



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

FACULTAD DE INGENIERÍA

PROGRAMA ÚNICO DE ESPECIALIZACIONES DE
INGENIERIA

CAMPO DE CONOCIMIENTO: INGENIERÍA CIVIL
ESPECIALIZACIÓN EN ESTRUCTURAS

AYUDAS DE DISEÑO PARA ESTRUCTURAS DE ACERO
DE ACUERDO AL REGLAMENTO AISC2005

TESINA

QUE PARA OPTAR POR EL GRADO DE:
ESPECIALISTA EN ESTRUCTURAS

P R E S E N T A:

ING. RICARDO ANTONIO MÉNDEZ GONZÁLEZ



DIRECTOR DE TESINA: ING. RAÚL GRANADOS G.

MÉXICO, D.F.

DICIEMBRE 2011



Universidad Nacional
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

Biblioteca Central



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

Todo el material contenido en esta tesis esta protegido por la Ley Federal del Derecho de Autor (LFDA) de los Estados Unidos Mexicanos (México).

El uso de imágenes, fragmentos de videos, y demás material que sea objeto de protección de los derechos de autor, será exclusivamente para fines educativos e informativos y deberá citar la fuente donde la obtuvo mencionando el autor o autores. Cualquier uso distinto como el lucro, reproducción, edición o modificación, será perseguido y sancionado por el respectivo titular de los Derechos de Autor.

Agradecimientos

A Dios padre:

Por todas sus bendiciones.

A mis padres:

José Ricardo Méndez Gaona.

María de las Mercedes González Suárez.

Que hoy recogen un fruto más que sembraron gracias a su gran dedicación y amor.

A mis familiares:

Que junto a mis padres y hermanos son una de las cosas más preciadas que pueden existir, la familia.

A mis compañeros y amigos:

Por su amistad desinteresada, comprensión y apoyo.

A mi director de tesina:

Ingeniero Raúl Granados G.

Su dedicación y esfuerzo hicieron posible que pudiera realizar este trabajo, que a su vez será una puerta que me permitirá seguir adelante y llegar a la meta que me he propuesto.

Ayudas de diseño para estructuras de acero de acuerdo al Reglamento AISC 2005

Índice

Introducción.....	I
Capítulo 1: Aspectos generales del diseño.....	1
1.1 – Acero estructural.....	2
1.2 – Perfiles laminados.....	4
1.3 – Reglamentos de construcción y especificaciones de diseño.....	6
1.4 – Tipos de cargas.....	7
1.5 – Enfoques de diseño.....	7
Capítulo 2: Normatividad AISC.....	9
2.1 – Generalidades.....	10
2.2 – Diseño de elementos en tensión.....	11
2.2.1 – Área neta efectiva.....	11
2.2.2 – Tornillos alternados.....	14
2.2.3 – Bloque de cortante o bloque de corte.....	16
2.2.4 – Resistencia de diseño.....	17
2.3 – Diseño de elementos en compresión.....	20
2.3.1 – Teoría de columnas.....	20
2.3.2 – Longitud efectiva.....	23
2.3.3 – Pandeo local.....	26
2.3.4 – Otras formas de pandeo en elementos sometidos a compresión.....	26
2.3.5 – Diseño de acuerdo al AISC.....	27
2.4 – Diseño de elementos en flexión.....	29
2.4.1 – Momento de fluencia y momento plástico.....	29
2.4.2 – Formas de pandeo en elementos sometidos a flexión.....	31
2.4.3 – Diseño por cortante.....	32
2.4.4 – Deflexiones.....	34
2.4.5 – Diseño de perfiles compactos de acuerdo al AISC.....	35
2.4.6 – Diseño de perfiles no compactos de acuerdo al AISC.....	39
2.4.7 – Gráficas de diseño.....	40

2.5 – Diseño de elementos sometidos a fuerzas combinadas.....	42
2.5.1 – Flexión biaxial.....	42
2.5.2 – Fórmulas de interacción.....	43
2.5.3 – Amplificación de momentos.....	45
2.5.4 – Diseño de acuerdo al AISC.....	46
Capítulo 3: Ayudas de diseño.....	50
3.1 – Elementos en tensión.....	51
3.2 – Elementos en compresión.....	56
3.3 – Elementos en flexión.....	71
3.4 – Elementos sometidos a fuerza cortante.....	79
3.5 – Elementos sometidos a fuerzas combinadas.....	83
Capítulo 4: Desarrollo de ejemplos de aplicación.....	89
4.1 – Nomenclatura.....	90
4.2 – Elementos en tensión.....	91
4.3 – Elementos en compresión.....	117
4.4 – Elementos en flexión.....	178
4.5 – Elementos sometidos a fuerzas combinadas.....	213
Conclusiones.....	246
Bibliografía.....	247

Introducción

Este trabajo tiene como objetivo fundamental presentar una serie de ayudas de diseño de elementos de acero de acuerdo con las especificaciones del American Institute of Steel Construction (AISC 2005). Estas ayudas están tomadas del manual del propio Instituto.

