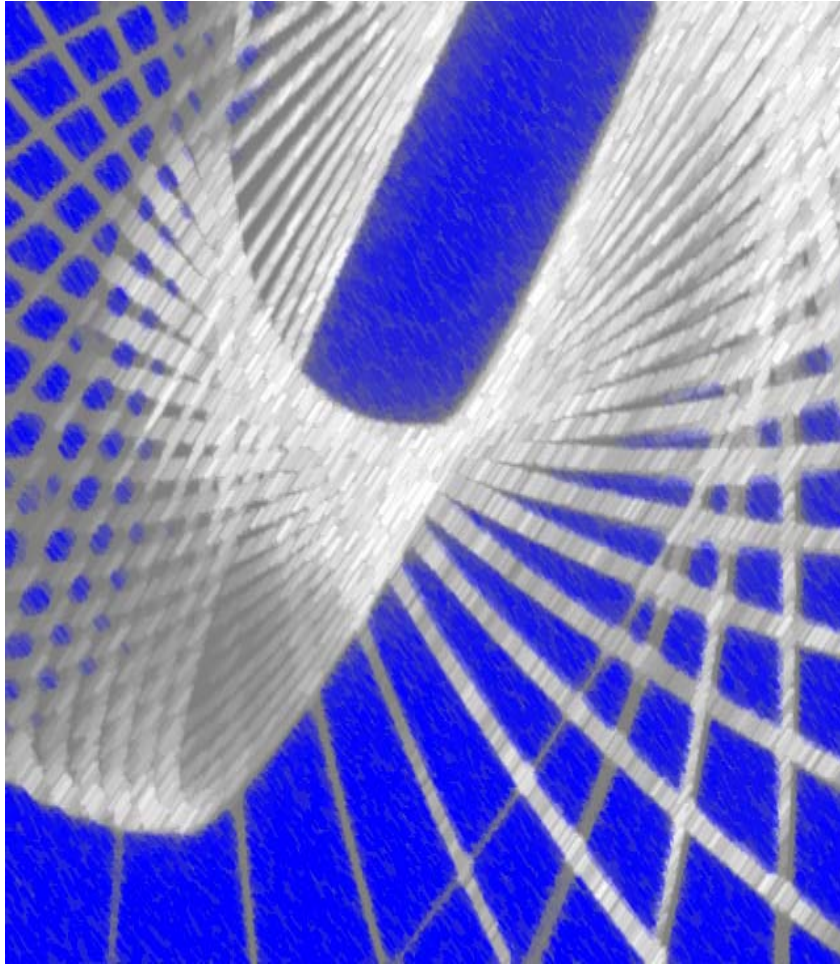




Víctor Escalante Cervera

Marzo de 2003



Diseño de Estructuras Metálicas

Presentación

Esta primera versión de éstos apuntes sobre ***diseño de estructuras metálicas*** son una recopilación bibliográfica libros de texto, artículos técnicos y reglamentos de diseño relacionada con el tema de las Estructuras Metálicas, empleando la filosofía de Diseño por Factores de Carga y de Resistencia (LRFD), y no se pretende con este documento sustituir dichos materiales. En este sentido, el objetivo de estos apuntes es proporcionar al lector un compendio de dichos materiales (ciertamente escasos) y por consiguiente, no se profundiza durante el desarrollo de los temas. En estos apuntes no se presentan ejemplos, pues considero que éstos se deben desarrollar de manera conjunta entre el profesor y el estudiante para una mejor comprensión de los temas. Cabe señalar, que el sistema de unidades que se emplean en estos apuntes es el inglés, de acuerdo a las especificaciones del AISC-LRFD.

La intención de estos apuntes revisarlos periódicamente e introducir las nuevas filosofías de diseño de estructuras metálicas.

Víctor Escalante Cervera
Santo Domingo, R. D. 2003



Contenido

1. Introducción	4
2. Diseño a Tensión	17
3. Diseño a Compresión	25
4. Diseño a Flexión	46
5. Diseño a Flexocompresión	110
6. Diseño de Conexiones	118
7. Bibliografía	172

1. Introducción

Hoy en día, los aceros estructurales son uno de los materiales de construcción de mayor importancia a nivel mundial. Por muchas características deseables, los aceros estructurales han llevado a que se utilicen en una gran variedad de aplicaciones. Están disponibles en muchas formas de productos y ofrecen una alta resistencia inherente. Tienen un módulo de elasticidad muy alto, de manera que las deformaciones bajo cargas son muy pequeñas. Además, los aceros estructurales poseen una gran ductilidad (capacidad a deformarse); tienen una relación esfuerzo-deformación unitaria en forma lineal, incluso para esfuerzos relativamente altos y su módulo de elasticidad es el mismo a tensión que a compresión.

Por tanto, el comportamiento de los aceros estructurales bajo cargas de trabajo puede predecirse de forma “exacta” por medio de la teoría elástica. Además, como se fabrican bajo condiciones de “control”, garantiza una calidad uniforme.

Los aceros estructurales incluyen un gran número de aceros que debido a su economía, resistencia, ductilidad y otras propiedades son apropiadas para miembros que se cargan en una gran variedad de estructuras. Los perfiles y láminas de acero que se destinan para su uso en puentes, edificios, equipos de transporte, etc., se sujetan en general a las especificaciones de la ASTM (American Society for Testing and Materials), que suministra “la calidad del acero” de acuerdo a los requerimientos de la ASTM A6.

Por lo general, los aceros estructurales incluyen aceros con una clasificación del límite de fluencia que va de 30 a 100 ksi. Los niveles de resistencia variados se obtienen por la variación de la composición química y el tratamiento con calor.

Para fines de diseño, el Módulo de Elasticidad de los aceros estructurales es de 29,000 ksi (2,040,000 kg/cm²).

1.1. Diagrama Esfuerzo-Deformación del Acero Estructural

Si una pieza de acero estructural dulce se somete a una prueba de tensión. Ésta comenzará a alargarse. Si se incrementa la fuerza a razón constante, la magnitud del alargamiento aumentará constantemente dentro de ciertos límites; es decir, el alargamiento se duplicará cuando el esfuerzo pase de 6 a 12 ksi.

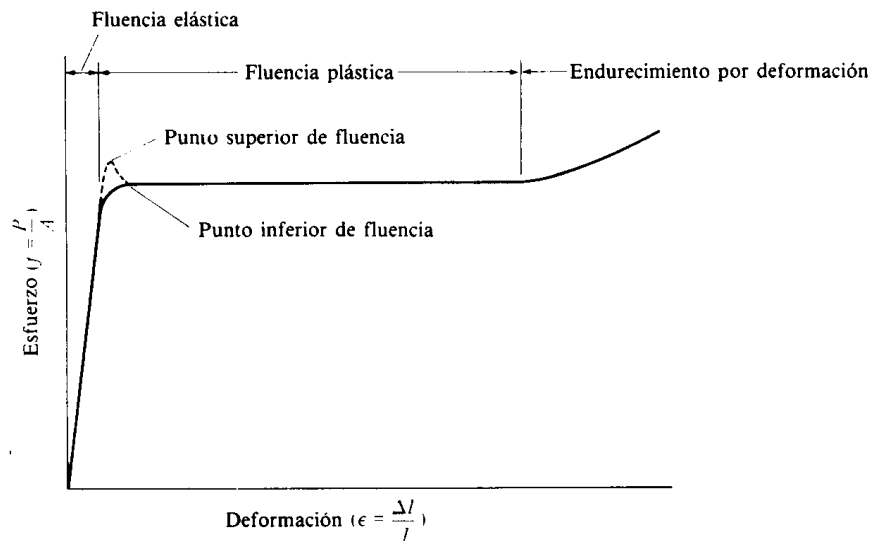


Figura 1-1. Curva esfuerzo-deformación típico para aceros con bajo contenido de carbono (Ref. 3).

Cuando el esfuerzo de tensión alcance un valor aproximado al 50% de la resistencia última del acero, el alargamiento comenzará a aumentar más rápidamente sin un incremento correspondiente del esfuerzo.

El mayor esfuerzo para el que todavía es válida la Ley de Hooke y que puede resistir el material sin deformación permanente se denomina límite proporcional y límite elástico respectivamente.

El esfuerzo en el que se presenta un incremento brusco en el alargamiento o deformación sin un incremento correspondiente en el esfuerzo es el esfuerzo de fluencia. Este esfuerzo es la propiedad más importante del acero, ya que muchos procedimientos de diseño se basan en este valor. Dentro de este límite se presenta la deformación elástica. Más allá de este valor hay un intervalo en el que ocurre un incremento en la deformación sin incremento del esfuerzo. A dicha deformación se le conoce como deformación plástica, la cual es de diez a quince veces mayor que la deformación elástica.

Después de la región plástica se tiene una zona llamada **endurecimiento por deformación** en la que se requieren esfuerzos adicionales para producir deformaciones mayores.

1.2 Aceros estructurales modernos

Tabla 1-1. Propiedades de Aceros Estructurales (Ref. 3).

Designación de la ASTM	Tipo de acero	Formas	Usos recomendados	Esfuerzo mínimo de fluencia ^a , F_y en klb/plg ²	Resistencia especificada mínima a la tensión ^b , F_u en klb/plg ²
A36	Al carbono	Perfiles, barras y placas	Puentes, edificios y otras estructuras atornilladas, soldadas o remachadas	36 pero 32 si el espesor es mayor de 8 plg	58–80
A529	Al carbono	Perfiles, placas hasta 1/2 plg	Similar al A36	42	60–85
A441	De alta resistencia y baja aleación	Perfiles, placas y barras hasta 8 plg	Similar al A36	40–50	60–70
A572	De alta resistencia y baja aleación	Perfiles, placas y barras hasta 6 plg	Construcciones atornilladas, soldadas o remachadas. No para puentes soldados los de $F_y = 55$ o mayores.	42–65	60–80
A242	De alta resistencia, baja aleación y resistente a la corrosión atmosférica	Perfiles, placas y barras hasta 4 plg	Construcciones atornilladas, soldadas o remachadas; técnica de soldado muy importante	42–50	63–70
A588	De alta resistencia, baja aleación y resistente a la corrosión atmosférica	Placas y barras	Construcciones atornilladas y remachadas	42–50	63–70
A514	Templados y revenidos	Placas sólo hasta 4 plg	Estructuras soldadas con mucha atención a la técnica empleada; no se use si la ductilidad es importante	90–100	100–130

^aLos valores F_y varían con el espesor y el grupo (Véanse las tablas 1 y 2 en la primera parte del manual LRFD)

^bLos valores F_u varían con el grado y el tipo

Aceros al carbono. Estos aceros tienen como elementos principales de resistencia al carbono y al manganeso en cantidades cuidadosamente dosificadas. Los aceros al carbono son aquellos que tienen los siguientes elementos con cantidades máximas de: Carbono 1.7%, Manganeso 1.65%, Silicio 0.60% y Cobre 0.60%. Estos aceros se dividen en cuatro categorías dependiendo del porcentaje de carbono:

1. Acero de bajo contenido de carbono, $< 0.15\%$
2. Acero dulce al carbono (0.15 a 0.29%) Este es el acero estructural de mayor uso.
3. Acero medio al carbono (0.30 a 0.59%)
4. Acero con alto contenido de carbono (0.6 a 1.7%)

El Acero A-36, con un esfuerzo de fluencia de 36 ksi, es adecuado para puentes y estructuras atornilladas o soldadas.

Aceros de alta resistencia y baja aleación. Estos aceros obtienen sus altas resistencias y otras propiedades por la adición de columbio, cromo, vanadio, níquel, además del carbono y manganeso. Se incluyen aceros con esfuerzos de fluencia comprendidos entre 40 y 70 ksi. Estos aceros tienen una mayor resistencia a la corrosión atmosférica que los aceros al carbono, debido principalmente por su baja aleación de cobre.

1.3 Método LRFD (Diseño por Factores de Carga y Resistencia)

El diseño con factores de carga y resistencia se basa en los conceptos de estados límite. El término de estado límite se utiliza para describir una condición en la que una estructura o parte de ella deja de cumplir su función predeterminada. Existen dos tipos de estado límite: los de resistencia y los de servicio. Los primeros se basan en la seguridad o capacidad de carga de las estructuras e incluyen resistencias plásticas, de pandeo, de fractura, de fatiga, de volteo, etc.

Los segundos se refieren al comportamiento de las estructuras bajo cargas normales de servicio y tiene que ver con aspectos asociados con el uso y ocupación, tales como flechas excesivas, deslizamientos, vibraciones, etc.

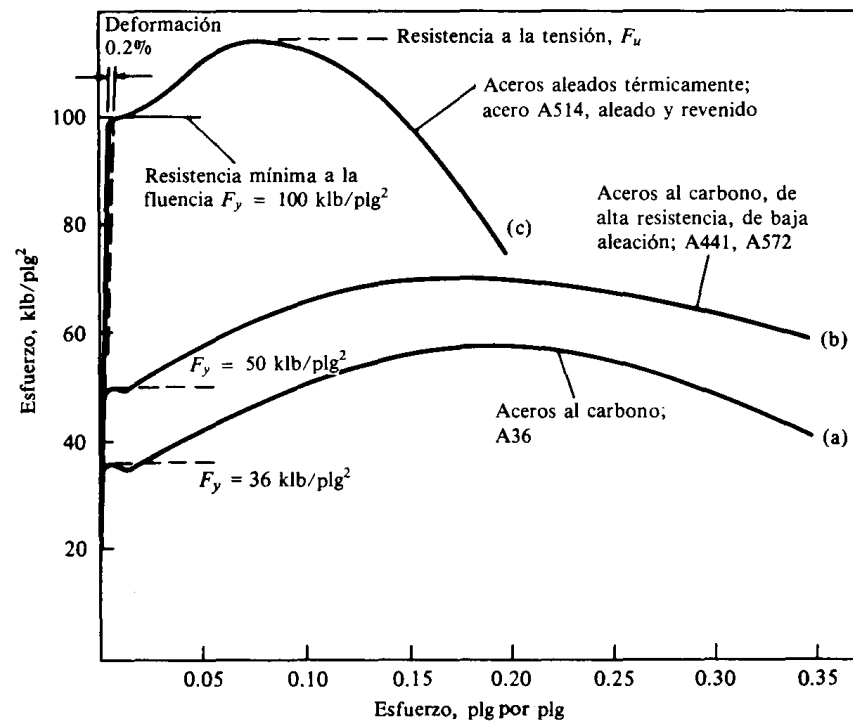


Figura 1-2. Curvas esfuerzo deformación para diferentes tipos de acero (Ref . 3).

La estructura no solo debe ser capaz de resistir las cargas de diseño sino también las de servicio en forma tal, que se cumplan los requisitos de los usuarios de ella. Las especificaciones del LRFD se concentran en requisitos muy específicos relativos a los estados límite de resistencia y permiten cierta “libertad” en el área de servicio.

En este método, las cargas de trabajo o servicio, Q_i , se multiplican por factores de carga o “de seguridad”, λ_i , que son casi siempre mayores de 1 y se obtienen las cargas últimas o factorizadas. La estructura se proporciona para que tenga una resistencia última de diseño suficiente para soportar las cargas factorizadas.

Esta resistencia se considera igual a la resistencia teórica o nominal, R_n , del miembro estructural, multiplicada por un factor de resistencia ϕ , que es normalmente menor que 1. Con este factor, se intenta tomar en cuenta las incertidumbres relativas a resistencia de los materiales, dimensiones y mano de obra, etc. En pocas palabras, para un miembro particular se debe cumplir que

$$\Sigma \lambda_i Q_i \leq \phi R_n \quad (1.1)$$

1.4 Factores de Carga

El propósito de los factores de carga es incrementar las cargas para tomar en cuenta las incertidumbres implicadas al estimar las magnitudes de las cargas vivas, muertas y accidentales durante la vida útil de la estructura.

El AISC-LRFD tiene las siguientes combinaciones de carga:

U representa la carga última; D son las cargas muertas; L son las cargas vivas; Lr son las cargas vivas en techos; S son las cargas de nieve; R son las cargas por lluvia, granizo o hielo, sin incluir el encharcamiento; W son las cargas de viento y E son las cargas sísmicas.

a) $U = 1.4D$

b) $U = 1.2D + 1.6L + 0.5(Lr \text{ o } S \text{ o } R)$

Si se consideran las fuerzas de viento o sismo:

c) $U = 1.2D + 1.6(Lr \text{ o } s \text{ o } R) + (0.5L \text{ o } 0.8W)$

d) $U = 1.2D + 1.3W + 0.5L + 0.5(Lr \text{ o } s \text{ o } R)$

e) $U = 1.2D + 1.5E + (0.5L \text{ o } 0.2S)$

Para considerar el posible efecto de volteo:

f) $U = 0.9D - (1.3W \text{ o } 1.5E)$

1.5 Factores de Resistencia

Para estimar con “precisión” la resistencia última de una estructura, es necesario tomar en cuenta las incertidumbres que se tiene en la resistencia de los materiales, en las dimensiones, en la mano de obra, etc. Algunas de las incertidumbres que afectan a estos factores son:

- a) La resistencia de los materiales puede variar inicialmente en forma considerable respecto a los valores supuestos y la variación será mayor con el paso del tiempo debido al flujo plástico, a la corrosión y a la fatiga.
- b) Los métodos de análisis están sujetos con frecuencia a errores apreciables o no se tiene un criterio definido para la estructuración.
- c) Los fenómenos naturales como sismos, huracanes, tornados, etc., causan condiciones difíciles de predecir.
- d) Las incertidumbres durante el proceso constructivo así como el maltrato que puedan recibir las estructuras durante la fabricación y montaje. Las cargas constructivas pocas veces consideradas en los análisis de cargas, etc.
- e) Las cargas muertas de una estructura pueden estimarse con bastante exactitud, pero no así las cargas vivas.
- f) Otras incertidumbres son la presencia de esfuerzos residuales y concentraciones de esfuerzos, variaciones en las dimensiones de las secciones, etc.

Tabla 1-2. Factores de Resistencia Característicos (Ref. 1)

Situaciones	Factores de Resistencia ϕ
Aplastamiento en áreas proyectantes de pasadores, fluencia del alma bajo cargas concentradas, cortante en tornillos en juntas tipo fricción.	1.00
Vigas sometidas a flexión, corte, filete de soldadura con esfuerzos paralelos al eje de soldadura, soldadura de ranura en el metal base.	0.90
Columnas, aplastamiento del alma, distancias al borde y capacidad de aplastamiento en agujeros.	0.85
Cortante en el área efectiva de soldaduras de ranura con penetración completa, tensión normal al área efectiva de soldadura de ranura con penetración parcial.	0.80
Tornillos a tensión, soldaduras de tapón o muescas, fractura en la sección neta de miembros a tensión.	0.75
Aplastamiento en tornillos (que no sean del tipo A307)	0.65
Aplastamiento en tornillos A307, aplastamiento en cimentaciones de hormigón.	0.60

1.6 Tipos de Perfiles de Acero Estructural

De acuerdo al AISC, se tienen las siguientes denominaciones de los perfiles estructurales más comunes.

W = Viga de Patín Ancho

M = Viga Miscelánea

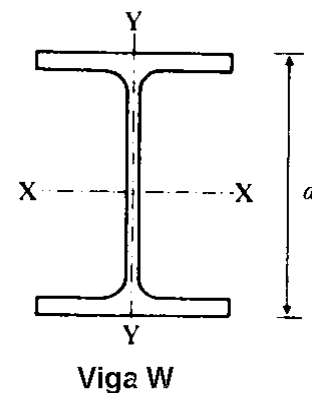
S = Viga Estándar Americana

C = Canal Estándar Americana

MC = Canal Miscelánea

L = Ángulo

WT = Tee estructural cortado de una W

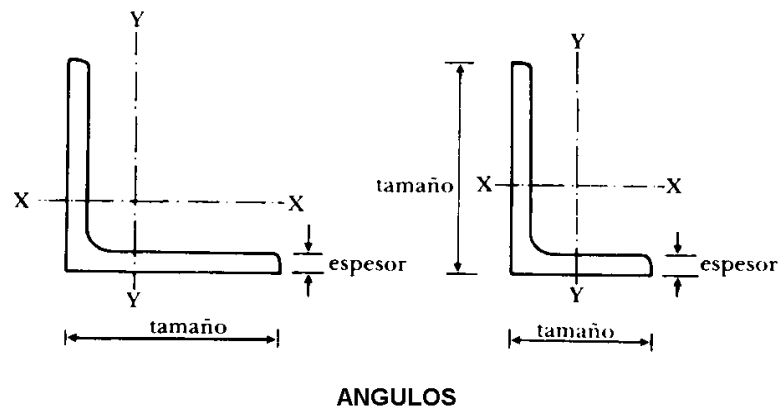


MT = Tee estructural cortado de una M

ST = Tee estructural cortado de una S

Estas letras, seguidas por números identifican a la sección particular. Por ejemplo, W 18 x 50, C 12 x 30, etc. El primer número indica el peralte de la sección y el segundo indica el peso de la sección en lb/ft.

Para ángulos, se designan por la longitud del ala del ángulo y su espesor, L 6 x 6 x $\frac{1}{2}$ " o L 7 x 4 x $\frac{1}{4}$ ".



1.7 Clasificación de las Secciones Según el AISC-LRFD

El AISC-LRFD proporciona valores límite para la relación ancho-espesor de las partes individuales de miembros a compresión, tal como se verá en el Capítulo 3 de estos apuntes.

Un elemento no atiesado es una pieza proyectante con un borde libre, paralelo a la dirección de la fuerza de compresión, en tanto que un elemento atiesado está soportado a lo largo de los dos bordes en esa dirección.

Dependiendo de la relación ancho-espesor de los elementos y de si éstos están atiesados o no, los elementos se pandearán bajo diferentes condiciones de esfuerzo. Para establecer estos límites, el AISC-LRFD clasifica a los miembros

en secciones compactas, secciones no compactas y elementos esbeltos a compresión.

Secciones compactas. Es aquella con un perfil lo suficientemente fuerte para que sea capaz de desarrollar una distribución total de esfuerzos plásticos antes de pandearse. El término plástico significa que en toda las secciones tiene presente el esfuerzo de fluencia y se estudiará en el capítulo 4 de estos apuntes. Para que un elemento se clasifique como compacto, sus patines deben estar conectados en el alma o almas en forma continua y las relaciones ancho espesor de sus elementos a compresión deben ser mayores que los valores λ_p dados en la Tabla 1-3.

Secciones no compactas. Es aquella en la que el esfuerzo de fluencia puede alcanzarse en algunos, pero no en todos sus elementos a compresión antes de que ocurra el pandeo; no es capaz de alcanzar una distribución plástica de esfuerzos total. Las secciones no compacta son aquellas con relaciones ancho-espesor mayores que λ_p pero menores que λ_r .

Elementos esbeltos a compresión. Estos elementos tienen relaciones ancho-espesor mayor que λ_r y se pandearán elásticamente antes de que se alcance el esfuerzo de fluencia en cualquier parte de la sección. Para estos elementos es necesario considerar resistencias al pandeo elástico.

Tabla 1-3. Relaciones Límite Ancho-Espesor para Elementos a Compresión (Ref. 1).

a) Elementos No Atiesados.

TABLE B5.1
Limiting Width-Thickness Ratios for
Compression Elements

Description of Element		Width Thick- ness Ratio	Limiting Width- Thickness Ratios	
			λ_p (compact)	λ_r (non compact)
Unstiffened Elements	Flanges of I-shaped rolled beams and channels in flexure (1)	b/t	$65/\sqrt{F_y}$ [c]	$141/\sqrt{F_y - 10}$
	Flanges of I-shaped hybrid or welded beams in flexure (2)	b/t	$65/\sqrt{F_y}$	$\frac{162}{\sqrt{(F_y - 16.5)/k_b}}$ (f)
	Flanges projecting from built-up compression members (3)	b/t	NA	$109/\sqrt{F_y/k_b}$ (f)
	Outstanding legs of pairs of angles in continuous contact, flanges of channels in axial compression; angles and plates projecting from beams or compression members (4)	b/t	NA	$95/\sqrt{F_y}$
	Legs of single angle struts; legs of double angle struts with separators; unstiffened elements, i.e., supported along one edge (5)	b/t	NA	$76/\sqrt{F_y}$
	Stems of tees (6)	d/t	NA	$127/\sqrt{F_y}$

b) Elementos Atiesados.

TABLE B5.1 (cont.)
Limiting Width-Thickness Ratios for
Compression Elements

Description of Element		Width Thickness Ratio	Limiting Width-Thickness Ratios	
			λ_p (compact)	λ_r (non compact)
Stiffened Elements	Flanges of square and rectangular box and hollow structural sections of uniform thickness subject to bending or compression; flange cover plates and diaphragm plates between lines of fasteners or welds (7)	b/t	$190/\sqrt{F_y}$	$238/\sqrt{F_y}$
	Unsupported width of cover plates perforated with a succession of access holes [b] (8)	b/t	NA	$317/\sqrt{F_y}$
	Webs in flexural compression [a] (9)	h/t_w	$640/\sqrt{F_y}$ [c]	$970/\sqrt{F_y}$ [g]
	Webs in combined flexural and axial compression (10)	h/t_w	for $P_u/\phi_b P_y \leq 0.125$ [c] $\frac{640}{\sqrt{F_y}} \left(1 - \frac{2.75 P_u}{\phi_b P_y} \right)$	[g] $\frac{970}{\sqrt{F_y}} \left(1 - 0.74 \frac{P_u}{\phi_b P_y} \right)$
			for $P_u/\phi_b P_y > 0.125$ [c] $\frac{191}{\sqrt{F_y}} \left(2.33 - \frac{P_u}{\phi_b P_y} \right) \geq \frac{253}{\sqrt{F_y}}$	
	All other uniformly compressed stiffened elements, i.e., supported along two edges (11)	b/t h/t_w	NA	$253/\sqrt{F_y}$
	Circular hollow sections In axial compression (12)	D/t	NA [d]	$3,300/F_y$
			In flexure $2,070/F_y$	$8,970/F_y$
[a] For hybrid beams, use the yield strength of the flange F_y instead of F_y. [b] Assumes net area of plate at widest hole. [c] Assumes an inelastic rotation capacity of 3. For structures in zones of high seismicity, a greater rotation capacity may be required. [d] For plastic design use $1,300/F_y$. [e] F_r = compressive residual stress in flange = 10 ksi for rolled shapes = 16.5 ksi for welded shapes [f] $k_c = \frac{4}{\sqrt{h/t_w}}$ but not less than $0.35 \leq k_c \leq 0.763$ [g] For members with unequal flanges, see Appendix B5.1. F_y is the specified minimum yield stress of the type of steel being used.				

Notas de las tablas:

- 1) Patines de vigas I laminadas y de canales a flexión.
- 2) Patines de vigas I híbridas y soldadas en flexión.
- 3) Patines proyectantes de miembros armados a compresión.
- 4) Pares de alas de ángulos sobresalientes en contacto continuo, patines de canales en compresión axial, ángulos y placas proyectantes de vigas o miembros a compresión.
- 5) Puntales en alas de ángulos simples; puntales en alas de ángulos dobles con separadores; elementos no atiesados como elementos soportados solo en un borde.
- 6) Almas de Tees.
- 7) Patines de cajones rectangulares o cuadrados y secciones estructurales huecas con espesor uniforme sujetos a flexión o compresión; patines de cubre placas y placas diafragma entre líneas de sujetadores o soldadura.
- 8) Anchos de cubre placas sin soporte perforados con una sucesión de agujeros de acceso.
- 9) Almas en Flexocompresión.
- 10) Almas en flexión y compresión axial combinados.
- 11) Cualquier otro elemento atiesado uniformemente comprimido, i. e. soportado a lo largo de dos bordes.
- 12) Secciones circulares huecas en Flexocompresión o en flexión.



2. Diseño de Miembros a Tensión

2.1. Introducción

En términos generales, el diseño por tensión es el más fácil, ya que al no presentarse el problema del pandeo solo se necesita calcular la fuerza factorizada que debe tomar el miembro y dividirla entre un esfuerzo de diseño para obtener el área de la sección transversal necesaria. Los tipos de perfiles utilizados para el diseño de elementos a tensión se presentan en la siguiente figura.

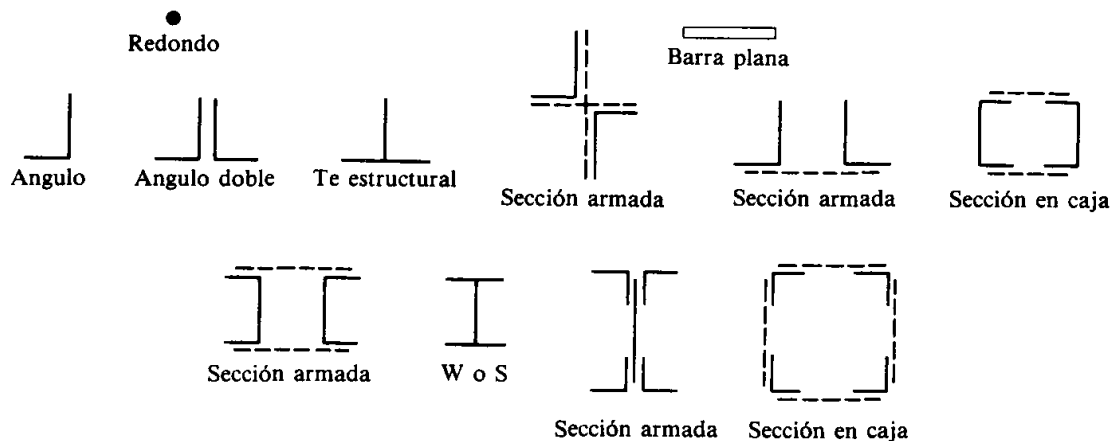


Figura 2-1. Secciones típicas (Ref. 3)

El manual del **AISC-LRFD**, especifica que la resistencia de diseño de un elemento a tensión, $\phi_t P_n$, será el menor de los valores obtenidos con las siguientes expresiones:

1. Para el estado límite de fluencia en la sección bruta.

$$P_u = \phi_t F_y A_g \quad \text{con } \phi_t = 0.90 \quad (2.1)$$

2. Para la fractura en la sección neta en la que se encuentran agujeros de tornillos o remaches.*

$$P_u = \phi_t F_u A_e \quad \text{con } \phi_t = 0.75 \quad (2.2)$$

Donde F_u es el esfuerzo de tensión mínimo especificado y A_e es el área neta efectiva que se supone resiste la tensión en la sección a través de los agujeros.

3. Para varillas y barras redondas.

$$P_u = \phi_t F_u A_d \quad \text{con } \phi_t = 0.75 \quad (2.3)$$

Donde A_d es el área total de la varilla calculada con base en el diámetro exterior de la rosca.

2.2. Cálculo de áreas netas

Se define como el área bruta de la sección transversal menos el área de las ranuras, muescas o agujeros. Al considerar el área de los agujeros, es necesario restar un área un poco mayor que la nominal del agujero. Para tornillos de alta resistencia, es necesario incrementar el diámetro del tornillo en un octavo de pulgada. El área que se resta por agujeros es igual al área de los agujeros por el espesor del metal.

Cuando se tiene más de una hilera de agujeros para tornillos en un miembro, a veces es conveniente escalonar los agujeros a fin de tener el máximo de área neta en cualquier sección para resistir la carga.

Para determinar el ancho neto del elemento con agujeros alternados o en tres bolillos, se considera el ancho total del elemento sin tomar en cuenta la línea a lo largo donde pueda ocurrir la falla, restar el diámetro de los agujeros a lo largo de la sección en tres bolillos considerada y añadiendo por cada diagonal una cantidad dada por la expresión $s^2 / 4g$. Donde s es el espaciamiento longitudinal (o paso) entre dos agujeros cualesquiera y g es el espaciamiento o gramil de dichos agujeros.

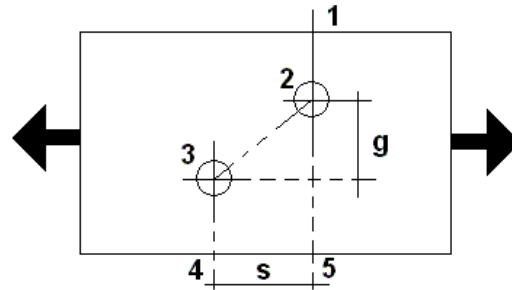


Figura 2-2. Agujeros alternados

Por la concentración de esfuerzos cortantes en la vecindad de una conexión en elementos sometidos a tensión axial, se presenta una reducción de la resistencia por tensión. En caso así, el flujo de esfuerzos de tensión entre la sección transversal del miembro principal y la del miembro más pequeño conectada a él, no es cien por ciento efectiva. Por tanto, el **AISC-LRFD** estipula que el área neta efectiva, A_e , de dicho miembro se determina multiplicando su área neta (si está atornillada o remachada) o su área total (si esta soldada) por un factor de reducción U ; este factor toma en cuenta de manera sencilla la distribución no uniforme del esfuerzo de tensión.

- 1) Si la fuerza se transmite directamente a cada uno de los elementos de la sección transversal de un elemento por medio de conectores, el área neta efectiva, A_e es igual a su área neta, A_n .
- 2) Elementos atornillados o remachados. Si la fuerza se transmite por medio de tornillos o remaches a través de algunos, pero no de todos los elementos del miembro, el valor de A_e debe determinarse con

$$A_e = U A_n \quad (2.4)$$

Donde U tiene los siguientes valores:

- a) $U = 0.90$ En los perfiles W, M, S con anchos de patín no menores que $2/3$ de sus peraltes y Tees estructurales cortadas de esos perfiles, siempre que la conexión sea por los patines. Las conexiones atornilladas o

remachadas deben tener no menos de tres conectores por hilera en la dirección de la fuerza.

b) $U = 0.85$ En los perfiles W, M, S que no cumplan con los requisitos anteriores, Tees estructurales cortadas de esos y otros perfiles, incluyendo secciones armadas. Las conexiones atornilladas o remachadas deben tener no menos de tres conectores por hilera en la dirección de la fuerza.

c) $U = 0.75$ en todos los miembros con conexiones atornilladas o remachadas con sólo dos conectores por hilera en la dirección de la fuerza.

3) Elementos soldados.

a) Si la carga se transmite por medio de soldadura a través de algunos, pero no de todos los elementos de un miembro a tensión, el área neta efectiva debe determinarse multiplicando el coeficiente de reducción U por el área total del miembro, $A_e = U A_g$. Donde U tiene los mismos valores que para el inciso 2, sin tomar en cuenta la especificación relativa al número de conectores.

b) Si una carga de tensión se transmite por medio de soldadura transversal a algunos, pero no de todos los elementos con perfiles W, M o S, o bien a Tees estructurales cortadas de esos perfiles, el área neta efectiva, A_e , será igual al área de las partes conectadas directamente.

c) En función de la longitud de la soldadura, la cual no podrá ser menor al ancho de las placas o barras, el área neta efectiva será igual a $U A_g$, donde U vale:

a. $U = 1.0$ si $L > 2W$

b. $U = 0.87$ si $2W > L > 1.5W$

c. $U = 0.75$ si $1.5W > L > W$

Donde L es la longitud del cordón de soldadura y W es el ancho de la placa (distancia entre cordones).

2.3 Selección de Perfiles

Un criterio para seleccionar perfiles (exceptuando varillas) de miembros sometidos a tensión es calculando el área mínima bruta que deberá ser igual al área neta más el área estimada de los agujeros (en caso de conexiones atornilladas). El área neta mínima se puede obtener de la expresión $P_u = \phi_t F_u A_e$, y $A_e = U A_n$.

Aunque los miembros a tensión no presentan el problema de pandeo, el AISC-LRFD recomienda usar una relación de esbeltez no mayor de $L / 300$ para miembros a tensión, exceptuando a las varillas que se recomienda usar una relación de esbeltez no mayor de $L / 150$. El propósito de estas limitaciones es para garantizar que dichos elementos posean suficiente rigidez para prevenir deflexiones laterales o vibraciones excesivas. Además, se puede presentar el caso de inversión de esfuerzos en dichos elementos durante el transporte y montaje o por la acción de viento o sismo. Las especificaciones establecen que dichas fuerzas de compresión “accidentales” no deben exceder del 50% de la resistencia de diseño por compresión de los miembros.

Por otra parte, en el siguiente capítulo veremos que para relaciones de esbeltez mayores de 200, los esfuerzos de diseño por compresión son muy pequeños (para acero A-36 son menores de 6 ksi.)

2.4 Bloque de Cortante

La resistencia de diseño de un miembro a tensión no siempre está especificada por las ecuaciones 2.1 o 2.2, o bien por la resistencia de los sujetadores o soldadura con que se conecta el miembro. Esta puede determinarse por la resistencia de su bloque de cortante.

La falla de un miembro puede ocurrir a lo largo de una trayectoria que implique tensión en un plano y cortante en otro plano perpendicular. Es poco probable que la fractura ocurra en ambos planos simultáneamente. Parece lógico suponer que la carga causará que la resistencia a la fluencia se alcance en un plano, en tanto que en el otro ya se haya excedido éste y esté a punto de alcanzarse la fractura. No parece razonable sumar las resistencias en ambos planos para determinar la resistencia del bloque de cortante de un miembro específico.

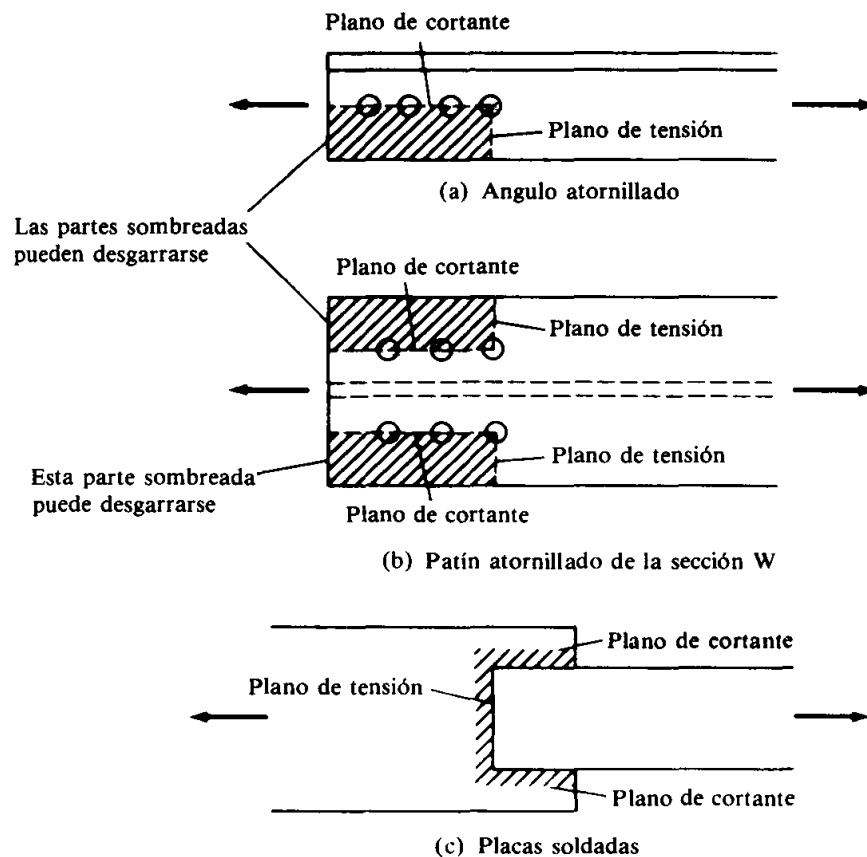


Figura 2-3. Bloque de Cortante

De la figura 2-4, desde el punto de vista de bloque de cortante y un área pequeña a tensión y su resistencia principal a una falla del bloque de cortante es el cortante y no la tensión.

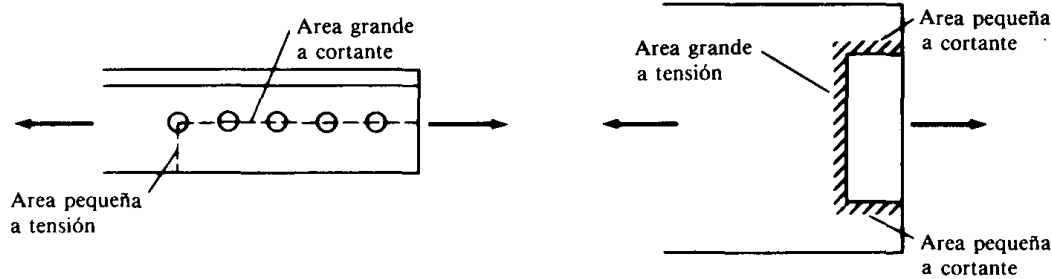


Figura 2-4. Ejemplos de bloque de cortante

El AISC-LRFD considera que es lógico suponer que cuando ocurre una fractura en esta zona con alta capacidad de corte, la pequeña área a tensión ya ha fluido. Desde el punto de vista del bloque de cortante que tiene un área grande a tensión y un área pequeña para el corte, el AISC-LRFD especifica que en este caso la fuerza resistente primaria contra la falla en el bloque de cortante será de tensión y no de corte; entonces, la falla en el bloque de cortante no puede ocurrir hasta que se fracture el área de tensión, en este momento es lógico suponer que el área de cortante ya ha fluido.

Así, el diseño por bloque de cortante se determine, primeramente calculando la resistencia por fractura a tensión en la sección neta en una dirección y sumando a ese valor la resistencia de fluencia por cortante en el área total del segmento perpendicular; segundo, calculando la resistencia a la fractura por cortante en el área total sujeta a tensión y sumando a este valor la resistencia a la fluencia por tensión en el área neta del segmento perpendicular sujeto a cortante. La resistencia por bloque de cortante es el mayor valor determinado de ambos casos.

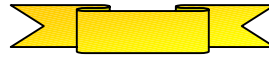
1. Fractura por tensión y fluencia por cortante,

$$P_{bs} = \phi (F_u A_{nt} + 0.6F_y A_{gv}) \quad (2.5)$$

2. Fractura por cortante y fluencia por tensión,

$$P_{bs} = \phi (F_y A_{tg} + 0.6F_u A_{ns}) \quad (2.6)$$

Donde, $\phi = 0.75$; A_{vg} es el área total sujeta a cortante; A_{tg} es el área total sujeta a tensión; A_{ns} es el área neta sujeta a cortante y A_{nt} es el área neta sujeta a tensión.



3. Diseño de Elementos a Compresión Axial

3.1 Introducción

Una columna es un miembro que soporta una carga de compresión axial. Esta carga puede ser concéntrica, es decir, aplicada a lo largo del eje centroidal, o excéntrica, cuando la carga es aplicada paralelamente al eje del miembro centroidal, pero a cierta distancia del mismo.

Las diferencias entre los elementos a tensión y a compresión son:

1. Las cargas de tensión tienden a mantener rectos los miembros, en tanto que las cargas de compresión tienden a flexionarlos hacia fuera del plano de las cargas (pandeo).
2. La presencia de agujeros para tornillos en los elementos a tensión, reduce las áreas disponibles para resistir las fuerzas; en los miembros a compresión se supone que los tornillos llenan los agujeros y las áreas están disponibles para resistir las cargas.

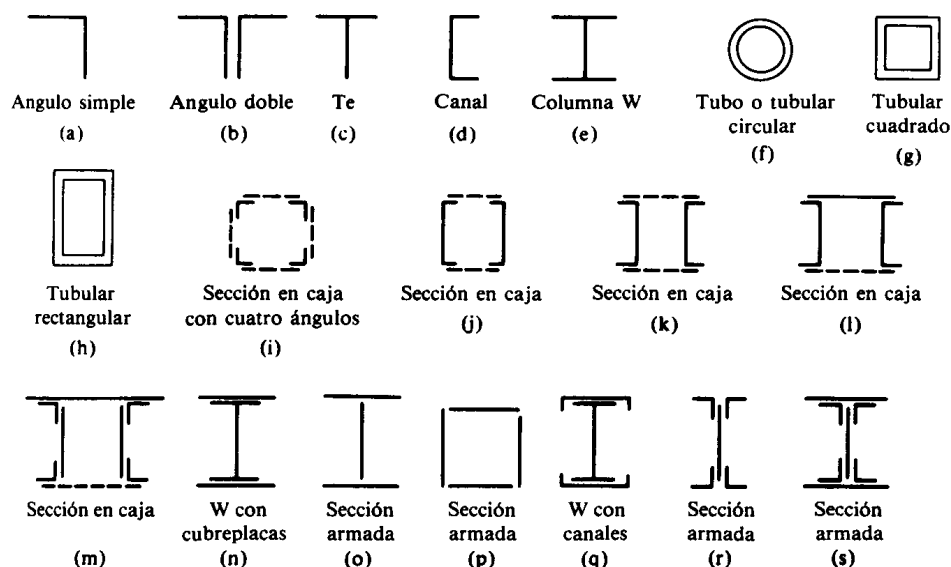


Figura 3-1. Perfiles usados en compresión.

3.2. Ecuación de Euler

La base de la teoría de las columnas es la fórmula de Euler, que fue publicada en 1757 por el matemático suizo Leonard Euler, basada en la ecuación de la elástica $EI(d^2y/dx^2)=M$. La fórmula de Euler, que es válida solo para columnas largas, calcula la carga crítica de pandeo. Esta es la carga última que puede soportar una columna larga.

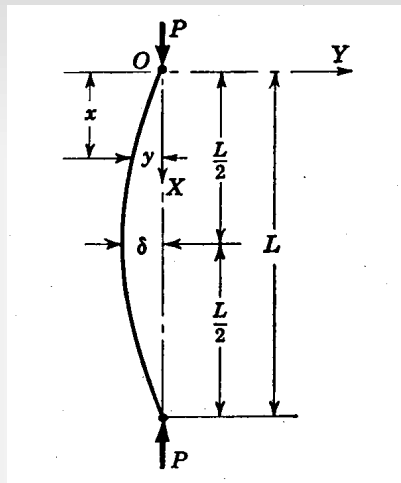


Figura 3-2. Columna de Euler

Así la ecuación de Euler es:

$$P = EI\pi^2/L^2 \quad (3.1)$$

Donde P es la carga crítica de pandeo elástico o carga crítica de Euler.

