción Q apropiado, conforme el Apéndice 2.5.3c.

(a) Para ángulos simples:

cuando $\frac{200}{\sqrt{F_y}} < b/t < \frac{407}{\sqrt{F_y}}$:

$$Q_s = 1{,}34 - 0{,}0017\frac{b}{t}\sqrt{F_y} \qquad \text{(A-2.5-3)}$$

cuando $b/t \ge \frac{407}{\sqrt{F_y}}$:

$$Q_s = \frac{107000}{F_y\left(\frac{b}{t}\right)^2} \qquad \text{(A-2.5-4)}$$

(b) Para alas, ángulos y planchas que se proyectan de vigas laminadas o columnas u otros elementos en compresión:

cuando $\frac{250}{\sqrt{F_y}} < b/t < \frac{464}{\sqrt{F_y}}$:

$$Q_s = 1{,}415 - 0{,}00166\frac{b}{t}\sqrt{F_y} \qquad \text{(A-2.5-5)}$$

cuando $b/t \ge \frac{464}{\sqrt{F_y}}$:

$$Q_s = \frac{138000}{F_y\left(\frac{b}{t}\right)^2} \qquad \text{(A-2.5-6)}$$

(c) Para alas, ángulos y planchas que se proyectan de columnas armadas u otros elementos en compresión:

cuando $\frac{287}{\sqrt{\frac{F_y}{k_c}}} < b/t < \frac{526}{\sqrt{\frac{F_y}{k_c}}}$:

$$Q_s = 1{,}415 - 0{,}00145\frac{b}{t}\sqrt{\frac{F_y}{k_c}} \qquad \text{(A-2.5-7)}$$

cuando $b/t \ge \frac{526}{\sqrt{\frac{F_y}{k_c}}}$:

$$Q_s = 180000\frac{k_c}{F_y\left(\frac{b}{t}\right)^2} \qquad \text{(A-2.5-8)}$$

El coeficiente k_c se calculará como sigue:

(a) Para perfiles I:

$$k_c = \frac{4}{\sqrt{\frac{h}{t_w}}}\ ;\ 0{,}35 \le k_c \le 0{,}763$$

donde

h = altura del alma
t_w = espesor del alma

(b) Para otras secciones

k_c = 0,763

(c) Para almas de perfiles T:

cuando $\frac{335}{\sqrt{F_y}} < b/t < \frac{464}{\sqrt{F_y}}$:

$$Q_s = 1{,}908 - 0{,}00272\frac{b}{t}\sqrt{F_y} \qquad \text{(A-2.5-9)}$$

cuando $b/t \geq \frac{464}{\sqrt{F_y}}$:

$$Q_s = \frac{138000}{F_y\left(\frac{b}{t}\right)^2} \qquad \text{(A-2.5-10)}$$

donde

b = ancho del elemento en compresión no rigidizado como se define en la Sección 2.5.1.
t = espesor del elemento no rigidizado.
F_y = esfuerzo de fluencia mínimo especificado, MPa.

2.5.3b. Elementos Rigidizados en Compresión

Cuando la relación ancho/espesor de un componente rigidizado uniformemente comprimido (excepto platabandas perforadas) es mayor que el límite λ_r estipulado en la Sección 2.5.1, se usará un ancho reducido efectivo b_e para el cálculo de las propiedades de diseño de la sección que contiene el elemento.

(a) Para alas de secciones cuadradas y rectangulares de espesor uniforme:

cuando $\frac{b}{t} \geq \frac{625}{\sqrt{f}}$

$$b_e = \frac{856t}{\sqrt{f}}\left(1 - \frac{170}{(b/t)\sqrt{f}}\right) \qquad \text{(A-2.5-11)}$$

de otro modo $b_e = b$

(b) Para otros elementos uniformemente comprimidos:

cuando $\frac{b}{t} \geq \frac{665}{\sqrt{f}}$

$$b_e = \frac{856t}{\sqrt{f}}\left(1 - \frac{150}{(b/t)\sqrt{f}}\right) \qquad \text{(A-2.5-12)}$$

de otro modo $b_e = b$

donde

b = ancho del elemento rigidizado en compresión, como se define en la Sección 2.5.1.
b_e = ancho reducido efectivo.
t = espesor del elemento.
f = esfuerzo elástico de compresión calculado en el elemento rigidizado, basado en las propiedades de diseño como se especifica en el Apéndice 2.5.3c, MPa.

Si los elementos no rigidizados están incluidos en la sección total, f para el elemento rigidizado debe ser tal que el máximo esfuerzo de compresión en el elemento no rigidizado no sea mayor que $\phi_c F_{cr}$ como se define en el Apéndice 2.5.3c con $Q = Q_s$ y $\phi_c = 0{,}85$, ó $\phi_b F_y Q_s$ con $\phi_b = 0{,}90$, como sea aplicable.