Adicionalmente se presentan algunos de los problemas contenidos también en el manual, pero traducidos al Sistema Métrico Decimal.

Una vez determinadas por medio de un análisis, las acciones a que estará sometida una estructura, se requiere el diseño de cada uno de sus elementos.

El diseño generalmente radica en la selección de un perfil capaz de soportar las acciones existentes en él, cumpliendo además con los requisitos de servicio y buscando que la estructura se encuentre en un rango de economía aceptable.

Los requisitos de servicio se refieren a la forma en que la estructura deberá responder ante posibles deformaciones, vibraciones y otros conceptos de funcionamiento, ya que en ocasiones estas pueden alterar severamente su estética y condiciones de confort, provocando ideas erróneas de inseguridad en los ocupantes debido al aspecto alterado de la estructura, a pesar de que su resistencia no esté comprometida. La no satisfacción de las condiciones de servicio también puede ocasionar daños en elementos no estructurales.

El proceso de diseño se convierte en una rutina tediosa y repetitiva, cuando no se realiza con programas o con hojas de cálculo. Por otro lado, el empleo indiscriminado de los programas comerciales de uso común para el diseño, puede conducir a resultados erróneos y errores graves si no se consideran todas las variables y criterios involucrados en las fórmulas de diseño. Es decir, es muy importante emplear estos programas solamente en una fase preliminar, pero es necesario hacer una calibración manual a los resultados. Es en esta parte donde las ayudas resultan de gran importancia.

En el presente trabajo se mostrará la forma de diseñar manualmente elementos de acero de acuerdo a las especificaciones del AISC, mismos que pueden encontrarse sometidos a las siguientes condiciones.

- 1) Tensión.
- 2) Compresión.
- 3) Flexión y cortante.
- 4) Fuerzas combinadas.

El diseño de las conexiones sale del alcance de este trabajo.

Este trabajo es de carácter académico, por lo que es inevitable la presencia de algunos errores involuntarios, por lo que su uso en la práctica debe hacerse por personas que posean el criterio y experiencia que permita obtener las ventajas esperadas del mismo.

Capítulo 1

Aspectos generales del diseño

1.1 – Acero estructural

1.2 – Perfiles laminados

1.3 – Reglamentos de construcción y especificaciones de diseño

1.4 – Tipos de cargas

1.5 – Enfoques de diseño

1.1 – Acero estructural

Este es una aleación cuyos elementos principales son hierro y carbono; siendo este último el que regula el nivel de ductilidad y resistencia en el material. Otros elementos que se utilizan para mejorar las propiedades físico-químicas son el cobre, el manganeso, el níquel, el cromo, el molibdeno y el silicio.

Dependiendo de las cantidades que posea la aleación de los elementos mencionados, esta se ubicará en alguna de las categorías asignadas por la American Society of Testing Materials (ASTM), que es el organismo que regula todo lo relativo a las características del acero.

Dicha organización es la encargada de catalogar a los materiales en función de las propiedades que posean, esto mediante pruebas y normas que ahí se establecen.

Los parámetros empleados para el diseño de elementos de acero pueden apreciarse mejor partiendo de una prueba de tensión.

Si un espécimen de prueba es sometido a una carga axial (P), este experimentará una deformación unitaria como se muestra en la siguiente figura.

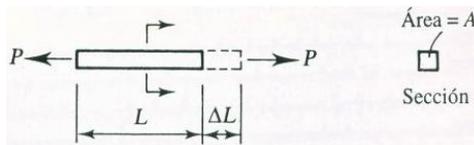


Figura 1.1: Deformación unitaria en espécimen de prueba.

Dicha deformación puede determinarse mediante la siguiente expresión:

$$\varepsilon = \frac{\Delta L}{L}$$

Donde:

ε = Deformación unitaria axial.

L = Longitud del espécimen.

ΔL = Cambio de longitud del espécimen.

Así mismo, el esfuerzo en el espécimen está dado por:

$$f = \frac{P}{A}$$

Donde:

f = Esfuerzo de tensión axial.

P = Carga axial de tensión.

A = Área de la sección transversal.

Si la magnitud de la carga axial fuese aumentando hasta llegar a la fractura y con ayuda de las ecuaciones anteriores se determinarían los valores de deformación y esfuerzo para

cada incremento de carga. Al consignar los resultados obtenidos se puede obtener una gráfica como la presentada a continuación.