Sabiendo que $r = (I/A)^{1/2}$ y que $\sigma = P/A$, se puede escribir la ecuación de Euler como

$$\sigma = \pi^2 E / (L/r)^2 = F_e \quad (3.2)$$

Donde σ es el esfuerzo crítico de pandeo elástico.

En las especificaciones del AISC-LRFD, F_e es el esfuerzo de Euler.

En la ecuación de Euler, el valor de L se tomará como la distancia entre los puntos de inflexión de la elástica, donde el momento de flexión vale cero. Esta distancia L se considera como la longitud efectiva de la columna.

3.3 Longitud Efectiva

En las especificaciones del AISC-LRFD, la longitud efectiva de una columna se denomina KL , donde K es el factor de longitud efectiva. K es un número por el que se debe multiplicar la longitud de la columna para obtener la longitud efectiva de la columna. El valor de K depende de la restricción rotacional en los extremos de la columna y a su resistencia al movimiento lateral.

Tabla 3-1. Valores de K para columnas aisladas (Ref. 3)

	(a)	(b)	(c)	(d)	(e)	(f)
Las líneas interrumpidas muestran la forma pandeada de la columna						
Valor K teórico	0.5	0.7	1.0	1.0	2.0	2.0
Valores recomendados de diseño cuando las condiciones reales son parecidas a las ideales	0.65	0.80	1.2	1.0	2.10	2.0
Símbolos para las condiciones de extremo						
	Rotación y traslación impedidos	Rotación libre y traslación impedida	Rotación impedida y traslación libre	Rotación y traslación libres		

Fuente: *Load and Resistance Factor Design Specification for Structural Steel Buildings*, sep. 1, 1986 (Chicago: AISC, 1986); páginas 6-151 en el manual LRFD.

VE

El concepto de longitud efectiva es un artificio matemático para reemplazar una columna con cualquier condición en sus extremos por una columna equivalente con sus extremos articulados, a fin de aplicar la ecuación de Euler.

Sin embargo, para pórticos continuos, no es recomendable usar los valores de K dados en la tabla anterior. Para estos casos, es posible obtener K con base en un análisis matemático o utilizando los nomogramas para la determinación de las longitudes efectivas de pórticos continuos.

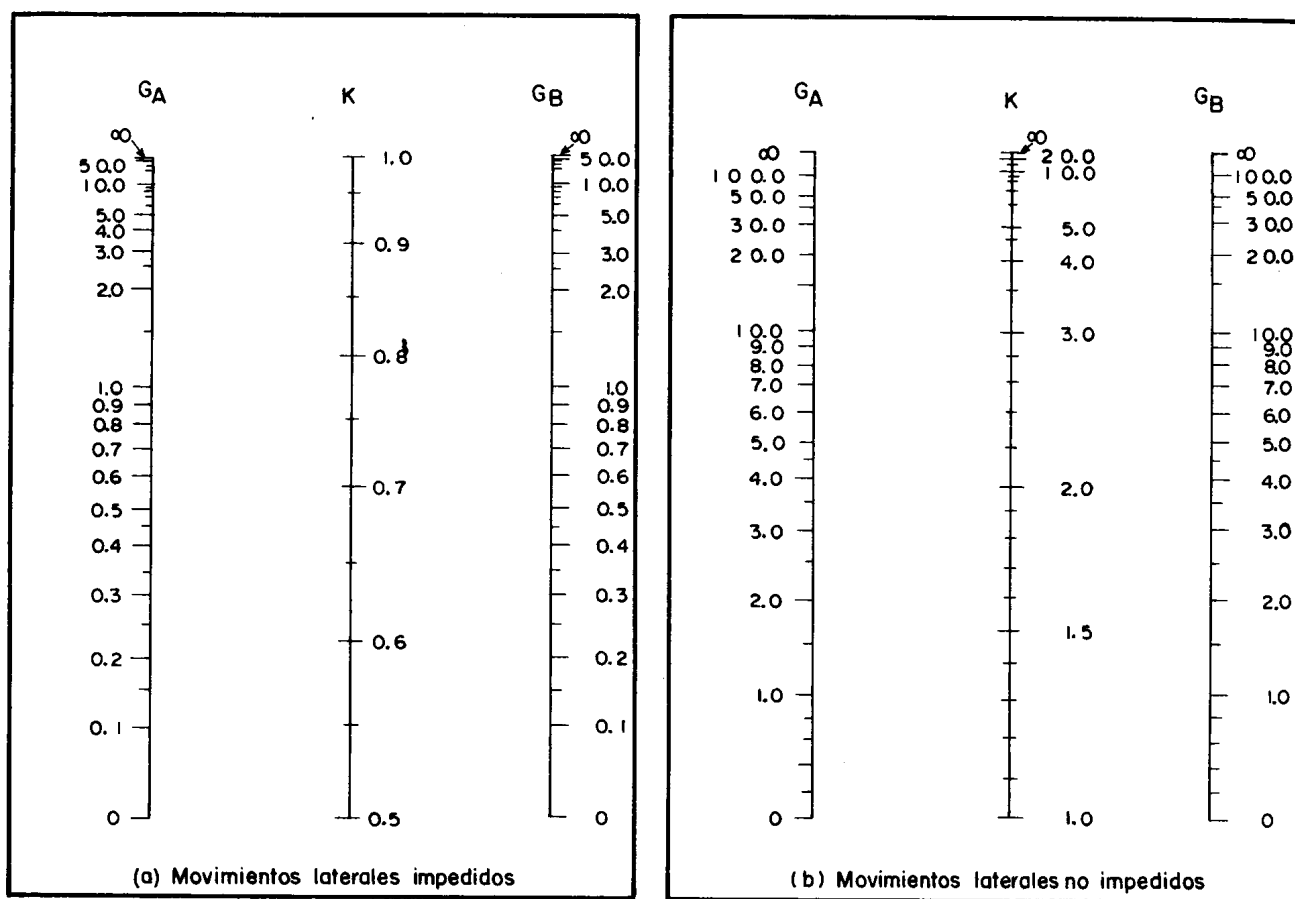


Figura 3-3. Nomogramas de Columnas en Pórticos Continuos

Donde,

$$G = \frac{\sum \left(\frac{EI}{L} \right)_{\text{columnas}}}{\sum \left(\frac{EI}{L} \right)_{\text{vigas}}} \quad (3.3)$$

De estos nomogramas se recomienda lo siguiente:

- Usar $G = 10$ cuando se usen soportes no rígidos entre la columna y la cimentación. Si la conexión es rígida usar $G = 1.0$.
- Incrementar la longitud efectiva de las vigas en función de las condiciones de apoyo que tengan. El incremento de las longitudes de las vigas se puede calcular usando los valores de K de la tabla anterior, en los cuales $K > 1.0$

A parte de los nomogramas, existen expresiones analíticas para calcular K .

Columnas arriostradas:

$$K = 0.7 + 0.05(G_A + G_B) \leq 1.0 \quad (3.4)$$

$$K = 0.85 + 0.05 G_{\min} \leq 1.0 \quad (3.5)$$

Columnas no arriostradas:

$$\text{Para } G_{\text{promedio}} < 2.0 \quad K = [(20 - G_{\text{promedio}})/20](1 + G_{\text{promedio}})^{1/2} \quad (3.6)$$

$$\text{Para } G_{\text{promedio}} \geq 2.0 \quad K = 0.90 (1 + G_{\text{promedio}})^{1/2} \quad (3.7)$$

Donde $G_{\text{promedio}} = (G_A + G_B)/2$

3.4 Tipos de Columnas

Una columna sujeta a compresión axial se acortará en la dirección de la carga. Si la carga se incrementa hasta que dicho miembro se pandea, el acortamiento

cesará y la columna se flexionará lateralmente pudiendo al mismo tiempo torcerse en una dirección perpendicular a su eje longitudinal.

La resistencia de una columna y la manera como falla, dependen en gran medida de su longitud efectiva. Mientras mayor sea la relación de esbeltez de un miembro, menor será la carga que pueda soportar y disminuye su esfuerzo de pandeo. Si la relación de esbeltez excede de cierto valor, el esfuerzo de pandeo será menor al límite proporcional del acero. Las columnas en este intervalo fallan inelásticamente. Se pueden clasificar en tres tipos: columnas cortas, columnas intermedias y columnas largas o esbeltas. Las columnas cortas fallan por aplastamiento. Las columnas largas fallan por pandeo y las columnas intermedias fallan en combinación de pandeo y aplastamiento.

La relación de esbeltez mide la tendencia de una columna a pandearse. Mientras mayor sea la relación de esbeltez de un miembro, menor será la carga que pueda soportar.

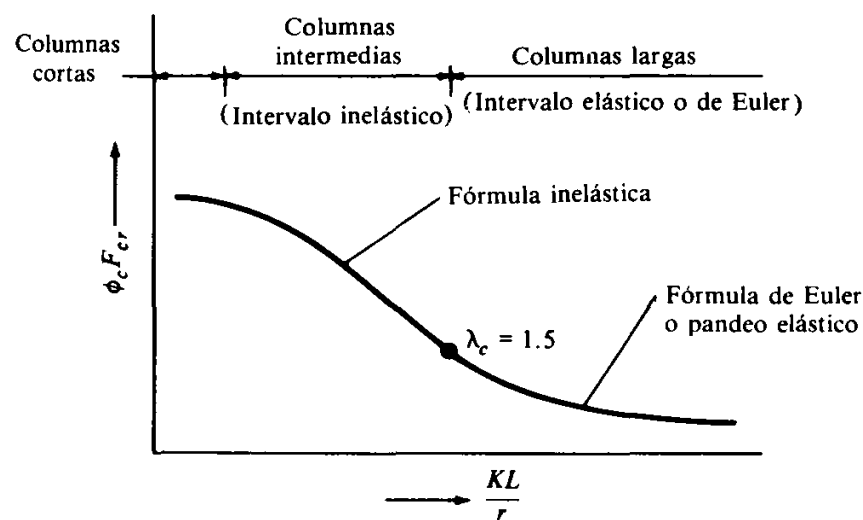


Figura 3-4. Tipos de fallas en columnas (Ref. 3)

En estructuras de acero convencionales, los perfiles más usados para columnas son el tipo W y las secciones de cajón formado por 4 placas; sin embargo, los

perfiles tubulares circulares y cuadrados han tenido mucha aceptación entre los arquitectos e ingenieros en los últimos años.

El AISC-LRFD proporciona fórmulas para columnas largas con pandeo inelástico y una fórmula parabólica para las columnas cortas e intermedias. Con estas fórmulas se determina un esfuerzo crítico o de pandeo F_{cr} , para un elemento a compresión.

La resistencia de diseño del miembro se determina como:

$$P_u = \phi_c F_{cr} A_g \quad \text{con } \phi_c = 0.85 \quad (3.8)$$

$$1) F_{cr} = (0.658^{\lambda_c^2}) F_y \quad \text{para } \lambda_c \leq 1.50 \quad (\text{pandeo inelástico}) \quad (3.9)$$

$$2) F_{cr} = (0.877/\lambda_c^2) F_y \quad \text{para } \lambda_c > 1.50 \quad (\text{pandeo elástico}) \quad (3.10)$$

$$3) \lambda_c = (KL/\pi r)(F_y/E)^{1/2} \quad (3.11)$$

El AISC-LRFD presenta tablas de valores de F_{cr} para aceros tipo A36 y A50 para relaciones $KL/r = 1$ hasta 200.

3.5 Factores de reducción de rigidez

Debido a que los nomogramas fueron elaborados bajo criterios de condiciones idealizadas y la realidad dista mucho de estas condiciones, se pueden obtener valores de K muy conservadores. La mayoría de las columnas tienden a fallar en el intervalo inelástico mientras que los nomogramas se crearon suponiendo condiciones elásticas. Por tanto, K debe corregirse de acuerdo a los siguientes criterios. En el intervalo elástico, la rigidez de la columna es proporcional a EI , donde $E = 29,000$ ksi mientras que en el intervalo inelástico la rigidez es más bien proporcional a EI donde E es el módulo reducido o módulo tangente.

En la expresión $G = \Sigma(I/L_{\text{columna}}) / \Sigma(I/L_{\text{viga}})$ si las columnas se comportan elásticamente, el valor de E se cancela. Sin embargo, si el comportamiento de la columna es inelástico ($\lambda_c < 1.5$), los factores de rigidez de la columna serán menores e iguales a E_T/L . Como resultado, G será menor y K será más pequeño. Aunque los nomogramas fueron elaborados para una acción elástica de las columnas, pueden usarse para una situación inelástica si el valor de G se multiplica por su factor de corrección llamado Factor de reducción de rigidez (SRF). Este factor de reducción es igual al módulo tangente dividido entre el módulo elástico (E_T/E) y es aproximadamente igual a $F_{cr_{\text{inel}}}/F_{cr_{\text{elast}}}$ y aproximadamente igual a $P_u/A/F_{cr_{\text{elast}}}$.

Para obtener SRF,

1. Calcular P_u y seleccionar una columna de prueba.
2. Calcular P_u / A y escoger SRF de la tabla anterior.
3. Calcular G_{elast} y multiplicarla por SRF que se obtiene de la tabla 3-2 y luego determinar K con los nomogramas.
4. Calcular la relación de esbeltez efectiva KL/r , se obtiene $\phi_c F_{cr}$ y se multiplica por el área para obtener P_u . Si este valor es muy diferente del valor calculado en el paso 1, se escoge otra columna y se repiten los pasos siguientes.

Tabla 3-2. Factores de Reducción de Rigidez (ref. 1).

Stiffness Reduction Factors (SRF) for Columns					
P_u/A ksi	F_y		P_u/A ksi	F_y	
	36 ksi	50 ksi		36 ksi	50 ksi
42	—	0.03	26	0.38	0.82
41	—	0.09	25	0.45	0.85
40	—	0.16	24	0.52	0.88
39	—	0.21	23	0.58	0.90
38	—	0.27	22	0.65	0.93
37	—	0.33	21	0.70	0.95
36	—	0.38	20	0.76	0.97
35	—	0.44	19	0.81	0.98
34	—	0.49	18	0.85	0.99
33	—	0.53	17	0.89	1.00
32	—	0.58	16	0.92	↓
31	—	0.63	15	0.95	
30	0.05	0.67	14	0.97	
29	0.14	0.71	13	0.99	
28	0.22	0.75	12	1.00	
27	0.30	0.79	11	↓	
— indicates not applicable.					

3.6 Columnas Armadas

Las especificaciones del AISC-LRFD presentan los siguientes requisitos respecto a las columnas armadas; cuando dichas columnas constan de diferentes componentes, estas deben conectarse en sus extremos, ya sea por medio de soldadura o por tornillos.

1. Las longitudes de los cordones de soldadura deben ser al menos igual al ancho máximo del miembro.
2. Los tornillos de conexión no deberán espaciarse longitudinalmente a más de 4 diámetros entre centros y la conexión debe extenderse en una distancia igual por lo menos a 1.5 veces el ancho máximo del elemento.

3. Cuando una componente de una columna armada consta de una placa exterior, el AISC-LRFD especifica que para conexiones soldadas se usan cordones intermitentes a lo largo de los bordes de las componentes o si se usan tornillos a lo largo de las líneas de gramil en cada sección, su separación máxima no será mayor de $127/(F_y)^{1/2}$ veces el espesor de la placa exterior más delgada ni de 12 pulgadas. Si se usan tornillos escalonados (3 bolillos o en zig zag) sobre cada línea de gramil, su separación en cada línea no será mayor de $190/(F_y)^{1/2}$ veces el espesor de la placa más delgada ni de 18 pulgadas.

Si la relación $a/r_i \leq 50$, todas las partes de una columna armada trabajan en conjunto. Si la relación es mayor que 50, se requiere usar una relación de esbeltez modificada $(KL/r)_m$ o mayor para determinar el esfuerzo de diseño, en vez del valor $(KL/r)_o$ que se usaría si la sección transversal fuera completamente efectiva. El valor de $(KL/r)_m$ es:

1. Caso general:

$$\left(\frac{KL}{r}\right)_m = \sqrt{\left(\left(\frac{KL}{r}\right)_o^2 + \left(\frac{a^2}{r_i} - 50\right)^2\right)} \quad (3.12)$$

Esta expresión es sólo aplicable al eje de pandeo respecto al cual se requieren conectores para resistir el cortante.

2. Para columnas armadas conectadas en sus extremos con tornillos de ajuste apretados:

$$\left(\frac{KL}{r}\right)_m = \sqrt{\left(\left(\frac{KL}{r}\right)_o^2 + \left(\frac{a^2}{r_i}\right)^2\right)} \quad (3.13)$$

Donde

a/r_i = la esbeltez de columna mayor de una componente individual.

$(KL/r)_o$ = esbeltez de columna de miembros armados trabajando como uno solo.

$(KL/r)_m$ = esbeltez de columna modificada de un miembro armado.

Nota: La resistencia de diseño de una columna armada se reduce si la separación de los conectores es tal que una de las componentes de la columna puedan pandearse antes de que se pandee la columna en su conjunto. Tal situación se puede prevenir si la relación a/r_i se mantiene menor o igual que la relación que rige para todo el miembro, es decir, menor que $(KL/r)_x$ o $(KL/r)_y$ según sea el caso.

3.6.1 Celosías y Placas de Unión en Columnas Armadas

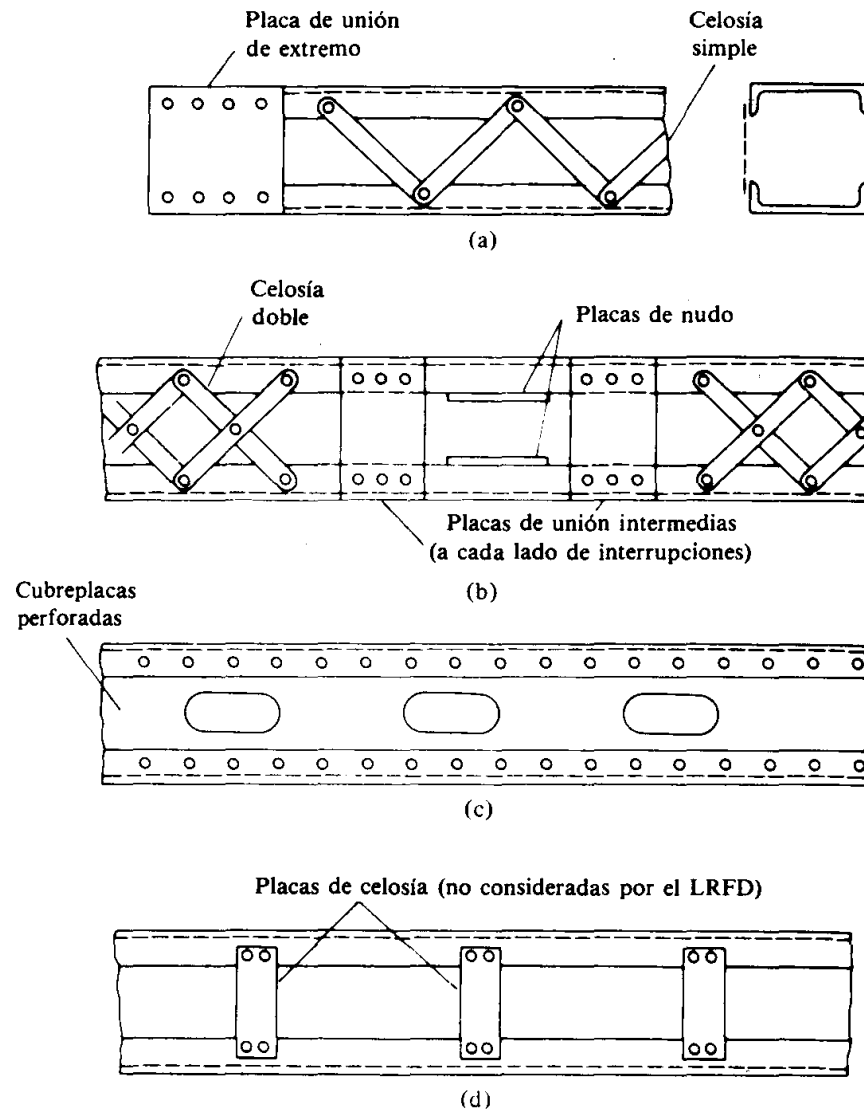
El propósito de la celosía es mantener las diversas partes que conforman a la columna armada paralelas y a las distancias correctas, con el fin de uniformar la distribución de esfuerzos en ellas.

Además de la celosía, es necesario colocar placas de unión tan cerca como sea posible de los extremos y en puntos intermedios si la celosía se interrumpe.

El AISC-LRFD especifica que las placas de unión deberán tener un espesor menor o igual a 1/50 veces la distancia entre las líneas de conectores o cordones de soldadura y una longitud paralela al eje del miembro principal menor o igual a la distancia entre líneas de conectores.

La celosía consta de barras planas, pero puede formarse en ocasiones con ángulos, cubre placas perforadas, canales y otros perfiles laminados. Estas piezas deben espaciarse de modo que las partes individuales conectadas no tengan valores L/r entre conexiones mayores que el valor que rija para el miembro armado completo.

*Apuntes
Diseño de Estructuras Metálicas
Victor Escalante Cervera*

**Figura 3-5. Tipos de Columnas Armadas.**

Se supone que la celosía está sujeta a una fuerza cortante normal al elemento menor o igual al 2% de la resistencia de diseño por compresión del elemento P_u del miembro. La relación de esbeltez máxima es de 140 para celosía simple y de 200 para celosía doble. Si la distancia entre líneas de conectores es mayor que 15" deberán usarse celosía doble o celosía simple a base de ángulos.

3.7 Flexotorsión en Columnas

Para secciones asimétricas o con un solo eje de simetría se presenta un pandeo por flexotorsión (figura 3-6), el cual pocas veces se toma en cuenta para fines de diseño. En secciones con simetría doble se presenta un pandeo por flexión (pandeo de Euler) o por torsión independientes, ya que comúnmente la carga pasaría por el centro de cortante se encuentra fuera de la sección.

El AISC-LRFD presenta las siguientes expresiones para resolver el problema de flexo-torsión.

$$1) P_u = \phi_c P_n = \phi_c A_g F_{cr} \quad \text{con } \phi_c = 0.85 \quad (3.14)$$

$$2) F_{cr} = Q (0.658^{Q\lambda_e^2}) F_y \quad \text{si } \lambda_e(Q)^{1/2} \leq 1.5 \quad (3.15)$$

$$3) F_{cr} = (0.877/\lambda_e^2) F_y \quad \text{si } \lambda_e(Q)^{1/2} > 1.5 \quad (3.16)$$

donde $Q = 1.0$ si los elementos cumplen las relaciones λ_r de la tabla 1-3 del capítulo 1 de estos apuntes. Si no, $Q = Q_a Q_s$, donde:

a) Para ángulos sencillos

$$Q_s = 1.340 - 0.00447(b/t)(F_y)^{1/2} \quad \text{si } 76/(F_y)^{1/2} < b/t < 155/(F_y)^{1/2} \quad (3.17)$$

$$Q_s = 15550/(F_y (b/t)^2) \quad \text{si } b/t \geq 155/(F_y)^{1/2} \quad (3.18)$$

b) Para patines de vigas, ángulos y placas provenientes de vigas laminadas o columnas o cualquier otro elemento a compresión:

$$Q_s = 1.415 - 0.00437(b/t)(F_y)^{1/2} \quad \text{si } 95/(F_y)^{1/2} < b/t < 176/(F_y)^{1/2} \quad (3.19)$$

$$Q_s = 20000/(F_y (b/t)^2) \quad \text{si } b/t \geq 176/(F_y)^{1/2} \quad (3.20)$$

c) Para patines, ángulos y placas provenientes de columnas armadas o cualquier otro elemento a compresión:

$$Q_s = 1.415 - 0.00381(b/t)(F_y)^{1/2} \quad \text{si } 109/(F_y/K_c)^{1/2} < b/t < 200/(F_y/K_c)^{1/2} \quad (3.21)$$

$$Q_s = 26200K_c/(F_y (b/t)^2) \quad \text{si } b/t \geq 200/(F_y/K_c)^{1/2} \quad (3.22)$$

Donde $K_c = 4/(h/t_w)^{1/2}$ si $0.35 \leq K_c \leq 0.763$ para secciones I

h = peralte del alma

t_w = espesor del alma

$K_c = 0.763$ para otras secciones.

d) Para vigas Tees:

$$Q_s = 1.908 - 0.00715(b/t)(F_y)^{1/2} \quad \text{si } 127/(F_y)^{1/2} < b/t < 176/(F_y)^{1/2} \quad (3.23)$$

$$Q_s = 20000/(F_y (b/t)^2) \quad \text{si } b/t \geq 176/(F_y)^{1/2} \quad (3.24)$$

Donde b = ancho del elemento a compresión no atiesado

t = espesor del elemento a compresión no atiesado

F_y = esfuerzo de fluencia en ksi

Para elementos no atiesados, la sección transversal Q_s se determina con las expresiones anteriores. Para elementos atiesados, la sección transversal es:

Q_a = área efectiva / área real

Donde el área efectiva es la suma de todas las áreas efectivas de la sección transversal.

Para secciones transversales comprendidas sólo por elementos no atiesados $Q = Q_s$ ($Q_a = 1.0$)

Para secciones transversales comprendidas sólo por elementos atiesados $Q = Q_a$ ($Q_s = 1.0$)

Para secciones transversales comprendidas sólo por elementos atiesados y no atiesados $Q = Q_s Q_a$.

$\lambda_e = (F_y/F_e)$

Fe es el esfuerzo crítico de pandeo elástico por flexotorsión.

a) para perfiles con simetría doble

$$F_e = [(\pi^2 E C_w / K_z L^2) + GJ] / (I_x + I_y) \quad (3.25)$$

b) para perfiles con simetría simple en los que y es el eje de simetría

$$F_e = ((F_{ey} + F_{ez}) / 2H) [1 - (1 - (4F_{ey}F_{ez}H) / (F_{ey} + F_{ez})^2)^{1/2}] \quad (3.26)$$

c) para perfiles sin eje de simetría, Fe es el menor valor de la raíz de la siguiente ecuación cúbica:

$$(F_e - F_{ex})(F_e - F_{ey})(F_e - F_{ez}) - F_e^2(F_e - F_{ey})(X_o/r_o)^2 - F_e^2(F_e - F_{ex})(Y_o/r_o)^2 = 0 \quad (3.27)$$

donde Kz = factor de longitud efectiva para pandeo torsional

G = módulo cortante en ksi

Cw = constante de alabeo en pulg⁶

J = constante de torsión en pulg⁴

$$r_o^2 = X_o^2 + Y_o^2 + (I_x + I_y) / A \quad (3.28)$$

$$H = 1 - ((X_o^2 + Y_o^2) / r_o^2) \quad (3.29)$$

$$F_{ex} = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r} \right)_x^2} \quad (3.30)$$

$$F_{ey} = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r} \right)_y^2} \quad (3.31)$$

$$F_{ez} = \left[\frac{\pi^2 E C_w}{(K_z L)^2} + GJ \right] \frac{1}{A r_o^2} \quad (3.32)$$

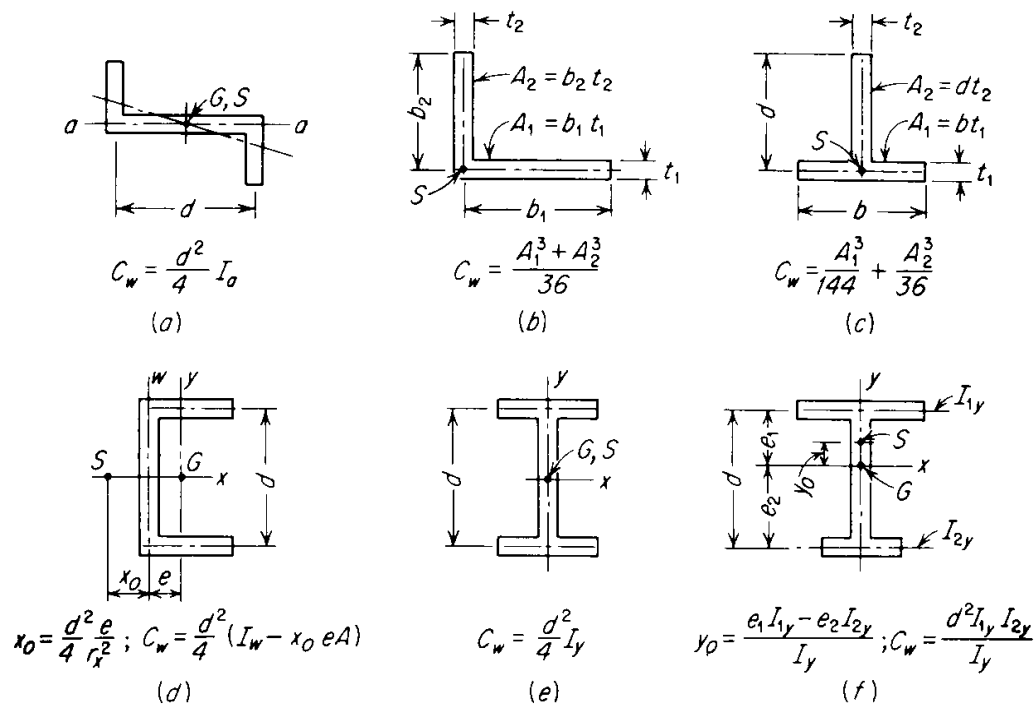


Figura 3-6. Constantes de Alabeo de secciones típicas de acero (Ref. 2)

3.8 Placas Base de Columnas

Como se sabe, el área de diseño por compresión en el área de apoyo de una zapata de hormigón es mucho menor que el correspondiente a la base de acero de una columna. Cuando una columna de acero se apoya en la parte superior de una cimentación, ya sea una zapata aislada o una platea, es necesario que la carga que baja de la columna se distribuya en un área tal que no se aplaste el hormigón. Las longitudes y anchos de las placas base de columnas de acero se seleccionan en múltiplos pares de pulgadas y sus espesores en múltiplos de octavos de pulgada.

El AISC-LRFD tiene las siguientes especificaciones para placas base. Cabe señalar que el AISC sólo toma en cuenta el efecto de la carga axial total P_u actuante en la columna y que se transmite a la cimentación, con una presión P_u/A en donde A es el área de la placa base. La cimentación reaccionará a su vez

con una presión P_u/A y tenderá a flexionar las partes de la placa base que quedan en vuelo fuera de la columna, como se ve en la figura 3-8. Así, el AISC-LRFD señala que los momentos máximos en una placa base ocurren a distancia entre $0.80b_f$ y $0.95d$, donde b_f es el ancho del patín y de el peralte de la columna, rigiendo el mayor de estos dos valores. El momento calculado nos sirve para calcular el espesor de la placa base.

El área de la placa base se calcula como:

Sabiendo que la resistencia de diseño por aplastamiento del hormigón debajo de la placa base debe ser al menos igual a la carga actuante P_u , se tiene:

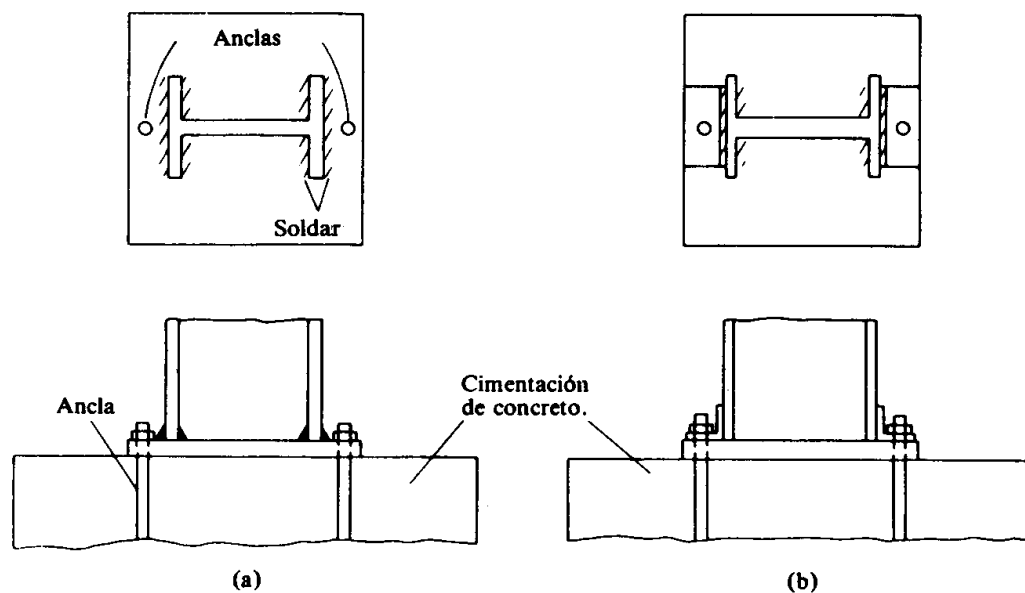


Figura 3-7. Placas Base de Columnas

- a) Si la placa base cubre el área total del dado o pedestal de la cimentación:

$$P_u = \phi_c 0.85 f'_c A_1 \quad (3.33)$$

$\phi_c = 0.60$ por aplastamiento del hormigón.

f'_c = resistencia del hormigón a compresión a 28 días.

A_1 es el área de la placa base

b) Si el área de la placa base sólo cubre una parte del pedestal:

$$P_u = \phi_c(0.85f'_c A_1)(A_2/A_1)^{1/2} \leq \phi_c 1.7f'_c A_1 \quad (3.34)$$

Donde A_2 es el área máxima de la parte de la superficie del pedestal que es geométricamente similar a y concéntrica con el área cargada.

El espesor de la placa se calcula, con referencia a la figura 3-8, si se toman momentos en cada dirección de la placa, como si tuviese vuelos de longitud m y n , los momentos son: $(P_u/A_1)(m)(B)(m/2)$ o $(P_u/A_1)(n)(A)(n/2)$

Si se hace $m = n$, los dos momentos serán iguales y se tendría un valor mínimo para el espesor de la placa. Esta situación se puede lograr si

$$N \approx \sqrt{A_1} + \Delta \quad (3.35)$$

donde $\Delta = 0.5(0.95d - 0.8bf)$ y $B \approx A_1/N$

Así, los espesores de la placa base son

$$t_p = m \sqrt{\frac{2P_u}{0.9F_y B N}} ; t_p = n \sqrt{\frac{2P_u}{0.9F_y B N}} \quad (3.36)$$

donde el rige el mayor valor de éstas dos expresiones.

Además, A_1 no debe ser menor que el peralte de la columna multiplicado por el ancho de su patín.

Si la columna esta cargada ligeramente, se supone que la carga está distribuida sobre el área sombreada H de la figura 3-9.

El AISC determina que para esta condición de columnas, la parte de P_u aplicada al área encerrada por la columna ($b_f d$) y le llama a ésta P_o .

$$P_o = (P_u/BN)(b_f d) \quad (3.37)$$

El área de la región en forma de H se obtiene dividiendo P_o entre la presión permisible.

$$A_H = \frac{Po}{0.6\sqrt{A_2/b_f d f' c}} \leq \frac{Po}{0.6(1.7 f' c)} \quad (3.38)$$

La distancia c se obtiene a partir de A_H :

$$c = \frac{1}{4} \left[d + b_f - t_f - \sqrt{(d + b_f - t_f)^2 - 4(A_H - t_f b_f)} \right] \quad (3.39)$$

Así, el espesor de la placa base para este caso se determina como

$$t_p = c \sqrt{\frac{2Po}{0.9 F_y A_H}} \quad (3.40)$$

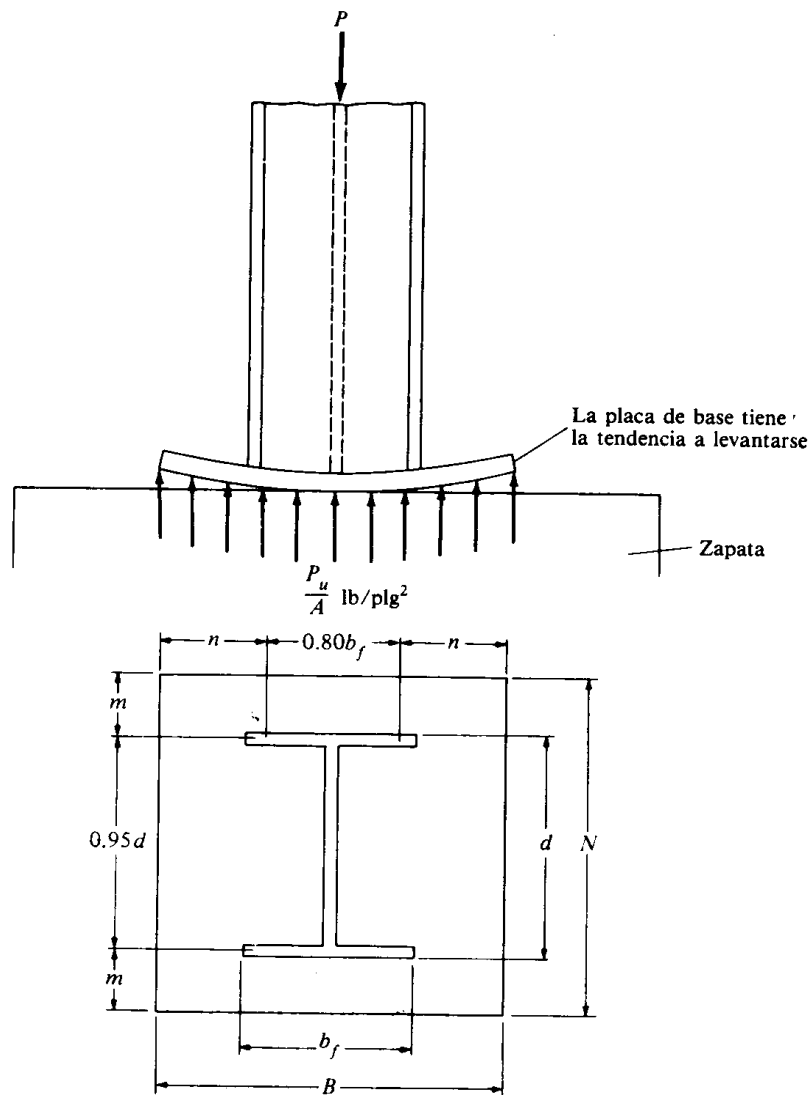


Figura 3-8. Placas Base según AISC-LRFD

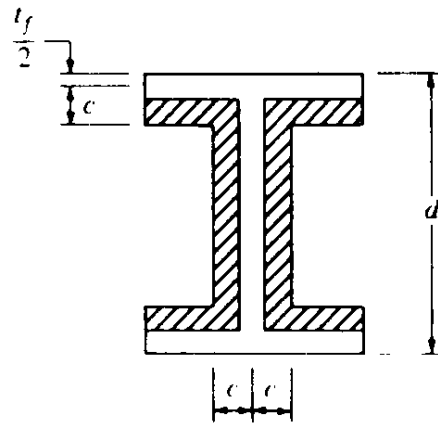


Figura 3-9. Placas Base en Columnas ligeramente cargadas.

El espesor de las placas base de columnas es el mayor del valor obtenido con las tres ecuaciones:

$$t_p = m \sqrt{\frac{2Pu}{0.9F_yBN}} \quad t_p = n \sqrt{\frac{2Pu}{0.9F_yBN}} \quad t_p = c \sqrt{\frac{2Po}{0.9F_yA_H}} \quad (3.41)$$

Tabla 3-3. Esfuerzos de Diseño de Miembros a Compresión Axial para A-36 (Ref. 1)

TABLE 3-36
Design Stress for Compression Members of
36 ksi Specified Yield Stress Steel, $\phi_c = 0.85^{[a]}$

$\frac{Kl}{r}$	$\phi_c F_{cr}$ ksi	$\frac{Kl}{r}$	$\phi_c F_{cr}$ ksi	$\frac{Kl}{r}$	$\phi_c F_{cr}$ ksi	$\frac{Kl}{r}$	$\phi_c F_{cr}$ ksi	$\frac{Kl}{r}$	$\phi_c F_{cr}$ ksi
1	30.60	41	28.01	81	21.66	121	14.16	161	8.23
2	30.59	42	27.89	82	21.48	122	13.98	162	8.13
3	30.59	43	27.76	83	21.29	123	13.80	163	8.03
4	30.57	44	27.64	84	21.11	124	13.62	164	7.93
5	30.56	45	27.51	85	20.92	125	13.44	165	7.84
6	30.54	46	27.37	86	20.73	126	13.27	166	7.74
7	30.52	47	27.24	87	20.54	127	13.09	167	7.65
8	30.50	48	27.11	88	20.36	128	12.92	168	7.56
9	30.47	49	26.97	89	20.17	129	12.74	169	7.47
10	30.44	50	26.83	90	19.98	130	12.57	170	7.38
11	30.41	51	26.68	91	19.79	131	12.40	171	7.30
12	30.37	52	26.54	92	19.60	132	12.23	172	7.21
13	30.33	53	26.39	93	19.41	133	12.06	173	7.13
14	30.29	54	26.25	94	19.22	134	11.88	174	7.05
15	30.24	55	26.10	95	19.03	135	11.71	175	6.97
16	30.19	56	25.94	96	18.84	136	11.54	176	6.89
17	30.14	57	25.79	97	18.65	137	11.37	177	6.81
18	30.08	58	25.63	98	18.46	138	11.20	178	6.73
19	30.02	59	25.48	99	18.27	139	11.04	179	6.66
20	29.96	60	25.32	100	18.08	140	10.89	180	6.59
21	29.90	61	25.16	101	17.89	141	10.73	181	6.51
22	29.83	62	24.99	102	17.70	142	10.58	182	6.44
23	29.76	63	24.83	103	17.51	143	10.43	183	6.37
24	29.69	64	24.67	104	17.32	144	10.29	184	6.30
25	29.61	65	24.50	105	17.13	145	10.15	185	6.23
26	29.53	66	24.33	106	16.94	146	10.01	186	6.17
27	29.45	67	24.16	107	16.75	147	9.87	187	6.10
28	29.36	68	23.99	108	16.56	148	9.74	188	6.04
29	29.28	69	23.82	109	16.37	149	9.61	189	5.97
30	29.18	70	23.64	110	16.19	150	9.48	190	5.91
31	29.09	71	23.47	111	16.00	151	9.36	191	5.85
32	28.99	72	23.29	112	15.81	152	9.23	192	5.79
33	28.90	73	23.12	113	15.63	153	9.11	193	5.73
34	28.79	74	22.94	114	15.44	154	9.00	194	5.67
35	28.69	75	22.76	115	15.26	155	8.88	195	5.61
36	28.58	76	22.58	116	15.07	156	8.77	196	5.55
37	28.47	77	22.40	117	14.89	157	8.66	197	5.50
38	28.36	78	22.22	118	14.70	158	8.55	198	5.44
39	28.25	79	22.03	119	14.52	159	8.44	199	5.39
40	28.13	80	21.85	120	14.34	160	8.33	200	5.33

[a] When element width-to-thickness ratio exceeds λ_r , see Appendix B5.3.



4. Diseño de Miembros a Flexión

4.1 Introducción

Las vigas son miembros estructurales que soportan cargas transversales a su eje longitudinal. Entre los tipos de vigas están: viguetas, dinteles, largueros y vigas de piso, etc. El término trabe denota una viga grande a la que se conectan otras vigas de menor tamaño.

Los perfiles W son por lo general, las secciones más económicas para usarse como vigas. Se usan canales como largueros en cubiertas aligeradas y cuando los claros que tiene que cubrir no son muy grandes. Los perfiles W tienen una mayor cantidad de acero concentrado en sus patines que las vigas S, por lo que poseen mayores momentos de inercia (teorema de los ejes paralelos) y momentos resistentes para un mismo peso, además de que son relativamente anchos y tienen una rigidez lateral considerable. De hecho, el AISC-LRFD toma muy poco en cuenta a los perfiles S. Otro tipo de vigas utilizada comúnmente para soportar losas de piso y techo son las armaduras ligeras de cuerdas paralelas (Joist beam) Resulta muy económica para grandes claros y cargas ligeras.

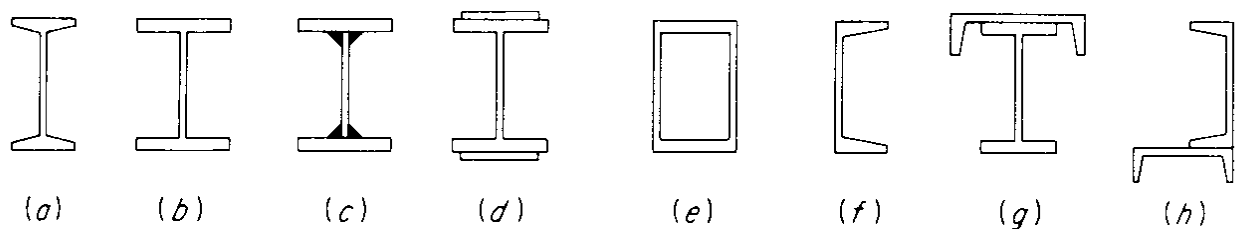


Figura 4-1. Tipos de Secciones para Vigas

4.2. Comportamiento de vigas a flexión

Como se sabe, si la viga esta sujeta a momento flexionante el esfuerzo en cualquier punto de la sección transversal se puede calcular con la fórmula de la escuadría $f_b = My / I$, recordando que esta expresión es aplicable solamente cuando el esfuerzo máximo calculado en la viga es menor que el límite elástico.