(c) Para secciones circulares cargadas axialmente con relaciones diámetro a espesor D/t mayores que $22800/F_y$ pero menores que $90000/F_y$

$$Q = Q_a = \frac{7600}{F_y(D/t)} + \frac{2}{3} \qquad \text{(A-2.5-13)}$$

donde

D = diámetro exterior.
t = espesor de la pared.

2.5.3c. Propiedades de Diseño

Las propiedades de las secciones se determinarán usando la sección transversal total, excepto en los casos siguientes:

En el cálculo del momento de inercia y módulo elástico de la sección de elementos en flexión, el ancho efectivo de los elementos rigidizados uniformemente comprimidos b_e, tal como se determinó en el Apéndice 2.5.3b será usado en la determinación de las propiedades de la sección transversal efectiva.

Para los elementos no rigidizados de la sección transversal, Q_s se determina del Apéndice 2.5.3a. Para los elementos rigidizados de la sección transversal.

$$Q_a = \frac{\text{área efectiva}}{\text{área real}} \qquad \text{(A-2.5-14)}$$

donde el área efectiva es igual a la suma de las áreas efectivas de la sección transversal.

2.5.3d. Resistencia de Diseño

Para miembros cargados axialmente en compresión el área bruta de la sección transversal y el radio de giro r se calcularán sobre la base de la sección transversal real. El esfuerzo crítico F_{cr} se determinará como sigue:

(a) Para $\lambda_c\sqrt{Q} \leq 1{,}5$:

$$F_{cr} = Q\left(0{,}658^{Q\lambda_c^2}\right)F_y \qquad \text{(A-2.5-15)}$$

(b) Para $\lambda_c\sqrt{Q} > 1{,}5$:

$$F_{cr} = \left[\frac{0{,}877}{\lambda_c^2}\right]F_y \qquad \text{(A-2.5-16)}$$

donde

$$Q = Q_s Q_a \qquad \text{(A-2.5-17)}$$

Para secciones transversales solamente con componentes no rigidizados, $Q = Q_s, (Q_a = 1{,}0)$.

Para secciones transversales solamente con componentes rigidizados, $Q = Q_a, (Q_s = 1{,}0)$.

Secciones transversales con componentes rigidizados y no rigidizados, $Q = Q_s Q_a$.

APÉNDICE 5
COLUMNAS Y OTROS ELEMENTOS EN COMPRESIÓN

Este Apéndice se aplica a la resistencia de columnas doblemente simétricas con elementos de plancha delgada, columnas con simetría simple y columnas asimétricas para los estados limites de pandeo torsional y flexo-torsional.

5.3. RESISTENCIA DE DISEÑO EN COMPRESIÓN PARA PANDEO FLEXO-TORSIONAL

La resistencia de elementos en compresión determinada por los estados límites de pandeo torsional y flexo-torsional es $\phi_c P_n$, donde

$\phi_c = 0{,}85$

P_n = resistencia nominal en compresión.

$$= A_g F_{cr} \qquad \text{(A-5.3-1)}$$

A_g = área total de la sección transversal.

El esfuerzo critico nominal F_{cr} se calculará como sigue:

(a) Para $\lambda_e\sqrt{Q} \leq 1{,}5$

$$F_{cr} = Q\left(0{,}658^{Q\lambda_e^2}\right)F_y \qquad \text{(A-5.3-2)}$$

(b) Para $\lambda_e\sqrt{Q} > 1{,}5$

$$F_{cr} = \left[\frac{0{,}877}{\lambda_e^2}\right] F_y \qquad \text{(A-5.3-3)}$$

donde

$$\lambda_e = \sqrt{\frac{F_y}{F_e}} \qquad \text{(A-5.3-4)}$$

F_y = esfuerzo de fluencia mínimo especificado en el acero

Q = 1,0 para elemento que cumplen las relaciones ancho/espesor λ_r de la Sección 2.5.1

= $Q_s Q_a$ para elementos que no cumplan la relación ancho/espesor λ_r de la Sección 2.5.1 y determinado de acuerdo con lo indicado en el Apéndice 2.5.3.

El esfuerzo critico de pandeo elástico torsional o flexo-torsional F_e, se calcula como sigue:

(a) Para secciones doblemente simétricas:

$$F_e = \left[\frac{\pi^2 E C_w}{(K_z l)^2} + GJ\right] \frac{1}{I_x + I_y} \qquad \text{(A-5.3-5)}$$

(b) Para secciones con simetría simple donde y es el eje de simetría:

$$F_e = \frac{F_{ey} + F_{ez}}{2H}\left[1 - \sqrt{1 - \frac{4F_{ey}F_{ez}H}{(F_{ey} + F_{ez})^2}}\right] \qquad \text{(A-5.3-6)}$$