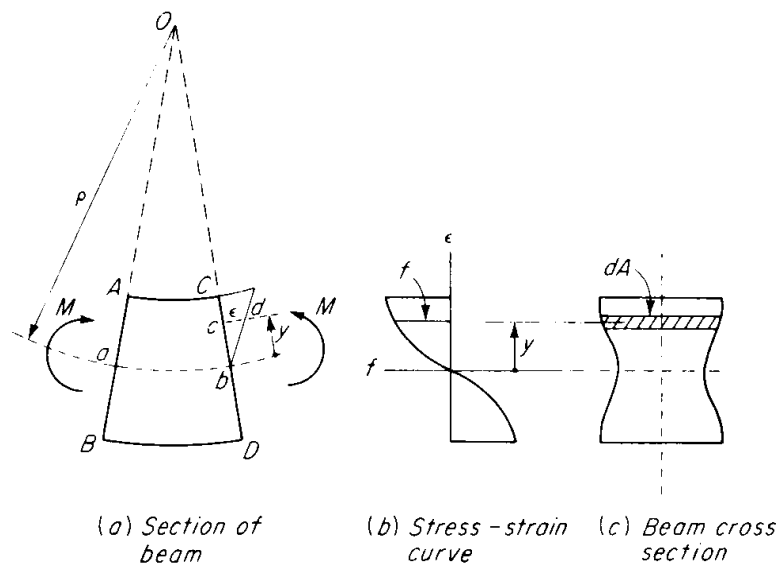


Figura 4-2. Sección de una viga a flexión (Ref. 2)

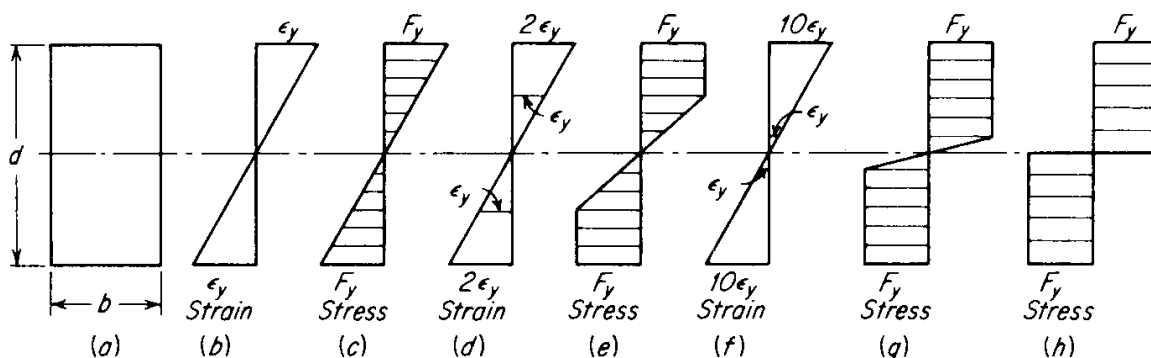


Figura 4-3. Comportamiento a flexión de una sección de viga (Ref. 2)

La fórmula se basa las hipótesis básicas de la teoría elástica: el esfuerzo es proporcional a la deformación unitaria, las secciones se mantienen planas antes y

después de la flexión, etc. El Módulo de Sección S es igual a I / y , y es una constante para una sección específica. Así, la fórmula de la escuadra se escribe como:

$$f_b = M / S \quad (4.1)$$

Cuando la distribución de esfuerzos ha alcanzado la etapa de distribución plástica, se dice que se ha formado una articulación plástica, ya que no puede resistir en esta sección ningún momento adicional. Cualquier momento adicional aplicado en la sección causaría una rotación en la viga con un pequeño incremento del esfuerzo.

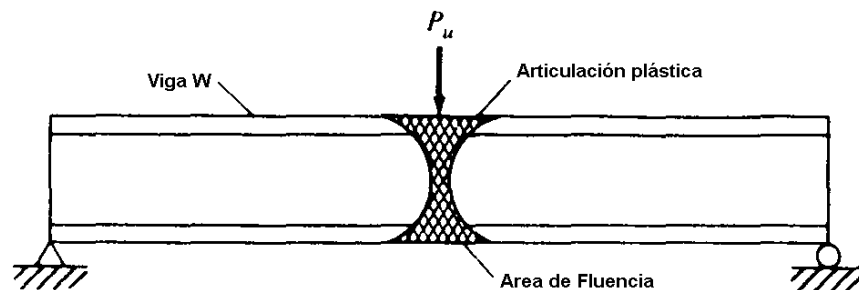


Figura 4-4. Articulación plástica en vigas.

El momento plástico es el momento que producirá una plastificación completa en una sección transversal del miembro creándose ahí mismo una articulación plástica. La relación del momento plástico M_p al momento elástico o de fluencia M_y se denomina factor de forma. Los factores de forma son iguales a 1.5 para secciones rectangulares y varía de 1.1 a 1.2 para secciones W (Ref. 2).

Hasta hace pocos años, casi todas las vigas de acero se diseñaban con base en la teoría elástica. Los miembros se diseñaban de manera que los esfuerzos de flexión calculados para cargas de servicio no fueran mayor al esfuerzo de fluencia dividido entre un factor de seguridad (Diseño por Esfuerzos Permisibles).

Las estructuras se diseñaron durante muchos años mediante este método. Sin embargo, se sabe que los miembros dúctiles no fallan sino hasta que ocurre una gran plastificación después de que ha alcanzado el esfuerzo de fluencia. Esto significa que tales miembros tienen mayores niveles de seguridad que los estimados por la teoría elástica.

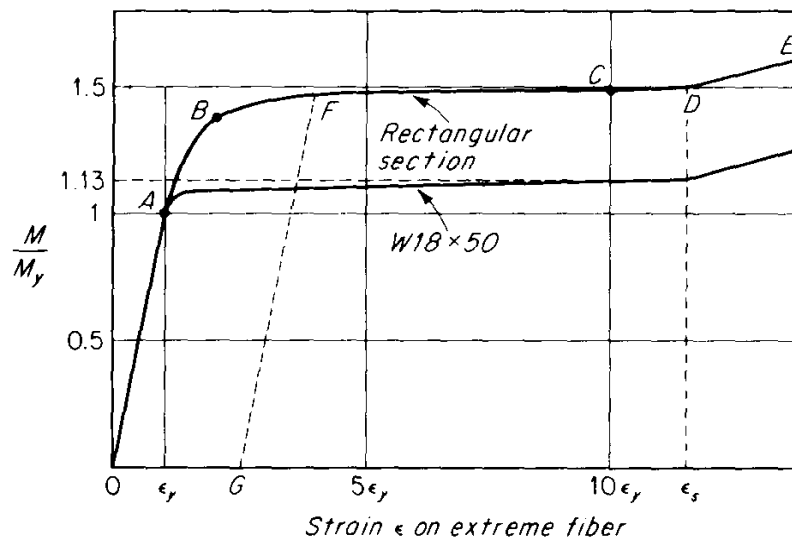


Figura 4-5. Comparación de factores de forma en secciones rectangulares y W (Ref. 2)

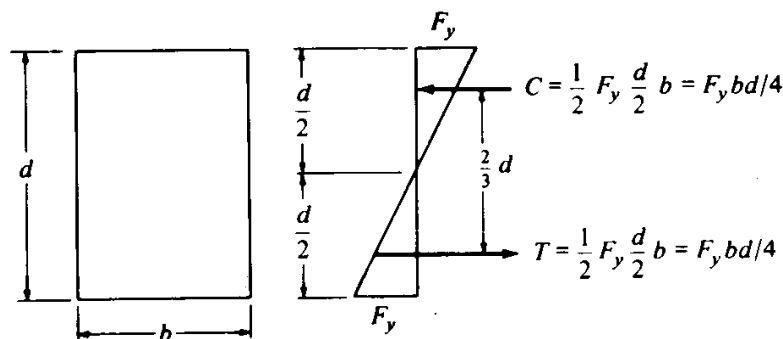


Figura 4-6. Cálculo de Momento Elástico (Ref. 3)

El momento de fluencia M_y es igual al esfuerzo de fluencia multiplicado por el módulo de sección elástico S .

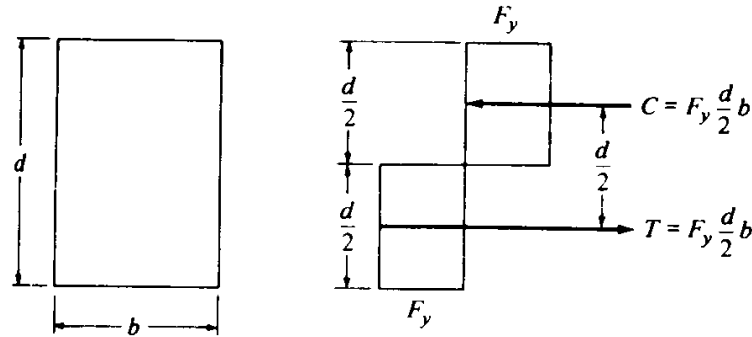


Figura 4-7. Cálculo de Momento Plástico (Ref. 3)

Para una sección rectangular S es igual a $I/c = bd^2/6$. Así, el momento de fluencia M_y es igual a $(F_y)(bd^2/6)$. De la figura se ve que el momento resistente es igual a T o C multiplicado por el brazo de palanca entre ellos:

$$M_y = (F_y bd/4)(2/3d) = F_y bd^2/6 \quad (4.2)$$

El momento plástico resistente M_p se puede determinar de manera similar. Este momento plástico o nominal M_{bn} es igual a T o C por el brazo de palanca entre ellos. Para la viga de la figura se tiene

$$M_p = M_n = Td/2 = Cd/2 = (F_y bd/2)(d/2) = F_y bd^2/4 \quad (4.3)$$

Así, el momento plástico es igual al esfuerzo de fluencia multiplicado por el módulo de sección plástico Z . Así, se puede ver que Z es igual a $bd^2/4$. El factor de forma que es igual a M_n/M_y o Z/S es igual a 1.5 para secciones rectangulares. En resumen, el módulo plástico Z es igual al momento estático de las áreas de tensión y a compresión respecto al eje neutro. A menos que la sección sea simétrica, el eje neutro para la condición plástica no coincidirá con el de la condición elástica.

Por lo general, los manuales de diseño de las fabricantes de perfiles de acero proveen valores tabulados de las propiedades geométricas (A , I , Z , S , r) así como también el manual AISC-LRFD para secciones típicas para vigas.

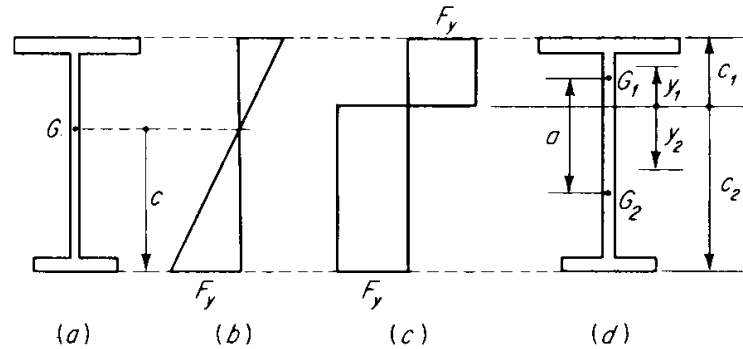


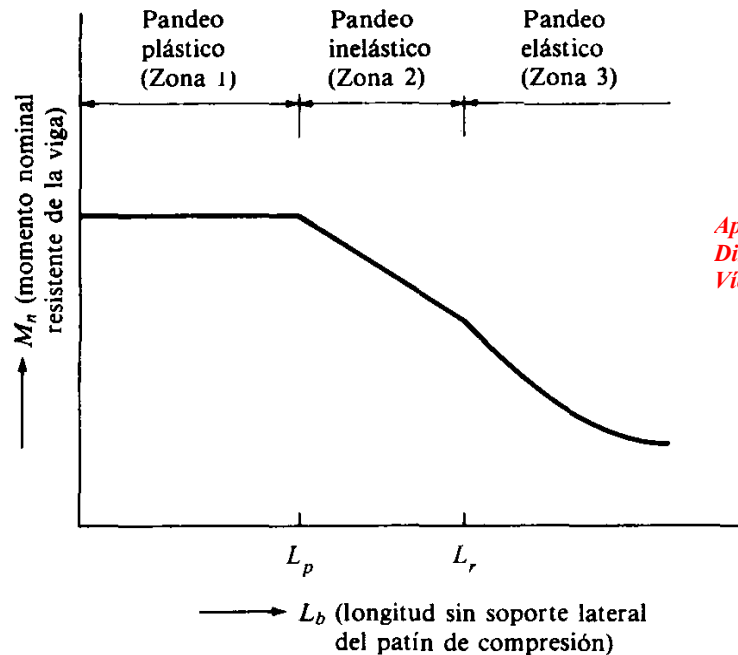
Figura 4-8. Ejes neutros elástico y plástico en sección asimétrica (Ref. 2)

4.3. Diseño de Vigas por Momentos.

Para el diseño de las vigas con secciones compactas* para tres diferentes condiciones de soporte lateral en los patines en compresión.

1. Se supondrá primero que las vigas tienen soporte lateral continuo en sus patines a compresión.
2. Posteriormente se supondrá que las vigas están soportadas lateralmente a intervalos cortos.
3. Se supondrá, en un último caso, que las vigas están soportadas a intervalos cada vez más grandes.

Como se aprecia en la figura 4-9, si se tiene un soporte lateral continuo o estrechamente espaciado, las vigas se pandearán plásticamente y quedarán en la zona 1 de pandeo. Al incrementarse la separación entre soportes laterales, las vigas empezarán a fallar inelásticamente bajo momentos menores y quedarán en la zona 2. Finalmente, con la longitud aún mayor sin soporte lateral, las vigas fallarán elásticamente y quedarán en la zona 3.



Apuntes
Diseño de Estructuras Metálicas
Victor Escalante Cervera

Figura 4-9. Momento M_n en función de la longitud sin apoyo lateral del patín a compresión (Ref. 3)

Zona 1. El AISC-LRFD especifica que para secciones I o C compactas, es decir, que cumplan con los requisitos de la Tabla B5.1. (tabla 1-3, capítulo 1 de estos apuntes.)

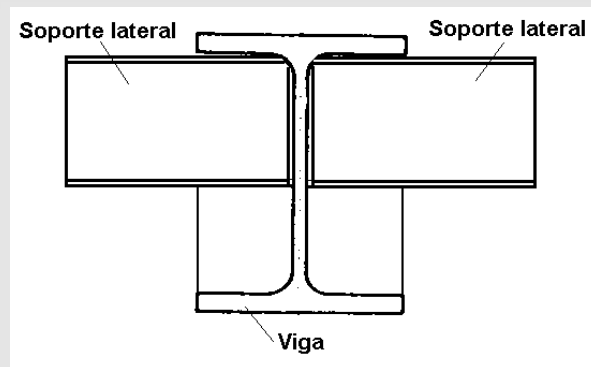


Figura 4-10. Viga con soporte lateral en el patín de compresión.

a) para patines:

$$\lambda_p = \frac{b_f}{2t_f} \leq \frac{65}{\sqrt{F_y}} \quad (4.4)$$

$$\text{b) para almas: } \lambda_p = \frac{h_c}{t_w} \leq \frac{640}{\sqrt{F_y}} \quad (4.5)$$

Para $L_b \leq L_p = \frac{300r_y}{\sqrt{F_y}}$, el momento resistente es:

$$M_n = M_p = Z F_y \quad (4.6)$$

$$M_u = \phi_b M_n = \phi_b Z F_y \quad \phi_b = 0.9 \quad (4.7)$$

Donde L_b es la longitud sin soporte lateral en vigas.

Zona 2. El momento nominal M_n cuando $L_p \leq L_b \leq L_r$ y se asume que varía linealmente con L_b se puede calcular con las siguientes expresiones:

$$\phi_b M_n = C_b [\phi_b M_p - (\phi_b M_p - \phi_b M_r)(L_b - L_p)/(L_r - L_p)] \leq \phi_b M_p \quad (4.8)$$

$$\phi_b M_n = C_b [\phi_b M_p - BF(L_b - L_p)] \leq \phi_b M_p \quad (4.9)$$

Donde M_r , el momento que toma en cuenta el efecto de pandeo elástico es:

$$\phi_b M_r = \phi_b S_x (F_y - F_r) \quad (4.10)$$

S_x es el módulo elástico de la sección. F_r es el esfuerzo residual del patín de compresión ($F_r = 10$ ksi para secciones laminadas y $F_r = 16.5$ ksi para secciones construidas.) BF es un factor dado en la tabla “Load Factor Design Selection Table” del AISC-LRFD.

$$L_r = \frac{r_y X_1}{F_y - F_r} \sqrt{1 + \sqrt{1 + X_2 (F_y - F_r)^2}} \quad (4.11)$$

$$X_1 = \frac{\pi}{S_x} \sqrt{\frac{E G J A}{2}} \quad (4.12)$$

$$X_2 = \frac{4 C_w}{I_y} \left(\frac{S_x}{G J} \right)^2 \quad (4.13)$$

El AISC-LRFD parte 1 están tabulados los valores de X_1 y X_2 para todas las secciones W, así como los valores de L_p y L_r .

Zona 3. Cuando $L_b > L_r$:

$$M_n = M_{cr} = \frac{C_b S_x X_1 \sqrt{2}}{L_b / L_r} \sqrt{1 + \frac{X_1^2 X_2}{2(L_b / L_r)^2}} \leq C_b M_r \leq M_p \quad (4.14)$$

Para los tres casos,

$$C_b = 1.75 - 1.05(M_1/M_2) + 0.3(M_1/M_2)^2 \leq 2.3 \quad (4.15)$$

$$\text{o } C_b = 1 / (0.6 + 0.4(M_1/M_2)) \leq 2.3$$

Donde $M_1 < M_2$ y son los momentos en los extremos de la viga. Si M_1 o $M_2 = 0$, la relación $M_1/M_2 = 1$. La relación M_1/M_2 es positivo cuando se presenta curvatura doble y negativo cuando se presenta curvatura simple. $C_b = 1$ para vigas en vuelo sin soporte lateral y para vigas que tienen un momento a lo largo de una porción considerable de su longitud sin soporte lateral, igual o mayor que el mayor de los momentos en los extremos de esta longitud.

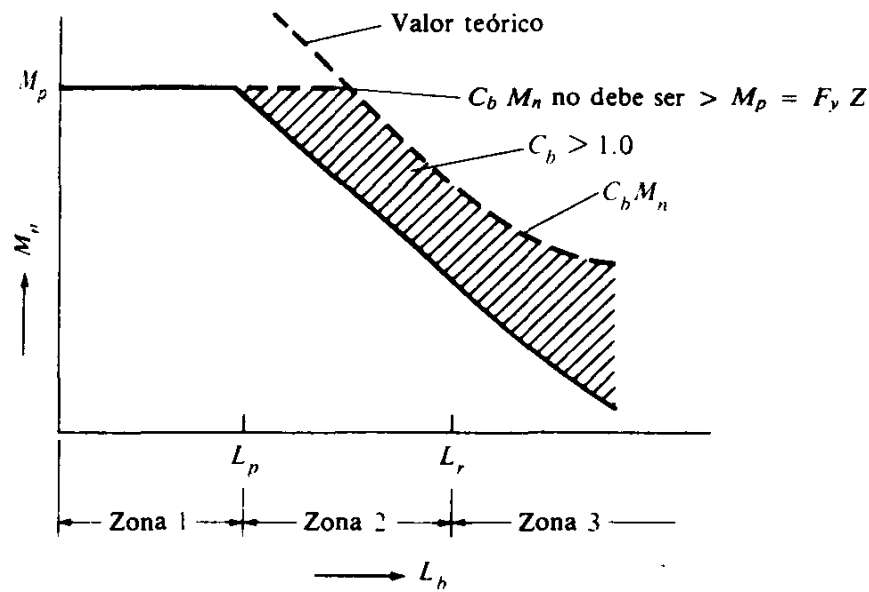
Al usar los valores de C_b , se debe entender claramente que la capacidad de momento obtenida al multiplicar C_b por M_n no puede ser mayor que M_p .

Para secciones Cajón:

$$M_n = C_b [M_p - (M_p - M_r)(L_b - L_p)/(L_r - L_p)] \leq M_p \quad (4.16)$$

$$L_p = \frac{3750 r_y}{M_p} \sqrt{J A} \quad (4.17)$$

$$L_r = \frac{57000 r_y}{M_r} \sqrt{J A} \quad (4.18)$$

Figura 4-11. Valor teórico de C_b .

$$M_r = (F_y w - F_r) S_x \quad (4.19)$$

Donde J = constante de Torsión

A = área de la sección transversal

S_x = módulo de sección elástico mayor

Para secciones de cajón simétricas, con $L_b > L_r$, el momento crítico es

$$M_{cr} = \frac{57000 C_b}{L_b / r_y} \sqrt{J A} \quad (4.20)$$

4.4 Deflexiones

El AISC-LRFD no especifica de manera directa valores de deflexiones máximas admisibles, ya que como existen tantos tipos de materiales, tipos de estructuras y diferentes condiciones de cargas no es aceptable un solo grupo de deflexiones máximas para todos los casos.

Por ejemplo, las normas de la AASHTO fijan una deflexión máxima de $L/1000$ para vigas de puentes en áreas urbanas.

EL UBC (Uniform Building Code), especifica valores de deflexiones de $L/360$ cuando solo se considera la carga viva y $L/240$ cuando se considera carga viva + carga muerta.

En términos generales se pueden usar deflexiones máximas de $L/300$ hasta $L/360$ para edificaciones. Para puentes seguir las especificaciones de la AASHTO.

La mayoría de los manuales de ingeniería presentan fórmulas para calcular las deflexiones máximas de vigas para diferentes condiciones de carga y de apoyos.

Por ejemplo,

Para una viga simplemente apoyada con carga uniformemente distribuida,

$$\Delta_{\max} = 5wL^4/384EI. \quad (4.21)$$

Para una viga simplemente apoyada con una carga puntual en el centro del claro,

$$\Delta_{\max} = PL^3/48EI. \quad (4.22)$$

Otra manera de controlar las deflexiones se hace en función de ciertas relaciones mínimas peralte-claro. Por ejemplo, la AASHTO sugiere una relación peralte-claro de $h = L/25$. El AISC especifica en la tabla 4.2 una relación recomendada claro/peralte

Tabla 4.2 Relaciones recomendadas Claro/Peralte			
Relación de Cargas de Servicio		Relaciones máximas Claro/Peralte	
carga muerta / carga total	carga muerta / carga viva	Fy = 36 ksi	Fy = 50 ksi
0.20	0.25	20.00	14.00
0.30	0.43	22.20	16.00
0.40	0.67	25.00	18.00
0.50	1.00	29.00	21.00
0.60	1.50	-	26.00

Además, el AISC-LRFD presenta una fórmula sencilla para determinar deflexiones máximas en vigas W, M, HP, S, C y MC para diferentes condiciones de carga.

$$\Delta = ML^2/C_1Ix, \quad \text{donde } L \text{ está en pies e } Ix \text{ en pulgadas}^4.$$

En ocasiones, el diseño de vigas se rige por las deflexiones, ya que es importante cuidar las vibraciones, ya que pueden producir una sensación de inseguridad a los usuarios.

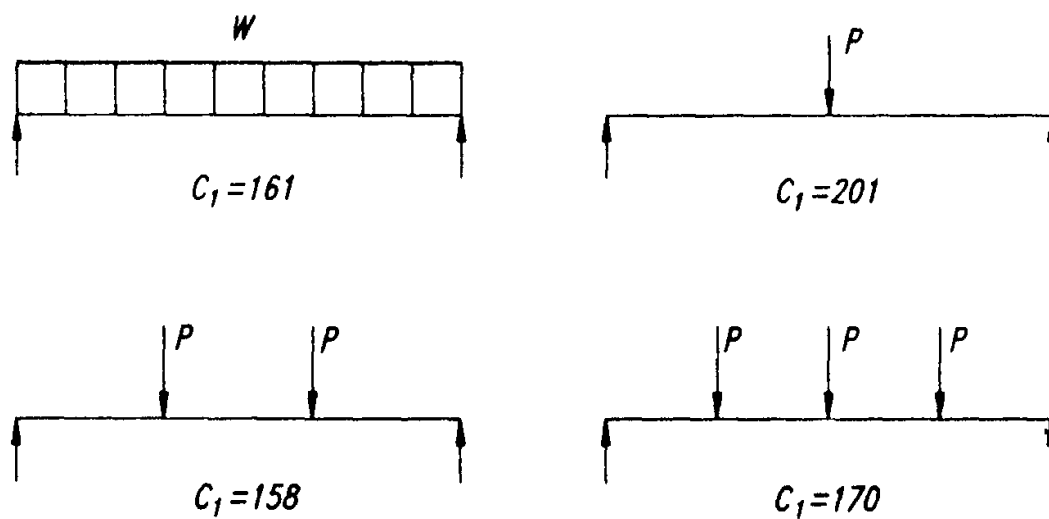


Figura 4-12. Valores de C_1

4.5 Fuerza Cortante

De la mecánica de materiales sabemos que el esfuerzo cortante es $f_v = VQ/Ib$, donde V es la fuerza cortante externa, Q es el momento estático respecto al eje neutro de la parte de la sección transversal situada arriba o abajo del nivel en que se busca el esfuerzo f_v y b el ancho de la sección al nivel del esfuerzo que se busca.

Además, en el alma se presenta un estado de cortante puro, los esfuerzos de cortante son equivalentes a los esfuerzos principales uno en tensión y otro en compresión de igual magnitud. Debido a ese esfuerzo de compresión que se

forma se presenta ondulaciones en el alma y se produce el pandeo por cortante. Esto se presenta particularmente en secciones no compactas y en trabes armadas. En vez de suponer que el esfuerzo cortante nominal lo resiste una parte del alma, el AISC-LRFD supone un esfuerzo cortante reducido resistido por el área total del alma. Esta área del alma, A_w , es igual al peralte total de la sección, h , multiplicado por el espesor del alma, t_w .

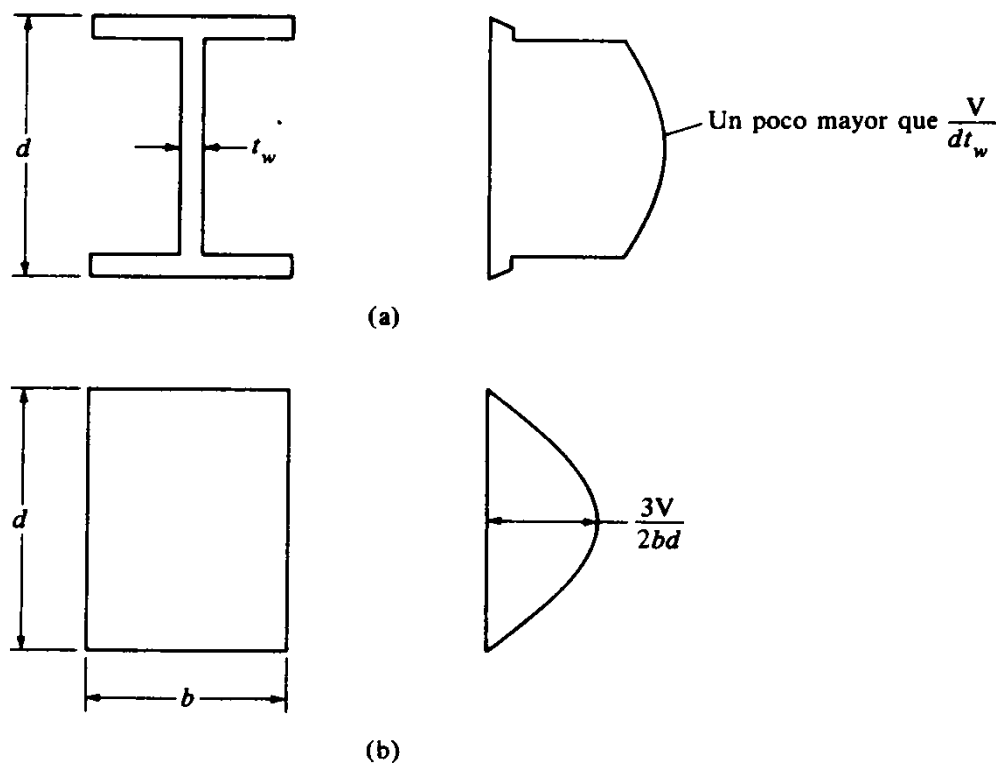


Figura 4-13. Distribución de esfuerzos cortante en secciones W y rectangulares (Ref. 3)

1. Fluencia del alma. Todos los perfiles W y C del manual del AISC-LRFD quedan en esta clasificación:

$$\text{Si } \frac{h}{t_w} \leq 187 \sqrt{\frac{k}{F_{yw}}} \quad (4.23)$$

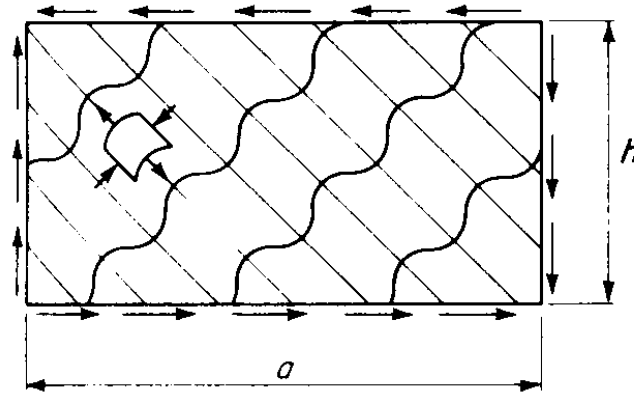


Figura 4-14. Distribución de esfuerzos principales en el alma (Ref. 2)

$$\phi_v V_n = \phi_v 0.6 F_{yw} A_w$$

2. Pandeo inelástico del alma:

$$\text{Si } 187 \sqrt{\frac{k}{F_{yw}}} \leq \frac{h}{tw} \leq 234 \sqrt{\frac{k}{F_{yw}}} \quad (4.24)$$

$$\phi_v V_n = \phi_v 0.6 F_{yw} A_w \frac{187 \sqrt{k / F_{yw}}}{h / tw} \quad (4.25)$$

3. Pandeo elástico del alma:

$$\text{Si } \frac{h}{tw} > 234 \sqrt{\frac{k}{F_{yw}}} \quad (4.26)$$

$$\phi_v V_n = \phi_v A_w \frac{26400k}{(h / tw)^2} \quad (4.27)$$

donde F_{yw} es el esfuerzo mínimo especificado de fluencia del alma.

$$\phi_v = 0.9$$

$$k = 5 + \frac{5}{(a/h)^2} \quad (4.28)$$

donde $k = 5$ si $(a/h) > 3$ o $(a/h) > (260/(h/t))^2$ y a es la distancia entre atiesadores del alma.

4.6 Cargas concentradas

En los miembros estructurales de acero sometidos a “cargas concentradas” aplicadas perpendicularmente al patín y simétricamente respecto al alma, éstos deben tener suficiente resistencia de diseño por flexión, fluencia, aplastamiento y pandeo lateral del alma. Si un miembro estructural tiene cargas concentradas aplicadas a ambos patines, deberá tener suficiente resistencia de diseño por fluencia, aplastamiento y pandeo del alma.

Flexión local del patín. La carga de tensión nominal que puede aplicarse a través de una placa soldada al patín de una sección W:

$$\phi R_n = \phi 6.25 t_f^2 F_y f \quad \phi = 0.90 \quad (4.29)$$

No es necesario revisar esta fórmula si la longitud de carga medida transversalmente al patín de la viga es menor que 0.15 veces el ancho b_f del patín.

1. Fluencia local del alma. La resistencia nominal del alma de una viga en la base del cordón de soldadura que la conecta al patín, cuando se aplica una carga concentrada o una reacción.

Si la fuerza es una carga concentrada o una reacción que causa una tensión o compresión y está aplicada a una distancia mayor que el peralte del miembro medido desde el extremo de éste

$$R_n = (5k + N)F_y w t_w \quad \phi = 1.0 \quad (4.30)$$

donde k es la distancia en pulgadas entre el borde exterior del patín y la base del cordón de soldadura, N es la longitud en pulgadas de apoyo de la fuerza. F_y es el esfuerzo de fluencia del alma en ksi y t_w es el espesor del alma.

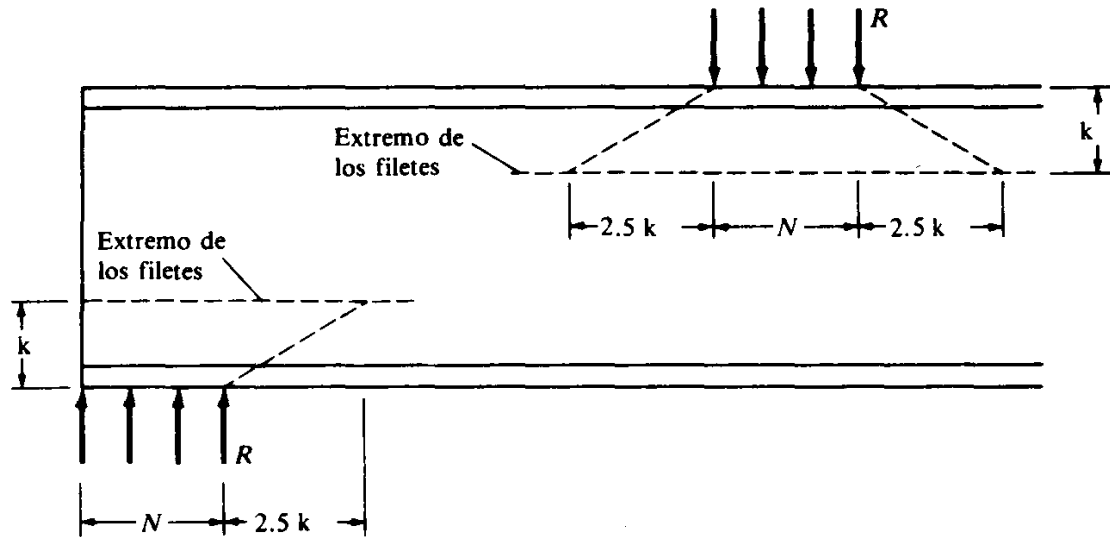


Figura 4-15. Cargas concentradas en miembros (Ref. 3)

Si la fuerza es una carga concentrada o una reacción aplicada en o cerca del extremo del miembro:

$$R_n = (2.5k + N)F_y w_{tw} \quad \phi = 1.0 \quad (4.31)$$

2. Aplastamiento del alma. Si se aplican cargas concentradas a un miembro estructural cuya alma no está atiesada, la resistencia nominal por aplastamiento del alma se determina con:

Si la carga concentrada se aplica a una distancia no menor que $d/2$ medida desde el extremo del miembro estructural:

$$R_n = 135tw^2 \left[1 + 3 \left(\frac{N}{d} \right) \left(\frac{tw}{tf} \right)^{1.5} \right] \sqrt{\frac{F_{yw}tf}{tw}} \quad \text{con } \phi = 0.75 \quad (4.32)$$

Si la carga concentrada se aplica a una distancia menor que $d/2$ medida desde el extremo del miembro:

$$Rn = 68tw^2 \left[1 + 3 \left(\frac{N}{d} \right) \left(\frac{tw}{tf} \right)^{1.5} \right] \sqrt{\frac{F_{yw}tf}{tw}} \quad \phi = 0.75 \quad (4.33)$$

3. Pandeo lateral del alma. Si se aplican cargas concentradas al patín de compresión soportado lateralmente, el alma quedará sujeta a compresión lo que produciría pandeo en el patín inferior.

Si se cumple que $(d_c/tw)/(L/b_f) > 2.3$ o si $(d_c/tw)/(L/b_f) > 1.7$ no se presentará pandeo lateral del alma.

Donde d_c es el peralte del alma medido entre las bases de los filetes de soldadura, $d_c = d - 2k$ y L es la longitud más grande sin soporte lateral a lo largo de cualquier patín en el punto de carga. Se recomienda colocar atiesadores a ambos lados del alma en el punto de aplicación de la carga.

Si los miembros estructurales no están restringidos contra movimiento relativo por medio de atiesadores o soportes laterales y están sujetos a cargas concentradas de compresión, sus resistencias se calculan:

Si el patín cargado está restringido contra las rotaciones y $(d_c/tw)/(L/b_f) < 2.3$

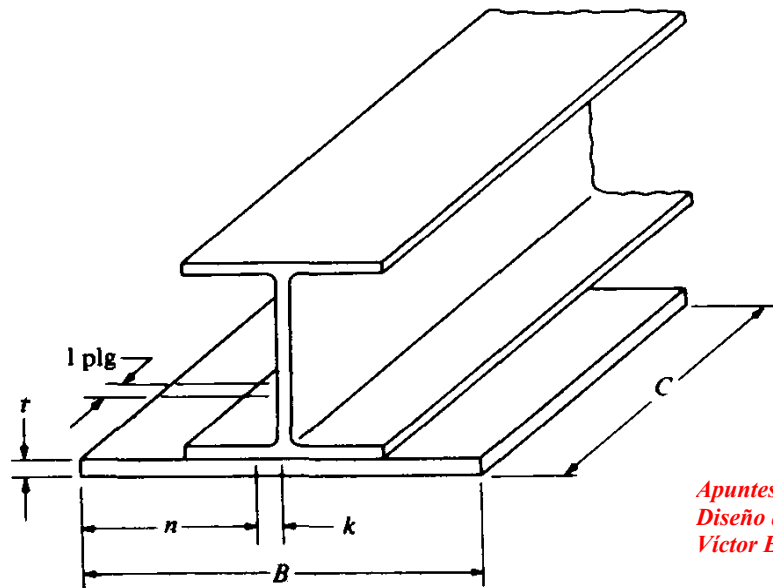
$$Rn = \frac{12000tw^3}{h} \left[1 + 0.4 \left(\frac{dc/tw}{L/bf} \right)^3 \right] \quad \text{con } \phi = 0.85 \quad (4.34)$$

Si el patín cargado no está restringido contra rotaciones y $(d_c/tw)/(L/b_f) < 1.7$

$$Rn = \frac{12000tw^3}{h} \left[0.4 \left(\frac{dc/tw}{L/bf} \right)^3 \right] \quad \text{con } \phi = 0.85 \quad (4.35)$$

4. Placas de asiento para vigas. Si los extremos de las vigas se apoyan directamente sobre elementos de hormigón o mampostería, es necesario distribuir las reacciones de las vigas por medio de placas de asiento o apoyo. Se

supone que la reacción se distribuye uniforme a través de la placa sobre la mampostería y que la mampostería reacciona contra la placa con una presión uniforme igual a la reacción factorizada R_u dividida entre el área A_1 de la placa.



*Apuntes
Diseño de Estructuras Metálicas
Victor Escalante Cervera*

Figura 4-16. Placas de asiento de vigas (Ref. 3)

El AISC-LRFD recomienda que se considere que la placa de apoyo toma el momento flexionante total producido y que la sección crítica para el momento se considere a una distancia k del eje longitudinal de la viga. Así el espesor de la placa de apoyo es

$$t = \sqrt{\frac{2.23 R_u n^2}{A_1 F_y}} \quad (4.36)$$

Si la placa se extiende sobre el ancho total del muro o de cualquier soporte paralelo a la viga, el área A_1 de la placa se calcula como

$$A_1 = \frac{R_u}{\phi_c 0.85 f'_c} \quad (4.37)$$

donde $\phi_c = 0.60$ y f'_c es la resistencia a compresión a los 28 días del hormigón en ksi. Para mampostería usar $f^*_m = 0.2$ a 0.6 ksi, en vez de f'_c .

Si la placa no se extiende sobre todo el ancho de soporte, A_1 debe determinarse

$$A_1 = \frac{1}{A_2} \left(\frac{Ru}{\phi 0.85 f'_c} \right)^2 \quad (4.38)$$

donde A_2 es el área máxima de la porción de la superficie de apoyo que es geométricamente similar y concéntrica con el área cargada.

Una vez calculado A_1 , su longitud paralela a la viga y su ancho se selecciona. La longitud no será menor que N requerida para prevenir la fluencia en el alma o su aplastamiento ni tampoco menor que 3.5" o 4" por razones constructivas. No debe ser mayor que el espesor del muro o de cualquier otro soporte y de hecho deberá ser menor que ese espesor, sobretodo en muros exteriores, para que el acero no quede expuesto.

4.7 Flexión Biaxial

De la mecánica de materiales sabemos que toda sección transversal de viga tiene un par de ejes principales y ortogonales, para los cuales el producto de inercia es nulo. Si la flexión ocurre respecto a cualquier otro eje que no sea principal se tendrá una flexión asimétrica.

Si una carga no es perpendicular a uno de los ejes principales, ésta se puede descomponer en componentes perpendiculares a esos ejes y los momentos respecto a cada eje, por ejemplo, M_{ux} y M_{uy} , se pueden determinar.

El AISC-LRFD proporciona una ecuación para revisar si los miembros estructurales flexionados respecto a ambos ejes simultáneamente son adecuados.

$$\frac{M_{ux}}{\phi b M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi b M_{ny}} \leq 1.0 \quad (4.39)$$

Es posible tener una aproximación del módulo de sección plástico Z_x necesario para cumplir con la fórmula de interacción anterior,

$$Z_x = \frac{M_x}{F_y} + 2.5 \frac{dM_y}{bF_y} \quad (4.40)$$

y para obtener el módulo de sección elástico,

$$S_x = \frac{M_x}{0.6F_y} + 3.5 \frac{dM_y}{0.6bF_y} \quad (4.41)$$

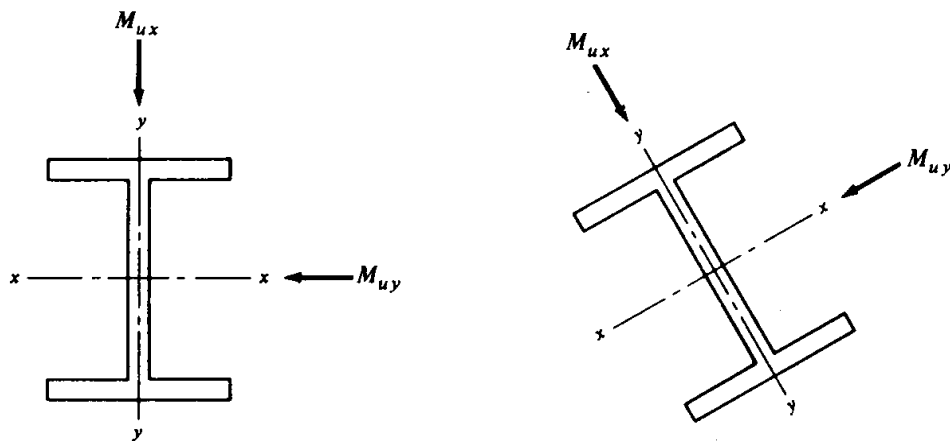


Figura 4-17. Flexión Biaxial (Ref. 3)

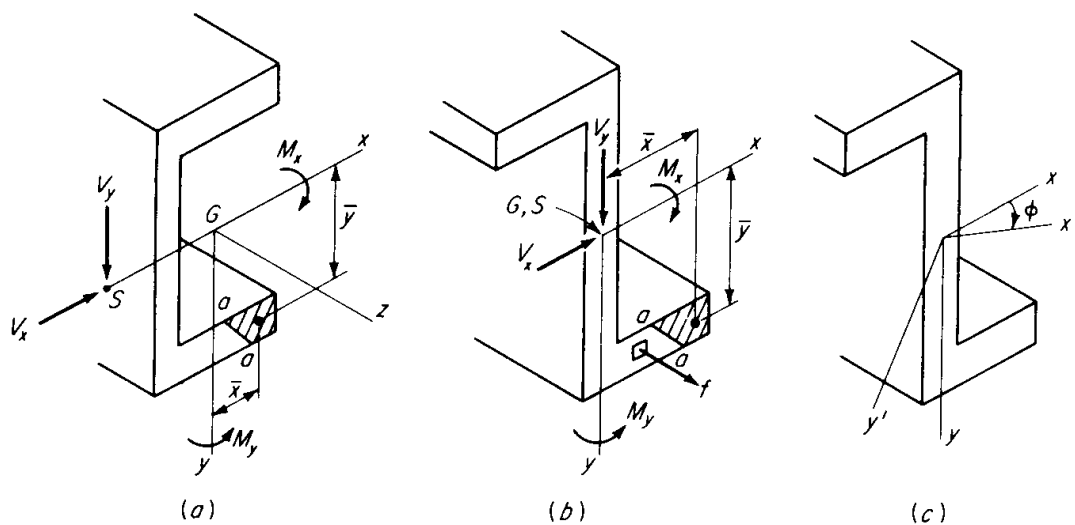


Figura 4-18. Flexión biaxial en secciones asimétricas (Ref. 2)

Los canales y las secciones Z dobladas en frío usadas comúnmente como correas o largueros son muy débiles a sus ejes coincidentes con el alma y puede ser necesario utilizar tensores para reducir los claros a flexión alrededor de los ejes. Los tensores hacen continuos a los largueros en la dirección de sus ejes y, y los momentos respecto a esos ejes se reducen bastante como se ve en la figura 4-19. Para este tipo de secciones se recomienda una relación claro peralte no mayor de $L/24$. El AISC-LRFD no proporciona valores tabulados para este tipo de secciones y hay que calcular las propiedades geométricas A , r_x , r_y , I_x , I_y , S_x , S_y , Z_x y Z_y . El espesor comúnmente usado para este tipo de secciones es calibre 10 a 18.

Los tensores, además de reducir los momentos en el eje débil de las correas, proporcionan soporte lateral a las correas y además son muy útiles para mantener alineados a las correas durante el montaje, hasta que se instala la cubierta del techo y se conecta a los largueros.

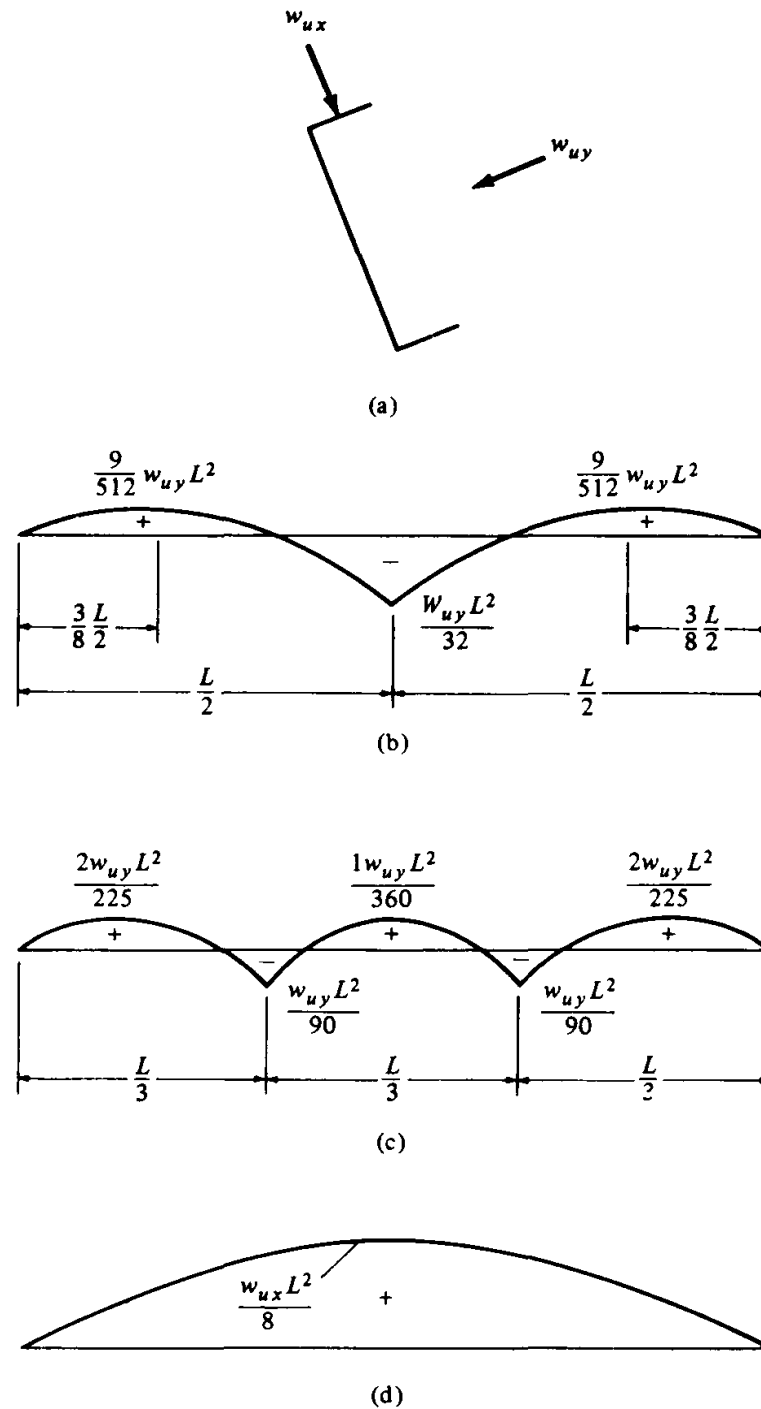


Figura 4-19. a) Sección C usada como correa sujeta flexión biaxial; b) Momento respecto al eje del alma de la sección con soportes en el centro del claro; c) momento respecto al eje del alma de la sección con soportes a los tercios del claro; d) Momento con respecto al eje X de la sección (Ref. 3)

4.8 Vigas Compuestas

Por lo general, los sistemas de piso en edificaciones y puentes de acero consisten en una losa de hormigón reforzado apoyada sobre vigas de acero.

Previamente se ha supuesto que las vigas actúen independientemente del sistema de piso, ya que se supone que la adherencia entre la viga y la losa no puede desarrollar una fuerza de corte horizontal VQ/I en la interfase entre la losa y la viga.

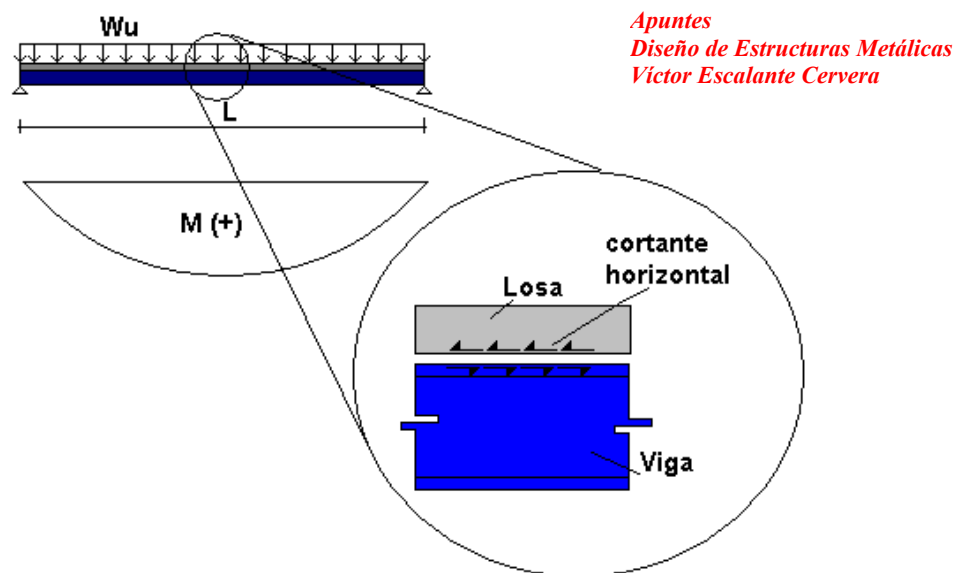


Figura 4-20. Cortante horizontal entre la losa y la viga

Si la viga estuviera completamente embebida en hormigón, los dos elementos trabajarían como una unidad siempre y cuando satisfagan ciertas condiciones. Es decir, la transferencia de la fuerza de corte horizontal se hace tanto por la adherencia y fricción entre la viga y el hormigón, como por la resistencia de éste al corte, a lo largo de las líneas interrumpidas mostradas en la figura 2. Si es necesaria mayor resistencia al cortante, se proporciona algún tipo de refuerzo de acero a lo largo de las secciones indicadas por las líneas inclinadas. Los requisitos del AISC para este tipo de vigas son:

1. El recubrimiento del hormigón en ambos lados de la viga no será menor de 2",
2. El recubrimiento será al menos de 1 ½" en el borde superior de la viga y de 2" en el borde inferior,
3. El concreto tendrá un adecuado refuerzo a fin de evitar el agrietamiento en zonas críticas (ver figura 4-21).

Por otra parte, se puede establecer una adherencia mecánica por medio de unos **conectores de cortante**, en los que la losa actúa como parte integral de la viga y este sistema estructural de piso se le conoce como vigas compuestas. Este tipo de vigas ofrece las ventajas de reducir el peralte de la viga, una reducción del peso propio de la viga entre un 20 y 30% y un incremento en la rigidez del sistema de piso. (En el intervalo elástico, las vigas compuestas son 2 a 3 veces más rígida que las vigas no compuestas.).

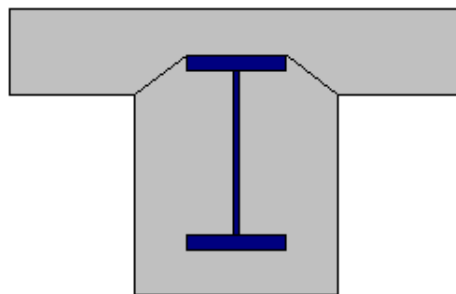


Figura 4-21. El cortante se transmite por adherencia y fricción en la parte superior de la sección W y por la resistencia del concreto por cortante a lo largo de las líneas inclinadas (Ref. 3)

Por lo general, se construyen utilizando encofrados para la losa de hormigón que se apoyan sobre las vigas. Si la viga de acero estará apoyada sobre puntales tal que no se retirarían hasta que el hormigón haya alcanzado suficiente resistencia,

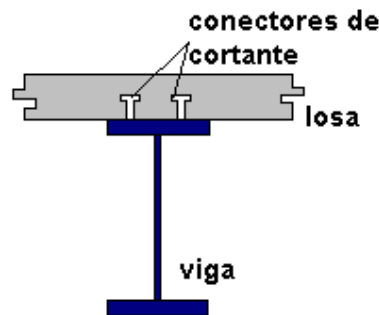


Figura 4-22. Sección compuesta.

las cargas muertas y vivas serán resistidas por la sección compuesta. Es práctica común el uso de cubiertas de acero dobladas en frío (steel deck o metal deck) que funcionan como encofrados para el hormigón y para resistir cargas de piso. Existen en el mercado diferentes tipos de configuraciones y calibres de estas cubiertas y los fabricantes proporcionan tablas y ayudas de diseño para seleccionar el tipo de deck requerido. El metal deck se coloca casi siempre con las costillas perpendiculares a las vigas de apoyo, aunque también se colocan con las costillas paralelas a las vigas de apoyo.

4.9 Diseño de vigas compuestas

Se asume que la sección compuesta trabaja como una serie de vigas T. Estas vigas se analizan por medio de la sección transversal transformada del área de la losa de concreto en un área equivalente de acero. Para hormigón normal, el ACI permite una relación modular $n = E_s/E_c$ donde $E_c = 57000\sqrt{f'_c}$, psi.

El AISC sugiere $E_c = w^{1.5}\sqrt{f'_c}$, ksi, donde w está en lb/ft³ y f'_c en ksi.

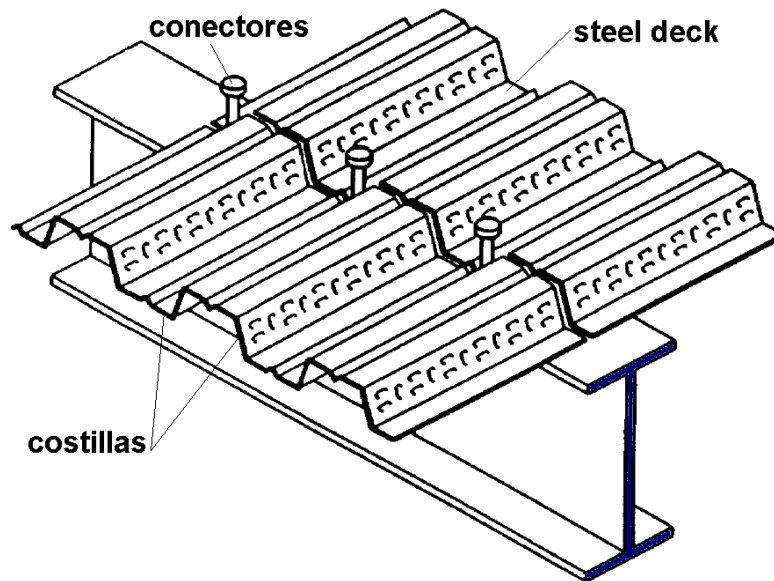


Figura 4-23. Steel Deck.

El ancho efectivo del patín de la losa varía del tipo de especificación se use. Por ejemplo, las normas de la AASHTO consideran que el ancho efectivo del patín de la losa apoyada sobre vigas intermedias será el menor valor de

1. Un cuarto del claro de la viga,
2. La distancia entre centros de las vigas de apoyo,
3. 12 veces el espesor de la losa,

y para vigas de borde

1. Un doceavo del claro de la viga,
2. La mitad de la distancia a ejes a la siguiente viga de apoyo,
3. 6 veces el espesor de la losa.

Por otra parte el AISC especifica que el ancho del patín de la losa, en cada lado de la viga no excederá de

1. Un octavo del claro de la viga, medido a ejes de los apoyos,

2. La mitad de la distancia a ejes de la siguiente viga de apoyo o para vigas de borde la distancia al borde de la losa.

Se puede notar que el AISC especifica el ancho efectivo a cada lado de la viga, mientras que la AASHTO indica la suma de los dos, es decir, el ancho total del patín. Además, AISC no limita el ancho efectivo en función del espesor de la losa, ya que en ediciones previas del AISC especificaban un ancho del patín de la losa como ocho veces el espesor de la losa, sin embargo, se retiró este requisito de acuerdo a estudios experimentales y analíticos, así como a requisitos de otros códigos de diseño.

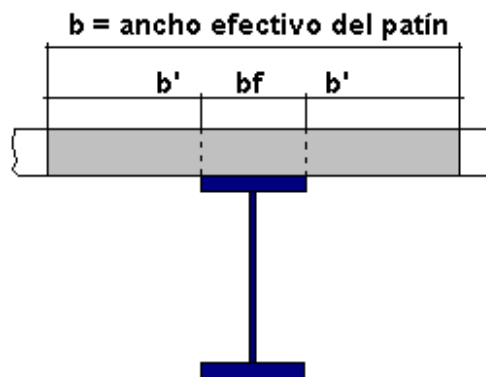


Figura 4-24. Ancho efectivo del patín de compresión de la sección compuesta.

Como no se presenta el fenómeno de pandeo local y/o lateral en las vigas de acero, en términos generales se pueden considerar las secciones de acero compactas. Los métodos alternativos de diseño son:

1. La viga puede dimensionarse asumiendo que la sección de acero soporta las cargas antes del fraguado del hormigón, a menos que se apuntalen durante el proceso constructivo para que la sección compuesta soporte todas las cargas actuantes después del fraguado del hormigón.

2. La sección de acero puede diseñarse para resistir el momento positivo debido a todas las cargas; si este método se emplea, no se requiere de apuntalamiento.

4.10 Diseño de vigas con conectores de cortante

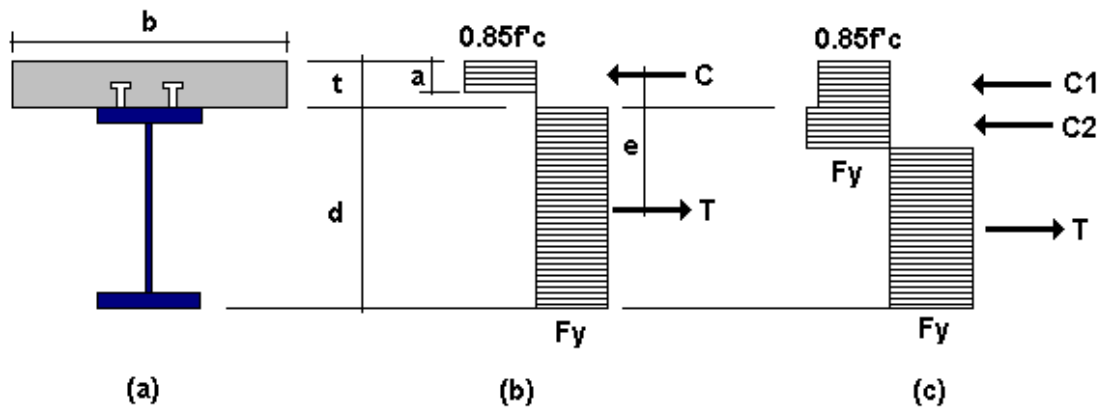


Figura 4-25. Distribución de esfuerzos en una sección compuesta (Ref. 2)

La mayoría de las vigas compuestas son construidas con conectores de cortante, en la figura 6 se muestra la distribución de esfuerzos por flexión de una sección compuesta, en la que el eje neutro puede localizarse ya sea en la losa (b) o en la viga de acero (c). En cualquier caso, el momento resistente se determina fácilmente, por lo que para el caso en el que el eje neutro está en la losa:

$$C = 0.85f'_c \cdot b \cdot a \quad (4.42)$$

$$T = F_y \cdot A_s \quad (4.43)$$

Donde a y b se definen en la figura 4-25 y A_s es el área de la viga de acero. Por equilibrio $C = T$ y f'_c , F_y , b y A_s son conocidos, por lo que a se puede calcular el brazo del momento del par de fuerzas.

Para el caso en el que el eje neutro está en la viga:

$$C1 = 0.85 f'c \cdot b \cdot t \quad (4.44)$$

$$T = Fy \cdot As - C2 \quad (4.45)$$

Por equilibrio, $T = C1 + C2$

$$\text{Por tanto, } 2C2 = As \cdot Fy - 0.85 f'c \cdot b \cdot t \quad (4.46)$$

Nuevamente se ve que es fácil determinar $C2$, T y $C1$, ya que $f'c$, b , t , As y Fy son datos conocidos.

En resumen, donde quiera que se encuentre el eje neutro de la sección, es relativamente sencillo determinar la sección compuesta.

Una buena estimación del área As de la viga de acero requerida se obtiene con

$$As = \frac{Mu}{(0.5d + 0.8t)Fy} \quad (4.47)$$

donde Mu es el momento último.

Para el cálculo del momento positivo, el momento resistente Mn , si la viga de acero es compacta se puede asumir una distribución de esfuerzos plástica en la sección compuesta y se considera $\phi=0.85$. En caso contrario, se considera una distribución elástica de esfuerzos y se usa $\phi=0.90$.

Para el cálculo del momento negativo, Mn se basa solo en la sección de acero y $\phi=0.90$, ya que se asume que el hormigón no contribuye ante esfuerzos de tensión.

Para construcciones sin apuntalamiento, la sección de acero debe diseñarse para resistir todas las cargas antes de que el hormigón haya alcanzado el 75% del valor específico de $f'c$, y usando los procedimientos del AISC.

4.11 Fuerza Cortante y Deflexiones

La fuerza cortante en secciones compuestas se asume que será resistida solo por la viga de acero, por lo que se siguen los requisitos del AISC para este caso. La deflexión se calcula por las fórmulas convencionales. Sin embargo, por el efecto

del flujo plástico del hormigón, la deflexión debido a cargas de larga duración deberá ser mayor que los valores calculados basados en las propiedades de la sección transformada usada para evaluar los esfuerzos. Una buena aproximación para calcular las deflexiones a largo plazo es utilizando una sección transformada usando un valor doble de la relación modular n empleada para el cálculo de esfuerzos. En las deflexiones producidas por carga viva de corta duración, puede emplearse el valor estándar de n .

4.12 Vigas parcialmente compactas

Pudiera ser imposible alcanzar la acción completa de una sección compuesta ya sea porque no se tuviera suficiente espacio para alojar los conectores de cortante o por economía. En los casos donde ocurra esto, se puede emplear secciones de acero ligeramente mayores (no más de un 25%) y reducir el número de conectores de cortante requeridos para la acción completa de la sección compuesta.

4.13 Consideraciones de cubiertas de acero dobladas en frío

En la figura siguiente, se muestran ejemplos de secciones compuestas con metal deck.

A fin de que las vigas puedan soportar este tipo de cubiertas y diseñarse como vigas compuestas, se tienen los siguientes requisitos básicos:

1. La altura nominal de la costilla de las corrugaciones no debe exceder de 3”.
2. El ancho promedio de la costilla de hormigón, W_r , no debe ser menor de 2”.

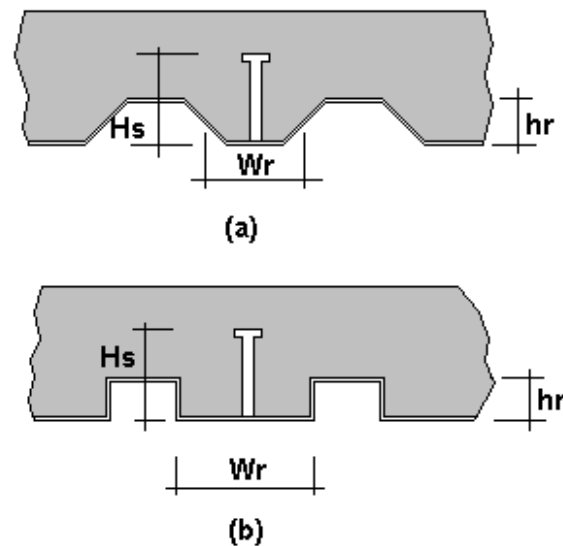


Figura 4-26. Tipos de costilla de metal deck.

3. El espesor de la losa por encima de la cubierta de acero debe tener un espesor mayor de 2".
4. Para este tipo de cubiertas, los conectores de cortante (espárragos) no tendrán un diámetro mayor de $\frac{3}{4}$ " y se extenderán al menos $1 \frac{1}{2}$ " por encima de la altura de la costilla de la cubierta (hr).
5. Si las costillas de la cubierta están perpendiculares al eje longitudinal de la viga, el hormigón por debajo de la parte superior de la costilla se desprecia para fines de diseño, pero si las costillas están paralelas a la viga, entonces se considera todo el espesor de la losa de hormigón.
6. Si el peralte de la cubierta es mayor o igual a $1 \frac{1}{2}$ " el ancho promedio de la costilla no será menor a 2" si se emplean espárragos sencillos. Si se emplean más de un espárrago, el ancho de la costilla será mayor de 2" más 4 veces el diámetro del espárrago.

4.14 Conectores de cortante

El espárrago conector de cortante es una barra corta de acero con una cabeza redonda para proporcionar anclaje. Por lo general, el diámetro de la cabeza es $\frac{1}{2}$ " mas grande que el diámetro del espárrago. El otro extremo del espárrago está soldado al patín de la viga. Los diámetros usuales de los espárragos son $\frac{1}{2}$ ", $\frac{5}{8}$ ", $\frac{3}{4}$ " y $\frac{7}{8}$ " y la longitud estándar es de 3" y 4". Se pueden emplear espárragos con longitudes mayores si la losa está montada sobre la viga y los conectores solo pueden penetrar más de 1 $\frac{1}{2}$ " en la losa. El recubrimiento del hormigón en los conectores no será menor de 1" en cualquier dirección.

Existen también conectores de cortante formado por canales con un patín ahogado en la losa y el otro soldado sobre el patín de la viga.

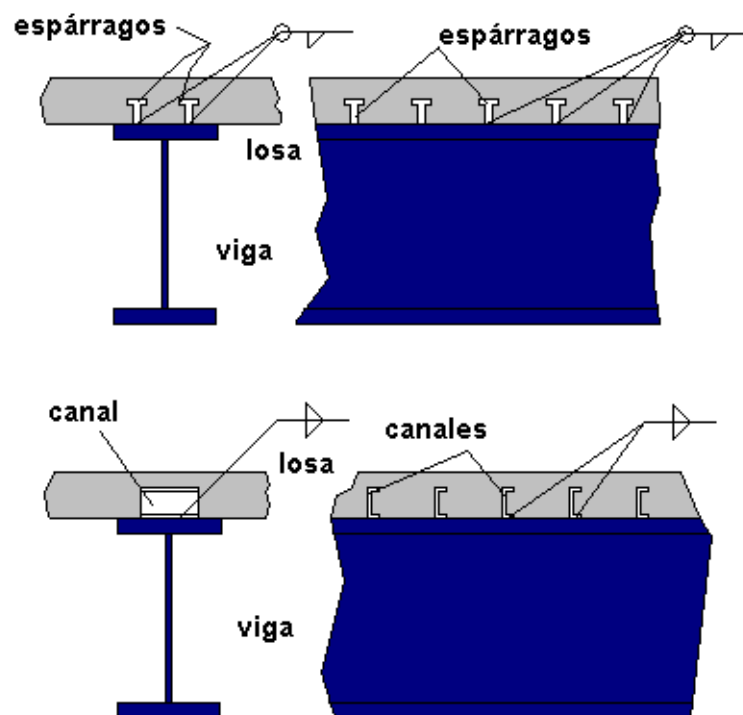


Figura 4-27. Tipos de conectores de cortante.

Son comunes canales de 3" y 4" de peralte y están soldados con soldadura de filete continua al frente y en la espalda del canal.

La función del conector de cortante es transferir la fuerza cortante horizontal en la interfase losa-viga, por lo que el espaciamiento requerido de los conectores en cualquier sección transversal se determina dividiendo el cortante VQ/I en la sección entre la resistencia de un conector (o dos si están en par, etc.). Esto sugiere que el espaciamiento podría variar continuamente con la fuerza cortante a lo largo del claro de la viga. Para fines prácticos, sin embargo, este espaciamiento se puede cambiar en grandes intervalos y mantenerse constante dentro de ese intervalo. En el caso en que se tenga que considerar la fatiga, como en los puentes, el espaciamiento de los conectores se medirá con la resistencia a la fatiga de los conectores y el correspondiente intervalo del cortante.

El espaciamiento mínimo a ejes de los conectores de cortante tipo espárrago a lo largo del eje longitudinal de la viga es de 6 diámetros, en tanto que la dirección transversal es de 4 diámetros. Si se emplea metal deck, el espaciamiento mínimo permisible es de 4 diámetros en las dos direcciones. Cuando los patines de las vigas de acero son muy estrechos, puede resultar difícil lograr el espaciamiento transversal mínimo requerido. En tales casos, los espárragos pueden colocarse alternados. Si las costillas de la cubierta son paralelas a la viga de acero y se requieren más conectores que los que pueden colocarse dentro de la costilla, se permite la división de la cubierta de modo que se tenga espacio suficiente. Los conectores de cortante deben ser capaces de resistir movimientos tanto verticales como horizontales, ya que existe la tendencia a separarse verticalmente entre la viga y la losa, así como deslizarse horizontalmente. Las cabezas de los espárragos ayudan a prevenir la separación vertical. Además, se especifica que la separación máxima entre los conectores no debe exceder 8 veces el espesor total de la losa.

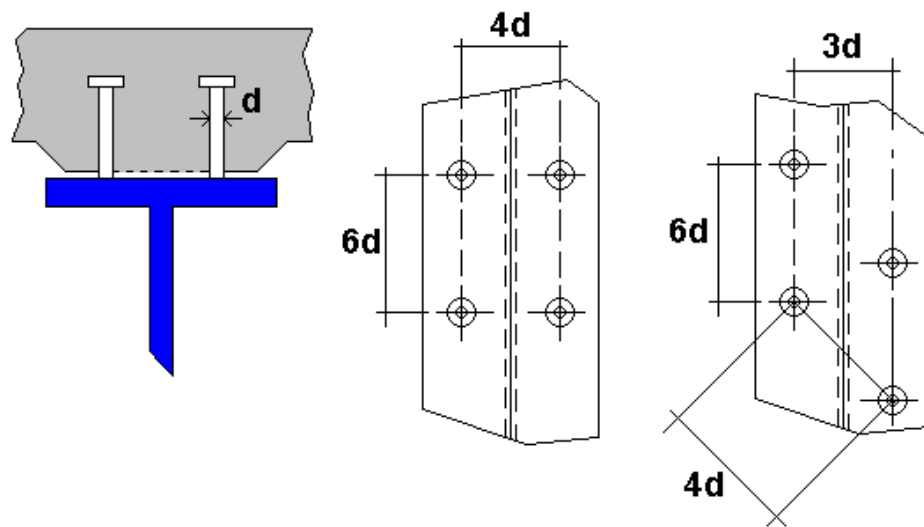


Figura 4-28. Arreglo de los conectores tipo espárrago (Ref. 3)

La resistencia estática Q_n de un espárrago está dado por:

$$Q_n = 930d_s^2 \sqrt{f'_c}, \text{psi} \quad (4.48)$$

donde d_s es el diámetro del espárrago.

Para un canal, Q_n se calcula con:

$$Q_n = 550(tf + 0.5tw)L_c \sqrt{f'_c}, \text{psi} \quad (4.49)$$

donde tf es el espesor promedio del patín del canal; tw es el espesor del alma del canal; L_c la longitud del canal.

Las ecuaciones (4.48) y (4.49) se basan en resultados experimentales. La ecuación (a) es válida para espárragos con longitudes menores a $4d_s$.

Es común emplear concreto ligero en los sistemas de piso en edificios multiniveles a fin de reducir la carga muerta. Las fórmulas de Q_n para espárragos y canales deben revisarse para reflejar el peso y la resistencia del hormigón.

La resistencia de un conector de cortante espárrago es:

$$Q_n = 0.5A_{sc}\sqrt{f'_c E_c} \leq A_{sc}F_u \quad (4.50)$$

donde A_{sc} es el área de la sección transversal del conector en pulgadas cuadradas; F_u es la resistencia a tensión del conector en ksi (los conectores tipo espárrago se fabrican usando acero rolado en frío tipos ASTM-A108, AISI grados C1010, C1015, C1017 o C1020, con una resistencia mínima de 60 ksi.).

Para conectores de cortante de canal:

$$Q_n = 0.30(t_f + 0.5t_w)L_c\sqrt{f'_c E_c} \quad (4.51)$$

Las normas del AISC-LRFD utilizan las ecuaciones (4.50) y (4.51) para el cálculo de los conectores de cortante. Además, para la ecuación (4.50) se tienen valores tabulados de Q_n en función de la resistencia y el peso volumétrico del hormigón:

Tabla 4-3. Valores de Q_n para conectores tipo espárrago (Ref. 1)

f'_c (ksi)	Peso volumétrico (lb/ft ³)	Q_u (kip)
3	115	17.7
3	145	21.0
3.5	115	19.8
3.5	145	23.6
4	115	21.9
4	145	26.1

El número de conectores requeridos entre el punto de momento máximo y el punto donde el momento es cero, se determina dividiendo la fuerza del patín de compresión en el punto de momento máximo de momento entre la resistencia del conector. Si el eje neutro está en la losa, la fuerza de compresión C se obtiene determinando la fuerza de equilibrio $T = A_s \cdot F_y$, y si el eje neutro está en la viga,

la fuerza del patín de compresión es $C1 = 0.85f'_c b \cdot t$. Por tanto, la fuerza cortante horizontal V_h está dado por:

$$V_h = \begin{cases} A_s F_y \\ 0.85 f'_c b \cdot t \end{cases} \quad (4.52)$$

Cuando se emplea metal deck, la resistencia del conector de cortante debe reducirse en función de la orientación de las costillas de la cubierta. Por eso, cuando las costillas están orientadas perpendicularmente a la viga, el factor de reducción es:

$$\frac{0.85}{\sqrt{N_r}} \frac{w_r}{h_r} \left(\frac{H_s}{h_r} - 1.0 \right) \leq 1.0 \quad (4.53)$$

donde N_r es el número de conectores de cortante en una costilla ($N_r \leq 3$ para fines de cálculo); w_r es el ancho promedio de la costilla de hormigón, en pulgadas; h_r es el peralte nominal de la costilla, en pulgadas; H_s es la longitud en pulgadas del conector tipo espárrago después de haberse soldado en la viga y no debe exceder del valor de $h_r + 3$ en los cálculos, aunque tenga una mayor longitud.

Para decks orientados paralelamente a la viga, el factor de reducción es

$$0.6 \left(\frac{w_r}{h_r} \right) \left(\frac{H_s}{h_r} - 1.0 \right) \leq 1.0 \quad \text{siempre que la relación } w_r/h_r \leq 1.5. \quad (4.54)$$

4.15 Diseño preliminar de secciones compuestas

En edificios se recomienda una relación peralte / claro de 1/24 si las cargas son estáticas y de 1/20 si las cargas pueden ocasionar vibraciones apreciables.

Peso estimado de la viga:

$$w_{\text{viga}} = 3.4 \left[\frac{12Mu}{(d/2 + y_{\text{con}} - a/2)\phi F_y} \right] \quad (4.55)$$

donde M_u es el momento último actuante; d es el peralte nominal de la viga de acero; y_{con} es la distancia entre la parte superior de la viga de acero y la parte superior de la losa de hormigón; a es el espesor efectivo de la losa de hormigón (para fines prácticos se puede usar $a = 2''$); $\phi = 0.85$.

Para calcular las deflexiones bajo cargas de servicio en secciones compuestas, se necesita calcular el valor de un momento de inercia. Este valor de I se calcula con base en el área de la viga de acero y un área de hormigón equivalente igual a $\Sigma Q_u/F_y$.

$$I = I_x + A_s(y_{\text{ENE}} - d/2)^2 + \left(\frac{\Sigma Q_u}{F_y} \right) (d + y_2 - y_{\text{ENE}})^2 \quad (4.56)$$

donde I_x es el momento de inercia de la viga de acero; y_2 , y_{ENE} y d se definen con la figura siguiente.

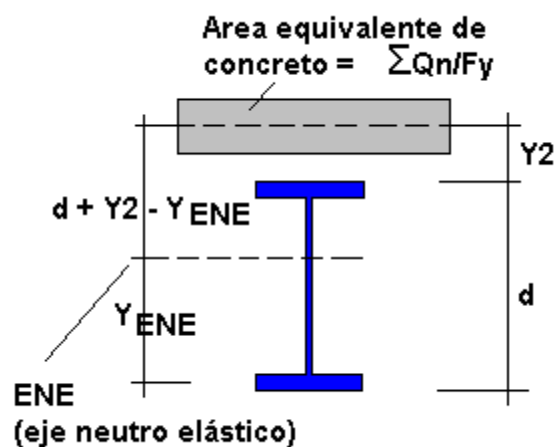


Figura 4-29. Cálculo del momento de Inercia de la sección compuesta.

4.16 Vigas Armadas

En las situaciones en que las cargas previstas para un claro dado son demasiado grandes para una sección W disponible o que el claro sea demasiado grande, se puede recurrir a varias alternativas:

- a) Una sección W con acero de alta resistencia (por ejemplo Acero A-50)
- b) El uso de dos o más perfiles W lado a lado (esta es una solución costosa y poco eficiente)
- c) Una viga W con cubre placas en los patines. $\Leftarrow$
- d) Una sección armada de patín ancho. $\Leftarrow$
- e) Una trabe armada. $\Leftarrow$
- f) Una cercha o armadura.

4.17 Vigas con cubre placas en los patines

Estas secciones son prácticas en los casos en que los momentos actuantes son ligeramente mayores que los momentos resistentes que pueda soportar el mayor perfil W convencional. También son útiles cuando el peralte total de la sección esta limitado de tal modo que los momentos resistentes de los perfiles W del peralte especificado son demasiado pequeños. Por ejemplo, un arquitecto puede indicar un peralte máximo en sus planos para las vigas de una edificación. En un puente, los peraltes de las vigas pueden estar limitados por la altura libre requerida. Además, puede haber usos económicos para las vigas con cubre placas donde el peralte no está limitado y se dispone de secciones W para resistir las cargas. En este caso, se selecciona una W menor que la necesaria para el momento máximo y se le ponen cubre placas en los patines. Estas cubre placas pueden cortarse donde los momentos son menores, ahorrando así cierta cantidad

de acero. En vigas continuas, esta forma de utilizar las cubre placas es muy común.

Una solución factible para este tipo de vigas es:

1. Fijar el peralte y colocar en la viga cubre placas.
2. Seleccionar el perfil estándar más grande, cuyo peralte permita colocar cubre placas en sus patines superior e inferior y así determinar las dimensiones de las cubre placas.

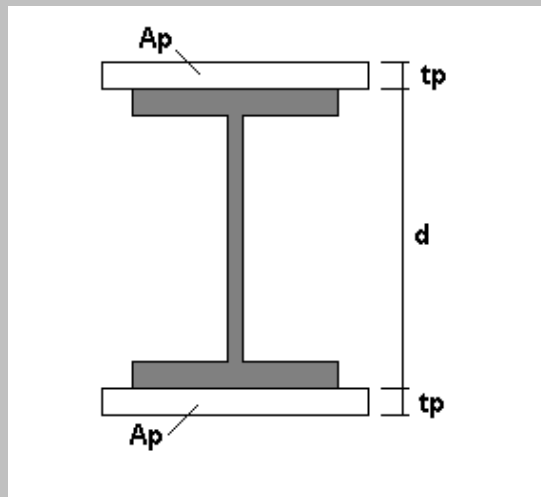


Figura 4-30. Viga armada con cubre placas.

De la figura 4-30, podemos obtener una expresión para calcular el área requerida de una cubre placa:

Suponiendo que la sección se encuentra en la zona I de comportamiento a flexión y asumiendo que Z_{nec} es el módulo de sección plástico de la sección armada total:

$$Z_{nec} = \frac{M_u}{\phi_b F_y} \quad (4.57)$$

La Z total de la sección armada debe ser por lo menos igual a la Z requerida y ésta la proporciona el perfil W y las cubre placas:

$$Z_{nec} = Z_w + Z_{placas}$$

$$Z_{nec} = Z_w + 2A_p \left(\frac{d}{2} + \frac{tp}{2} \right) \quad (4.58)$$

$$A_p = \frac{Z_{nec} - Z_w}{d + tp}$$

Donde Z_w es el módulo de sección plástico de la sección W ; A_p y tp son el área y el espesor de una cubre placa respectivamente; d es el peralte de la sección W .

4.18 Secciones armadas de patín ancho

En el capítulo G del AISC LRFD hace una clara distinción entre vigas (estén estas formadas por perfiles laminados o por secciones armadas de patín ancho) y trabes armadas. Esta diferencia reside en la relación de esbeltez de sus almas. Esta esbeltez se mide con la relación h_c/t_w . Para ser viga, un perfil puede ser laminado o armado, pero sin atiesadores y su relación h_c/t_w no debe ser mayor que $\lambda_r = 970/\sqrt{F_{y_f}}$ en donde F_{y_f} es el esfuerzo mínimo de fluencia especificado del patín. Por otro lado, una trabe armada puede o no tener atiesadores y su relación h_c/t_w debe ser mayor que $\lambda_r = 970/\sqrt{F_{y_f}}$ (en esta expresión se usa el esfuerzo de fluencia F_y del patín y no del alma, porque el pandeo inelástico por flexión de las trabes híbridas depende de la deformación en el patín.)

En este tipo de secciones, las almas son suficientemente gruesas para soportar el cortante sin peligro de pandeo. Aunque esas secciones con sus almas sin atiesadores son más pesadas que las trabes armadas del mismo claro y cargas, sus costos totales a veces son menores debido a sus costos de fabricación más bajos.

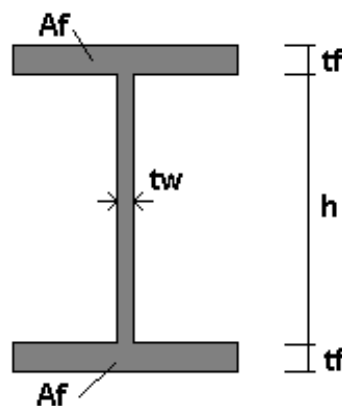
De acuerdo a las especificaciones F1.1 del AISC LRFD, se permite el análisis plástico para las vigas y trabes compactas si se cumplen ciertas condiciones. Estas deben tener simetría sencilla o doble y estar cargadas en esos planos. Cuando se flexionan alrededor de su eje mayor, las longitudes sin soporte lateral de sus patines comprimidos en las regiones de articulaciones plásticas asociadas con mecanismos de falla, no deben exceder de los valores dados en las especificaciones.

De la tabla B5.1, una sección es compacta si

$$\frac{b_f}{2t_f} \leq \frac{65}{\sqrt{F_y}} \quad y \quad \frac{h_c}{t_w} \leq \frac{640}{\sqrt{F_y}} \quad (4.59)$$

Una solución para este tipo de vigas es el siguiente:

1. Se selecciona un alma compacta para un miembro armado con base en las expresiones anteriores.
2. Se calcula el tamaño del patín de acuerdo a lo siguiente:



*Apuntes
Diseño de Estructuras Metálicas
Victor Escalante Cervera*

Figura 4-31. Trabe armada de patín ancho.

La resistencia de diseño total por flexión de la viga de la figura es igual a la resistencia de su alma más la de sus patines.

3. El Módulo plástico de toda la viga es igual al momento estático de las áreas a compresión y a tensión de alma, respecto a su eje neutro.

4. Después de escribir dicha expresión, se puede despejar de ella el área necesaria para uno de los patines.

$$Z \text{ total necesaria para la viga} = \frac{M_u}{\phi_b F_y} \quad (4.60)$$

$$Z \text{ proporcionada} = 2(t_w) \left(\frac{h}{2} \right) \left(\frac{h}{4} \right) + 2(A_f) \left(\frac{h}{2} + \frac{t_f}{2} \right) \quad (4.61)$$

$$\frac{M_u}{\phi_b F_y} = \frac{t_w h^2}{4} + A_f (h + t_f) \quad (4.62)$$

Despejando A_f tenemos que:

$$A_f \text{ necesaria} = \frac{M_u}{\phi_b F_y (h + t_f)} - \frac{t_w h^2}{4(h + t_f)} \quad (4.63)$$

4.19 Trabes Armadas (TA)

Son grandes secciones compuestas, que por lo general tienen un peralte mucho mas grande que la sección W más grande y por lo común tienen espesores de alma relativamente mucho menores que los espesores de secciones laminadas. Por lo general, las resistencias de las TA están comprendidas entre las resistencias de una sección laminada y las de las armaduras o cerchas de acero.

De la figura 4-32, la forma más simple de una TA consiste en dos placas horizontales soldadas a una placa vertical para formar una sección I. (a) o

también se pueden formar secciones cajón, las cuales tienen gran resistencia al pandeo lateral y a la torsión. (b); previo al desarrollo de la soldadura, se fabricaban traveses armados utilizando ángulos y placas unidos por medio de remaches o tornillos, las cuales son algo obsoletas (c y d).

Las TA son empleadas en edificios donde se deben cubrir grandes claros sin tener columnas intermedias (por ejemplo, auditorios o teatros); son ampliamente usadas en puentes para claros entre los 60 y 1000 pies de largo. La principal diferencia entre el diseño de una sección laminada y el diseño de una TA es que el diseñador tiene una mayor libertad en proporcionar la sección transversal de una TA y además, un mayor peralte en una trabe armada resulta en espesores de alma relativamente delgados que producen problemas de pandeo del alma que deben tomarse en cuenta.

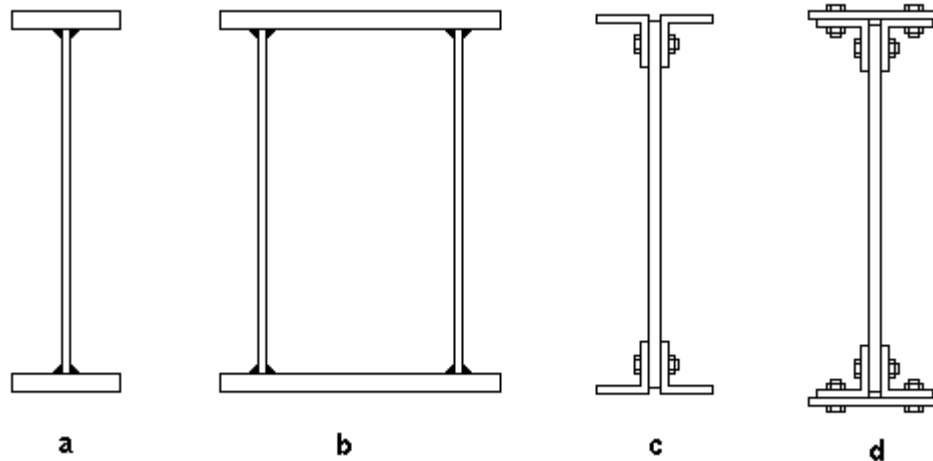


Figura 4-32. Tipos de traveses armados

Como se ha visto, las vigas laminadas son por lo general secciones compactas, por lo que los problemas de pandeos local y de corte no son estados límite probables.

Los patines de las TA son usualmente proporcionados con relaciones ancho espesor suficientemente pequeños para impedir el pandeo local antes de alcanzar el momento de fluencia de la sección transversal. Pero una sección eficiente podría requerir un alma con una relación ancho espesor lo suficientemente grande que produzca pandeo por flexión o por cortante, o ambos, antes de lograr la fluencia en los patines.

El pandeo del alma no determina la resistencia última de una TA, ya que se ha visto que en el post pandeo se desarrolla resistencia a tomarse en cuenta para determinar la resistencia última de la sección.

El criterio de diseño de las TA puede estar basado en las siguientes condiciones:

- Resistencia por pandeo elástico por flexión
- Resistencia por pandeo elástico por cortante
- Resistencia por post pandeo elástico por flexión
- Resistencia por post pandeo elástico por cortante (campo de tensiones)

Algunas especificaciones están basadas en los límites correspondientes a las resistencias por pandeo elástico, mientras que otras permiten tomar en cuenta las resistencias por post pandeo, ya sea por flexión o por corte o ambas. En este tipo de especificaciones, el diseñador tiene la opción de 4 combinaciones para los límites de comportamiento de las TA:

1. Pandeo elástico por flexión en combinación con el pandeo elástico por cortante. Por lo general se le conoce como comportamiento convencional de flexión.
2. Pandeo elástico por flexión en combinación con la resistencia por post pandeo por cortante (campo de tensiones)
3. Resistencia por post pandeo por flexión en combinación con el pandeo elástico por cortante.

4. Resistencia por post pandeo por flexión en combinación con la resistencia por post pandeo por cortante (campo de tensiones)

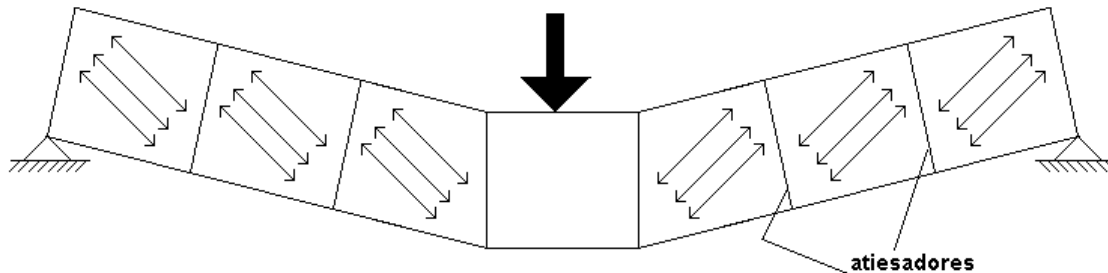


Figura 4-33. Campo de tensiones en el alma de una TA

4.20 Campo de tensiones en el alma

Después del pandeo inicial, una TA trabaja de modo semejante a una cercha. El alma actúa como una armadura con diagonales a tensión y es capaz de resistir fuerzas cortantes adicionales (post pandeo). Una faja diagonal del alma actúa de modo semejante a la diagonal de una cercha de cuerdas paralelas (ver figura 4). Los atiesadores trabajan como montantes que evitan que los patines se junten y a su vez los patines evitan que los atiesadores se junten. Los atiesadores intermedios, que se supone no resisten carga antes del pandeo inicial, después de este resisten cargas de compresión debido a la tensión diagonal (o servirán como elementos verticales a compresión en una armadura).

4.21 Proporciones de las Trabes Armadas

Peralte.

El peralte de las TA está influenciado por muchos factores. Algunos autores asumen que varía entre $1/6$ y $1/15$ de su claro, con valores promedio de $1/10$ a $1/12$, dependiendo de las condiciones particulares de cada trabajo. Una condición

que puede limitar las proporciones de la TA, es el tamaño máximo que puede fabricarse en el taller y el traslado a la obra. Probablemente se utilizarán las trabes de menor peralte cuando las cargas sean ligeras, y las de mayor peralte cuando sea necesario soportar grandes cargas concentradas (p.e. cargas debidas a columnas en edificios altos.) Si no hubiera restricción al peralte para una trabe en particular, el diseñador se vería favorecido, porque podría hacer diseños preliminares con el estudio del costo correspondiente, y lograr una solución satisfactoria, económica y técnica, por lo que hace al peralte.