(c) Para secciones asimétricas el esfuerzo critico del pandeo flexo-torsional F_e es la raíz de menor valor de la ecuación cúbica

$$(F_e - F_{ex})(F_e - F_{ey})(F_e - F_{ez}) - F_e^2 (F_e - F_{ey})\left(\frac{x_o}{\bar{r}_o}\right)^2 -$$

$$F_e^2 (F_e - F_{ex})\left(\frac{y_o}{\bar{r}_o}\right)^2 = 0 \qquad \text{(A-.5.3-7)}$$

donde

K_z = factor de longitud efectiva para pandeo torsional.
E = módulo de elasticidad.
G = módulo de corte.
C_w = constante de alabeo.
J = constante torsional.
I_x, I_y = momentos inercia respecto a los ejes principales.
x_o, y_o = coordenadas del centro de corte respecto al centroide.

$$\bar{r}_o^{\,2} = x_o^2 + y_o^2 + \frac{I_x + I_y}{A} \qquad \text{(A-5.3-8)}$$

$$H = 1 - \left(\frac{x_o^2 + y_o^2}{\bar{r}_o^2}\right) \qquad \text{(A-5.3-9)}$$

$$F_{ex} = \frac{\pi^2 E}{(K_x l / r_x)^2} \qquad \text{(A-5.3-10)}$$

$$F_{ey} = \frac{\pi^2 E}{(K_y l / r_y)^2} \qquad \text{(A-5.3-11)}$$

$$F_{ez} = \left(\frac{\pi^2 E C_w}{(K_z l)^2} + GJ\right)\frac{1}{A\bar{r}_o^2} \qquad \text{(A-5.3-12)}$$

donde

A = área de la sección transversal del elemento.
l = longitud no arriostrada.
K_x, K_y = factores de longitud efectiva en las direcciones x e y.
r_x, r_y = radios de giros respecto a los ejes principales.
$\bar{r}_o$ = radio polar de giro respecto al centro de corte.

APÉNDICE 6
VIGAS Y OTROS ELEMENTOS EN FLEXIÓN

El Apéndice 6.1 proporciona la resistencia de diseño en flexión de vigas. El Apéndice 6.2, la resistencia de diseño al corte de almas de vigas con y sin rigidizadores y los requisitos para los rigidizadores transversales. El Apéndice 6.3 se aplica a los elementos con almas de peralte variable.

6.1. DISEÑO POR FLEXIÓN

La resistencia de diseño de elementos en flexión es $\phi_b M_n$ donde ϕ_b=0,90 y M_n es la resistencia nominal.

La Tabla A-6.1.1 proporciona un sumario tabulado de las Ecuaciones 6.1-1 a 6.1-15 para determinar la resistencia nominal a la flexión de vigas. Para los parámetros de esbeltez de la sección transversal no incluidos en la Tabla A-6.1.1, véase el Apéndice 2.5.3. Para elementos en flexión con alas desiguales véase el Apéndice 2.5.1 para la determinación de λ_r según el estado límite de pandeo local del alma.

La resistencia nominal a la flexión M_n es el valor menor obtenido de acuerdo a los estados límites de fluencia: pandeo lateral-torsional (PLT); pandeo local del ala (PLP); y pandeo local del alma (PLA).

La resistencia nominal a la flexión M_n se determinará como sigue para cada estado límite:

(a) Para $\lambda \le \lambda_p$:

$$M_n = M_p \qquad \text{(A-6.1-1)}$$

(b) Para $\lambda_p < \lambda \le \lambda_r$:

Para el estado límite de pandeo lateral-torsional:

$$M_n = C_b\left[M_p - (M_P - M_r)\frac{(\lambda - \lambda_p)}{(\lambda_r - \lambda_p)}\right] \le M_p \qquad \text{(A-6.1-2)}$$

Para el estado límite de pandeo local del alma y ala:

$$M_n = M_p - (M_p - M_r)\frac{(\lambda - \lambda_p)}{(\lambda_r - \lambda_p)} \qquad \text{(A-6.1-3)}$$

(c) para $\lambda > \lambda_r$:

Para el estado límite de pandeo lateral-torsional y pandeo local del ala:

$$M_n = M_{cr} = SF_{cr} \le M_p \qquad \text{(A-6.1-4)}$$

Para el diseño de vigas con almas esbeltas, no se aplica el estado límite de pandeo local del alma. (Véase la Sección G2).

Para λ del ala mayor que λ_r en perfiles no incluidos en la Tabla A-6.1.1, ver el Apéndice 2.5.3.

Para λ del alma mayor que λ_r , veéase el Capítulo 7.

Los términos usados en las ecuaciones anteriores son:

M_n = resistencia nominal a la flexión.
M_p = $F_y Z$, momento plástico ≤ 1,5 $F_y S$.
M_{cr} = momento de pandeo.
M_r = momento de pandeo límite (igual a M_{cr} cuando $\lambda = \lambda_r$).
λ = parámetro de esbeltez.
= relación de esbeltez con respecto al eje menor L_b / r_y para el pandeo lateral- torsional.
= relación ancho/espesor del ala b/t para el pandeo local del ala tal como se define en la Sección 2.5.1.
= relación peralte/espesor del alma h / t_w para el pandeo local del alma tal como se define en la Sección 2.5.1.
λ_P = el mayor valor de λ para el cual $M_n = M_p$.
λ_r = el mayor valor de λ para el cual el pandeo es inelástico.
F_{cr} = esfuerzo crítico.
C_b = coeficiente de flexión dependiente del gradiente de momentos flectores, véase la Ecuación 6.1-3.
S = módulo de sección.
L_b = longitud no arriostrada lateralmente.
r_y = radio de giro respecto al eje menor.

Las ecuaciones y estados límites aplicables para, $M_p, M_r, F_{cr}, \lambda, \lambda_p$ y λ_r están dados en la Tabla A-6.1.1 para los perfiles considerados en este Apéndice. Los términos usados en esta Tabla son:

A = área de la sección transversal.
F_L = el menor de $(F_{yf} - F_r)$ o F_{yw} .

F_r = esfuerzo residual de compresión en el ala.
= 70 MPa para perfiles laminados.
= 115 MPa para perfiles soldados.
F_y = esfuerzo de fluencia mínimo especificado.
F_{yf} = esfuerzo de fluencia del ala.
F_{yw} = esfuerzo de fluencia del alma.
I_{yc} = momento de inercia del ala en compresión con respecto al eje y o si hay doble curvatura por flexión, el momento de inercia del ala más pequeña
J = constante de torsión.
R_e = véase la Sección 7.2.
S_{eff} = módulo de sección efectivo con respecto al eje mayor.
S_{xc} = módulo de sección de la fibra extrema del ala en compresión.
S_{xt} = módulo de sección de la fibra extrema del ala en tracción.
Z = módulo plástico de la sección.
b = ancho del ala.
d = peralte total.
f = esfuerzo de compresión calculado en el elemento rigidizado.
h = altura libre entre alas para perfiles soldados y la distancia libre entre alas menos el radio en la esquina para perfiles laminados.
r_{yc} = radio de giro del ala en compresión respecto al eje y o si hay doble curvatura por flexión, radio de giro del ala más pequeña.
t_f = espesor del ala.
t_w = espesor del alma.

TABLA A-6.1.1

PARÁMETROS DE RESISTENCIA NOMINAL

Perfil	Momento Plástico M_p	Estado límite de pandeo	Momento límite de pandeo M_r
Canales y vigas de sección I de simetría simple y doble (incluyendo vigas híbridas) que flexionen alrededor de eje mayor [a]	F_yZ_x [b]	PLT en elementos de doble simetría y canales	F_LS_x
		PLT en elementos de simetría simple	$F_LS_{xc} \le F_{yf}S_{xt}$
		PLP	$F_l S_x$
		PLA	$R_eF_{yf}S_x$
Canales y elementos de sección I de simetría simple y doble que flexionen alrededor del eje menor [a]	F_yZ_y	PLP	F_yS_y

Nota: El pandeo lateral torsional (PLT) se aplica solamente para flexión alrededor del eje mayor
[a] Se excluyen los ángulos dobles y las tees
[b] Calculado en base a una distribución plástica total de esfuerzos para secciones híbridas

[c] $X_1 = \frac{\pi}{S_x}\sqrt{\frac{EGJA}{2}}$, $X_2 = 4\frac{C_w}{I_y}\left(\frac{S_x}{GJ}\right)^2$

[d] $\lambda_r = \frac{X_1}{F_L}\sqrt{1+\sqrt{1+X_2F_L^2}}$

[e] $F_{cr} = \frac{M_{cr}}{S_{xc}}$, donde

$M_{cr}\,(\text{MPa}) = \frac{400\ 000C_b}{L_b}\sqrt{I_yJ}\left[B_1 + \sqrt{\left(1+B_2+B_1^2\right)}\right] \le M_p$

donde

$B_1 = 2{,}25\left[2\left(I_{yc}/I_y\right)-1\right]\left(h/L_b\right)\sqrt{\left(I_y/J\right)}$

$B_2 = 25\left(1-I_{yc}/I_y\right)\left(I_{yc}/J\right)\left(h/L_b\right)^2$ $C_b = 1{,}0$ si $I_{yc}/I_y < 0{,}1$ ó $I_{yc}/I_y > 0{,}9$

Nota:

PLP = Pandeo local del ala
PLA = Pandeo local del alma

TABLA A-6.1.1 (Continuación)