En proporción a su sección transversal, se puede determinar un alma con la suficiente capacidad a cortante y patines que, junto con el alma, tienen el módulo de sección necesario para resistir a flexión. Por tanto, es más conveniente obtener una proporción peralte-patines, en función de sus áreas en vez de sus momentos de inercia.

Sea A_f el área de un patín, h_g la distancia a ejes del centro de gravedad de los patines, h_w y t el peralte y el espesor del alma respectivamente y h_o el peralte total de la sección. Exceptuando el pequeño momento de inercia de los patines con respecto a su propio eje de gravedad, el momento de inercia de la sección transversal es:

$$I = 2A_f \left(\frac{h_g}{2} \right)^2 + \frac{th_w^3}{12} \quad (4.64)$$

Pero, si asumimos que $h_w \approx h_g$ y $th_w = A_w$, el área del alma:

$$I = \frac{h_g^2}{2} \left(A_f + \frac{A_w}{6} \right) \quad (4.65)$$

Sustituyendo (4.65) en la fórmula de la escuadría $I / c = M / f$, con $c = h_o / 2$ tenemos:

$$A_f = \frac{M h_o}{f h_g^2} - \frac{A_w}{6} \quad (4.66)$$

Además, $f h_g / h_o = f_g$ es el esfuerzo de flexión en el centro de gravedad de los patines, así:

$$A_f = \frac{M}{f_g h_g} - \frac{A_w}{6} \quad (4.67)$$

El momento M es el momento nominal resistente M_n para el método del LRFD.

4.22 Longitud de la placa de patines

Algún tipo de economía se debe lograr reduciendo el área de la placa de los patines para cubrir la variación en los momentos. Esto se puede hacer en TA soldadas flaqueando las placas (reduciendo el espesor) de los patines requeridos para el momento máximo para uno o más espesores de placas mas delgados sucesivos, unidos por soldadura a tope. El punto de corte teórico de una placa se encuentra calculado el momento de capacidad de la sección transversal reducida y localizando este valor en el diagrama de momentos. Para el caso de sistemas simples de cargas, los puntos de corte se pueden calcular por medio de fórmulas. Por eso, para una viga simplemente apoyada con carga uniformemente distribuida, el diagrama de momentos es una parábola,

$$\frac{L_1}{L} = \sqrt{\frac{M_1 - M_2}{M_1}} = \sqrt{\frac{A_1 - A_2}{A_1 + A_w / 6}} \quad (4.68)$$

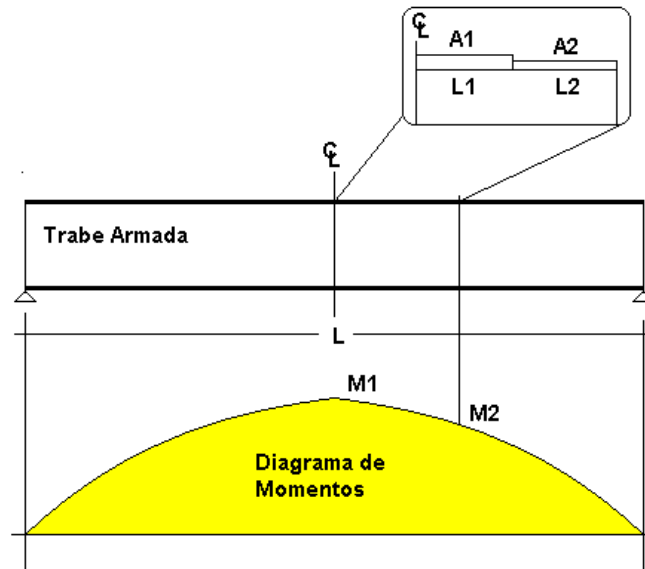


Figura 4-34. Zonas de cambio de espesores de placas en traves armadas

donde A_1 es el área de la placa central; M_1 su correspondiente momento a A_1 ; A_2 es el área de la placa adyacente; M_2 su correspondiente momento a A_2 ; L_1 es la longitud de la placa central; L es la longitud de la Trabe Armada.

La ecuación (4.68) esta basada en la suposición que $h_g f_g$ en la ecuación (4.67) no cambia con el cambio en la sección transversal de la TA. En cualquier caso, se debe revisar por capacidad la sección transversal en la zona de corte. La ecuación (4.68) se puede extender a un tercer par de placas sustituyendo L_2 , M_3 y A_3 por L_1 , M_2 y A_2 .

Si la TA soporta cargas en movimiento, como en los puentes y vigas grúa, es necesario usar la envolvente del momento máximo.

En algunos casos (y en particular en el caso de claros continuos) el trazo de varios diagramas de momentos en una envolvente de momentos máximos ayuda a determinar los puntos de corte.

4.23 Consideraciones de pandeo del alma

Después de considerar el peralte total, la altura del alma puede estimarse en 2 a 4 pulgadas menor que dicho el peralte, y seleccionar la placa de medida comercial más cercana al valor encontrado. Un alma de TA debe tener suficiente espesor para evitar el **pandeo vertical del patín de compresión** (figura 4-35).

A medida que el patín de compresión de una viga simplemente apoyada se flexiona hacia abajo, empuja contra el alma, sometiéndola a una compresión vertical. La magnitud de esta fuerza dirigida hacia abajo puede estimarse como igual al esfuerzo de flexión total en el patín de compresión por el seno del ángulo que forma el patín curvado con la horizontal (figura 4-36).

La carga total que puede aplicarse al alma de esa forma, antes de que se pandee, puede estimarse mediante la fórmula de Euler. Es decir, con base en la fórmula de Euler se puede determinar una relación límite altura – espesor del alma que evite el pandeo:

La figura 4-36 muestra un elemento vertical, de ancho unitario, el cual es cargado hasta alcanzar su momento de fluencia. La deformación ϵ en la fibra extrema produce una rotación relativa $\epsilon/(h/2)$ en los bordes verticales del elemento. El equilibrio de las fuerzas de los patines $F_y \cdot A_f$ requiere de una fuerza de compresión vertical $F_y \cdot A_f \cdot \epsilon/(h/2)$ en el elemento, en el cual el alma debe ser capaz de soportar sin pandearse. De la teoría de placas (ver libro Plates & Shells, Timoshenko & Wionowsky), se tiene que el esfuerzo crítico de un alma sin atiesadores transversales es

$$F_{cr} = \frac{\pi^2 E}{12(1 - \mu^2)(h/t)^2} \quad (4.69)$$

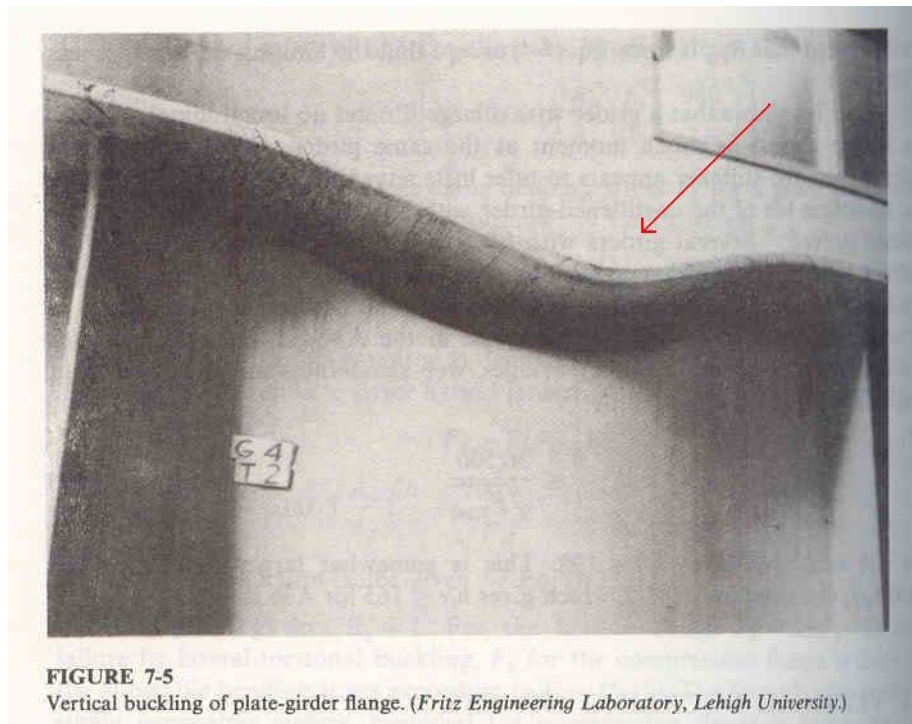


Figura 4-35. Pandeo vertical del patín de compresión en TA (Ref. 2)

donde μ es el coeficiente de Poisson, E es el módulo elástico, h y t son el peralte y el espesor de la placa, respectivamente. Se puede apreciar que la ecuación (4.69) no es más que la fórmula de Euler.

Por equilibrio se tiene:

$$F_{cr} \cdot t \cdot l = \frac{F_y A_f \varepsilon}{h/2} \quad (4.70)$$

Por tanto, de (4.69) y (4.70) se tiene que

$$\left(\frac{h}{t}\right)^2 = \frac{\pi^2 E}{24(1-\mu^2)} \frac{A_w}{A_f} \frac{1}{\varepsilon F_y} \quad (4.71)$$

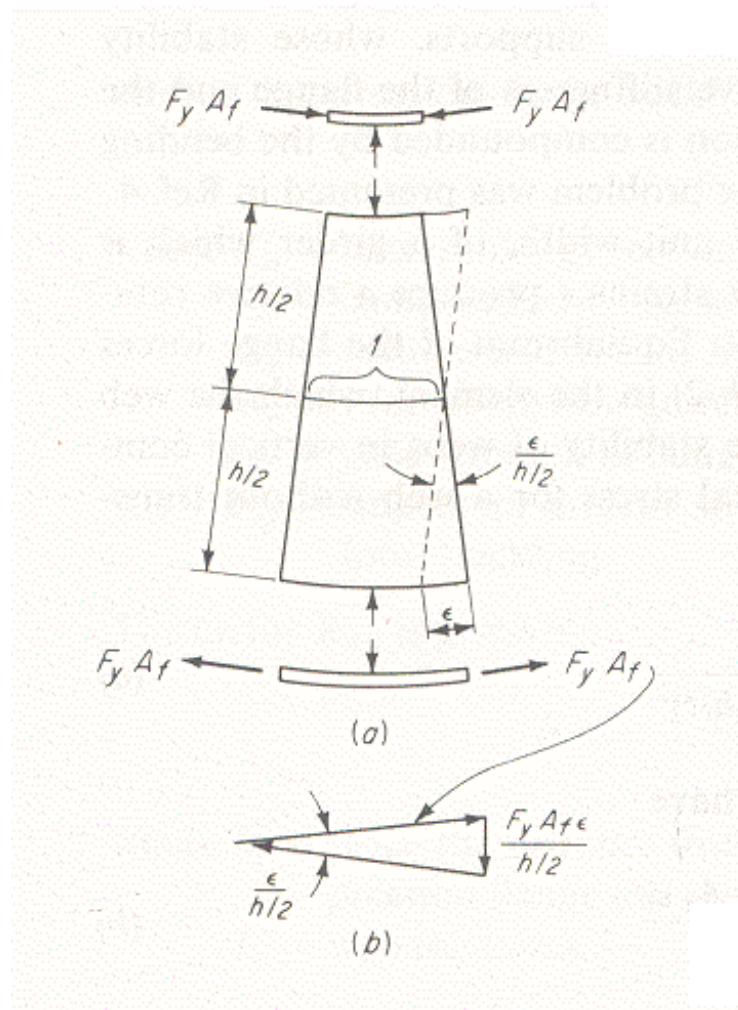


Figura 4-36. Distribución de fuerzas en los patines (Ref. 2)

Ahora bien, debido al efecto de los esfuerzos residuales en los patines, la deformación ϵ en la fibra extrema debe exceder a la deformación en la fluencia ϵ_y en una cantidad suficiente que haga que el esfuerzo residual cambie de signo en función de obtener una fluencia uniforme en los patines. Por tanto, $\epsilon = \epsilon_y + \epsilon_r = (F_y + F_r)/E$, y sustituyendo esto en la ecuación (4.71) tenemos:

$$\left(\frac{h}{t}\right)^2 = \frac{\pi^2 E^2}{24(1-\mu^2)} \frac{A_w}{A_f} \frac{1}{F_y(F_y + F_r)} \quad (4.72)$$

La ecuación (4.72) está basada en la resistencia del pandeo vertical de un alma sin atiesadores transversales y proporciona resultados conservadores para un

alma con atiesadores poco espaciados. De resultados experimentales, la esbeltez de las almas con atiesadores verticales puede tomarse conservadoramente como

$$\frac{h}{t} \leq \begin{cases} \frac{2500}{\sqrt{F_y}} & \text{Para } a/h \leq 1 \\ \frac{2000}{\sqrt{F_y}} & \text{Para } a/h \leq 1.5 \end{cases} \quad (4.73)$$

$$\frac{h}{t} \leq \begin{cases} \frac{2500}{\sqrt{F_y}} & \text{Para } a/h \leq 1 \\ \frac{2000}{\sqrt{F_y}} & \text{Para } a/h \leq 1.5 \end{cases} \quad (4.74)$$

Las especificaciones del AISC están basadas en la ecuación (4.72) y (4.74). La relación A_w/A_f en (4.72) se toma igual a 0.5, el cual es el límite menor para una TA con proporciones “normales” y el esfuerzo residual $F_r = 16.5$ ksi. El resultado de esto es:

$$\frac{h}{t} \leq \frac{14,000}{\sqrt{F_y(F_y + 16.5)}} \quad (4.75)$$

y h/t no será menor que $2000/\sqrt{F_y}$ para $a/h \leq 1.5$. Aunque la ecuación (4.72) envuelve la relación de las áreas de los patines y las almas, no toma en cuenta sus rigideces; por tanto, esta ecuación proporciona resultados conservadores para patines con grandes rigideces a flexión.

Se ha mostrado que las almas de secciones laminadas alcanzan la fluencia en la fibra extrema sin pandearse. Esto no ocurre con las trabes armadas, y si se quiere evitar el pandeo por flexión, se deben calcular los límites superior de esbeltez del alma; estos límites pueden establecerse a partir de las siguientes ecuaciones

$$F_{b,cr} = \frac{650,000}{(b/t)^2} \text{ ksi} \quad (4.76)$$

Asumiendo que los bordes del alma de peralte h y espesor t están articulados en las uniones con los patines y usando un factor de seguridad de 1.25 respecto al esfuerzo de flexión, f_b , por cargas de servicio:

$$1.25f_b = \frac{650000000}{(h/t)^2} \text{ psi} \quad (4.77)$$

del cual tenemos que $\frac{h}{t} = \frac{23000}{\sqrt{f_{b,\text{psi}}}}$ (4.78)

Esta ecuación es el límite de esbeltez para almas de trabes armadas sin atiesadores longitudinales propuesta por la AASHTO. Usando el esfuerzo permisible de flexión de la AASHTO $f_b = 0.55F_y$, la ecuación (4.78) nos da una relación $h/t = 165$ para acero A36.

Se ha demostrado que las vigas de almas delgadas y en trabes armadas con atiesadores longitudinales pueden desarrollar una resistencia adicional por flexión más allá de cuando ocurre el pandeo por flexión en el alma. Esto implica que se pueden emplear vigas con almas con mayor esbeltez que la indicada con (4.78), por lo que los atiesadores longitudinales pueden resultar económicos para TA muy peraltadas. Las vigas con almas delgadas requieren también atiesadores transversales para incrementar su resistencia a cortante; estos atiesadores deben colocarse en pares a cada lado del alma (recomendable) aunque también se pueden colocar solo en un lado del alma. Los atiesadores longitudinales se colocan solo en un lado del alma. En la figura 4-37 se muestra el efecto de un atiesador longitudinal en el pandeo por flexión de una placa del alma. La figura sugiere que la eficiencia del atiesador reside en la localización en la zona de compresión. Un atiesador equidistante entre el eje neutro y el eje de compresión del alma incrementa su capacidad a compresión de la placa (ver teoría de placas). La localización óptima del atiesador longitudinal se encuentra a una distancia de $h/5$ del borde de compresión del alma. Con esto, el factor de seguridad de (4.78) se incrementa a 2.32, con lo que la relación h/t para placas sin atiesadores

longitudinales se incrementa a 380. Sin embargo, de acuerdo con las especificaciones de la AASHTO este límite es igual a 330 y, en general,

$$\frac{h}{t} = \frac{46000}{\sqrt{f_{b,psi}}} \leq 340 \quad (4.79)$$

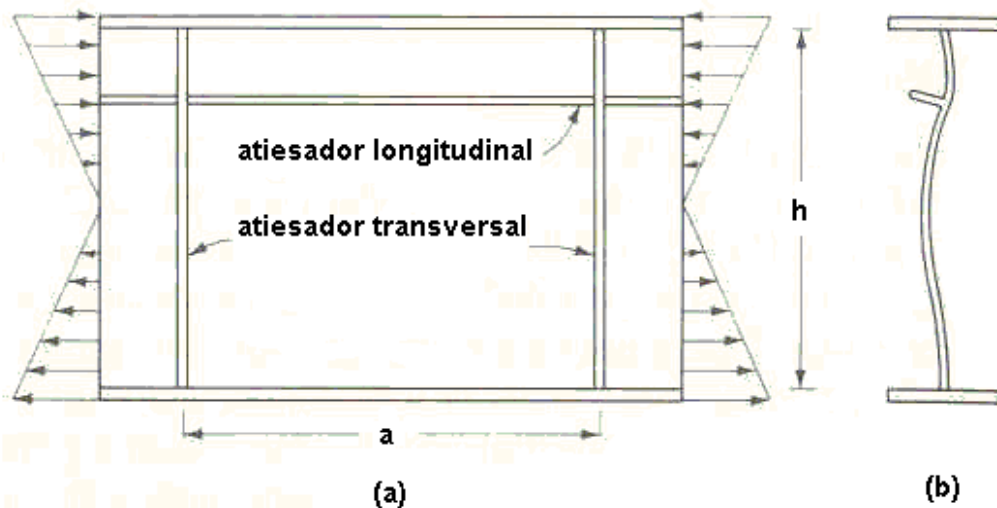


Figura 4-37. Efecto de los atiesadores en las TA (Ref. 2)

El atiesador longitudinal debe ser suficientemente rígido para lograr la configuración (b) de la figura 4-37. Para ello, la AASHTO especifica que el momento de inercia del atiesador requerido es

$$I_s = ht^3 \left[2.4 \left(\frac{a}{h} \right)^2 - 0.13 \right] \quad (4.80)$$

esta ecuación es válida solo para relaciones del área de rigidez al área del alma en rangos de 0 a 0.1 y para relaciones del tablero a/h de 0.5 a 1.5. La ecuación (4.80) no debe usarse para valores fuera de este rango.

Los atiesadores longitudinales no se toman en cuenta por las normas del AISC ya que se permiten grandes esbelteces del alma, aceptando el pandeo por flexión en el alma y tomando en cuenta también el incremento de resistencia por post pandeo por flexión.

4.24 Resistencia del alma de trabes armadas por post pandeo por flexión

En la figura 4-38 se muestra un tablero de un alma de una viga, en la cual el esfuerzo por flexión crítico F_{cr} es menor que el esfuerzo de fluencia F_y . Si la deformación por flexión crece después de haber alcanzado F_{cr} , el borde superior del panel se acorta y el borde inferior se alarga. Con tal que no ocurra pandeo lateral por torsión en la viga, los bordes se mantienen derechos y los esfuerzos en las fibras extremas continúan incrementándose.

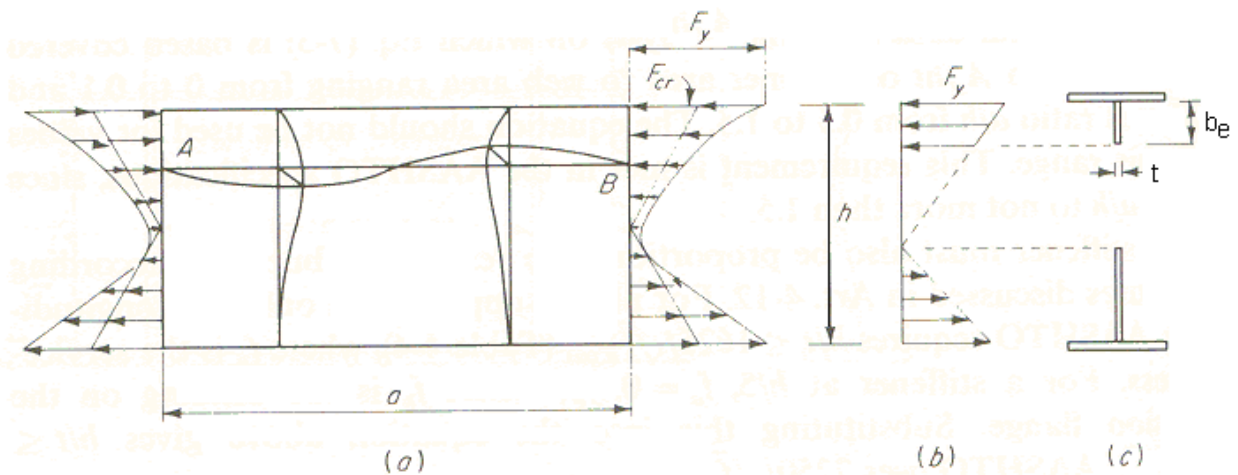


Figura 4-38.

Si el alma fuera a mantenerse plana, incrementos en los esfuerzos proporcionales pudieran desarrollarse en el resto del alma. Aunque el alma se ha pandeado, los incrementos en los esfuerzos serán inelásticos en la zona de compresión, ya que

parte del acortamiento en la longitud AB será tomada por un incremento en la amplitud del pandeo. Durante este incremento el eje neutro se mueve hacia abajo. El máximo momento para una sección transversal simétrica es alcanzado en la fibra extrema de compresión con F_y (si se desprecia el endurecimiento por deformación). Ya que las almas de las vigas no son perfectas, pueden tener ciertas ondulaciones aun en una viga descargada. Por eso, la deflexión lateral del alma comienza en el principio de la carga. Sin embargo, la relación de incremento de esta deflexión crece rápidamente cuando se alcanza F_{cr} . Por eso, este comportamiento es análogo a l de una columna cargada axialmente.

Como la variación en esfuerzos en el estado de post pandeo es desconocido, se hacen suposiciones simplificadas para determinar el momento máximo. Una de estas suposiciones se muestra en la figura 9b y fue propuesta por Basler y Thurlimann, 1963. En esta referencia, la compresión no lineal de la figura 9a se reemplaza con una distribución lineal de acuerdo al comportamiento elástico de la teoría de vigas, actuando en un peralte efectivo del alma b_e (figura 9c). Esto permite calcular el momento en función de b_e . Para calcular dicho momento se asume que $b_e = 30t$ para TA con una relación $h / t = 360$. Usando $F_y = 36$ ksi, se elaboró una gráfica M / M_y (figura 10).

En esta figura se muestra el punto $M_{cr} / M_y = 0.18$, donde M_{cr} es el momento basado en el esfuerzo crítico de flexión para el alma dado con la ecuación

$$F_{b,cr} = \frac{850,000}{(b/t)^2} \text{ ksi.} \quad (4.81)$$

De hecho, se puede usar la ecuación (4.81) para determinar la esbeltez h/t del alma que permite a una Ta alcanzar este momento total de fluencia $M_y = F_y I / c$. Para acero A36:

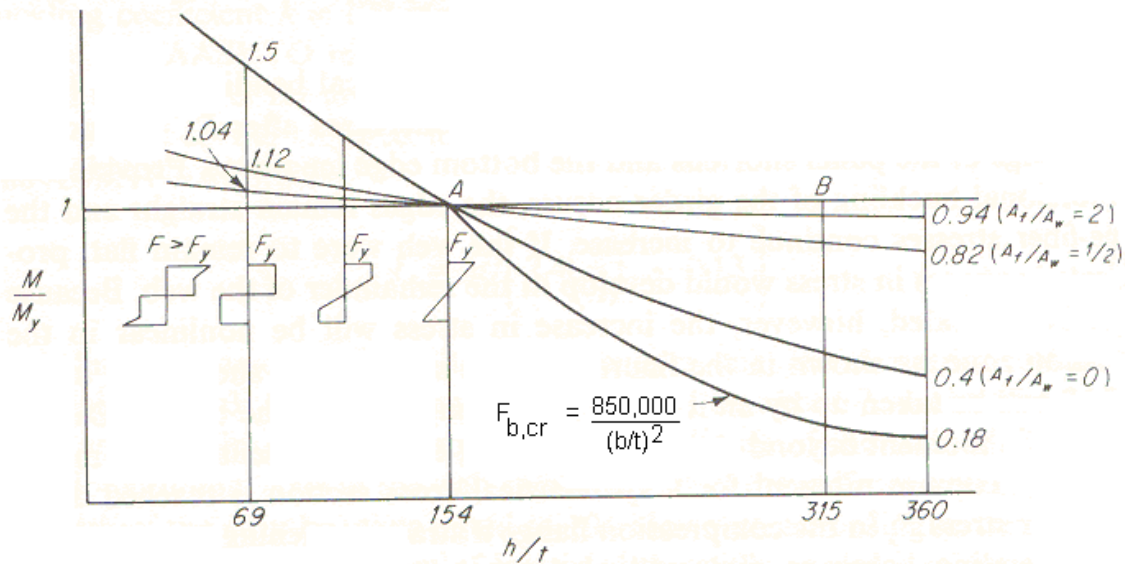


Figura 4-39

$\frac{h}{t} = \sqrt{\frac{850000}{F_y}} = \frac{925}{6} = 154$, el cual nos da el punto A de la figura 4-39. Además

en esta figura se muestran las relaciones de momento plástico M_p a M_y de 1.5, 1.12 y 1.04, para relaciones $A_f / A_w = 0, 0.5$ y 2, respectivamente. A fin de que se alcancen estos momentos, la esbeltez del alma no debe exceder la relación $h / t = 640 / \sqrt{F_y}$. Si la TA tiene un atiesador longitudinal a una distancia $h/5$ del patín

de compresión, el esfuerzo crítico es $F_{cr} = \frac{3,510,000}{(h/t)^2}$, si hacemos $F_{cr} = F_y = 36$

ksi: $\frac{h}{t} = \sqrt{\frac{3510000}{36}} = 315$, el cual nos da el punto B de la figura. Esto nos

muestra la efectividad del atiesador longitudinal en el incremento de la resistencia a flexión en trabes armadas con almas delgadas.

La variación de M/M_y en las regiones entre $h/t = 0, 69, 107, 154$ y 360 en la figura 10 no son determinadas por el análisis previo, por lo que estas curvas son

aproximadas. La variación donde la eficiencia del alma se reduce por el pandeo fue asumida lineal en dicha referencia. Además, la relación de esbeltez en la cual comienza la reducción en la efectividad del alma se tomó igual a $980/\sqrt{F_y}$ en vez del valor correspondiente al punto A de la figura 10. Esto se hizo ya que el AISC usa el valor de $h/t = 170$ como límite superior de la esbeltez de TA con acero A7 ($F_y = 33$ ksi) previo a la revisión en la cual se toma en cuenta el efecto de la resistencia de post pandeo. La ecuación resultante que correlaciona al punto A revisado con el punto correspondiente a $h/t = 360$ de la figura es

$$\frac{M}{M_y} = 1 - 0.0005 \frac{A_w}{A_f} \left(\frac{h}{t} - \frac{980}{\sqrt{F_y}} \right) \quad (4.82)$$

Según los resultados experimentales, la ecuación (m) proporciona resultados bastante aproximados a los resultados experimentales.

4.25 Diseño de Trabes Armadas con almas esbeltas pero asumiendo que el patín a compresión se encuentra soportado lateralmente

Como se ha visto, el Momento resistente es

$$M_u = \phi_b \cdot M_n \quad \text{con } \phi_b = 0.9$$

El momento nominal M_n basado en la fluencia del patín a tensión:

$$M_n = S_{xt} R_{PG} R_e F_{yf} \quad (4.83)$$

El momento nominal M_n por pandeo del patín a compresión:

$$M_n = S_{xc} R_{PG} R_e F_{cr} \quad (4.84)$$

Donde S_{xt} y S_{xc} son los módulos de sección de los patines a tensión y a compresión, respectivamente; R_e es un factor de reducción para trabes híbridas

(tomar $R_e = 1$ para trabes no híbridas) y es igual a $R_e = \frac{12 + (3m - m^3) A_w / A_f}{12 + 2 A_w / A_f}$

donde $m = F_{yw}/F_{cr}$; F_{yf} es el esfuerzo de fluencia del patín; F_{cr} es el esfuerzo crítico del patín a compresión, determinado como se indica en el capítulo de columnas; F_{cr} es igual a F_{yf} si el patín a compresión tiene soporte lateral total, es decir, si $\lambda \leq \lambda_p$.

El factor R_{PG} esta dado por $R_{PG} = 1 - 0.0005 \frac{A_w}{A_f} \left(\frac{h_c}{t_w} - \frac{980}{\sqrt{F_y}} \right) \leq 1.0$; donde h_c es

el doble de la distancia del eje neutro a la cara interior del patin a compresión menos el filete de soldadura o radio de esquina: t_w es el espesor del alma.

Como se ha mencionado, el AISC no tiene especificación alguna para trabes con atiesadores longitudinales; sin embargo, la AASHTO especifica que la esbeltez del alma de trabes sin atiesadores longitudinales está limitado a

$$\frac{h}{t} = \frac{36500}{\sqrt{F_y}} \text{ psi} \quad (4.85)$$

para acero A36, esto da $h/t \leq 192$.

4.26 Diseño de Trabes Armadas con patines no compactos y sin soporte lateral total en los patines

Cuando no se cumple que en una TA los patines sean compactos y tengan soporte lateral en el patín de compresión, el valor del esfuerzo crítico $F_{cr} \neq F_{yf}$ y es necesario considerar los estados límite por pandeo lateral-torsional y por pandeo local del patín. F_{cr} será el menor valor de estos dos estados límite.

$$\text{Si } \lambda_p < \lambda \leq \lambda_r \quad F_{cr} = C_b F_{yf} \left[1 - \frac{1}{2} \left(\frac{\lambda - \lambda_p}{\lambda_r - \lambda_p} \right) \right] \leq F_{yf} \quad (4.86)$$

$$\text{Si } \lambda > \lambda_r \quad F_{cr} = \frac{C_{PG}}{\lambda^2} \quad (4.87)$$

- Estado límite de pandeo lateral-torsional:

$$\begin{aligned}\lambda &= \frac{L_b}{r_t} \\ \lambda_p &= \frac{300}{\sqrt{F_{yf}}} \\ \lambda_r &= \frac{756}{\sqrt{F_{yf}}}\end{aligned}\quad (4.88)$$

donde r_t es el radio de giro del patín de compresión más 1/6 del área del alma respecto al eje del alma; C_{PG} es un coeficiente determinado para TA y para este

caso $C_{PG} = 28600Cb$; $Cb = 1.75 + 1.05\left(\frac{M1}{M2}\right) + 0.3\left(\frac{M1}{M2}\right)^2 \leq 2.3$.

- Estado límite de pandeo local del patín:

$$\begin{aligned}\lambda &= \frac{b_f}{2t_f} \\ \lambda_p &= \frac{65}{\sqrt{F_{yf}}} \\ \lambda_r &= \frac{150}{\sqrt{F_{yf}}}\end{aligned}\quad (4.89)$$

$C_{PG} = 11200$ y $Cb = 1.0$

4.27 Pandeo por cortante en almas de trabes armadas

En el capítulo de vigas se ha tratado el tema del pandeo por cortante en vigas, donde se mostró que el cortante es rara vez un factor determinante en el diseño de vigas de secciones laminadas. Sin embargo, la relación de esbeltez de almas de TA es usualmente mucho mayor que en vigas laminadas, por lo que es necesario el uso de atiesadores transversales (ver figura 4-37) para incrementar la resistencia ante el pandeo por cortante. Como los atiesadores incrementan la resistencia por pandeo, incrementando el factor k de las ecuaciones para calcular

el cortante en vigas, a través de la reducción de la relación de aspecto a/h . El espaciamiento de los atiesadores transversales puede determinarse de acuerdo a

las siguientes expresiones: Para todo lo que sigue, $k = 5 + \frac{5}{(a/h)^2}$

De la ecuación (4.27)

$$V_n = \frac{26400}{(h/t)^2} \cdot 5 \left(1 + \frac{h^2}{a^2} \right) A_w \quad (4.90)$$

Con $\phi V_n = V_f$, donde ϕ es el factor de resistencia por cortante y V_f es la carga de cortante factorizada, esto nos da

$$a = \frac{363t}{\sqrt{\frac{V_f}{\phi A_w} - \left(\frac{363}{h/t} \right)^2}} \quad \text{para } \frac{h}{t} \sqrt{\frac{F_y}{1 + (h/a)^2}} > 523 \quad (4.91)$$

De la ecuación (4.25)

$$a = \frac{251t}{\sqrt{\frac{1}{F_y} \left(\frac{V_f}{\phi A_w} \right)^2 - \left(\frac{251}{h/t} \right)^2}} \quad \text{para } 418 < \frac{h}{t} \sqrt{\frac{F_y}{1 + (h/a)^2}} < 523 \quad (4.92)$$

Además, el AISC-LRFD requiere que el momento de inercia del atiesador sea igual a

$$I_s = at_w^3 J$$

$$J = 2.5 \left(\frac{h}{a} \right)^2 - 2 \geq 0.5 \quad (4.93)$$

donde a es el espaciamiento del atiesador. Sustituyendo tenemos:

$$I_s = 2.5ht_w^3 \left(\frac{h}{a} - 0.8 \frac{a}{h} \right) \geq 0.5at_w^3 \quad (4.94)$$

4.28 Especificaciones para el campo de tensiones por cortante

La fuerza cortante estimada última o total que un tablero (una parte de la trabe entre un par de atiesadores) puede resistir, es igual al cortante que inicialmente ocasionó el pandeo del alma, más el cortante que puede resistir la acción de tensión diagonal en el alma. La magnitud de la tensión diagonal en el alma es función de las dimensiones de los tableros. El diseño de vigas por cortante está dado por ϕV_n , donde $\phi=0.9$ y $V_n=F_v A_w$. Para almas que pueden desarrollar la fluencia por cortante, $V_n = A_w F_{vy} = A_w F_y / \sqrt{3} = 0.577 A_w F_y$. El coeficiente 0.577 se incrementa a 0.6 para tomar alguna ventaja del endurecimiento por deformación por cortante. Por tanto,

$$V_n = 0.6 A_w F_{yw} \quad \text{para} \quad \frac{h}{t} \leq 187 \sqrt{\frac{k}{F_{yw}}}$$

El límite h/t de esta fórmula está limitado al valor que permite que la fluencia por cortante sea alcanzado. Para trabes armadas con almas que no puedan desarrollar la fluencia por cortante, el cortante nominal está dado por la expresión:

$$V_n = 0.6 A_w F_{yw} \left[C_v + \frac{1 - C_v}{1.15 \sqrt{1 + (a/h)^2}} \right] \quad (4.95)$$

C_v es la relación entre el esfuerzo crítico del alma y el esfuerzo de fluencia por cortante del alma y se determina como sigue:

$$C_v = \frac{187}{h/t} \sqrt{\frac{k}{F_{yw}}} \quad \text{si} \quad 187 \sqrt{\frac{k}{F_{yw}}} \leq \frac{h}{t} \leq 234 \sqrt{\frac{k}{F_{yw}}} \quad (4.96)$$

$$C_v = \frac{44000k}{F_{yw} (h/t)^2} \quad \text{si} \quad \frac{h}{t} > 234 \sqrt{\frac{k}{F_{yw}}} \quad (4.97)$$

El área de un atiesador A_{st} no debe ser menor que el valor dado por la siguiente fórmula:

$$A_{st} = \frac{F_{yw}}{F_{yst}} \left[0.15 D h t_w (1 - C_v) \frac{V_u}{\phi V_n} - 18 t_w^2 \right] \quad (4.98)$$

donde D es un factor que toma en cuenta la excentricidad de la tensión diagonal en el alma relativo al centroide del atiesador. Por eso, D = 1 para atiesadores en parejas, 1.8 para atiesadores a base de un solo ángulo y 2.4 para un atiesador formado por una sola placa.

Para atiesadores intermedios, se requieren según el LRFD si $h/t_w > 418/\sqrt{F_{yw}}$ o si la fuerza cortante factorizada V_u es mayor que $0.6\phi A_w F_{yw} C_v$, donde C_v se calcula con la siguiente expresión usando un valor de $k = 5$.

$$C_v = \frac{187}{h/t} \sqrt{\frac{5}{F_{yw}}} \quad (4.99)$$

Además, las especificaciones del AISC-LRFD establecen que la acción de tensión diagonal no se permite en tableros extremos de traveses no híbridos, en ningún tablero de traveses híbridos o de peralte variable, ni cuando $a/h > 3.0$ o $a/h > [260/h/t_w]^2$.

4.29 Interacción de la flexión con el cortante en almas

Cuando una trabe armada cuya alma depende de la acción de tensión diagonal está sujeta a flexión y cortante, relativamente grandes en la misma localidad, la trabe no puede desarrollar su capacidad total ni por cortante ni por flexión. En consecuencia, se usa una ecuación empírica de interacción para revisar qué tan adecuada es la trabe. Esta ecuación concuerda adecuadamente con resultados obtenidos de pruebas. Si se requieren atiesadores y se cumple que

$$\frac{0.6V_n}{M_n} \leq \frac{V_u}{M_u} \leq \frac{V_n}{0.75M_n}, \text{ se deberá usar la siguiente ecuación de interacción:}$$

$$\frac{M_u}{M_n} + 0.625 \frac{V_u}{V_n} \leq 1.375\phi \quad (4.100)$$

En esta ecuación, M_n es la resistencia nominal por flexión de la trabe, $\phi = 0.9$ y V_n es la resistencia nominal por cortante. El valor de M_u no debe exceder a ϕM_n , ni V_u a ϕV_n .

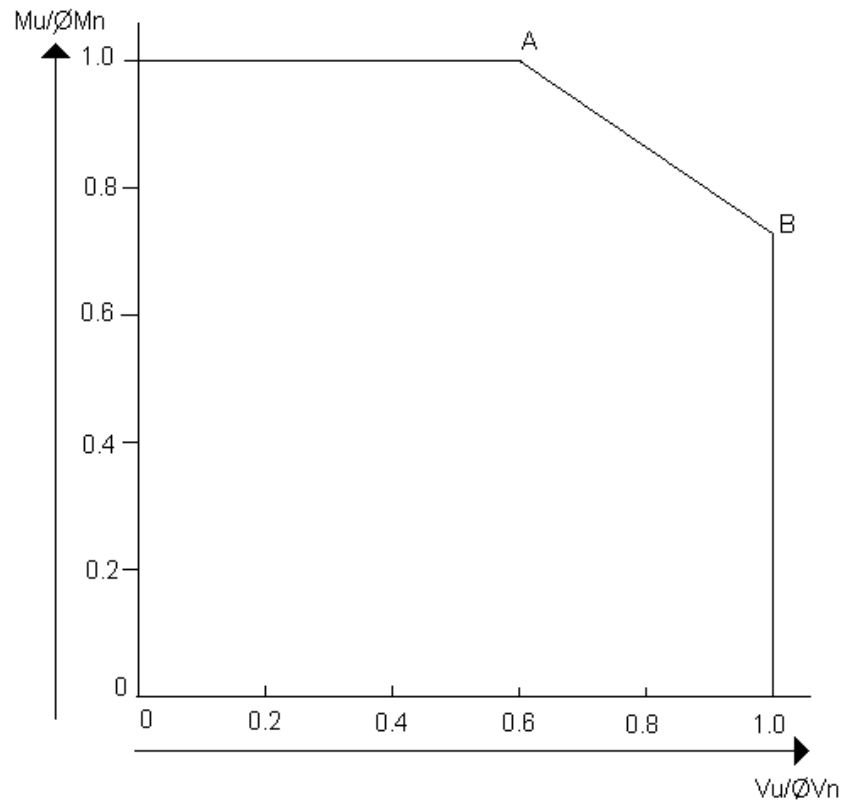


Figura 4-40. Diagrama de interacción V-M.



5. Diseño de Elementos a Flexocompresión

Los miembros flexo-comprimidos son elementos estructurales sometidos a la acción simultánea de fuerzas normales de compresión y momentos flexionantes, que pueden actuar alrededor de uno de los ejes centroidales y principales de sus secciones transversales o tener componentes según los dos ejes principales. Su importancia es fundamental, ya que los elementos en compresión axial pura no existen prácticamente nunca en estructuras reales en las que, debido a principalmente a la continuidad entre los diversos miembros que las componen, la compresión se presenta acompañada por flexión.

5.1 Miembros sometidos a Flexotensión

El AISC-LRFD especifica para elementos sometidos a tensión axial y flexión simultáneamente, se tienen las siguientes ecuaciones de interacción:

$$\text{Si } \frac{P_u}{\phi_t P_n} \geq 0.2 \quad \frac{P_u}{\phi_t P_n} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ny}} \right) \leq 1.0 \quad (5.1)$$

$$\text{Si } \frac{P_u}{\phi_t P_n} < 0.2 \quad \frac{P_u}{2\phi_t P_n} + \left(\frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ny}} \right) \leq 1.0 \quad (5.2)$$

Donde P_u y M_u son las resistencias requeridas por tensión y por flexión; P_n y M_n son las resistencias nominales por tensión y por flexión respectivamente; ϕ_t y ϕ_b son los factores de reducción por resistencia para tensión y flexión.

5.2 Momentos de Primer y Segundo Orden (Efectos $P\delta$ y $P\Delta$)

En un miembro sometido a carga axial y momentos, aparecerán momentos flexionantes y deflexiones laterales adicionales a las iniciales. Cuando se realiza un análisis elástico convencional, obtenemos momentos y fuerzas de primer orden. En una columna de un pórtico arriostrado se puede presentar momentos secundarios debido a la flexión lateral de la columna.

En la figura 1, se presenta un momento adicional $P_u\delta$. Este es un efecto de tipo local y sólo se presentará en la columna más débil o sometido a una mayor carga axial. En un pórtico no arriostrado, se pueden presentar momentos adicionales $P\Delta$, debido a la deflexión lateral que se presenta. Este es un fenómeno global y se puede presentar en todas las columnas de un entrepiso.

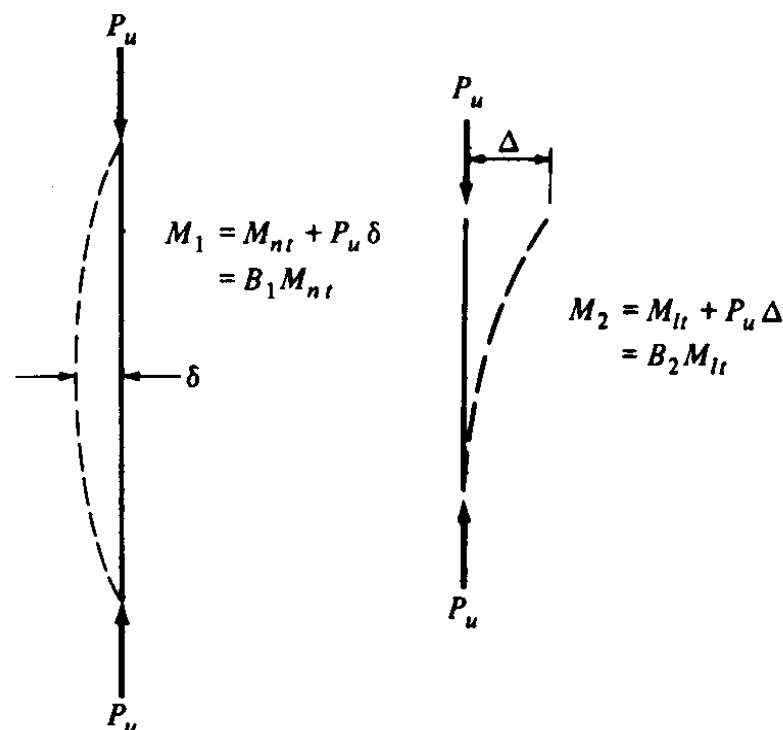


Figura 5-1. Efectos $P\delta$ y $P\Delta$ en elementos flexocomprimidos.

El AISC-LRFD especifica que el momento final que estima los momentos de primer y segundo orden en un miembro sometido a flexocompresión es:

$$M_u = B_1 M_{nt} + B_2 M_{lt} \quad (5.3)$$

Donde B_1 es el factor de amplificación que toma en cuenta los efectos $P\delta$.

B_2 es el factor de amplificación que toma en cuenta los efectos $P\Delta$.

$$B_1 = \frac{C_m}{1 - \frac{P_u}{P_e}} \quad (5.4)$$

P_e es la carga crítica de Euler. C_m es un factor de reducción.

$$C_m = 0.6 - 0.4 \frac{M_1}{M_2} \quad (5.5)$$

$C_m = 0.85$ para miembros con extremos restringidos.

$C_m = 1.0$ para miembros con extremos no restringidos.

La relación M_1/M_2 es positiva cuando el elemento se flexiona en curvatura doble y negativa en curvatura simple. Además $M_1 \leq M_2$. En caso de que $M_1 = 0$ o $M_2 = 0$ la relación $M_1/M_2 = 1$.

$$B_2 = \frac{1}{1 - \Sigma P_u \left(\frac{\Delta o h}{\Sigma H L} \right)} \quad (5.6)$$

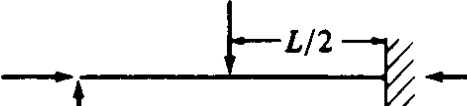
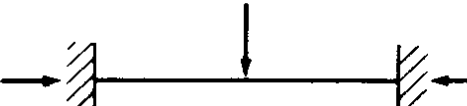
$$B_2 = \frac{1}{1 - \frac{\Sigma P_u}{\Sigma P_e}} \quad (5.7)$$

Donde ΣP_u representa la resistencia axial necesaria por todas las columnas del entrepiso en cuestión. $\Delta o h/L$ representa la distorsión relativa de entrepiso en estudio. ΣH es la suma de todas las fuerzas horizontales de piso que producen $\Delta o h$.

fa es el esfuerzo calculado en el miembro (P/A) y

$$F'e = \frac{12\pi^2 E}{23(kL_b / r_b)^2} \quad (5.8)$$

Tabla 5.1. Valores de C_m para diferentes condiciones de cargas y apoyos (Ref. 3)

Caso	ψ	C_m
 (a)	0	1.0
 (b)	-0.4	$1 - 0.4 \frac{f_a}{F'_e}$
 (c)	-0.4	$1 - 0.4 \frac{f_a}{F'_e}$
 (d)	-0.2	$1 - 0.2 \frac{f_a}{F'_e}$
 (e)	-0.3	$1 - 0.3 \frac{f_a}{F'_e}$
 (f)	-0.2	$1 - 0.2 \frac{f_a}{F'_e}$

donde K es el factor de longitud efectiva, L_b y r_b son la longitud real sin soporte y el radio de giro correspondiente al plano de flexión.