Esfuerzo crítico F_{cr}	Parámetros de esbeltez			Limitaciones
	λ	λ_p	λ_r	
$\frac{C_b X_1 \sqrt{2}}{\lambda}\sqrt{1+\frac{X_1^2 X_2}{2\lambda^2}}$	$\frac{L_b}{r_y}$	$\frac{790}{\sqrt{F_{yf}}}$	[c,d]	Aplicable para elementos de sección I si $h/t_w \le \lambda_r$ Cuando $h/t_w > \lambda_r$ ver Capítulo 7
[e]	$\frac{L_b}{r_{yc}}$	$\frac{790}{\sqrt{F_{yf}}}$	Valor de λ para el cual $M_{cr}(C_b = 1) = M_r$	
[f]	$\frac{b}{t}$	$\frac{170}{\sqrt{F_{yf}}}$	[g]	
No aplicable	$\frac{h}{t_w}$	$\frac{1680}{\sqrt{F_{yf}}}$	λ_r como ha sido definido en la Sección B5.1	
Lo mismo para el eje mayor				

[f] $F_{cr} = \frac{140\ 000}{\lambda^2}$ para perfiles laminados

$F_{cr} = \frac{180\ 000 k_c}{\lambda^2}$ para perfiles soldados

donde

$k_c = 4/\sqrt{h/t_w}$ y $0{,}35 \le k_c \le 0{,}763$

[g] $\lambda_r = \frac{370}{\sqrt{F_L}}$ para perfiles laminados

$\lambda_r = \frac{425}{\sqrt{(F_L/k_c)}}$ para perfiles soldados

TABLA A-6.1.1 (Continuación)

Perfil	Momento Plástico M_p	Estado límite de pandeo	Momento límite de pandeo M_r
Perfiles simétricos sólidos, excepto barras rectangulares, que flexionen alrededordel eje mayor	$F_y Z_x$	No aplicable	
Barras sólidas rectangulares queflexionen alrededor del eje mayor	$F_y Z_x$	PLT	$F_y S_x$
Secciones cajón simétricas cargadasen un plano de simetría	$F_y Z$	PLT	$F_{yf} S_{eff}$
		PLP	$F_l S_{eff}$
		PLA	Igual como para perfiles I
Tubos circulares	$F_y Z$	PLT	No aplicable
		PLP	$M_n\,(\text{MPa}) = \left(\frac{4200}{D/t} + F_y\right) S$ [h]
		PLA	No aplicable
[h] Esta ecuación es para usarla en lugar de la Ecuación A-6.1-4			

TABLA A-6.1.1 (Continuación)

Esfuerzo crítico F_{cr}	Parámetros de esbeltez			Limitaciones
	λ	λ_p	λ_r	
No aplicable				
$\frac{400\ 000 C_b \sqrt{JA}}{\lambda S_x}$	$\frac{L_b}{r_y}$	$\frac{26\ 000\sqrt{JA}}{M_p}$	$\frac{400\ 000\sqrt{JA}}{M_r}$	
$\frac{400\ 000 C_b \sqrt{JA}}{\lambda S_x}$	$\frac{L_b}{r_y}$	$\frac{26\ 000\sqrt{JA}}{M_p}$	$\frac{400\ 000\sqrt{JA}}{M_r}$	Aplicable si $h/t_w \le \frac{2550}{\sqrt{F_{yt}}}$
$\frac{S_{eff}}{S_x} F_y$ [i]	$\frac{b}{t}$	$\frac{500}{\sqrt{F_y}}$	$\frac{625}{\sqrt{F_y}}$	
Igual como para perfiles “I”				
No aplicable				
$\frac{66\ 000}{D/t}$	$\frac{D}{t}$	$\frac{14\ 200}{F_y}$	$\frac{62\ 000}{F_y}$	$D/t < \frac{90\ 000}{F_y}$
No aplicable				
[i] S_{eff} es el módulo de sección efectiva para la sección con un ala en compresión b_e definida en el Apéndice 2.5.3b				

https://waltervillavicencio.com

6.2. DISEÑO POR CORTE

6.2.2. Resistencia de Diseño al Corte

La resistencia de diseño al corte de almas rigidizadas o no rigidizadas es $\phi_v V_n$,

donde

ϕ_v = 0,90

V_n = resistencia nominal al corte definida como sigue:

Para $\frac{h}{t_w} \le 491\sqrt{\frac{k_v}{F_{yw}}}$:

$$V_n = 0{,}60 F_{yw} A_w \qquad \text{(A-6.2-1)}$$

Para $491\sqrt{\frac{k_v}{F_{yw}}} < \frac{h}{t_w} \le 615\sqrt{\frac{k_v}{F_{yw}}}$:

$$V_n = 0{,}6 F_{yw} A_w \frac{\left(491\sqrt{\frac{k_v}{F_{yw}}}\right)}{\frac{h}{t_w}} \qquad \text{(A-6.2-2)}$$

Para $\frac{h}{t_w} > 615\sqrt{\frac{k_v}{F_{yw}}}$:

$$V_n = A_w \frac{(182000\, k_v)}{(h/t_w)^2} \qquad \text{(A-6.2-3)}$$

donde

k_v = $5 + 5/(a/h)^2$
= 5 cuando $a/h > 3$ o $a/h > [260/(h/t_w)]^2$

a = distancia libre entre rigidizadores transversales.

h = para perfiles laminados, la distancia libre entre alas menos el radio de esquina o filete.
= para secciones de planchas soldadas, la distancia libre entre alas.
= para secciones de planchas empernadas, la distancia entre líneas de pernos.

6.2.3. Rigidizadores Transversales

No se requieren rigidizadores transversales en vigas fabricadas de planchas donde $h/t_w \le 1100/\sqrt{F_{yw}}$ o cuando el cortante último V_u, calculado de un análisis estructural con cargas factorizadas es menor o igual a $0{,}6\phi_v A_w F_{yw} C_v$, donde C_v se determina con $k_v = 5$ y $\phi_v = 0{,}90$.

Los rigidizadores transversales usados para desarrollar la resistencia de diseño al corte en el alma, como se dispone en el Apéndice 6.2.2 tendrán un momento de inercia con respecto al plano medio del alma para pares de rigidizadores o con respecto a la cara de contacto con el alma para rigidizadores a un solo lado del alma, mayor o igual $at_w^3 j$, donde

$$j = 2{,}5/(a/h)^2 - 2 \ge 0{,}5 \qquad \text{(A-6.2-4)}$$

Se permite que los rigidizadores intermedios no lleguen hasta el ala en tracción, salvo que se necesiten para transmitir una carga concentrada ó reacción. La soldadura de unión de los rigidizadores con el alma se terminará a no menos de cuatro veces ni más de seis veces el espesor del alma desde el pie del filete más cercano de la soldadura alma-ala. Cuando se usan rigidizadores a un solo lado del alma, estos se conectaran al ala en compresión, si consiste de una plancha rectangular, para resistir cualquier tendencia a su levantamiento por efecto de torsión en el ala. Cuando se conecta el arriostramiento lateral al rigidizador ó a un par de rigidizadores, estos a su vez se conectarán al ala en compresión para transmitir el 1% del esfuerzo total del ala, a menos que el ala este compuesta solamente de ángulos.

Cuando se usen pernos para conectar rigidizadores al alma, su espaciamiento no será mayor de 300 mm entre centros. Si se usan filetes intermitentes de soldadura la distancia libre entre filetes no será mayor que 16 veces el espesor del alma ni más de 250 mm.

6.3. ELEMENTOS CON ALMAS DE PERALTE VARIABLE

El diseño de elementos de peralte variable que cumplan con los requisitos de esta Sección se regirán por las provisiones de los Capítulos 4 a 8, excepto las modificaciones de este Apéndice.

6.3.1. Requisitos Generales

Para que el elemento de peralte variable califique bajo esta especificación, deberá cumplir los siguientes requerimientos:

(1) Tendrá al menos un eje de simetría perpendicular al plano de flexión si hay momentos presentes.
(2) Las alas serán iguales y de área constante.
(3) El peralte variará linealmente de acuerdo a

$$d = d_o\left(1 + \gamma\frac{z}{L}\right) \qquad \text{(A-6.3-1)}$$

donde

d_o = peralte del extremo menor del elemento.
d_L = peralte del extremo mayor del elemento.
$\gamma = (d_L - d_0)/d_o \le$ al menor valor de $0{,}268(L/d_o)$ ó 6,0.
Z = distancia desde el extremo menor del elemento.
L = longitud no arriostrada del elemento medida entre centros de gravedad de los elementos de arriostre.

6.3.2. Resistencia de Diseño en Tracción

La resistencia de diseño en tracción de elementos de peralte variable en tracción se determinará de acuerdo con la Sección 4.1.

6.3.3. Resistencia de Diseño en Compresión

La resistencia de diseño en compresión de elementos de peralte variable en compresión se determinará de acuerdo con la Sección 5.2, usando un parámetro de esbeltez efectiva λ_{eff} calculado como sigue:

$$\lambda_{eff} = \frac{S}{\pi}\sqrt{\frac{QF_y}{E}} \qquad \text{(A-6.3-2)}$$

donde

S = KL/r_{oy} para pandeo con respecto al eje menor y $K_\gamma L/r_{ox}$ para pandeo con respecto al eje mayor.

K = factor de longitud efectiva para elementos prismáticos.

K_γ = factor de longitud efectiva para elementos de peralte variable a determinar con un análisis racional.

r_{ox} = radio de giro con respecto al eje mayor de la sección en el extremo menor del elemento.

r_{oy} = radio de giro con respecto al eje menor de la sección en el extremo menor del elemento.

F_y = esfuerzo de fluencia mínimo especificado.