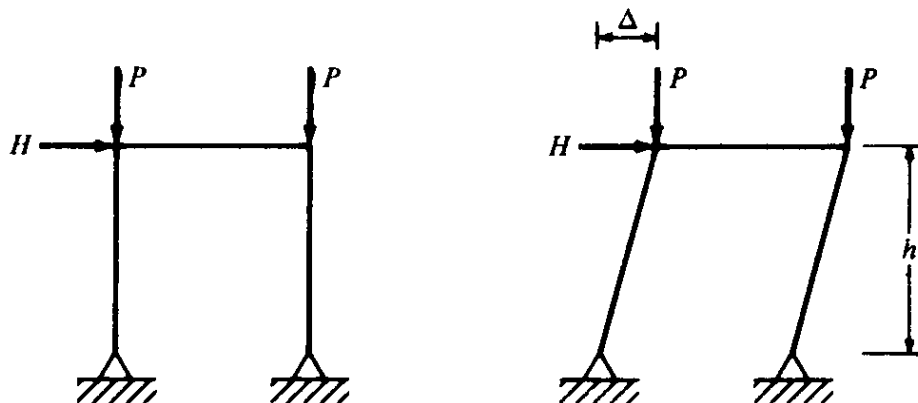


Figura 5-2. Distorsión de entrepiso de un pórtico.

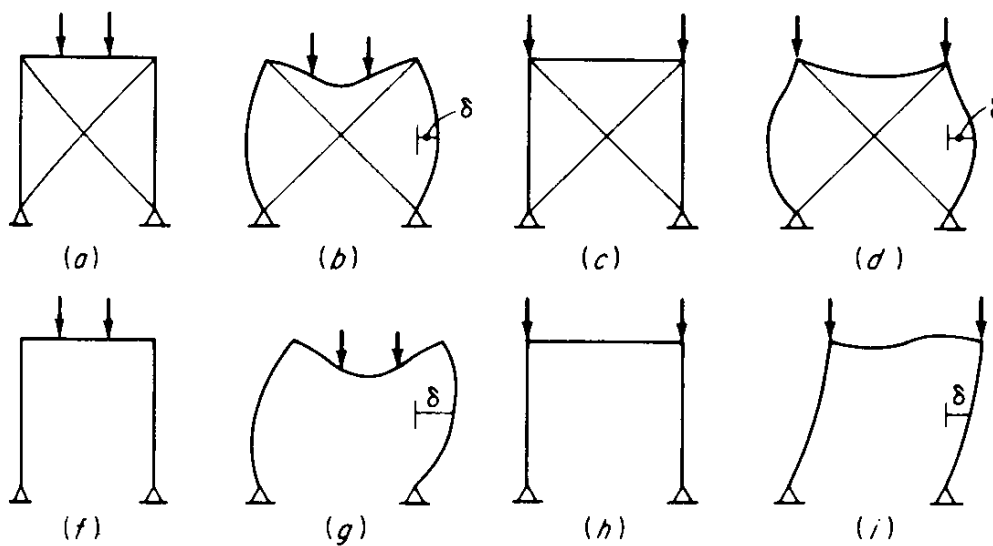


Figura 3. Efectos $P\delta$ y $P\Delta$.

5.3 Elementos sometidos a Flexocompresión

Se utilizan las mismas expresiones que para Flexotensión.

$$\text{Si } \frac{Pu}{\phi_c P_n} \geq 0.2 \quad \frac{Pu}{\phi_c P_n} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ny}} \right) \leq 1.0 \quad (5.9)$$

$$\text{Si } \frac{P_u}{\phi_c P_n} < 0.2 \quad (5.10)$$

Solo que en este caso $\phi_c = 0.85$ para la compresión axial y $\phi_b = 0.9$ para la flexión.

Para analizar un miembro sujeto a flexocompresión, se realiza un análisis de primer orden y otro de segundo orden para obtener los momentos de flexión finales. Ahora con los programas de análisis de computadora (SAP2000, ETABS, STAAD, DRAIN, etc.) es posible realizarlos fácilmente.

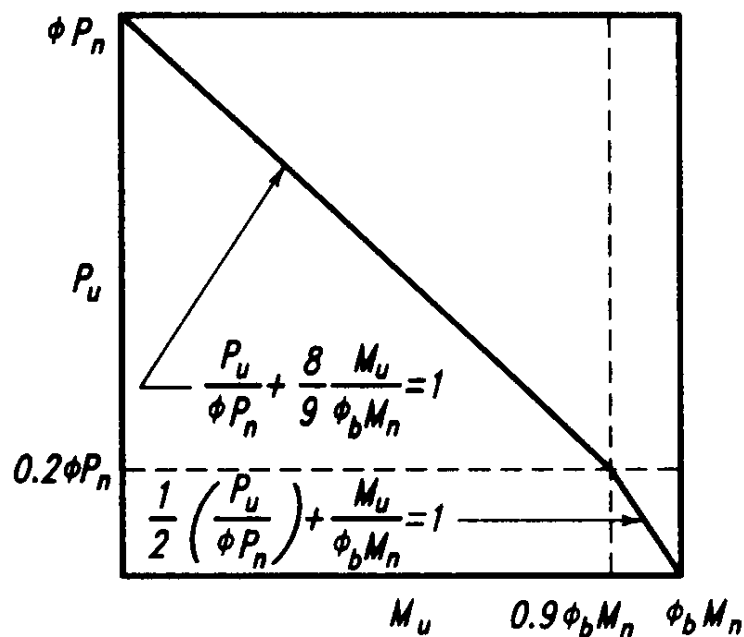


Figura 5-4. Diagrama de Interacción para elementos flexocomprimidos.

Para fines de diseño, es recomendable diseñar los miembros verticales de tal manera que se cumpla la condición que la suma de los momentos en los extremos de la viga no serán menor que 1.5 veces la suma de los momentos en los extremos de las columnas que concurren en el nudo. $\Sigma M_{col} \geq 1.5 \Sigma M_{vig}$.

Esto con el fin de garantizar el criterio de “columna fuerte y viga débil” en el diseño sismorresistente de edificaciones.

Otro aspecto que hay que cuidar es que el nivel de carga axial no sea muy grande (mayor que $0.3\phi P_n$), ya que se ha demostrado que la carga axial en elementos flexocomprimidos ayuda a incrementar su resistencia pero disminuye su capacidad de deformación.

5.4. Bases para columnas resistentes a momentos

En el diseño de placas base para columnas cargadas axialmente, se asume que la presión de soporte entre la placa y la cimentación es uniformemente distribuida. El anclaje para ese tipo de placas base se usa solo para mantener fijas las columnas en su posición. Ahora bien, aun si la columna debe resistir momento, su resistencia se puede desarrollar sin tomar en cuenta el efecto de los anclajes. Si el momento es pequeño, la presión de soporte se puede asumir con la distribución de la figura 5-5a. Si b es el ancho de la placa, las presiones en el borde son:

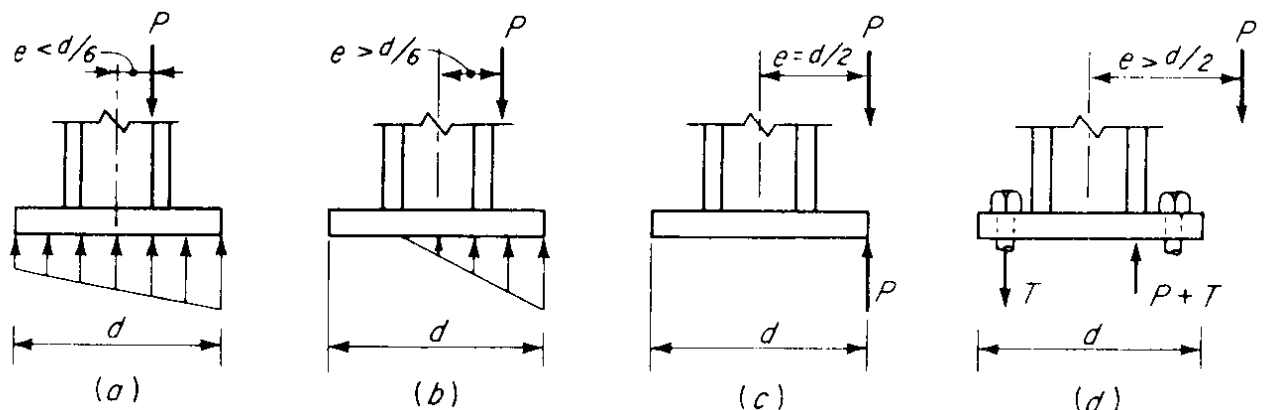


Figura 5-5. Placas base de columnas sometidas a momento.

$$f_p = \frac{P}{A} \pm \frac{Mc}{I} = \frac{P}{bd} \pm \frac{6M}{bd^2} \quad (5.11)$$

De la ecuación 5.11, se puede ver que si $M/P = d/6$, las presiones son nulas en uno de los bordes y $2P/bd$ en el otro borde. Para excentricidades mayores que $d/6$ una línea de presión nula tiende hacia el borde de la placa y la presión máxima excede $2P/bd$ (5-5b). Por último si la excentricidad es igual a $d/2$, la presión se concentra en el borde de la placa (5-5c). Si la excentricidad es mayor que $d/2$, está claro que el equilibrio requiere el sistema de fuerzas mostrado en 5-5d, donde T es la fuerza de tensión del ancla y $P + T$ es la resultante de la presión de soporte. El AISC-LRFD no especifica la máxima presión de soporte del concreto, pero especifica que la carga de soporte de diseño en la forma de

$$P_p = 0.85 f'_c A_1 \sqrt{A_2 / A_1} \quad (5.12)$$

Esta expresión muestra que la presión máxima en el concreto está limitado a $\phi_c 0.85 f'_c \sqrt{A_2 / A_1}$. $\phi_c = 0.60$. (5.13)



6. Diseño de Conexiones

6.1 Introducción

El comportamiento de las conexiones es muy complejo, ya que en muchos casos es imposible describirse por medio de formulas ya sean sencillas o complejas. De hecho, las formulas obtenidas de manera analítica deben ser adecuadas con pruebas experimentales para tener resultados más seguros y satisfactorios. Lamentablemente, en la mayoría de los casos se deja al fabricante de las estructuras el diseño de las conexiones y los ingenieros calculistas no le dan la importancia requerida. Además, las pruebas de laboratorio en fallas estructurales han demostrado que las fallas se originan en las conexiones y no en los miembros estructurales. Los tipos de conexiones que se tratarán son las conexiones atornilladas y las conexiones soldadas.

En función de la rigidez que transmiten, las conexiones se clasifican en simples, en donde el momento resistente que se desarrolla en la conexión es prácticamente cero; las conexiones rígidas, donde se toma en cuenta la presencia de momento en la conexión y las conexiones semi-rígidas que es una combinación de las dos anteriores.

6.2 Conexiones Atornilladas

El montaje de estructuras de acero por medio de tornillos, es un proceso que es relativamente rápido y requiere mano de obra “menos especializada” que cuando se trabaja con soldadura o remaches.

Los dos tipos de tornillos que se emplean para las conexiones de miembros estructurales son los tornillos ordinarios (A307) y los tornillos de alta resistencia (A325 y A490).

Los tornillos A307 se fabrican en dos grados A y B, son fabricados en acero de bajo carbono con una resistencia mínima a la tensión de 60 ksi y una resistencia máxima a la tensión de 100 ksi para los tornillos de grado B. Se usan para estructuras sometidas a cargas gravitacionales y no son adecuados para cargas vibratorias o de impacto.

Los tornillos de alta resistencia se fabrican a base de acero al carbono tratado térmicamente y aceros aleados, su resistencia a la tensión es de más del doble de los tornillos ordinarios. La resistencia mínima a tensión en los tornillos A325 es de 105 a 120 ksi y para los tornillos A490 es de 150 ksi. Se usan para cualquier tipo de estructuras. Los tornillos de alta resistencia pueden apretarse hasta que alcanzan esfuerzos de tensión muy altos, de manera que las partes conectadas queden afianzadas entre la cabeza del tornillo y la tuerca de apriete, lo que permite que las fuerzas se transfieran por fricción.

TABLA J3.3 DIMENSIONES NOMINALES DE AGUJEROS

Diámetro del tornillo	Dimensiones de los agujeros			
	Estándar (diámetro)	Agrandados (diámetro)	De ranura corta (ancho × longitud)	De ranura larga (ancho × longitud)
$\frac{1}{2}$	$\frac{8}{16}$	$\frac{5}{8}$	$\frac{9}{16} \times \frac{11}{16}$	$\frac{9}{16} \times 1\frac{1}{4}$
$\frac{5}{8}$	$\frac{11}{16}$	$\frac{13}{16}$	$\frac{11}{16} \times \frac{7}{8}$	$\frac{11}{16} \times 1\frac{9}{16}$
$\frac{3}{4}$	$\frac{13}{16}$	$\frac{15}{16}$	$\frac{13}{16} \times 1$	$\frac{13}{16} \times 1\frac{7}{8}$
$\frac{7}{8}$	$\frac{15}{16}$	$1\frac{1}{16}$	$\frac{15}{16} \times 1\frac{1}{8}$	$\frac{15}{16} \times 2\frac{3}{16}$
1	$1\frac{1}{16}$	$1\frac{1}{4}$	$1\frac{1}{16} \times 1\frac{5}{16}$	$1\frac{1}{16} \times 2\frac{1}{2}$
$\geq 1\frac{1}{8}$	$d + \frac{1}{16}$	$d + \frac{5}{16}$	$(d + \frac{1}{16}) \times (d + \frac{3}{8})$	$(d + \frac{1}{16}) \times (2.5 \times d)$

6.2.1 Tornillos completamente tensados y tornillos apretados sin holgura

Se debe señalar en los planos el tipo de tornillo y la manera en que serán apretados durante el montaje. Los tornillos completamente tensados se emplean en las conexiones tipo fricción y en las conexiones sujetas a tensión directa. Las conexiones tipo fricción se deben usar cuando las cargas de trabajo ocasionen cargas que produzcan fatiga, como las cargas sísmicas, en conexiones que soporten maquinaria, en empalmes de columnas en estructuras de más de 200 ft de altura, conexiones de todas las vigas a columnas y otras vigas de las que dependa el arriostramiento de las columnas en estructuras de más de 125 ft de altura, cargas vivas que produzcan impacto o inversión de esfuerzos, entre otros. Los tornillos apretados sin holgura se logran cuando todos los paños de una conexión se encuentran en contacto firme entre sí.

Separación y Distancias a los Bordes

Revisando la figura 6-1, podemos obtener las siguientes definiciones básicas.

Paso, es la distancia a centros entre tornillos en una dirección paralela al eje longitudinal del miembro.

Gramil, es la distancia a centros entre las hileras de tornillos perpendiculares al eje longitudinal del miembro.

Distancia al borde, es la distancia del centro de un tornillo al borde adyacente de un miembro.

Distancia entre tornillos, es la distancia más corta entre tornillos sobre la misma hilera o en diferentes hileras de gramiles.

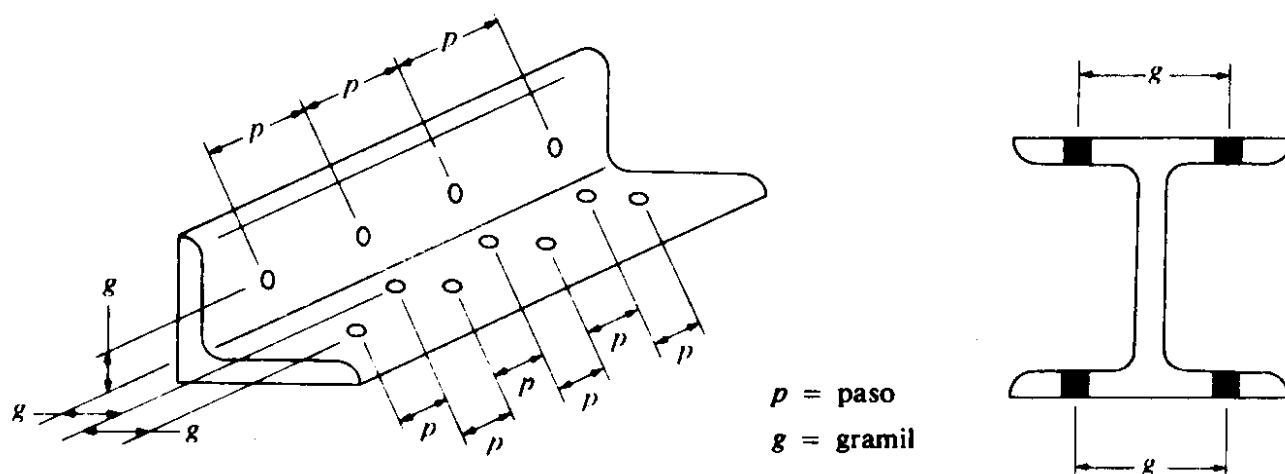


Figura 6-1. Separación entre sujetadores (Ref. 3)

Los tornillos deben colocarse a una distancia entre sí para permitir su instalación eficiente y prevenir fallas por tensión en los miembros entre los tornillos. El AISC-LRFD especifica una distancia mínima a centros para agujeros holgados o de ranura al menos de tres veces el diámetro del tornillo. Si se mide a lo largo de una línea de transmisión de la carga esta distancia debe incrementarse con el factor C_1 .

Tabla J3.7. VALORES DEL INCREMENTO C_1 DE ESPACIAMIENTO PARA DETERMINAR LAS SEPARACIONES MINIMAS DE AGUJEROS AGRANDADOS

Diámetro nominal del tornillo	Agujeros agrandados	Agujeros de ranura		
		Perpendicular a la línea de fuerza	Paralelo a la línea de fuerza	
			De ranura corta	De ranura larga*
$\leq \frac{7}{8}$	$\frac{1}{8}$	0	$\frac{3}{16}$	$1\frac{1}{2}d - \frac{1}{16}$
1	$\frac{3}{16}$	0	$\frac{1}{4}$	$1\frac{7}{16}$
$\geq 1\frac{1}{8}$	$\frac{1}{4}$	0	$\frac{5}{16}$	$1\frac{1}{2}d - \frac{1}{16}$

*Cuando la longitud de la ranura es menor que la máxima permitida en la tabla 12.2, C_1 puede reducirse por la diferencia entre la longitud máxima y la real de la ranura.

**Tabla J3.2. Resistencias de Diseño de
Sujetadores**

Description of Fasteners	Tensile Strength		Shear Strength In Bearing-type Connections	
	Resistance Factor ϕ	Nominal Strength, ksi	Resistance Factor ϕ	Nominal Strength, ksi
A307 bolts	0.75	45 [a]	0.75	24 [b,e]
A325 bolts, when threads are not excluded from shear planes		90 [d]		48 [e]
A325 bolts, when threads are excluded from shear planes		90 [d]		60 [e]`
A490 bolts, when threads are not excluded from shear planes		113 [d]		60 [e]
A490 bolts, when threads are excluded from shear planes		113 [d]		75 [e]
Threaded parts meeting the requirements of Sect. A3, when threads are not excluded from shear planes		$0.75F_u$ [a,c]		$0.40F_u$
Threaded parts meeting the requirements of Sect. A3, when threads are excluded from shear planes		$0.75F_u$ [a,c]		$0.50F_u$ [a,c]
A502, Gr. 1, hot-driven rivets		45 [a]		25 [e]
A502, Gr. 2 & 3, hot-driven rivets		60 [a]		33 [e]

[a] Static loading only.

[b] Threads permitted in shear planes.

[c] The nominal tensile strength of the threaded portion of an upset rod, based upon the cross-sectional area at its major thread diameter, A_D shall be larger than the nominal body area of the rod before upsetting times F_u .

[d] For A325 and A490 bolts subject to tensile fatigue loading, see Appendix K3.

[e] When bearing-type connections used to splice tension members have a fastener pattern whose length, measured parallel to the line of force, exceeds 50 in., tabulated values shall be reduced by 20 percent.

Notas: bolt = tornillo; rivet = perno; threads = cuerdas;

Para agujeros estándar la distancia mínima a centros de los tornillos se calcula con la expresión:

$$L_t = \frac{P}{\phi F_u t} + \frac{d_h}{2} \quad (6.1)$$

Donde P es la carga transmitida por un sujetador a la parte crítica; ϕ es igual a 0.75; t es el espesor de la parte crítica conectada y d_h es el diámetro del agujero de tamaño estándar.

Si los agujeros son holgados o rasurados, la distancia mínima a centros se determina con la expresión anterior más el incremento aplicable C_1 dado en la tabla J3.7. La distancia libre entre esos agujeros agrandados nunca debe ser menor que el diámetro del tornillo asociado con ellos.

Para agujeros estándar, los tornillos o sujetadores no deben colocarse muy cerca de los bordes de un miembro, ya que el punzonado de los agujeros muy cercano a los bordes puede ocasionar que el acero opuesto al agujero se abombe o agriete. Además, en los miembros donde existe el peligro de que el tornillo desgarre al metal. En la práctica se recomienda colocar los tornillos a una distancia del borde no menor de 1.5 veces el diámetro del sujetador, de manera que el metal en esa zona tenga una resistencia al corte al menos igual al del tornillo. El AISC-LRFD especifica que la distancia mínima al borde no debe ser menor que los valores dados en la tabla J3.4.

En la dirección de la fuerza transmitida, se establece que la distancia mínima al borde no será menor que 1.5 veces el diámetro del sujetador cuando la resistencia por aplastamiento R_n se determina con alguna de las dos expresiones,

Para agujeros estándar de ranura corta, $\phi R_n = \phi 2.4 d t F_u$

Para agujeros de ranura larga perpendicular a la carga, $\phi R_n = \phi 2.0 d t F_u$

Tabla J3.1. TENSION^a REQUERIDA EN LOS TORNILLOS DE ALTA RESISTENCIA PARA CONEXIONES TIPO FRICCIÓN Y PARA CONEXIONES SUJETAS A TENSIÓN DIRECTA

Tamaño del tornillo (plg)	Tornillos A325	Tornillos A490
$\frac{1}{2}$	12	15
$\frac{5}{8}$	19	24
$\frac{3}{4}$	28	35
$\frac{7}{8}$	39	49
1	51	64
$1\frac{1}{8}$	56	80
$1\frac{1}{4}$	71	102
$1\frac{3}{8}$	85	121
$1\frac{1}{2}$	103	148

^aIgual a 0.70 veces la resistencia mínima a la tensión de los tornillos, redondeada al kip (klb) más cercano como se estipula en las especificaciones ASTM para tornillos A325 y A490 con cuerdas UNC.

Donde d es el diámetro del sujetador y t es el espesor del miembro conectado.

Para todos los casos, $\phi = 0.75$

De otra manera, la distancia mínima al borde se determina con la expresión:

$$L_e = \frac{P}{\phi F_u t} \quad (6.2)$$

Para agujeros holgados o rasurados, la distancia mínima al borde no será menor que el valor requerido para un agujero estándar más un incremento C_2 obtenido de la tabla J3.8.

Tabla J3.8. VALORES DEL INCREMENTO C_2 PARA DISTANCIAS AL BORDE DE AGUJEROS AGRANDADOS
Distancias máximas al borde

Diámetro nominal del conector (plg)	Agujeros agrandados	Agujeros, de ranura		
		Perpendicular al borde		Paralela al borde
		De ranura corta	De ranura larga*	
$\leq \frac{7}{8}$	$\frac{1}{16}$	$\frac{1}{8}$		
1	$\frac{1}{8}$	$\frac{1}{8}$	$\frac{3}{4}d$	0
$\leq 1\frac{1}{8}$	$\frac{1}{8}$	$\frac{3}{16}$		

*Cuando la longitud de la ranura es menor que la máxima permitida (véase la tabla 12-2), C_2 puede reducirse por un medio de la diferencia entre la longitud máxima y la real de la ranura.

Distancia máxima al borde.

El AISC LRFD especifica una distancia máxima al borde de doce veces el espesor de la placa, pero sin exceder de seis pulgadas. Si los tornillos se colocan muy lejos de los bordes, pueden aparecer aberturas entre los miembros conectados.

Diseño de conexiones tipo aplastamiento. Cargas que pasan por el centro de gravedad de la conexión.

Resistencia al Cortante. En las conexiones tipo aplastamiento se supone que las cargas por transmitirse son mayores que la resistencia a la fricción generada al apretar los tornillos; como consecuencia se presenta un pequeño deslizamiento

entre los miembros conectados, quedando los tornillos sometidos a corte y aplastamiento. La resistencia de diseño de un tornillo en cortante simple es igual a la resistencia nominal a cortante del tornillo en ksi, dados en la tabla J3.2, multiplicada por el área de su sección transversal y por el factor de reducción de resistencia ϕ .

**Tabla J3.4. DISTANCIAS MINIMAS A BORDES
PARA AGUJEROS ESTANDAR**
(Centro del agujero estándar^a al borde de la parte conectada)

Diámetro nominal del tornillo o remache(plg)	En bordes recortados mecánicamente	En bordes laminados de placas, perfiles o barras o bordes cortados con gas ^b
$\frac{1}{2}$	$\frac{7}{8}$	$\frac{3}{4}$
$\frac{5}{8}$	$1\frac{1}{8}$	$\frac{7}{8}$
$\frac{3}{4}$	$1\frac{1}{4}$	1
$\frac{7}{8}$	$1\frac{1}{2}^c$	$1\frac{1}{8}$
1	$1\frac{3}{4}^c$	$1\frac{1}{4}$
$1\frac{1}{8}$	2	$1\frac{1}{2}$
$1\frac{1}{4}$	$2\frac{1}{4}$	$1\frac{5}{8}$
Mayores de $1\frac{1}{4}$	$1\frac{3}{4} \times \text{diámetro}$	$1\frac{1}{4} \times \text{diámetro}$

^aPara los agujeros agrandados o de ranura, véase la tabla 12.5

^bTodas las distancias al borde en esta columna pueden reducirse $\frac{1}{8}$ plg cuando el agujero está en un punto en donde el esfuerzo no excede el 25% de la resistencia de diseño máxima del elemento.

^cEstos valores pueden ser $1\frac{1}{4}$ plg en los extremos de ángulos de conexión para vigas.

Resistencia al aplastamiento.

La resistencia de diseño de un sujetador por aplastamiento es igual a la resistencia nominal por aplastamiento de la parte conectada en ksi, dados en la tabla J3.5, multiplicada por el diámetro del sujetador y por el espesor del miembro que se apoya en el sujetador y multiplicada por el factor de reducción de resistencia ϕ . Si se cumplen los requisitos de la distancia mínima al borde y la distancia entre tornillos y si se usan dos o más tornillos en la dirección de la línea de fuerza, la resistencia por aplastamiento es

Para agujeros estándar de ranura corta, $\phi R_n = \phi 2.4 d t F_u$ con $\phi = 0.75$

Para agujeros de ranura larga perpendicular a la carga, $\phi R_n = \phi 2.0 d t F_u$ con $\phi = 0.75$

Si las deformaciones alrededor de un agujero no son de consecuencia para el diseño, las dos expresiones anteriores se pueden reemplazar por, $\phi R_n = \phi 3.0 d t F_u$ con $\phi = 0.75$.

En las expresiones anteriores, d es el diámetro del sujetador y t es el espesor del miembro conectado.

Se ha demostrado que ni los tornillos ni el metal en contacto con éstos fallan realmente por aplastamiento. Sin embargo, se ha demostrado también que la eficiencia de las partes conectadas en tensión y compresión se ven afectadas por la magnitud de los esfuerzos de aplastamiento. Por tanto, las resistencias nominales por aplastamiento dadas en el AISC-LRFD tienen valores arriba de los cuales, la resistencia de las partes conectadas resulta afectada.

Cuando se atornillan cubre placas a los patines de secciones W, los tornillos deben tomar el cortante longitudinal en el plano ubicado entre las placas y los patines. El esfuerzo cortante longitudinal se puede determinar con la expresión

$f_v = VQ/Ib$. La fuerza cortante a través del patín en una pulgada de longitud es igual a VQ/I .

El AISC-LRFD especifica una separación máxima permisible para tornillos o sujetadores usados en las placas externas de miembros armados, igual al espesor de la placa externa más delgada multiplicada por $127/\sqrt{F_y}$, o bien 12 pulgadas, rigiendo el menor valor.

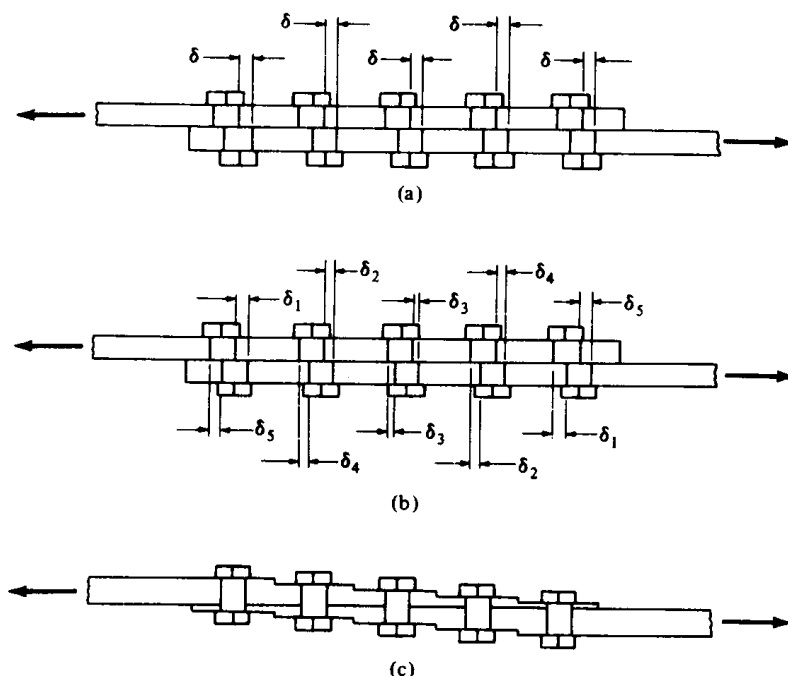


Figura 6-2. Deformación de las Placas en conexiones (Ref. 2)

Para fines de diseño, se supone que las cargas aplicadas en conexiones tipo aplastamiento se dividen por igual entre los tornillos. Para que esto suceda, las placas deben ser completamente rígidas y los tornillos completamente elásticos, pero en realidad las placas conectadas son también elásticas y sufren deformaciones que afectan a los esfuerzos en los tornillos. Si las placas se suponen completamente rígidas e indeformables, todos los tornillos se deformarán igualmente y tendrán los mismos esfuerzos. En realidad, en el intervalo elástico las cargas que resisten los tornillos de un grupo nunca son

iguales cuando hay más de dos tornillos en una línea. Si las placas son deformables, los esfuerzos y sus deformaciones decrecerán en los extremos de la conexión hacia el centro. El deslizamiento será máximo en los tornillos extremos y mínimo en los tornillos centrales. Los tornillos extremos tendrán esfuerzos mucho mayores que los tornillos centrales. Entre mayor sea el espaciamiento de los tornillos en una conexión, mayor será la variación de sus esfuerzos debido a la deformación de la placa; por tanto, se recomienda usar juntas compactas, ya que así se reduce la variación de los esfuerzos en los tornillos.

6.3 Diseño de Conexiones Tipo Fricción. Cargas que pasan por el centro de gravedad de la conexión

Como se ha comentado previamente, las conexiones de tipo fricción son muy útiles para los miembros estructurales sometidos a cargas cíclicas que llegasen a producir fatiga. Este tipo de conexiones se debe revisar por cargas de servicio y por cargas factorizadas,

1. La resistencia de diseño por deslizamiento debe ser mayor o igual que la fuerza calculada de deslizamiento.
2. Considerada la conexión como tipo aplastamiento, la resistencia de diseño debe ser mayor o igual que la fuerza factorizada.

Si los sujetadores se aprietan a las tensiones requeridas por las conexiones de este tipo, es poco probable que éstos se apoyen sobre las placas que están conectando. Se ha demostrado que es poco probable que ocurra un deslizamiento, excepto que exista un cortante calculado por lo menos del 50% de la tensión total del tornillo. Esto implica que los tornillos tipo fricción no están sometidos al corte; el AISC-LRFD especifican resistencias permisibles por cortante de modo que se pueda tratar este tipo de conexión de igual manera que

la conexión de tipo aplastamiento. Se suponen que los tornillos o sujetadores trabajan a corte sin aplastamiento. Para este caso, $\phi = 1.0$ excepto para agujeros de ranura larga con carga paralela a la ranura en cuyo caso $\phi = 0.85$.

Resistencia mínima de las conexiones. El AISC-LRFD establece que las conexiones deben tener resistencias de diseño suficientes para soportar cargas factorizadas de por lo menos 10 kip. Excepto para celosías, tensores y largueros de pared.

6.4 Diseño de Tornillos sujetos a corte excéntrico

Los grupos de tornillos cargados excéntricamente están sometidos a momento de flexión y a fuerza cortante.

Tabla J3.6. RESISTENCIA NOMINAL POR CORTANTE EN KLB/PLG² DE TORNILLOS DE ALTA RESISTENCIA^a EN CONEXIONES TIPO FRICCION

Tipo de tornillo	Resistencia nominal por cortante		
	Agujeros de tamaño estándar	Agujeros agrandados y de ranura corta	Agujeros de ranura larga ^b
A325	17	15	12
A490	21	18	15

^aClase A (coeficiente de deslizamiento = 0.33). Superficies limpias de escamas con recubrimientos clase A. Para las resistencias de diseño con otros recubrimientos véase la publicación de la RCSC *Load and Resistance Factor Design Specification for Structural Joints Using ASTM A325 or A490 Bolts*.

^bLos valores tabulados son para el caso de cargas aplicadas transversalmente a la ranura. Cuando la carga es paralela a la ranura multiplíquense los valores tabulados por 0.85.

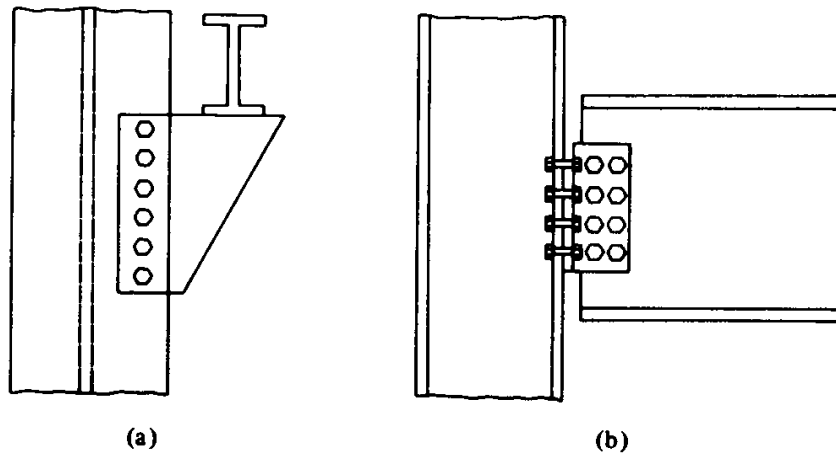


Figura 6-3. Conexiones excéntricas.

El AISC-LRFD proporciona valores para calcular las resistencias de diseño de tornillos, pero no especifica el método para calcular las fuerzas en los sujetadores cuando están cargados excéntricamente. Existen varios métodos de análisis, aunque en estos apuntes se tratará el método de resistencia última. Este método ha proporcionado más compatibles con los valores obtenidos en pruebas de laboratorio. Las tablas en el AISC-LRFD para conexiones cargadas excéntricamente se basan en este método y nos permite resolver la mayor parte de este tipo de problemas fácilmente siempre que el arreglo de los sujetadores sea simétrico.

Método de la Resistencia última. Si uno de los sujetadores extremos de una conexión cargada excéntricamente comienza a deslizarse o fluir, la conexión no fallará. Si la magnitud de la carga se incrementa, los conectores internos soportarán más carga y la falla no ocurrirá hasta que todos fluyan o se deslicen. La carga excéntrica tiende a causar una rotación relativa y una traslación del material conectado. Esto es equivalente a una rotación con respecto a un punto llamado centro instantáneo de rotación.

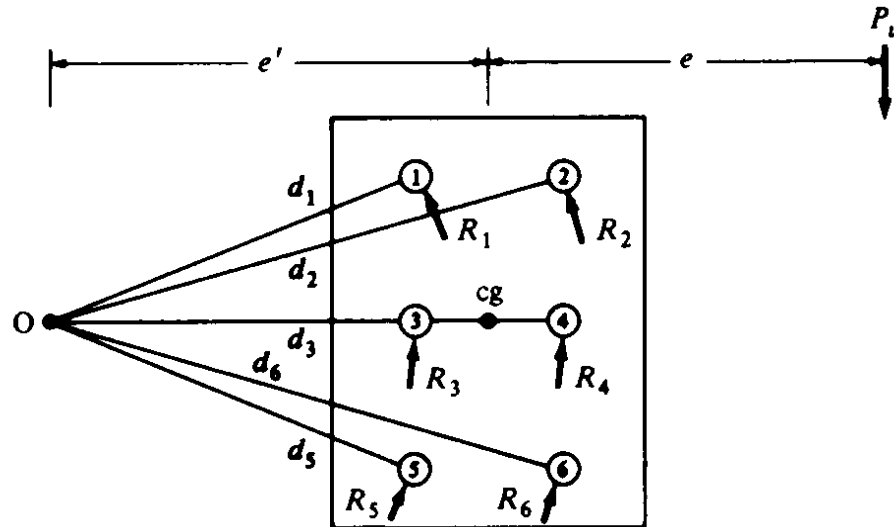


Figura 6-4. Análisis de una conexión excéntrica.

De la figura 6-4, O representa el centro instantáneo de rotación, este se encuentra a una distancia e' del centro de gravedad del grupo de tornillos.

Las deformaciones de estos sujetadores se supone que varían en proporción a sus distancias al centro instantáneo. La fuerza cortante última que uno de ellos puede resistir no es igual a la fuerza cortante pura que un tornillo puede resistir, ya que depende de la relación carga deformación en el tornillo. Con base en estudios experimentales realizados por Crawford y Kulak (1971) se llegó a una expresión para determinar esta fuerza cortante,

$$R = R_{ult} (1 - e^{-10\Delta})^{0.55} \quad (6.3)$$

En la expresión anterior, R_{ult} es la fuerza cortante última de un solo conector, e es la base de los logaritmos naturales; D es igual a 0.34 in y es la deformación total de un tornillo determinada experimentalmente.

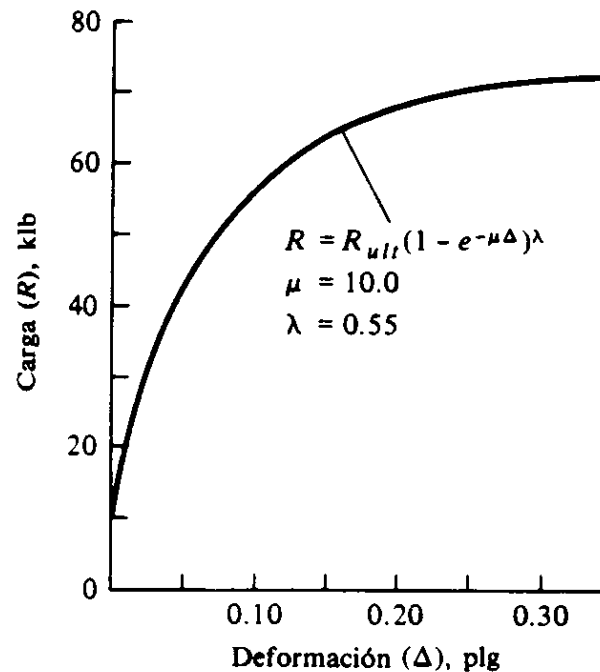


Figura 6-5. Relación fuerza cortante última R vs. Deformación en un tornillo (Ref. 3)

La expresión anterior muestra que la resistencia de cortante última soportada por un sujetador en una conexión cargada excéntricamente, es afectada por su deformación. Por tanto, la carga aplicada a un tornillo depende de su posición en la conexión con respecto al centro instantáneo de rotación. En el análisis se supone que cada una de las fuerzas actúa perpendicular a una línea trazada del punto O al centro del tornillo considerado. Por equilibrio, el momento de la carga axial respecto al punto O debe ser igual a la suma de los momentos de las fuerzas resistentes de cada tornillo respecto al mismo punto. Conociendo la posición de O se puede calcular los valores de R con la expresión anterior y determinar Pu como,

$$P_u = \frac{\sum R d}{e' + e} \quad (6.4)$$

Como la posición de O no se conoce, por medio de iteraciones se va estimado la posición de O, se determinan los valores de R y Pu. Por equilibrio, Pu debe ser

igual a la suma de las componentes verticales de R. Para fines de cálculo, se supone que el sujetador más alejado tiene un valor de $D = 0.34$ y los valores de D de los otros sujetadores se obtienen de manera proporcional a sus distancias con respecto al punto O. Los valores D así determinados se usan en la fórmula para R.

El AISC-LRFD contiene tablas de coeficientes C, para un número de conexiones, basado en la fórmula $R = R_{ult} (1 - e^{-10\Delta})^{0.55}$, la cual permite determinar la carga Pu con la fórmula

$$Pu = C\phi r_v \quad (6.5)$$

donde r_v es la resistencia de diseño del sujetador, $C = \alpha' I^\beta$

$$I = I_x + I_y = \Sigma(x^2 + y^2) \text{ para } A_b = 1$$

I_x, I_y son los momentos de inercia de las áreas de los sujetadores.

X, y son los ejes coordenados con el origen en el centro de gravedad del grupo de sujetadores.

A_b es el área del sujetador.

El coeficiente α' se determina con:

$$\alpha' = 0.0104 + \frac{0.625}{e} + \frac{4.719}{e^2} - \frac{6.750}{e^3} \text{ para una línea de sujetadores}$$

$$\alpha' = 0.0125 + \frac{0.814}{e} + \frac{5.550}{e^2} - \frac{8.220}{e^3} \text{ para dos líneas de sujetadores}$$

y la expresión β se determina por,

$$\beta = 0.645 - \frac{0.129}{e} - \frac{3.850}{e^2} + \frac{7.430}{e^3} \text{ para una línea de sujetadores}$$

$$\beta = 0.651 - \frac{0.183}{e} - \frac{3.130}{e^2} + \frac{6.250}{e^3} \text{ para dos líneas de sujetadores}$$

6.6 Diseño de Tornillos Sometidos a corte y Tensión.

En muchos casos, las conexiones se ven sometidas a la combinación de fuerzas de corte y de tensión, tal como se muestra en la figura 6-6.

Se ha demostrado que en sujetadores tipo aplastamiento sus resistencias últimas se pueden representar por medio de un diagrama de interacción en forma elíptica. Las tres líneas rectas del diagrama en la figura 7 representan aproximadamente la curva de interacción obtenida en pruebas. Las ecuaciones de esas líneas se presentan en la tabla J3.5.

Donde f_v y f_t son los esfuerzos de corte y tensión respectivamente calculados en los tornillos debidos a las cargas factorizadas. Los valores máximos de la tabla son iguales a $\phi = 0.75$ veces la resistencia nominal de los tornillos si estos están sometidos a cargas externas de tensión solamente.

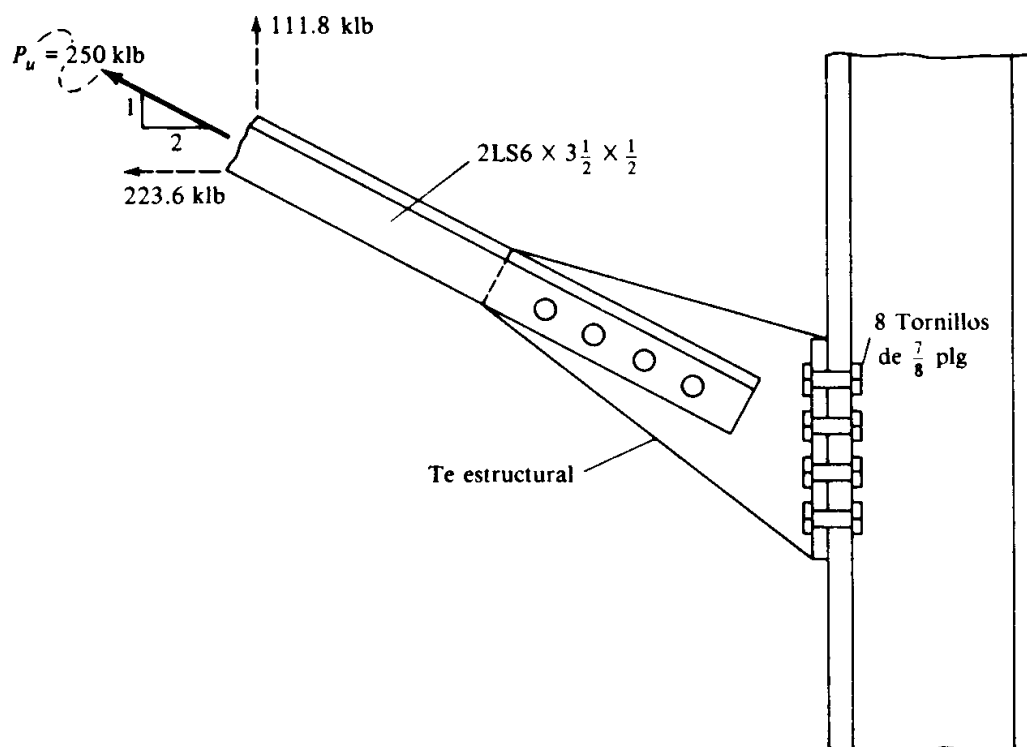


Figura 6-6. Conexión sometida a cortante y tensión (Ref. 3)

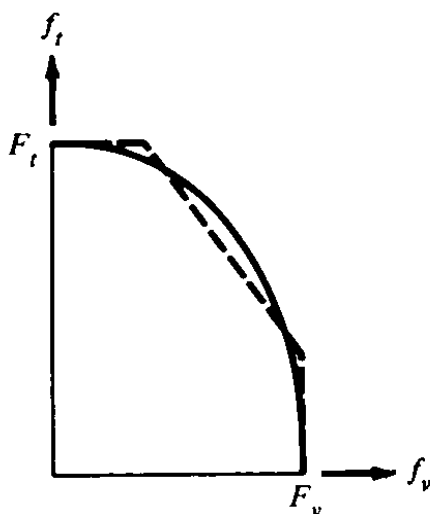


Figura 6-7. Tornillos en una conexión tipo aplastamiento sometidos a cortante y tensión.

Tabla J3.5. Límites para los esfuerzos de tensión (F_t) en ksi para sujetadores en conexiones tipo aplastamiento

Descripción del Sujetador	Cuerdas incluidas en el plano de corte	Cuerdas excluidas del plano de corte
Tornillos A307	$59 - 1.9f_v \leq 45$	
Tornillos A325	$117 - 1.9f_v \leq 90$	$117 - 1.5f_v \leq 90$
Tornillos A490	$147 - 1.9f_v \leq 113$	$147 - 1.5f_v \leq 113$
Partes roscadas Tornillos A449 mayores 1 1/2" diametro	$0.98F_u - 1.9f_v \leq 0.75F_u$	$0.98F_u - 1.5f_v \leq 0.75F_u$
Remaches A502 Grado 1	$59 - 1.8f_v \leq 45$	
Remaches A502 Grado 2	$78 - 1.8f_v \leq 60$	

Cuando se aplica una fuerza axial de tensión a una conexión tipo fricción, la fuerza de agarre se reducirá y la resistencia de diseño por cortante debe

disminuirse en proporción a la pérdida de agarre. Las resistencias nominales por cortante en juntas tipo fricción dadas en la tabla J3.5 se multiplican por el factor de reducción $(1-T/T_b)$, siendo T la fuerza de tensión de servicio aplicada a un sujetador y T_b es la carga mínima de pretensado para un tornillo en una conexión tipo fricción, dada en la tabla J3.1. Para tal caso, $\phi = 1.0$ a menos que se tengan agujeros de ranura larga con la carga aplicada en la dirección de la ranura. En tal caso, $\phi = 0.85$ de acuerdo con el AISC-LRFD.

6.4 Diseño de Conexiones Soldadas

La soldadura es un proceso en el que se unen partes metálicas mediante el calentamiento de sus superficies a un estado plástico, permitiendo que las partes fluyan y se unan con o sin la adición de otro metal fundido.

Ventajas de la soldadura.

1. Las estructuras soldadas permiten eliminar un gran porcentaje de las placas de unión y empalme, tan necesarias en las estructuras con sujetadores, así como la eliminación de sus cabezas. En algunas estructuras es posible ahorrar hasta un 15% o más de peso de acero usando soldadura.
2. Tiene una zona de aplicación mucho mayor que los remaches o los tornillos. Por ejemplo, una columna de tubo de acero y las dificultades que representaría conectarla con otros miembros de acero con sujetadores.
3. Las estructuras soldadas son estructuras un poco más rígidas, porque los miembros por lo general están soldados directamente uno a otro.
4. El proceso de fusionar las partes por unir, hace a las estructuras realmente continuas. Esto se traduce en la construcción de una sola pieza y puesto

que las juntas soldadas son tan fuertes o más que el metal base, no debe haber limitaciones a las uniones.

5. Se usan menos piezas y, como resultado, se ahorra tiempo en detalle, fabricación y montaje de la obra.

Desventajas de la soldadura.

1. Los sismos recientes han demostrado que las conexiones soldadas tienen poca capacidad de deformación, lo que la hace poco segura ante cargas que produzcan fatiga en las conexiones de miembros estructurales importantes.

6.5 Tipos de soldadura.

Existen dos tipos principales de soldaduras, con gas y con arco. Aunque en estos apuntes se tratará el segundo tipo.

En la soldadura por arco se forma un arco eléctrico entre las piezas que se sueldan y el electrodo lo sostiene el operador con algún tipo de maquinaria. El arco es una chispa continua, entre el electrodo y las piezas que se sueldan, provocando la fusión. La resistencia del aire o gas entre el electrodo y las piezas que se sueldan convierten la energía eléctrica en calor. Se produce en el arco una temperatura que fluctúa entre los 3,200 y 5,500 °C. A medida que el extremo del electrodo se funde, se forman pequeñas gotitas o globulitos de metal fundido, que son forzadas por el arco hacia las piezas por unir, penetrando en el metal fundido para formar la soldadura. El grado de penetración puede controlarse con precisión por la corriente consumida. Puesto que las gotitas fundidas de los electrodos, en realidad son impulsadas en la soldadura de arco puede usarse con éxito en trabajos en lo alto. El acero fundido en estado líquido puede contener una cantidad muy grande de gases en solución, y si no hay protección contra el

aire circundante, aquel puede combinarse químicamente con el oxígeno y el nitrógeno. Después de enfriarse, las soldaduras quedarán relativamente porosas debido a pequeñas bolsas formadas por los gases.

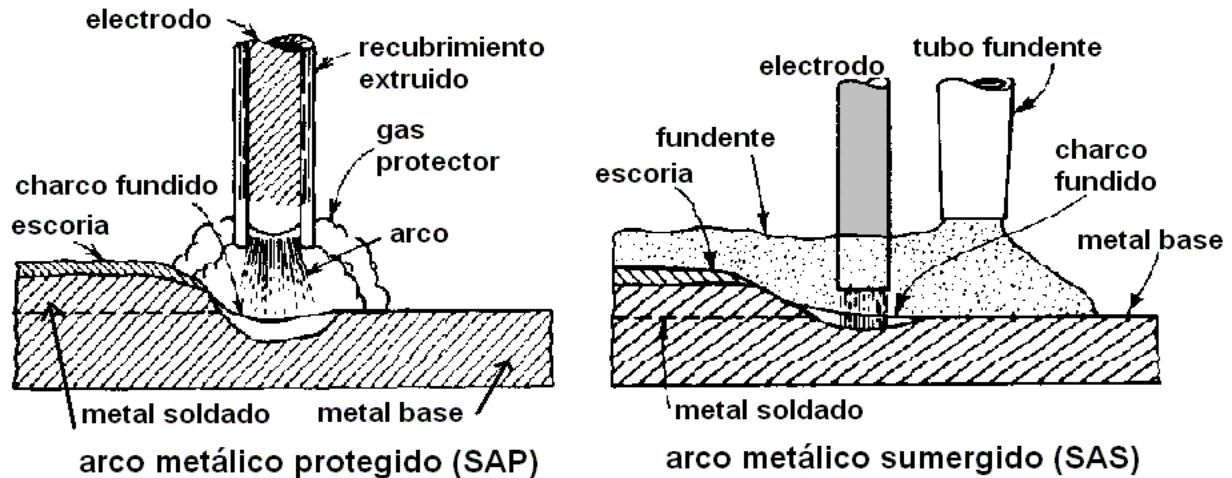


Figura 6-8. Elementos del proceso de soldadura en un arco metálico protegido (SAP) y arco metálico sumergido (SAS) (Ref. 2)

Esas soldaduras son relativamente quebradizas y tienen mucha menor resistencia a la corrosión. Una soldadura debe protegerse utilizando un electrodo recubierto de ciertos compuestos minerales. El arco eléctrico hace que el recubrimiento se funda, creando un gas inerte o vapor alrededor del área que se suelda. El vapor actúa como un protector alrededor del metal fundido y lo protege de quedar en contacto directo con el aire circundante.

El tipo de electrodo utilizado es muy importante, y afecta decididamente las propiedades de la soldadura tales como resistencia, ductilidad y resistencia a la corrosión. Los electrodos se dividen en dos clases generales: los electrodos con recubrimiento ligero y los electrodos con recubrimiento pesado.

El proceso de soldadura de arco sumergido (SAS) proporciona una mayor penetración que el proceso de arco protegido (SAP). Por tanto, se puede emplear un área de garganta mayor en las soldaduras hechas mediante el proceso de arco

sumergido. El AISC-LRFD establece que el espesor de la garganta efectiva para filetes hechos con el proceso SAS con lados de $3/8''$ o menores, será igual al lado del filete. Para filetes mayores a $3/8''$, el espesor de la garganta efectiva será igual al espesor teórico de la garganta más 0.11 pulgadas.

6.6 Clasificación de las Soldaduras

Tipos de soldadura. Los dos tipos de soldadura son las soldaduras de filete y de ranura. Existen además las soldaduras de tapón y de muesca que no son comunes en el trabajo estructural.

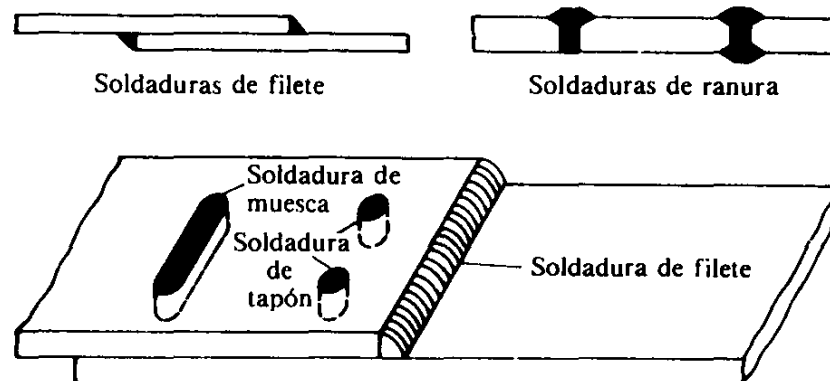


Figura 6-9. Tipo de Soldadura

Las soldaduras de filete han demostrado ser más débiles que las soldaduras de ranura; sin embargo, la mayoría de las conexiones estructurales se realizan con soldaduras de filete. Las soldaduras de ranura se usan cuando los miembros que se conectan están alineados en el mismo plano. Usarlas en cualquier situación implicaría un ensamble perfecto de los miembros por conectar, cosa que no sucede en la estructura común y corriente. Las soldaduras de ranura comprenden alrededor del 15% de las soldaduras estructurales.

Una soldadura de tapón es una soldadura circular que une dos piezas en una de las cuales se hacen la o las perforaciones necesarias para soldar. Una soldadura

de muesca es una soldadura formada en una muesca o agujero alargado que une un miembro con otro a través de la muesca. La soldadura puede llenar parcial o totalmente la muesca. Estos tipos de soldadura se utilizan cuando los miembros se traslapan y no se tiene la longitud de filete de soldadura. Las soldaduras de tapón y de muesca no se consideran en general adecuadas para transmitir fuerzas de tensión perpendiculares a la superficie de contacto. La resistencia a la tensión la proporciona principalmente la penetración.

Posición de las soldaduras. Las soldaduras se clasifican respecto a la posición en que se realiza como planas, horizontales, verticales y en la parte superior, siendo las planas las más económicas y las de la parte superior las más costosas.

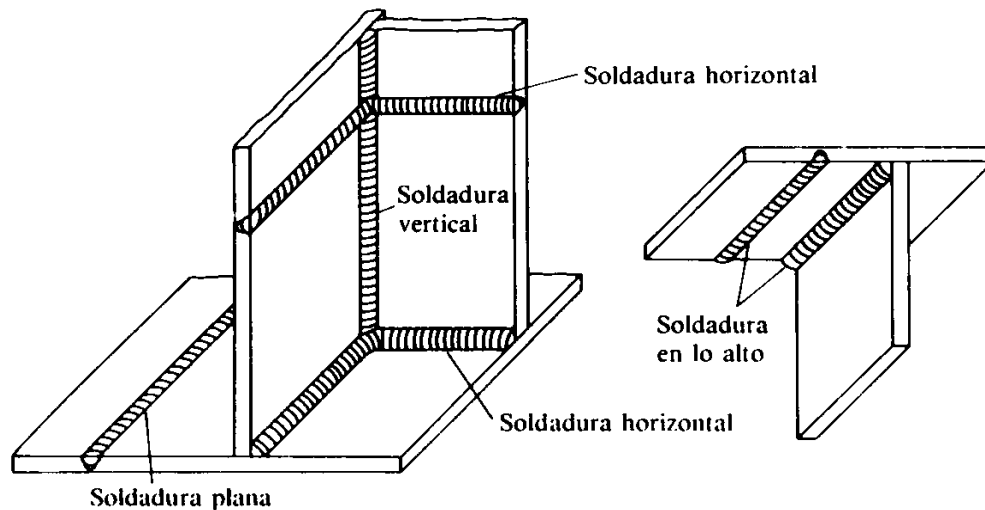


Figura 6-10. Clasificación de las soldadura por su posición.

Tipos de juntas. Las soldaduras también se clasifican de acuerdo con el tipo de junta usadas, a tope, traslapada, en tee, de canto, en esquina, etc.

6.7 Simbología empleada en la soldadura.

Con este excelente sistema gráfico, se da toda la información necesaria con unas cuantas líneas y números, ocupando apenas un pequeño espacio en los planos y dibujos de ingeniería. Estos símbolos eliminan la necesidad de dibujos de las soldaduras y hacer largas notas descriptivas.

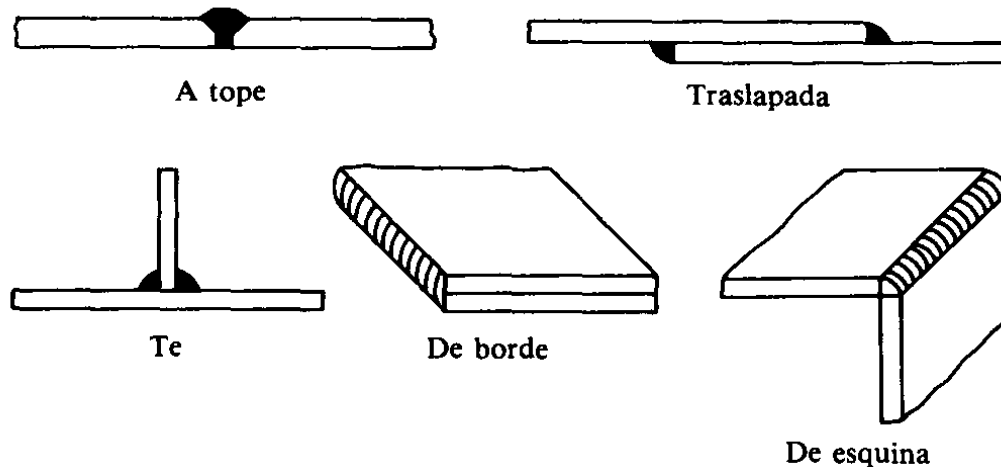


Figura 6-11. Tipos de juntas soldadas.

Soldaduras de ranura.

Cuando la penetración es completa y las soldaduras de ranura están sujetas a tensión o compresión axial, el esfuerzo en la soldadura se supone igual a la carga, dividida entre el área transversal neta de la soldadura.

En la figura 15, la unión sin preparación a escuadra (a) se utiliza para unir material relativamente delgado no mayor de $5/16''$ de espesor. A medida que el material es más grueso, es necesario usar soldaduras de ranura en V y en doble-V (b) y (c); en estas dos soldaduras, los miembros se biselan o preparan antes de soldarse, para permitir la penetración total de la soldadura.

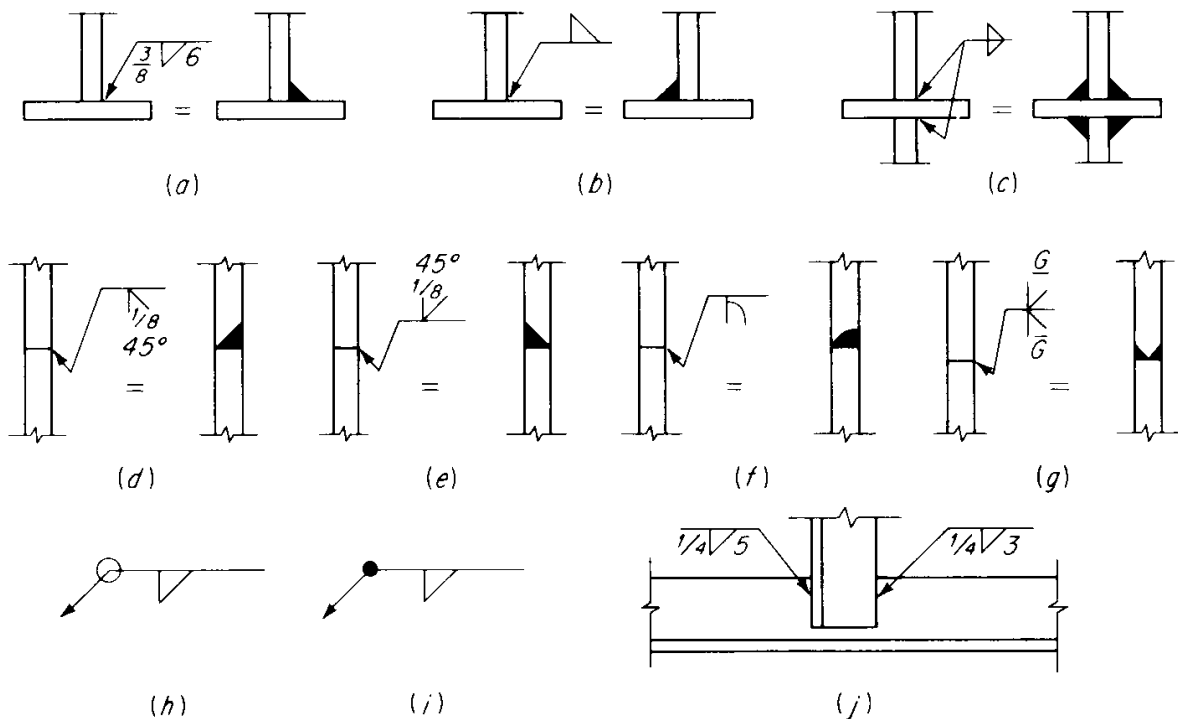


Figura 6-12. Ejemplos de símbolos de soldadura (Ref. 2)

Es indudable que el refuerzo origina soldadura de ranura más fuertes, cuando van a estar sujetas a cargas relativamente estáticas. Sin embargo, cuando la conexión va a estar a cargas vibratorias y cíclicas, el refuerzo no resulta tan satisfactorio porque las concentraciones de esfuerzos parecen desarrollarse en el refuerzo y contribuyen a una falla más rápida (falla frágil). Para tales casos, una práctica común es suministrar refuerzo y luego rebajarlo enrasándolo con el material conectado.

Desde el punto de vista de la solidez, de la resistencia al impacto ya esfuerzos repetitivos, y de la cantidad del metal de aporte requerido, se prefieren las soldaduras de ranura a las de filete, aunque desde otros puntos de vista no son tan atractivas, por lo que la inmensa mayoría de las estructuras son de filete.

En ocasiones, las conexiones se diseñan de manera que las soldaduras de ranura no se extienden sobre el espesor total de las partes conectadas. Estas soldaduras se denominan de penetración parcial.

Soldadura de Filete.

Se ha demostrado que las soldaduras de filete son más resistentes a la tensión y a la compresión que al corte, de manera que los esfuerzos determinantes en soldaduras de filete que se establecen en las especificaciones para soldadura, son esfuerzos de corte. Cuando sea práctico usar soldadura de filete es conveniente arreglar las conexiones de modo que estén sujetas únicamente a esfuerzos de corte, y no a la combinación de corte y tensión o de corte y compresión.

Cuando las soldaduras de filete se prueban a la ruptura, parecen fallar por corte en ángulos de aproximadamente 45° a través de la garganta. Por tanto, su resistencia se supone igual al esfuerzo de corte permisible por el área teórica de la garganta de soldadura. Para el filete de 45° o de lados iguales, el grueso de la garganta es de 0.707 veces el tamaño de la soldadura, pero tiene diferentes valores para soldaduras de filete de lados desiguales.

6.8 Diseño de la Resistencia de las Soldaduras

El esfuerzo en una soldadura se considera igual a la carga P dividida entre el área de la garganta efectiva de la soldadura. Este método para determinar la resistencia de soldadura de filete, se usa sin tomar en cuenta la dirección de la carga. Las pruebas han demostrado que los filetes transversales son un tercio más resistentes que los filetes longitudinales, pero este hecho no es reconocido por la

Figura 6-13									
SIMBOLOS BASICOS DE SOLDADURA									
POSTERIOR	FILETE	TAPON O RANURA	Ranura o a top.						
			CUA- DRADO	V	BISEL	U	J	ENSAN- CHA- MIENTO V	ENSAN- CHAMIENTO DE BISEL
SIMBOLOS COMPLEMENTARIOS									
RESPALDO	ESPACIADO	SOLDADURA TODO ALREDEDOR	SOLDADURA DE CAMPO	CONTORNO		Véase la AWS A.2.4-79 para otros símbolos básicos y complementarios de soldadura			
				NIVELADO	CONVEXO				
LOCALIZACION ESTANDAR DE LOS ELEMENTOS DE UN SIMBOLO DE SOLDADURA									
Acabado Contorno Abertura en la raíz, profundidad del relleno en muescas y tapones Garganta efectiva Profundidad de la preparación o tamaño en pulgadas Línea de referencia Especificación, proceso u otras referencias Cola (se omite cuando no hay referencias) Símbolo básico o referencia de detalle R (Lado lejano) S(E) (Ambos lados) T (Lado cercano) L @ P (Soldadura de campo) F (Soldadura todo alrededor) Angulo de ranura o ángulo incluido en soldaduras de tapón Longitud de soldadura en pulgadas Paso (espaciamiento entre centros) de soldadura en pulgadas Soldadura de campo Soldadura todo alrededor A B La flecha conecta la línea de referencia al lado cercano de la junta. Use un quiebre como en A o B para significar que la flecha señala al elemento de la junta que debe prepararse con algún tipo de bisel.									
Nota: Tamaño, símbolo de la soldadura, longitud y espaciamiento deben leerse en ese orden de izquierda a derecha sobre la línea de referencia. Ni la orientación de la línea de referencia ni la localización de la flecha alteran esta regla. El lado perpendicular de los símbolos debe estar a la izquierda. Las soldaduras en los lados cercano y alejado son del mismo tamaño a menos que se indique otra cosa. Las dimensiones de los filetes deben mostrarse en ambos lados. La punta de la bandera del símbolo de campo debe señalar hacia la cola. Los símbolos se aplican entre cambios bruscos en la dirección de la soldadura a menos que se muestre el símbolo de "todo alrededor" o se indique algo diferente. Estos símbolos no se refieren al caso de ocurrencia frecuente en las estructuras en donde material duplicado (por ejemplo, atiesadores) se localiza en el lado posterior de una placa de nudo o alma. Los fabricantes han adoptado la siguiente convención de estructuras: cuando en la lista de embarque se detecte la existencia de material en el lado posterior, la soldadura para ese lado será la misma que para el lado anterior.									

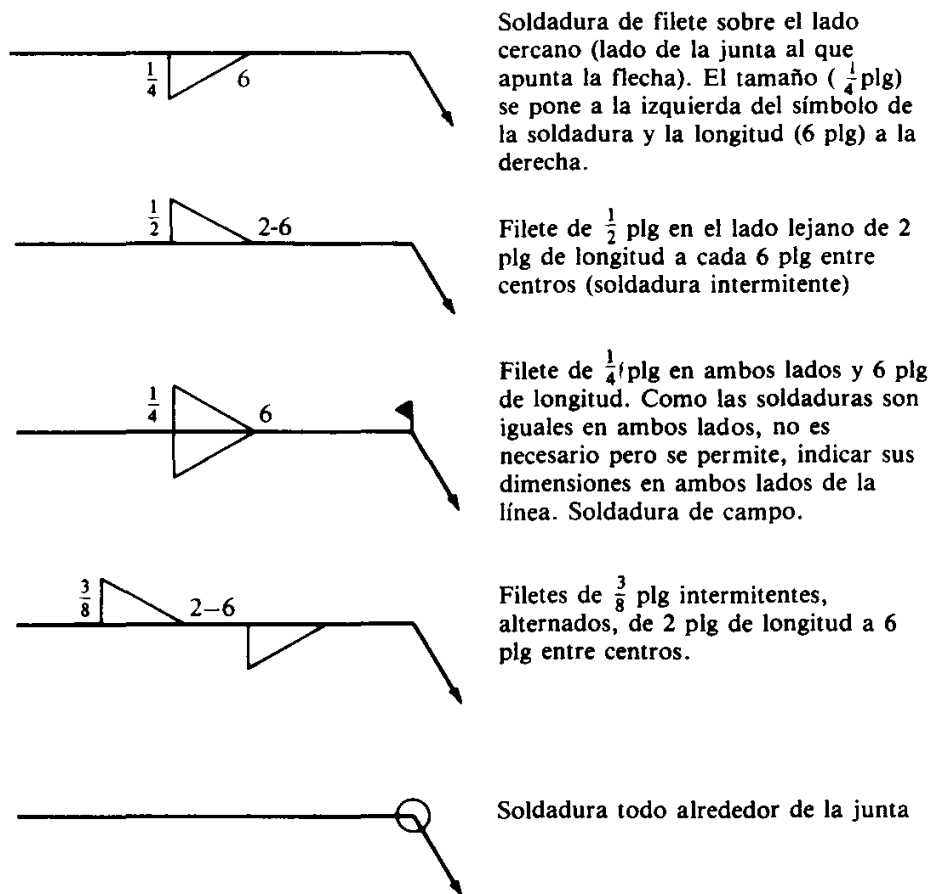


Figura 6-14. Símbolos de soldadura de filete.

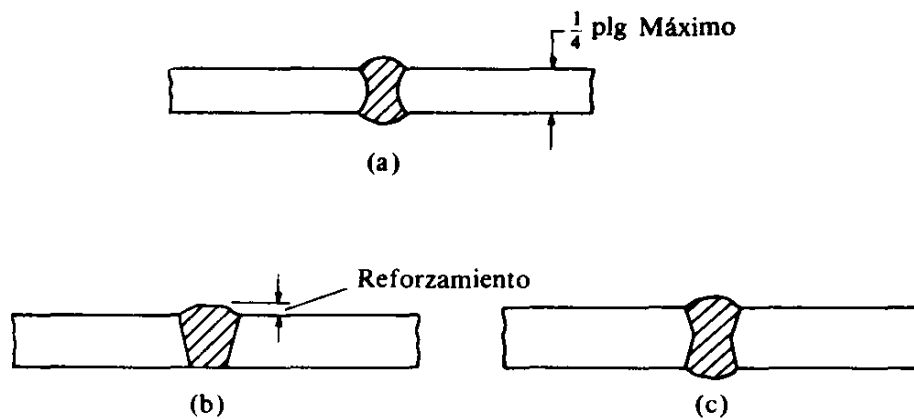


Figura 6-15. Soldadura de Ranura.

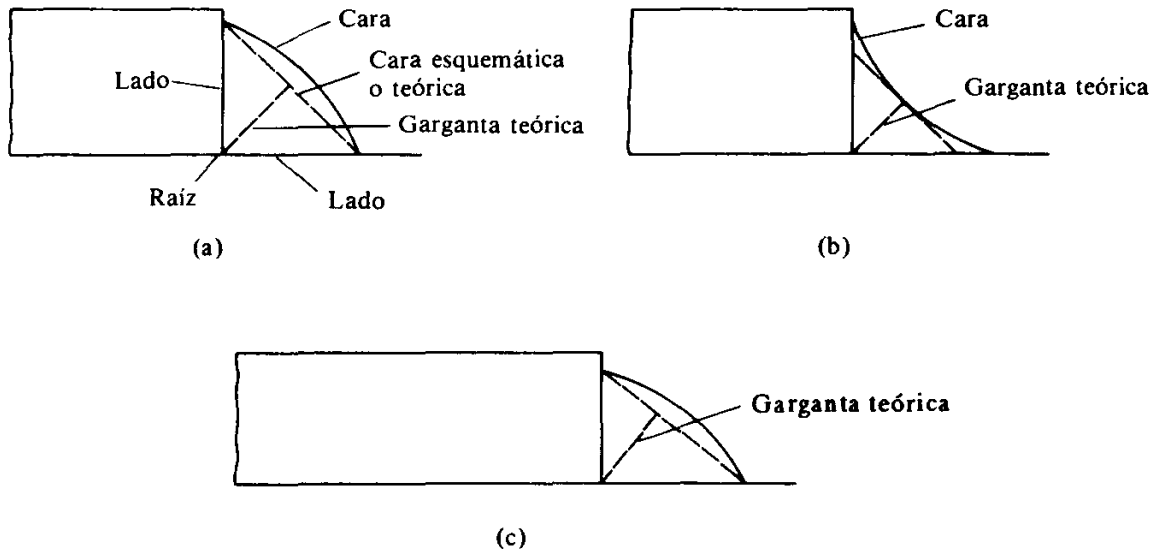


Figura 16. (a) Superficie convexa. (b) Superficie cóncava. (c) Soldadura de filete de lados desiguales.

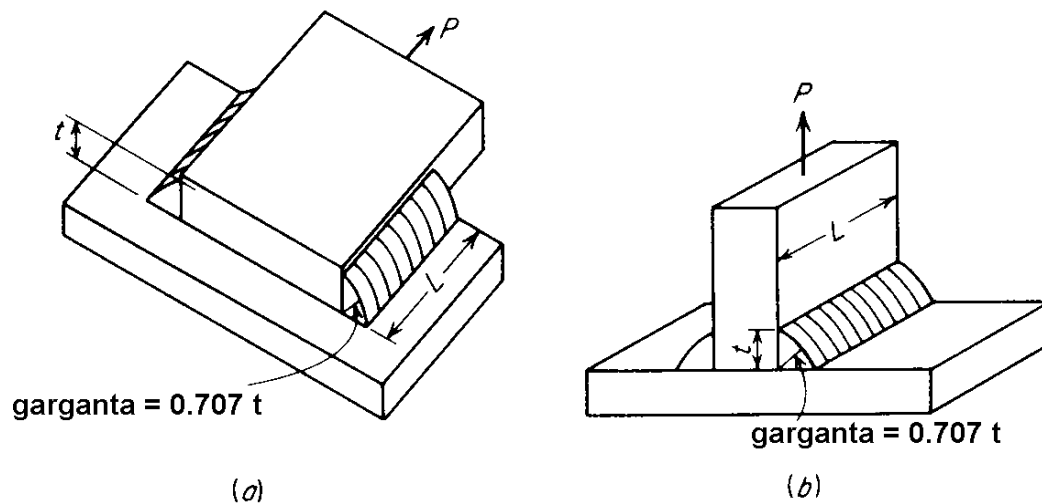


Figura 6-17. Definición de la garganta de soldadura.

mayor parte de las especificaciones, con el fin de simplificar los cálculos. Una razón del porque los filetes transversales son más fuertes, es que el esfuerzo está más uniformemente repartido en su longitud total, en tanto que en los filetes longitudinales se reparte en forma dispareja debido a deformaciones que varían a lo largo de la soldadura.

6.9 Diseño de las Soldaduras por el LRFD

En las soldaduras, el material del electrodo deberá tener propiedades del metal base. Si las propiedades son comparables se dice que el metal de aportación es compatible con el metal base.

La resistencia de diseño de una soldadura específica se toma como el menor de los valores de ϕF_w (F_w es la resistencia nominal de la soldadura) y ϕF_{BM} (F_{BM} es la resistencia nominal del metal base)

Para las soldaduras de filete la resistencia nominal por esfuerzos en el área efectiva de la soldadura es de $0.60 F_{EXX}$ (F_{EXX} es la resistencia por clasificación del metal base) y ϕ es igual a 0.75. Si se tiene tensión o compresión paralela al eje de la soldadura, la resistencia nominal del metal base es F_y y ϕ es igual 0.90.

La resistencia de diseño por cortante de los miembros conectados es $\phi F_n A_{ns}$ en donde $\phi = 0.75$, F_n es $0.6 F_u$ y A_{ns} es el área neta sujeta a cortante.

Los electrodos para la soldadura por arco protegido se designan como E60XX, E70XX, etc. En este sistema de clasificación la letra E significa electrodo y los dos primeros dígitos indican la resistencia mínima a la tensión de la soldadura en ksi. Los dígitos restantes designan la posición para soldar, corriente, polaridad, etc., información necesaria para el empleo correcto de un electrodo específico.

Además de los esfuerzos nominales dado en la tabla J2.5, existen otras recomendaciones del LRFD aplicables a la soldadura:

- La longitud mínima de una soldadura de filete no debe ser menor de cuatro veces la dimensión nominal del lado de la soldadura. Si su longitud real es menor de este valor, el grueso de la soldadura considerada efectiva debe reducirse a $\frac{1}{4}$ de la longitud de la soldadura.
- El tamaño máximo de una soldadura de filete a lo largo de material menor de $\frac{1}{4}$ " de grueso debe ser igual al grueso del material. Para material más grueso,

no debe ser mayor del espesor del material menos $1/16''$, a menos que la soldadura se arregle especialmente para dar un espesor completo de la garganta. Para una placa con un espesor de $1/4''$ o mayor, es conveniente terminar la soldadura por lo menos a $1/16''$ del borde para que el inspector pueda ver claramente el borde de la placa y determinar con exactitud las dimensiones de la garganta.

- Los filetes permisibles mínimos según el AISC-LRFD se dan en la tabla J2.3. Estos valores varían entre $1/8''$ para material de $1/4''$ de espesor o menor y $5/16''$ para material con espesor mayor de $3/4''$. El tamaño mínimo práctico para la soldadura es de aproximadamente $1/8''$ y el tamaño que probablemente resulta más económico es de alrededor de $1/4''$ o $5/16''$.
- Cuando sea posible, deben realizarse vueltas en el extremo (remates) para soldadura de filete. La longitud de estas vueltas no debe ser menor que dos veces el grueso nominal de la soldadura. Cuando no se usan, se recomienda restar el doble del grueso de la soldadura de la longitud efectiva de ésta. Las vueltas de extremo son muy útiles en la reducción de concentraciones de esfuerzos que ocurren en los extremos de las soldaduras, sobre todo para conexiones donde hay vibraciones considerables y excentricidad en la carga. El AISC-LRFD establece que la longitud de una soldadura de filete incluirá las longitudes de remate.
- Cuando se usan soldaduras de filete longitudinales para la conexión de placas o barras, sus longitudes no deben ser menores que la distancia perpendicular entre ellas. La distancia entre soldadura de filete no debe ser mayor de $8''$ en las conexiones de extremo.
- En juntas traslapadas, el traslape mínimo es igual a 5 veces el espesor de la parte más delgada conectada, pero no debe ser menor de $1''$.

Tabla J2.1. Espesor efectivo de garganta en soldadura de ranura en penetración parcial.

TABLE J2.1
Effective Throat Thickness of
Partial-Penetration Groove Welds

Welding Process	Welding Position	Included Angle at Root of Groove	Effective Throat Thickness
Shielded metal arc Submerged arc	All	J or U joint	Depth of chamfer
Gas metal arc		Bevel or V joint $\geq 60^\circ$	
Flux-cored arc		Bevel or V joint $< 60^\circ$ but $\geq 45^\circ$	Depth of chamfer minus $\frac{1}{8}$ -in.

Tabla J2.2. Espesor efectivo de la garganta de soldadura de ranura acampanada.

TABLE J2.2
Effective Throat Thickness of Flare Groove Welds

Type of Weld	Radius (R) of Bar or Bend	Effective Throat Thickness
Flare bevel groove	All	$\frac{5}{16}R$
Flare V-groove	All	$\frac{1}{2}R$
[a] Use $\frac{3}{8}R$ for Gas Metal Arc Welding (except short circuiting transfer process) when $R \geq 1$ in.		

Nota: bevel=bisel;

Tabla J2.5. Resistencias de Diseño de Soldaduras

Tipos de soldadura y esfuerzo ^a	Material	Factor ϕ de resistencia	Resistencia nominal F_{BM} o F_w	Nivel de Resistencia requerido ^{b,c}
Soldadura de ranura con penetración completa				
Tensión normal al área efectiva	Base	0.90	F_y	Debe usarse soldadura "compatible"
Compresión normal al área efectiva	Base	0.90	F_y	
Tensión o compresión paralela al eje de la soldadura				
Cortante en el área efectiva	Base; electrodo de soldadura	0.90 0.80	$0.60 F_y$ $0.60 F_{EXX}$	Puede usarse un metal de aportación (electrodo) con un nivel de resistencia igual o menor que el "compatible"
Soldaduras de ranura con penetración parcial				
Compresión normal al área efectiva	Base	0.90	F_y	Puede usarse un metal de aportación (electrodo) con un nivel de resistencia igual o menor que el "compatible"
Tensión o compresión paralela al eje de la soldadura ^d				
Cortante paralelo al eje de la soldadura	Base ^e ; electrodo de soldadura	0.75	$0.60 F_{EXX}$	
Tensión normal al área efectiva	Base; electrodo de soldadura	0.90 0.80	F_y $0.60 F_{EXX}$	
Soldaduras de filete				
Esfuerzo en el área efectiva	Base ^e ; electrodo de soldadura	0.75	$0.60 F_{EXX}$	Puede usarse un metal de aportación (electrodo) con un nivel de resistencia igual o menor que el "compatible"
Tensión o compresión paralela al eje de la soldadura ^d	Base	0.90	F_y	
Soldaduras de tapón o muesca				
Cortante paralelo a las superficies de contacto (sobre el área efectiva)	Base ^e ; electrodo de soldadura	0.75	$0.60 F_{EXX}$	Puede usarse un metal de aportación (electrodo) con un nivel de resistencia igual o menor que el "compatible"

^aPara la definición de área efectiva véase la sección J2 de las especificaciones LRFD.

^bPara los metales de aportación "compatibles" véase la tabla 4.1.1 de la AWS D1.1

^cSe permite un metal de aportación con un nivel de resistencia mayor que el "compatible".

^dLas soldaduras de filete y las soldaduras de ranura con penetración parcial que unen componentes de miembros armados como en el caso de la unión del alma a los patines de una trabe, pueden diseñarse sin considerar los esfuerzos de tensión o compresión paralelos al eje de las soldaduras presentes en esos elementos.

^eEl diseño del material conectado está regido por la sección J4 de las especificaciones LRFD.

Nota: groove=ranura; throat=garganta; thickness=espesor; weld=soldadura; chamfer=bisel o chaflán.

6.10 Diseño por cortante y torsión

El esfuerzo ocasionado por torsión se puede calcular con:

$F = Td/J$. Donde T es el par torsional, d es la distancia del centro de gravedad de la soldadura al punto que se considera y J es el momento polar de inercia de la soldadura. Aunque, es conveniente descomponer la fuerza T en sus componentes vertical y horizontal: $f_h = T_v/J$; $f_v = T_h/J$. Donde h y v son las proyecciones horizontal y vertical de la distancia d. Para diseñar una soldadura sujeta a corte y torsión, es conveniente considerar una soldadura de una pulgada y calcular los esfuerzos en una soldadura de esa dimensión.

Al igual que en las conexiones atornilladas, las conexiones soldadas debidas a la acción de fuerzas excéntricas, en el AISC-LRFD se utiliza el método por resistencia última. Sin embargo, el proceso de análisis es un poco más complejo. La fuerza de corte resistente en cualquier punto de la soldadura es normal al radio desde el centro instantáneo de rotación.

De pruebas experimentales se tiene que la resistencia última se calcula como

$$R_{i,ult} = \frac{10 + \theta}{10 + 0.582\theta} 0.791 F_{EXX} t \quad (6.6)$$

donde $R_{i,ult}$ es la resistencia última de cortante en el elemento (kip/in)

θ es el ángulo de inclinación entre la fuerza y el eje de la soldadura

F_{EXX} es la resistencia del electrodo en ksi

t es la dimensión de la garganta de la soldadura en pulgadas.

Tabla J2.3. Espesores efectivos mínimos de garganta de soldadura de ranura de juntas en penetración parcial.

TABLE J2.3
Minimum Effective Throat Thickness of
Partial-Joint-Penetration Groove Welds

Material Thickness of Thicker Part Joined (In.)	Minimum Effective Throat Thickness[a] (In.)
To 1/4 inclusive	1/8
Over 1/4 to 1/2	3/16
Over 1/2 to 3/4	1/4
Over 3/4 to 1 1/2	5/16
Over 1 1/2 to 2 1/4	3/8
Over 2 1/4 to 6	1/2
Over 6	5/8
[a] See Section J2.	

Tabla J2.4. Tamaños mínimos de soldadura de filete.

TABLE J2.4
Minimum Size of Fillet Welds^[b]

Material Thickness of Thicker Part Joined (In.)	Minimum Size of Fillet Weld[a] (In.)
To 1/4 inclusive	1/8
Over 1/4 to 1/2	3/16
Over 1/2 to 3/4	1/4
Over 3/4	5/16
[a] Leg dimension of fillet welds. Single pass welds must be used.	
[b] See Section J2.2b for maximum size of fillet welds.	

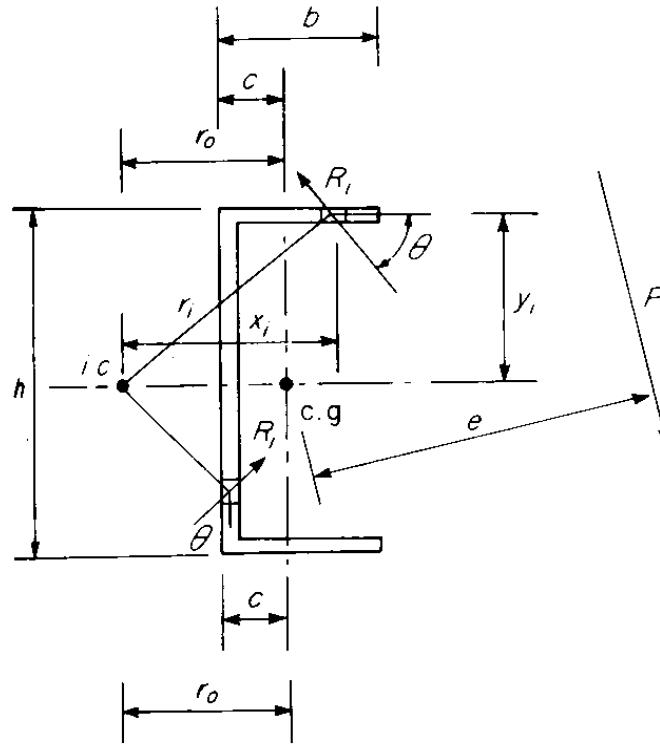


Figura 6-18 Soldadura con carga excéntrica.

La deformación $\Delta_{i,\max}$ en la ruptura de un elemento se calcula con

$$\Delta_{i,\max} = \Delta_o \left(\frac{\theta}{5} + 1 \right)^{-0.47}, \text{ donde } \Delta_o = 0.11 \text{ pulgadas cuando } \theta = 0. \quad (6.7)$$

Proporcionalmente se obtienen los valores de las deformaciones de los demás elementos de la soldadura como

$$\Delta_i = \frac{r_i}{r_{i,\max}} \Delta_{i,\max} \quad (6.8)$$

donde $\Delta_{i,\max}$ es el valor crítico del elemento y $r_{i,\max}$ es la distancia radial al elemento crítico. Una vez calculado los desplazamientos determinados, la fuerza en cada elemento se calcula como

$$R_i = R_{i,ult} \left(1 - e^{-k \Delta_i / \Delta_o} \right)^{k^2} \quad (6.9)$$

en donde R_i es la fuerza en el elemento i ; e es la base de los logaritmos naturales; k_1 es igual a $8.27e^{0.0114\theta}$; k_2 es igual a $0.4e^{0.0146\theta}$.

Las fuerzas en el elemento se resuelven en las componentes vertical, horizontal y al giro con:

$$\begin{aligned} R_y &= R_i l_i \frac{x_i}{r_i} \\ R_x &= R_i l_i \frac{y_i}{r_i} \\ R_e &= R_i r_i \end{aligned} \quad (6.10)$$

donde l_i es la longitud del elemento.

El algoritmo para calcular este tipo de soldaduras es el que sigue,

1. Dividir la configuración del cordón de la soldadura en segmentos.
2. Suponer una locación del centro de rotación instantáneo.
3. Para cada segmento, calcular x_i, y_i y r_i para el centroide de cada segmento; el ángulo θ_i ; la deformación $\Delta_{i,\max}$; la relación $\Delta_{i,\max} / r_i$.
4. Con el segmento crítico hallado (el elemento crítico es el que tiene el menor valor de la relación $\Delta_{i,\max} / r_i$) calcular Δ_i para cada segmento.
5. Calcular la resistencia de cortante última $R_{i,\text{ult}}$ para cada segmento.
6. Calcular k_1 y k_2 para cada segmento.
7. Calcular las fuerzas resistentes R_i para cada segmento.
8. Calcular las componentes vertical, horizontal y de momento para cada segmento.
9. La suma de la contribución individual de cada segmento representa las componentes verticales, horizontales y el momento de giro, respectivamente. De la dirección de la carga, sus componentes vertical y horizontal se convierten en valores consistentes de P . El momento de giro se convierte en un valor consistente de P dividido por la excentricidad de

la carga respecto al centro de rotación instantáneo. Si los tres valores de P obtenidos son iguales, la posición de O es adecuada. Si no, será necesario asumir otra posición de O y realizar los mismos pasos hasta obtener un valor satisfactorio.

El AISC-LRFD proporciona los valores de la carga excéntrica factorizada P_u para una variedad de configuraciones de soldadura como

$$P_u = C C_1 D L \quad (6.11)$$

Donde C_1 es un coeficiente para el electrodo: para E60, $C_1 = 0.857$; E70, $C_1 = 1.0$; E80, $C_1 = 1.03$; E90, $C_1 = 1.16$

L es la longitud de la soldadura característica en la configuración.