Q = factor de reducción.
= 1,0 si todos los elementos cumplen con las relaciones límite ancho/espesor, λ_r de la Sección 2.5.1.
= $Q_s Q_a$ determinado de acuerdo con el Apéndice 2.5.3, si algún elemento rigidizado y/o no rigidizado excede las relaciones λ_r de la Sección 2.5.1

E = módulo de elasticidad del acero.

Se usará el área menor del elemento de peralte variable como A_g en la Ecuación 5.2-1

6.3.4. Resistencia de Diseño en Flexión

La resistencia de diseño en flexión de elementos de peralte variable para el estado límite de pandeo lateral torsional es $\phi_b M_n$, donde $\phi_b = 0{,}90$ y la resistencia nominal es

$$M_n = (5/3)\, S_x' F_{b\gamma} \qquad \text{(A-6.3-3)}$$

donde

S_x' = módulo de sección de la sección critica en la longitud de viga no arriostrada bajo consideración.

$$F_{b\gamma} = \frac{2}{3}\left[1{,}0 - \frac{F_y}{6B\sqrt{F_{s\gamma}^2 + F_{w\gamma}^2}}\right]F_y \le 0{,}60Fy \qquad \text{(A-6.3-4)}$$

a menos que $F_{b\gamma} \le F_y/3$ en cuyo caso

$$F_{b\gamma} = B\sqrt{F_{s\gamma}^2 + F_{w\gamma}^2} \qquad \text{(A-6.3-5)}$$

En las ecuaciones anteriores

$$F_{s\gamma} = \frac{0{,}41E}{h_s L d_o / A_f} \qquad \text{(A-6.3-6)}$$

$$F_{w\gamma} = \frac{5{,}9E}{(h_w L / r_{To})^2} \qquad \text{(A-6.3-7)}$$

donde

h_s = factor igual a $1{,}0 + 0{,}0230\gamma\sqrt{Ld_o/A_f}$.
h_w = factor igual a $1{,}0 + 0{,}00385\gamma\sqrt{L/r_{To}}$.
r_{To} = radio de giro de una sección en el extremo menor, considerando solamente el ala en compresión mas un tercio del área del alma en compresión, tomado con respecto a un eje en el plano del alma.
A_f = área del ala en compresión.

y donde B se determina como sigue:

(a) Cuando el máximo momento M_2 en tres segmentos adyacentes de aproximadamente igual longitud no arriostrada esta ubicado dentro del segmento central y M_1 es el momento mayor en un extremo de los tres segmentos del elemento:

$$B = 1{,}0 + 0{,}37\left(1{,}0 + \frac{M_1}{M_2}\right) + 0{,}50\gamma\left(1{,}0 + \frac{M_1}{M_2}\right) \geq 1{,}0 \qquad \text{(A-6.3-8)}$$

b) Cuando el mayor de los esfuerzos calculados de flexión f_{b2} ocurre en el extremo mayor de dos segmentos adyacentes de aproximadamente igual longitud no arriostrada y f_{b1} es el esfuerzo calculado de flexión en el extremo menor de los dos segmentos del elemento:

$$B = 1{,}0 + 0{,}58\left(1{,}0 + \frac{f_{b1}}{f_{b2}}\right) - 0{,}70\gamma\left(1{,}0 + \frac{f_{b1}}{f_{b2}}\right) \geq 1{,}0 \qquad \text{(A-6.3-9)}$$

(c) Cuando el mayor esfuerzo calculado de flexión f_{b2} ocurre en el extremo menor de dos segmentos adyacentes de aproximadamente igual longitud no arriostrada y f_{b1} es el esfuerzo calculado de flexión en el extremo mayor de los dos segmentos del elemento:

$$B = 1{,}0 + 0{,}55\left(1{,}0 + \frac{f_{b1}}{f_{b2}}\right) + 2{,}20\gamma\left(1{,}0 + \frac{f_{b1}}{f_{b2}}\right) \geq 1{,}0 \qquad \text{(A-6.3-10)}$$

En lo anterior, $\gamma = (d_L - d_0)/d_0$ se calcula para la longitud no arriostrada que contiene el máximo esfuerzo calculado de flexión. M_1/M_2 se considera como negativo cuando produce curvatura simple. En el caso raro donde M_1/M_2 es positivo, se recomienda que sea tomado como cero. El valor de f_{b1}/f_{b2} se considera como negativo cuando produce curvatura simple. Si ocurre un punto de contraflexión en uno de dos segmentos adyacentes no arriostrados, f_{b1}/f_{b2} se considera como positivo. La relación f_{b1}/f_{b2} es diferente de cero.

(d) Cuando el esfuerzo calculado de flexión en el extremo menor de un elemento de peralte variable o segmento de éste es igual a cero:

$$B = \frac{1{,}75}{1{,}0 + 0{,}25\sqrt{\gamma}} \qquad \text{(A-6.3-11)}$$

donde $\gamma = (d_L - d_0)/d_0$ se calcula desde la longitud adyacente no arriostrada al punto de esfuerzo de flexión cero.