D es el número en dieciseisavos de pulgada en el tamaño de la soldadura (no es la dimensión de la garganta de la soldadura)

El coeficiente C se determina multiplicando la resultante P de las componentes dadas con la ecuación 6.10 por el factor $\phi = 0.75$, pero con el esfuerzo de un elemento de soldadura limitado a $0.6F_{EXX}$.

6.11 Conexiones atornilladas a Tensión. Acción Separadora

Otro aspecto a considerar en las conexiones atornilladas es la **acción separadora**.

Este efecto se presenta principalmente en conexiones en la que los patines son delgados o no tienen atiesadores o cartabones de refuerzo.

Para una sección Tee con una tensión inicial T_o se muestra en la figura a) y por equilibrio es igual a las fuerzas de compresión C_o . En la figura b) la Tee está sometida a una fuerza igual a $2P$. La tensión en el perno es igual a T . Se presenta una fuerza reducida de compresión igual a Q y actúa hacia los extremos del patín de la Tee. Este comportamiento ha sido estudiado en detalle por medio de análisis de elemento finito en una conexión de puntal con una Tee, donde se ha

encontrado que la fuerza Q se distribuye hacia los extremos del patín tendiendo a actuar solo en la punta cuando los patines son muy flexibles.

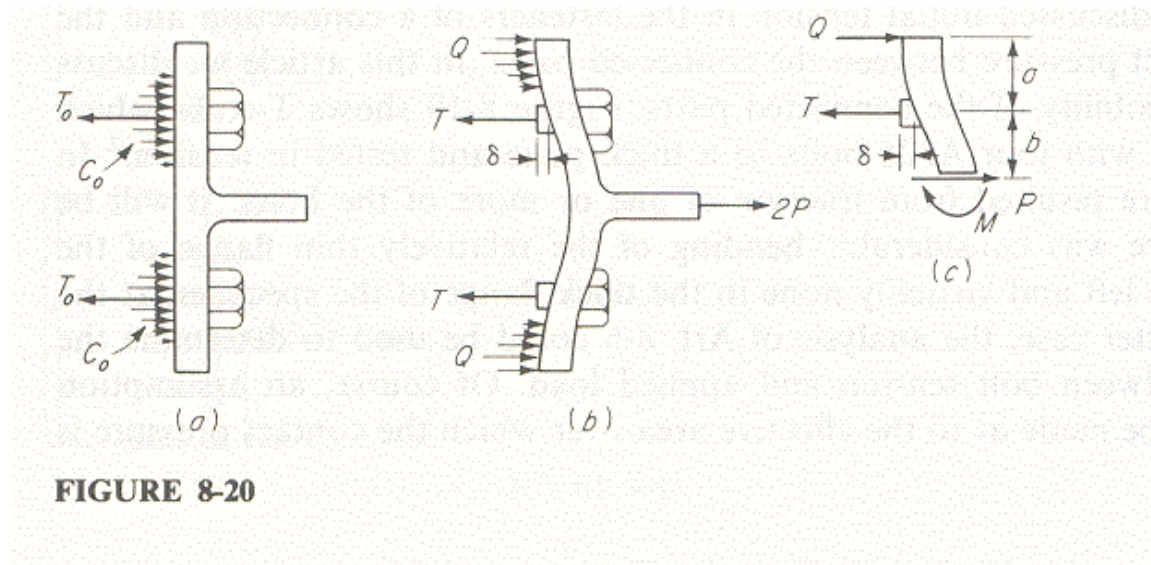


Figura 6-19. Análisis de la acción separadora (Ref. 2).

La fuerza Q de compresión se conoce como fuerza separadora.

Haciendo un análisis aproximado se asume que la fuerza Q está concentrada en la punta del patín (figura c).

De resultados experimentales se ha llegado a la siguiente expresión:

$$\frac{Q}{P} = \frac{15ab^2A_b - wt^4}{10a^2(a + 3b)A_b + 5wt^4} \quad (6.12)$$

donde A_b es el área del perno; w es la longitud tributaria del patín en el perno; t es el espesor del patín y a , b son dimensiones mostradas en la figura c.

Asumiendo que la carga última se alcanza con el desarrollo de una articulación plástica en la unión entre el patín y el alma; esto es $M = M_p$. De la figura c tenemos dos ecuaciones de equilibrio:

$$P + Q = T \quad (a)$$

$$Pb - Qa = M_p \quad (b)$$

Dividiendo (a) y (b) y resolviendo los resultados por Q/P da:

$$\frac{Q}{P} = \frac{b - M_p / T}{a + M_p / T} \quad (c)$$

además, $M_p = F_y w t^2 / 4$. Por tanto, con la tensión en el perno en la carga última $T_u = F_u A_b$, M_p/T en la ecuación c es igual a

$$\frac{M_p}{T} = \frac{F_y w t^2}{4} \frac{1}{F_u A_b} = \frac{F_y}{F_u} \frac{w t^2}{\pi d^2} = \beta \frac{w t^2}{d^2}$$

donde d es el diámetro del perno.

Sustituyendo este resultado en la ecuación c, tenemos:

$$\frac{Q}{P} = \frac{b d^2 - \beta w t^2}{a d^2 + \beta w t^2} \quad (d)$$

Si el perno se fractura durante o después de la formación de la articulación plástica en el patín, b se puede conocer y con la ecuación d obtener la fuerza separadora Q.

De resultados experimentales se han obtenido expresiones para diferentes tipos de tornillos:

Para tornillos A-325:
$$\frac{Q}{P} = \frac{100 b d^2 - 18 w t^2}{70 a d^2 + 21 w t^2} \quad (6.13a)$$

Para tornillos A-490:
$$\frac{Q}{P} = \frac{100 b d^2 - 14 w t^2}{62 a d^2 + 21 w t^2} \quad (6.14b)$$

Si la dimensión a excede de 2t, entonces $a = 2t$ en la ecuación (6.13). Mas aún, el patín podría analizarse por flexión en la línea del perno y en una sección a 1/16" desde la cara del alma. La relación del área neta en la línea del perno a el area grues en la cara del alma se toma en cuenta. El momento por capacidad limitante se toma como el momento plástico total para una sección transversal rectangular.

En un procedimiento alternativo, la localización de la fuerza Q se tomó en el borde del perno en vez del eje del perno, por tanto, en la figura c, a se incrementa en $d/2$ y b se reduce en $d/2$. Sin embargo, el valor de a se limita a $1.25b$, tal como se indica en el manual del AISC.

6.12 Método del AISC

El AISC tiene una serie de expresiones empíricas para el cálculo de la fuerza separadora en conexiones atornilladas. En la figura 6-20 se presenta el significado de alguna de las letras empleadas en esas expresiones.

B = Resistencia de diseño a tensión de cada tornillo.

T = fuerza de tensión aplicada a cada tornillo sin incluir la acción separadora.

Esta fuerza es ficticia a menos que la carga de tensión exceda al preesfuerzo en los tornillos.

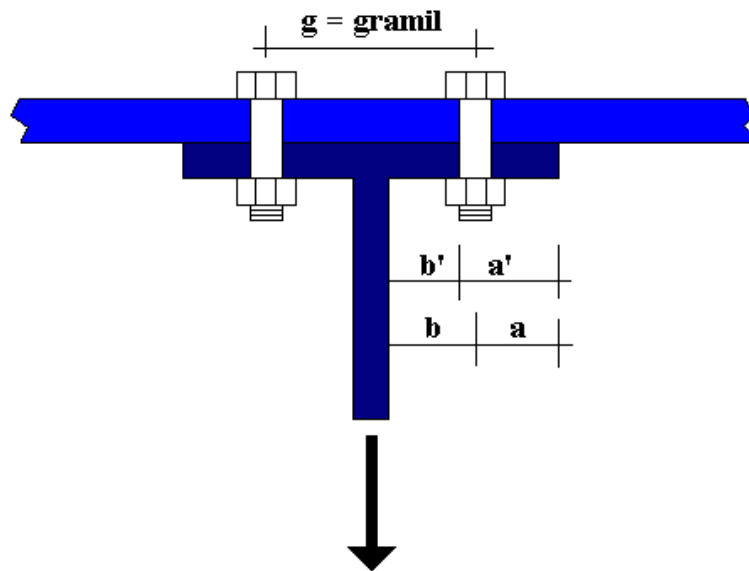


Figura 6-20. Definición de constantes para el cálculo de la acción separadora (Ref. 3)

$b = g/2 - t_w/2$ en donde g es el gramil. Debe ser suficiente para la distancia libre necesaria para el paso de la llave según el AISC.

a = distancia entre el eje del perno y el borde del patín del perfil Tee o del lado del ángulo, pero no mayor de $1.25 b$

$b' = b - d/2$, donde d es el diámetro del tornillo.

$a' = a + d/2$

p = longitud de conexión tributaria de cada tornillo (w para el método anterior)

d' = ancho del agujero del tornillo paralelo al alma de la Tee.

$\delta = 1 - d' / p$. relación del área neta en la línea de tornillos al área total en la cara del alma de la Tee.

$\rho = b' / a$

$$\alpha = \frac{1}{\delta} \left[\frac{T/B}{(t_f/t_c)^2} - 1 \right]$$

$t_c = \sqrt{\frac{4.44Bb'}{pF_y}}$ es el espesor necesario del patín para que soporten la fuerza B de

los tornillos sin la acción separadora.

Q = fuerza separadora factorizada = $B\alpha p(t_f/t_c)^2$

B_c = carga factorizada por tornillo incluyendo la acción separadora = $T + Q$.

6.13 Conexiones en Edificaciones.

6.13.1 Conexiones para vigas.

Todas las conexiones tienen una restricción, es decir, alguna resistencia a cambios en las orientaciones originales formadas por los miembros conectados. Dependiendo de la magnitud de la restricción al giro, el AISC-LRFD clasifica las conexiones como:

Conexiones tipo FR (totalmente restringidas). Son conexiones rígidas o continuas, resistentes a momentos; se supone que son suficientemente rígidas que las orientaciones originales entre los miembros permanecen virtualmente sin cambio bajo las cargas.

Conexiones tipo PR (parcialmente restringidas). Tienen una rigidez insuficiente para mantener sin cambios a los ángulos originales bajo carga. Se incluyen en esta clasificación las conexiones simples y semi-rígidas.

Conexiones simples. Son muy flexibles y se supone que permiten girar los extremos de la viga hacia abajo cuando están cargados, como sucede con las vigas simplemente apoyadas. Aunque este tipo de conexiones tienen cierta resistencia a momento, se supone insignificante y se consideran capaces de resistir solo fuerzas cortantes.

Conexiones semi-rígidas. Son aquellas que tienen una apreciable resistencia a la rotación del extremo, desarrollando así momentos de extremo de consideración. En la práctica de diseño es muy común, para simplificar los cálculos, considerar todas estas conexiones como simples o rígidas sin considerar situaciones intermedias. Sin embargo, al hacer esto para una conexión verdaderamente “semi-rígida”, se pasaría por alto una oportunidad de reducir momentos en forma apreciable.

Desde un punto de vista práctico, es común clasificar este tipo de conexiones en función del porcentaje del momento desarrollado para generar una rigidez completa. Una medida de las características rotacionales de una conexión determinada no puede obtenerse prácticamente mediante métodos analíticos y es necesario realizar pruebas de laboratorio y trazar curvas de correlación entre los momentos y las rotaciones para cada tipo de conexión.

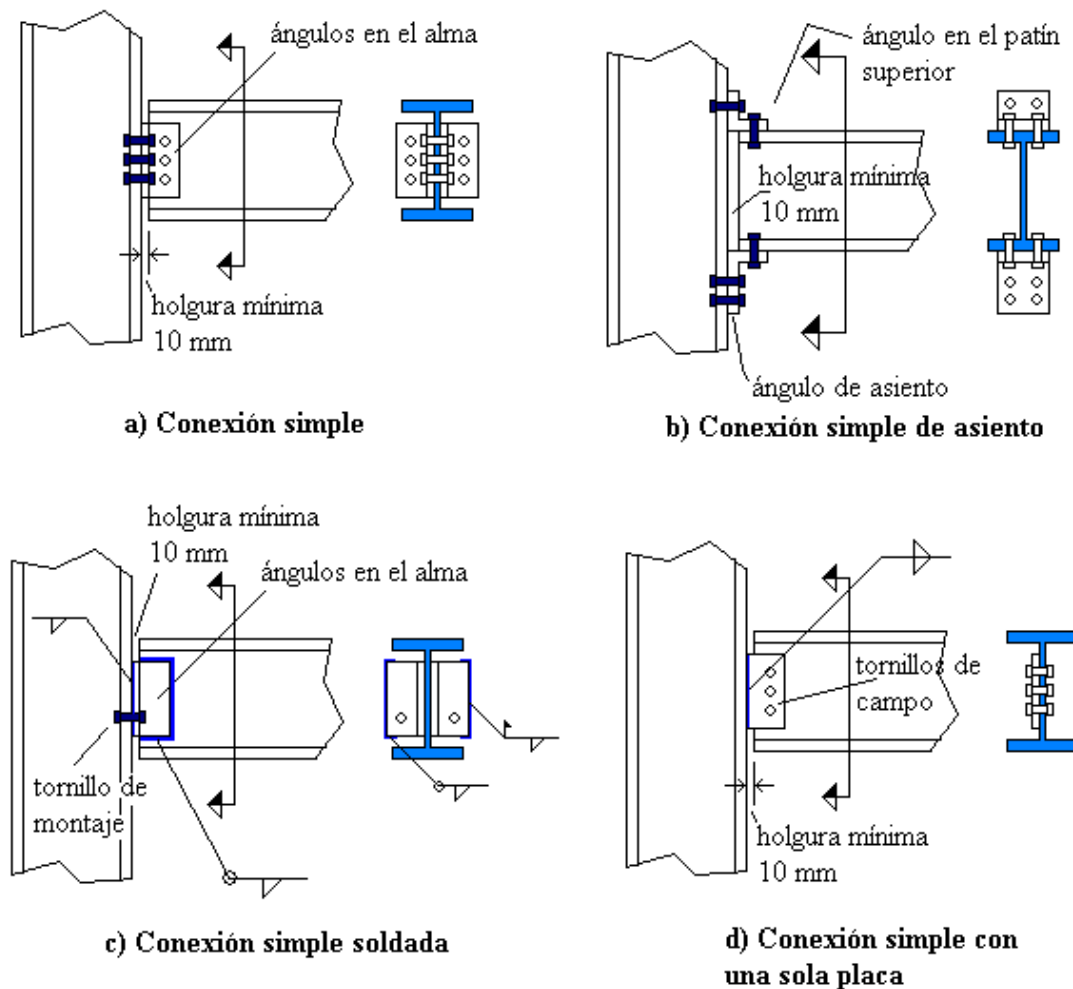


Figura 6-21. Ejemplo de conexiones simples (Ref. 3)

Una regla aproximada es que las conexiones simples tienen hasta un 20% las semi-rígidas entre un 20 y un 90% y las rígidas más del 90% de rigidez total. Las conexiones semi-rígidas se usan con frecuencia, pero por lo general al calcular no se obtiene ventaja de sus posibilidades de reducción de momentos. Quizás un factor que hace que no “aproveche” estas ventajas es la limitación de las especificaciones en el AISC LRFD, que solo permiten la consideración de conexiones semi-rígidas, cuando se presenta evidencia de que son capaces de

resistir un cierto porcentaje del momento resistente que proporciona una conexión rígida.

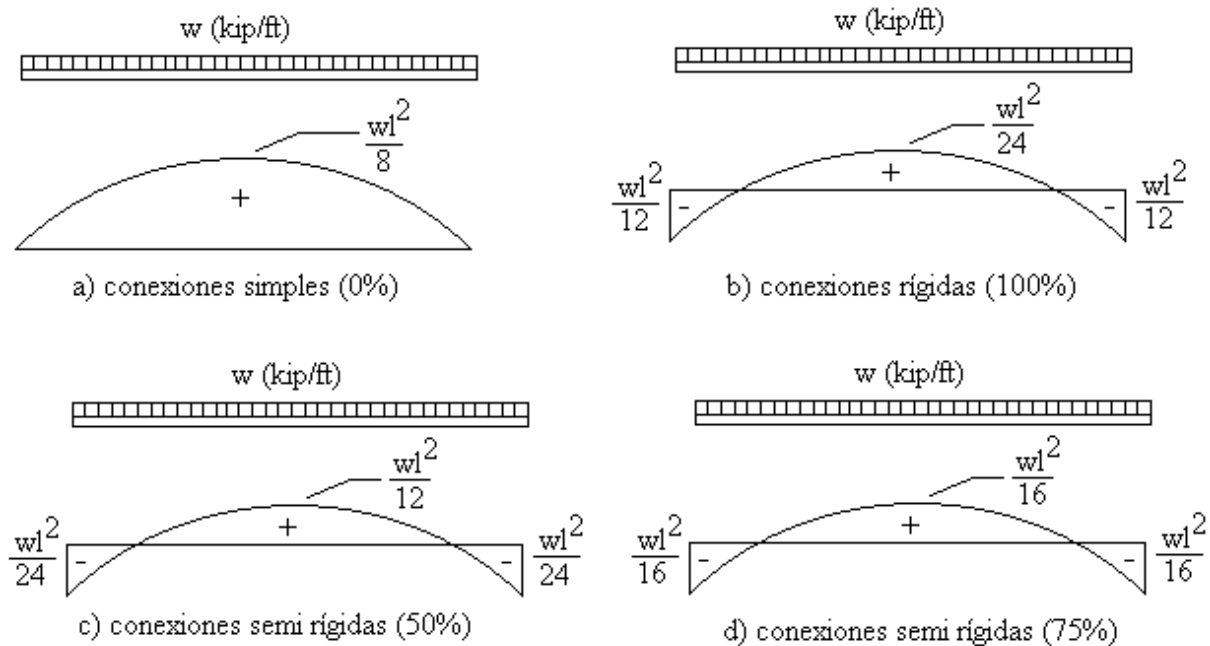


Figura 6-22.

Conexiones rígidas (Tipo FR). Son aquellas que teóricamente no permiten rotación en los extremos de la viga y transfieren el 100% del momento al “empotramiento”. Las conexiones de este tipo pueden usarse para edificios altos en los que la resistencia al viento se desarrolla proporcionando continuidad entre los miembros de la estructura del edificio. Para el diseño de conexiones por Sismo, es conveniente revisar “Seismic provisions for structural steel buildings (1992)” del AISC. Además, Eduardo Miranda presenta en el artículo “Seismic design of beam column connections” (1996) un análisis crítico de las conexiones a momento en edificaciones y los resultados encontrados después de los sismos de Northridge, California en 1994 y Kobe, Japón en 1995.

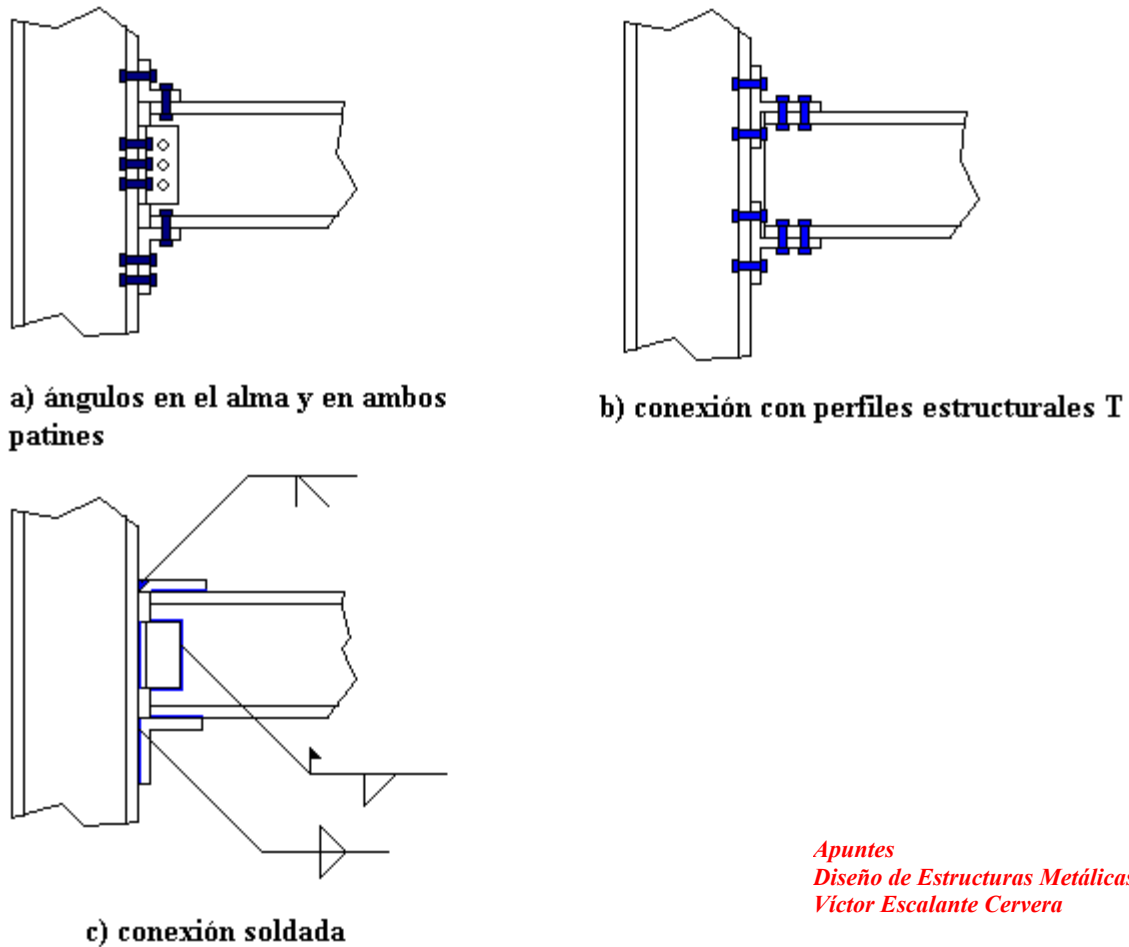


Figura 6-23. Ejemplo de conexiones semi-rígidas.

Cuando las vigas se apoyan sobre conexiones de asiento y las reacciones factorizadas tienen valores mayores a 100 kip, es necesario atiesar los asientos y revisar las condiciones de apoyo con las especificaciones de vigas por aplastamiento y pandeo del alma (ver capítulo 4 de estos apuntes). Estas reacciones producen momentos en los lados horizontales de los ángulos de asiento que no pueden resistirse con los ángulos de espesor estándar a menos que de alguna manera se refuercen.

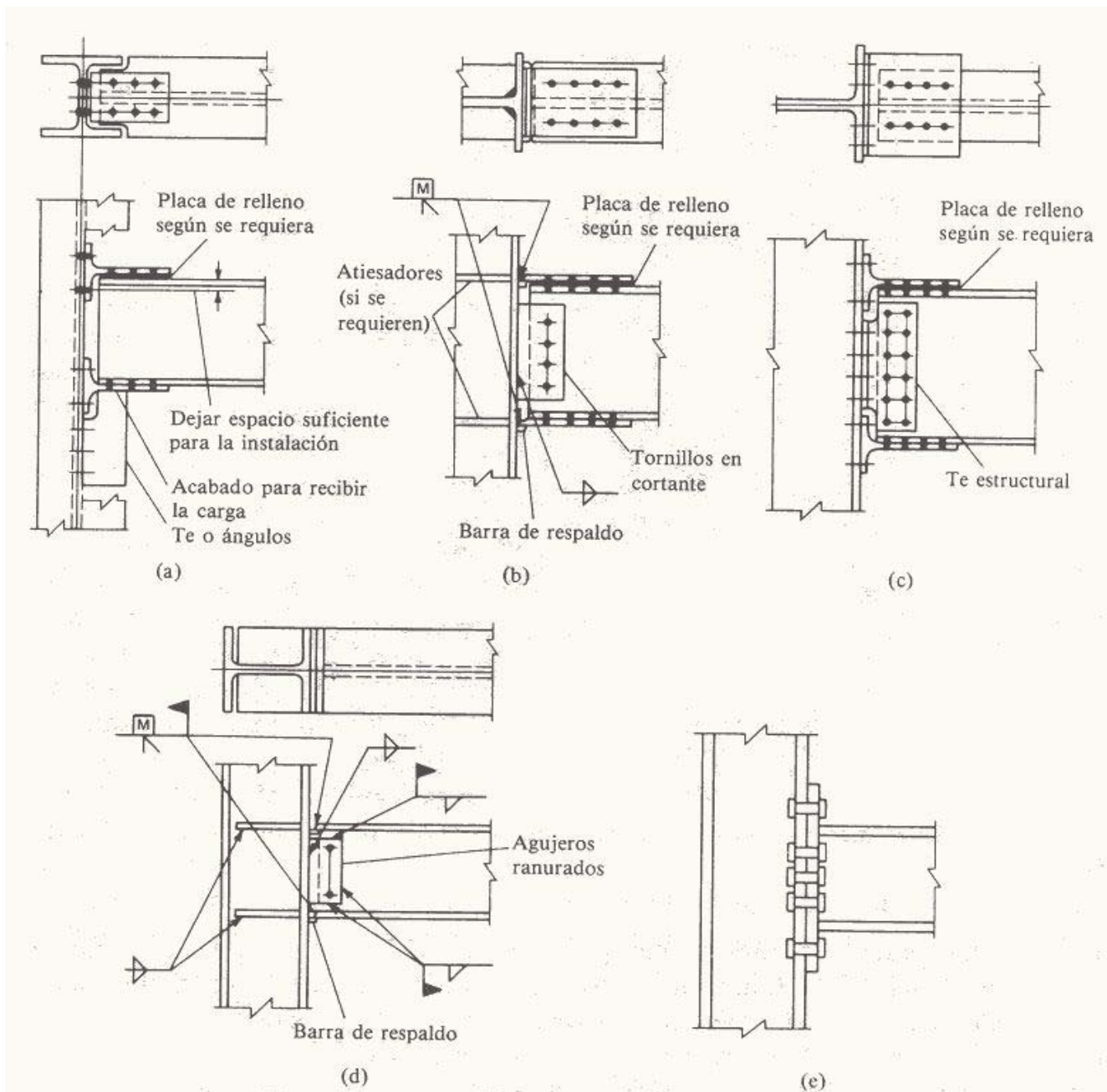


Figura 6-24. Conexiones resistentes a momentos (Ref. 3)

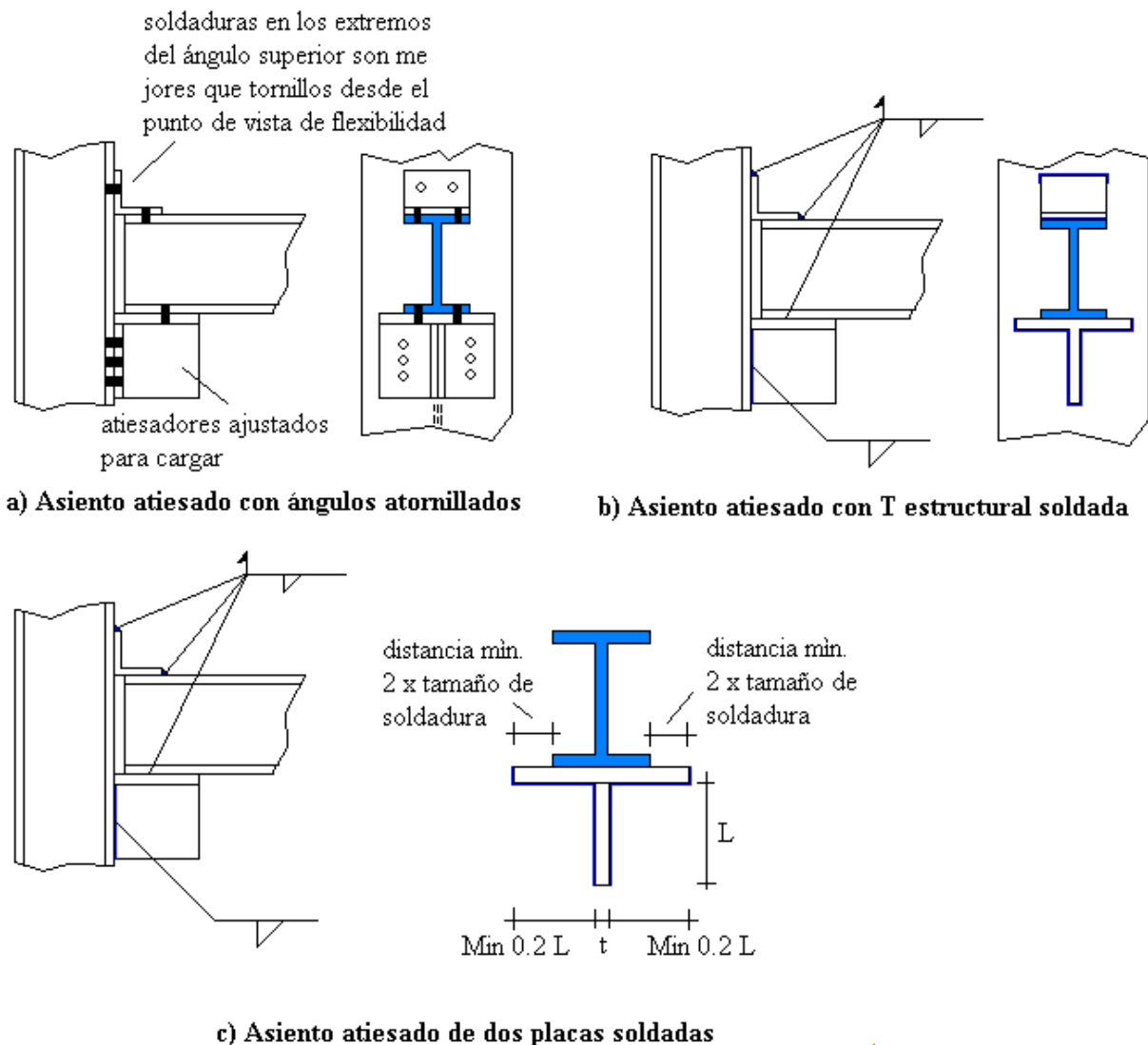


Figura 6-25. Silletas atiesadas (Ref. 3)

Apuntes
Diseño de Estructuras Metálicas
Victor Escalante Cervera

16.13.2 Diseño de conexiones resistentes a momento.

En estructuras enteramente continuas, las conexiones se diseñan para resistir la totalidad de los momentos calculados. En la figura 6-26 se muestra un tipo común de conexión resistente a momento. En esta conexión, la fuerza de tensión en la parte superior de la viga es transferida por soldaduras de filete a la placa superior y por soldadura de ranura, de la placa a la columna. Para facilitar la soldadura de la placa superior pueden ahusarse como se indica en la parte (b) de

la figura. Algunas veces se sueldan los patines de las vigas con cordones de ranura al ras y en el otro extremo con el tipo de conexión que se acaba de comentar.

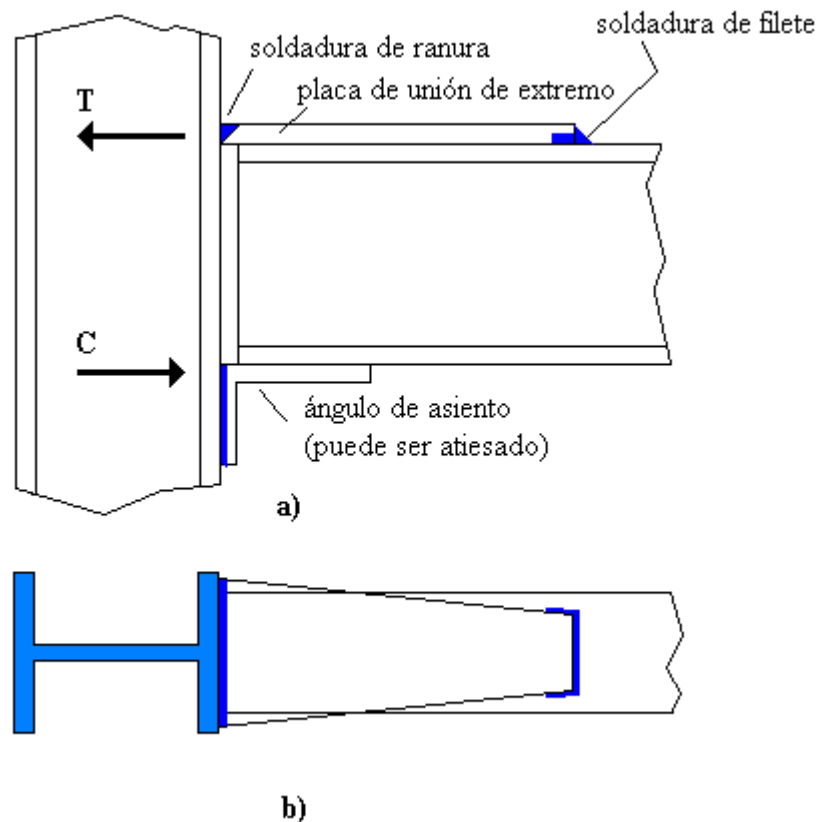


Figura 6-26. Ejemplo de conexión resistente a momento.

16.13.3 Diseño de atiesadores de almas de columnas.

Si una columna a la que se conecta una viga se flexiona apreciablemente en la conexión, el momento resistente de ésta se reducirá sin importar que tan buena sea la conexión. Además, si la placa superior de la conexión, al tratar de separarse de la columna, flexiona al patín de ésta (ver figura 6-27a), la parte media de la soldadura puede quedar sobre esforzada. Para evitar esta situación, una posible solución es el atiesamiento de las almas de las columnas con placas

(figura 6-27 b) o empleado columnas con patines más rígidos. Para el diseño de estos atiesadores, el AISC-LRFD especifica:

Si la fuerza factorizada aplicada por el patín de la viga a la columna, P_{bf} es mayor que cualquiera de las siguientes fuerzas resistentes, será necesario proporcionar atiesadores en el alma de la columna:

a) Resistencia de diseño del patín $P_{fb} = 5.625 t_f^2 F_{yf}$

b) Resistencia local a la fluencia en el alma

$$P_{wi}t_{bf} + P_{wo} = F_{yw}t_w(5k_c + t_{bf})$$

c) Resistencia al pandeo del alma sin atiesar $P_{wb} = 4100 \left(\frac{t_w}{h_c} \right) t_w^2 \sqrt{F_{yw}}$

Donde h_c es la distancia libre del alma de la columna entre los filetes de los patines; t_f es el espesor de los patines de la viga o de la placa de la conexión por medio de la cual se aplica la fuerza concentrada; t_{bf} es el espesor del patín de la viga. Para todos los casos $\phi = 0.90$.

Además, sugieren una serie de reglas para el diseño de atiesadores del alma de columnas:

1. El ancho del atiesador más la mitad del atiesador del alma de la columna no debe ser menor que la mitad del ancho del patín de la viga o de la mitad de la placa de conexión por momento que transmite la fuerza concentrada.
2. El espesor del atiesador no debe ser menor que $t_{bf} / 2$
3. Si hay una conexión por momento aplicada solo a un patín de la columna, la longitud del atiesador no tiene que exceder de la mitad del peralte de la columna.
4. El atiesador debe soldarse al alma de la columna con una resistencia suficiente para tomar la fuerza causada por el momento desbalanceado sobre los lados opuestos de la columna.

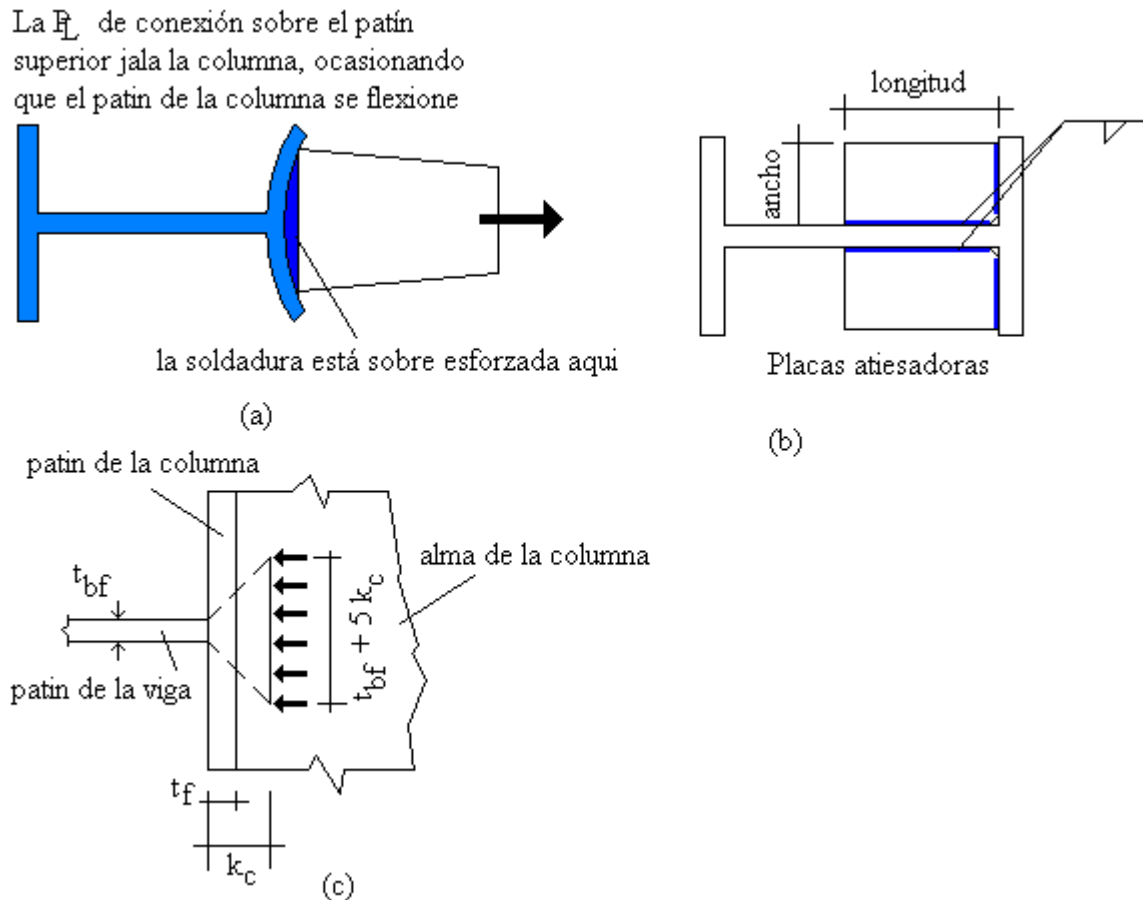


Figura 6-27. Atiesadores en el alma de columnas

16.13.4. Empalme de Columnas.

Por lo general, las columnas en edificios multipisos se construyen con longitudes de dos pisos. Si bien la reducción de la carga axial en los pisos superiores pudieran permitir diferentes tamaños de secciones en cada piso, con el consiguiente ahorro en peso, el costo extra por los empalmes y el montaje pudiera ser mayor que el costo ahorrado por la reducción de secciones. Para pisos impares, la columna superior pudiera ser de uno o tres pisos de longitud. Los empalmes de columnas se realizan 2 o 3 pies por encima del nivel de piso para evitar cualquier interferencia con las conexiones de viga-columna. En

columnas con momentos en los extremos, los empalmes se hacen en la zona con menores momentos (casi cercanos al punto de inflexión).

Las superficies de las secciones de empalme tienen terminaciones planas para un buen contacto, es decir, lo que concierne a la carga axial, los empalmes no son necesarios ya que la carga se soporta a través de las áreas de contacto de las secciones empalmadas. Sin embargo, se requieren placas de empalme porque la fuerza cortante y los momentos debidos a las cargas laterales (viento o sismo) o excéntricas y aun si no existieran estas fuerzas internas.

Es obvio que existe una gran diferencia entre los empalmes a tensión y los empalmes a compresión. En los empalmes a tensión, toda la carga tiene que transferirse a través del empalme, en tanto que para los miembros a compresión, gran parte de la carga puede transferirse directamente por apoyo de una columna el resto de la carga que no se transmite por contacto. La magnitud de la carga que deben soportar las placas de empalmes es difícil de estimar. Si los extremos de las columnas no se maquinan, las placas deberán diseñarse para soportar el 100% de la carga. Cuando las superficies se maquinan y solo trabajan bajo la acción de cargas axiales, la magnitud de la carga que soportan las placas pueden estimarse entre un 25 y un 50% de la carga total. Si se trata de flexión, quizás del 50 al 75% de la carga será absorbida por el material de empalme (ref. 3). En cualquier caso, la conexión debe diseñarse para resistir la tensión, si hay, obtenida por la combinación de carga $U = 0.9 D - (1.3W \text{ o } 1.5 E)$.

En las figuras 6-28 y 6-29 se muestran ejemplos de empalmes de columnas atornillados y soldados respectivamente.

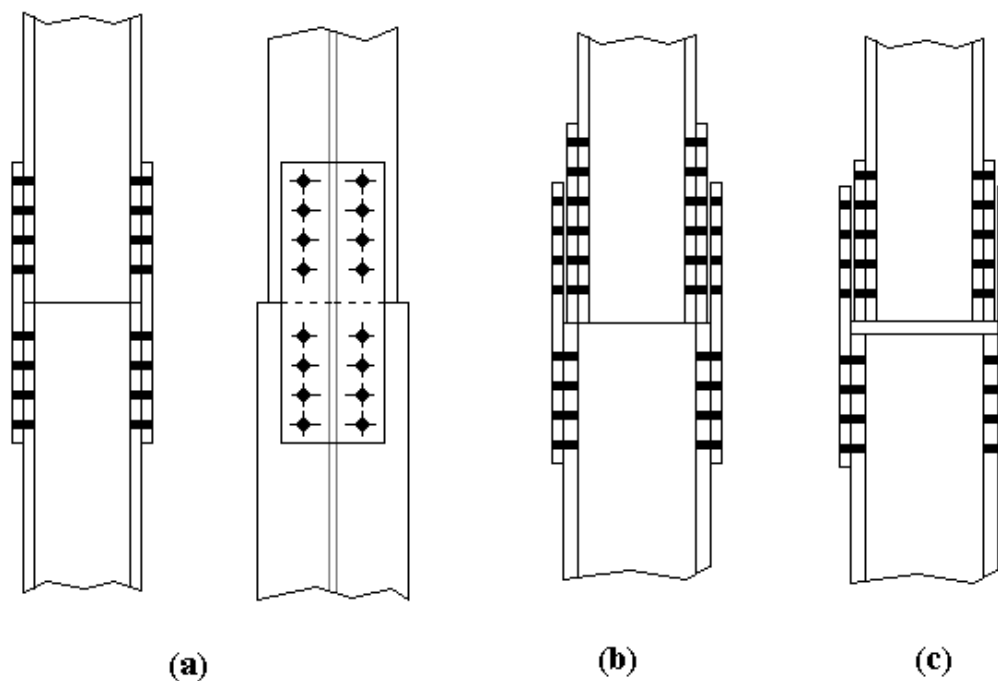


Figura 6-28. Empalmes de columnas atornillados.

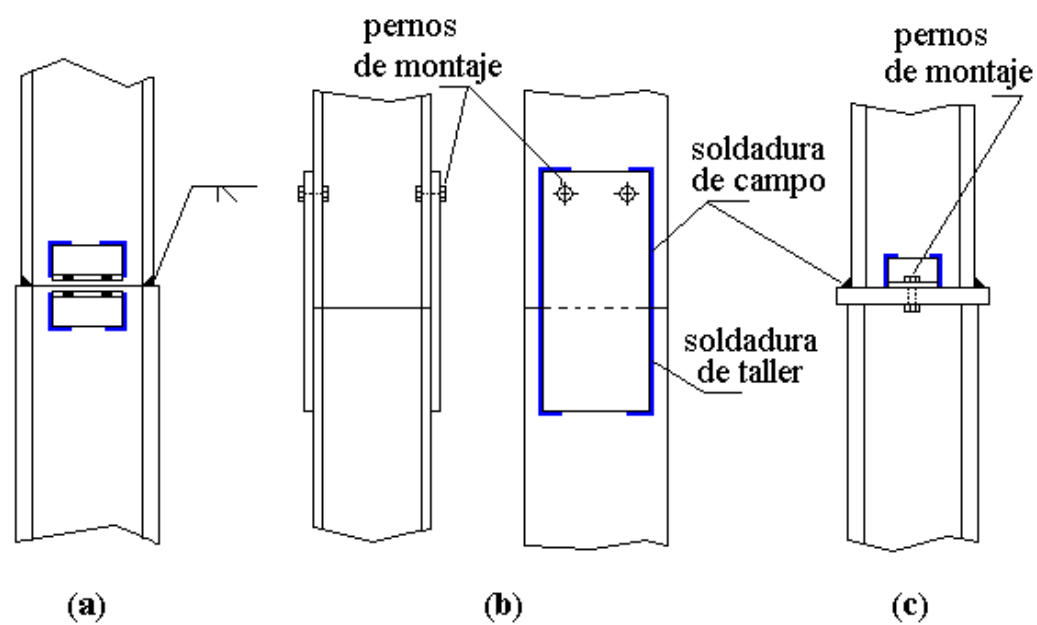
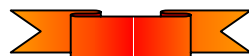


Figura 6-29. Empalmes de columna soldados.



Referencias Bibliográficas

1. American Institute of Steel Construction AISC. Manual of Steel Construction. Load & Resistance Factor Design. Volume 1. Structural Members, Specifications & Codes. Second Edition. 1994.
2. Gaylord, Edwin; Gaylord, Charles and Stallmeyer, James. Design of Steel Structures. Third Edition. McGraw Hill 1992
3. McCormac, Jack. Diseño de Estructuras de Acero. Método LRFD. Alfaomega. 1996
4. De Buen López de Heredia, Oscar. Estructuras de Acero. Limusa. 1990.
5. White, Richard; Gergely, Peter y Sexsmith, Robert. Ingeniería Estructural. Comportamiento de Miembros y Sistemas. Volumen 3. Limusa, 1980
6. American Institute of Steel Construction AISC. Seismic provisions for structural steel buildings. 1992
7. Miranda, Eduardo. Seismic design of beam-column connections. Comunicación personal. 1996



Apuntes
Diseño de Estructuras Metálicas
Victor Escalante Cervera