6.3.5. Resistencia de Diseño al Corte

La resistencia de diseño al corte de elementos de peralte variable en flexión será determinada de acuerdo con la Sección 6.2.

6.3.6. Flexión y Fuerza Axial Combinada

Para elementos de peralte variable con una sola alma sujeta a compresión y flexión con respecto al eje mayor, se aplica la Ecuación 8.1-1, con las siguientes modificaciones: P_n y P_{ex} se determinaran para las propiedades del extremo menor, usando los factores de longitud efectiva apropiados. M_{nx}, M_u y M_{px} se determinaran para el extremo mayor, $M_{nx} = (5/3)\,S_x' F_{b\gamma}$, donde S_x' es el módulo elástico del extremo mayor, y $F_{b\gamma}$ es el esfuerzo de diseño a la flexión de elementos de peralte variable. C_{mx} se reemplaza por C_m' determinado como sigue:

(a) Cuando el elemento está sometido a momentos en sus extremos que causan curvatura simple a la flexión y aproximadamente momentos calculados iguales en sus extremos:

$$C_m' = 1{,}0 + 0{,}1\left(\frac{P_u}{\phi_b P_{ex}}\right) + 0{,}3\left(\frac{P_u}{\phi_b P_{ex}}\right)^2 \qquad \text{(A-6.3-12)}$$

(b) Cuando el momento calculado de flexión en el extremo menor de la longitud no arriostrada es igual a cero:

$$C_m' = 1{,}0 - 0{,}9\left(\frac{P_u}{\phi_b P_{ex}}\right) + 0{,}6\left(\frac{P_u}{\phi_b P_{ex}}\right)^2 \qquad \text{(A-6.3-13)}$$

Cuando el parámetro de esbeltez efectiva $\lambda_{eff} \geq 1{,}5$ y los esfuerzos combinados se verifican incrementalmente a lo largo de la longitud, se permite usar el área y el módulo de sección existente, en la sección bajo investigación.

APÉNDICE 10
CONEXIONES, JUNTAS Y CONECTORES

El Apéndice 10.2.4 da un procedimiento alternativo de resistencia de diseño para soldaduras de filete.

10.2. SOLDADURAS

10.2.4. Resistencia de Diseño

En lugar de la resistencia de diseño constante para soldaduras de filete dada en la Tabla 10.2.5, se permite el siguiente procedimiento.

(a) La resistencia de diseño de un grupo lineal de soldadura cargado en su plano a través del centro de gravedad es $\phi F_w A_w$:

$$F_w = 0{,}60F_{EXX}\left(1{,}0 + 0{,}50\,\mathrm{sen}^{1{,}5}\,\theta\right)$$

donde

ϕ = 0,75 .
F_w = esfuerzo nominal.
F_{EXX} = la resistencia mínima especificada del electrodo.
θ = ángulo de la carga medido a partir del eje longitudinal de la soldadura, en grados.
A_w = área efectiva de la garganta de la soldadura.

(b) La resistencia de diseño de elementos de soldadura dentro de un grupo de soldadura que es cargado en su plano y analizado empleando un método de centro instantáneo de rotación para mantener la compatibilidad de deformación y el comportamiento carga deformación no lineal de soldaduras cargadas con ángulos variables es $\phi F_{wx} A_w$ y $\phi F_{wy} A_w$:

donde

$F_{wx} = \sum F_{wix}$
$F_{wy} = \sum F_{wiy}$
$F_{wi} = 0{,}60F_{EXX}\left(1{,}0 + 0{,}50\,\mathrm{sen}^{1{,}5}\,\theta\right) f(p)$
$f(p) = [p(1{,}9 - 0{,}9p)]^{0{,}3}$
ϕ = 0,75
F_{wi} = esfuerzo nominal en el elemento i de la soldadura.
F_{wix} = componente x del esfuerzo F_{wi} .
F_{wiy} = componente y del esfuerzo F_{wj} .
$p = \Delta_i / \Delta_m$, relación de la deformación del elemento i a su deformación en esfuerzo máximo.
$\Delta_m = (0{,}209D)(\theta + 2)^{-0{,}32}$, deformación del elemento de soldadura en esfuerzo máximo.
Δ_i = deformación del elemento de soldadura en niveles de esfuerzo intermedio, linealmente proporcional a la deformación crítica basada en la distancia del centro instantáneo de rotación, r_i .
= $r_i \Delta_u / r_{crit}$.
$\Delta_u = (1{,}087D)(\theta + 6)^{-0{,}65} \leq 0{,}17D$, deformación del elemento de soldadura en esfuerzo último (fractura), usualmente en el elemento más alejado del centro instantáneo de rotación.
D = espesor del filete de soldadura.
r_{crit} = distancia del centro instantáneo de rotación al elemento de soldadura con la relación Δ_u / r_i mínima.