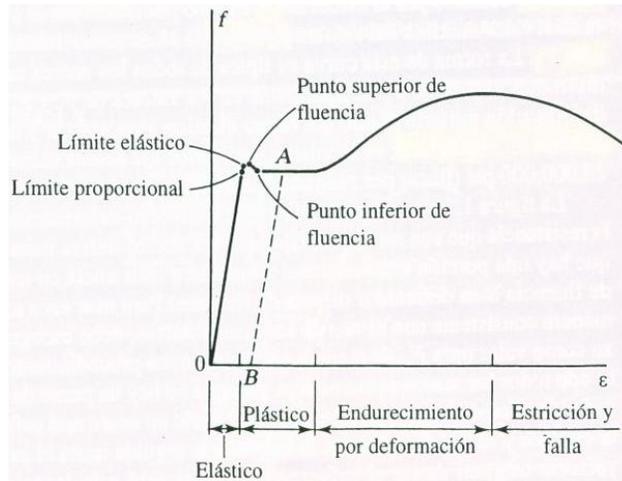


Figura 1.2: Gráfica esfuerzo-deformación unitaria del acero.

En dicha gráfica puede observarse que hasta el límite proporcional se tiene una relación lineal entre el esfuerzo y la deformación unitaria, posteriormente se llega al límite elástico, que indica el final del “rango elástico”. Después se alcanza un valor máximo llamado punto superior de fluencia, que precede a una breve nivelación observada en el punto inferior de fluencia.

A partir de este punto el esfuerzo se vuelve constante mientras que la deformación continua creciendo, siempre y cuando se mantenga la carga y a pesar de que su magnitud ya no aumente.

Dicho rango recibe el nombre de “meseta de fluencia o rango plástico”; posterior a esta región se presenta el endurecimiento por deformación, en donde una deformación adicional solo será posible si se aplica otra carga.

Por último se alcanza un “segundo máximo” para el esfuerzo por tensión axial, que es seguido de un decremento en la magnitud del mismo mientras la deformación unitaria continua aumentando, esto corresponde a la región donde se presenta una reducción de la sección transversal (estricción), que concluye con la falla del espécimen.

El rango elástico, mencionado anteriormente, es aquella región en la cual si se retirara la carga el espécimen recobraría su configuración inicial y no presentaría deformaciones permanentes.

Por el contrario, si la carga se retirara una vez que se ha alcanzado el rango plástico, el espécimen no recobraría su configuración inicial y además presentaría deformaciones permanentes.

Con el fin de simplificar lo antes mencionado, lo que se hace para el diseño es idealizar un material cuyo comportamiento es elasto-plástico, del cual se obtendría una curva esfuerzo-deformación unitaria como la mostrada en la siguiente figura.

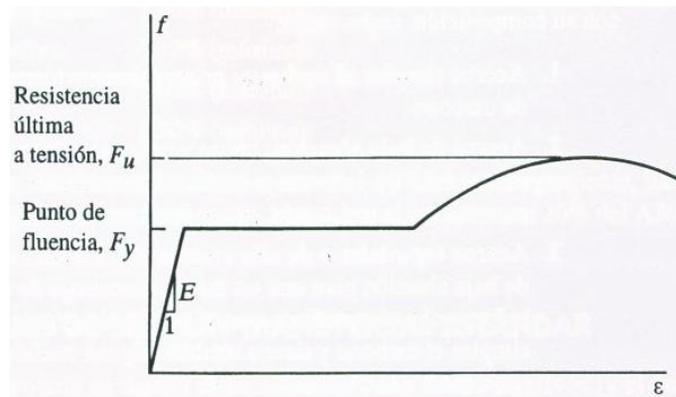


Figura 1.3: Gráfica esfuerzo-deformación unitaria de un material elasto-plástico ideal.

En ella se han unificado el límite proporcional, el límite elástico, el punto de fluencia superior y el punto de fluencia inferior, en un solo punto que recibe el nombre de “punto de fluencia”, que corresponde al esfuerzo F_y (esfuerzo de fluencia), que es uno de los parámetros principales que se usan en el diseño de elementos de acero.

Otro de los parámetros principales es la “resistencia última en tensión”, que como su nombre lo indica es el máximo esfuerzo alcanzado y que en la gráfica anterior es el esfuerzo F_u .

El último dato importante para el diseño es el “módulo de elasticidad” o “módulo de Young”, denotado por la letra E y que en el rango elástico es la relación entre el esfuerzo y la deformación unitaria.

Los valores de F_y y F_u difieren entre aceros, mientras que el valor del módulo de elasticidad es igual para todos los aceros ($2 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$).

La variación de F_y y F_u en los diversos tipos de acero se debe a que cada uno de ellos posee diferente composición química, como ya se mencionó anteriormente.

1.2 – Perfiles laminados

Al principio se mencionó que generalmente el objetivo del diseño es encontrar un perfil adecuado para soportar las fuerzas actuantes, pero además de eso se busca la economía, lo cual la mayoría de las veces se logra empleando un “perfil estándar”, es decir, uno cuyas características ya están definidas, en lugar de fabricar uno que se adapte al diseño.

El proceso mediante el cual se fabrican los perfiles recibe el nombre de “laminado en caliente”, el cual consiste en calentar el acero a una temperatura que permita su deformación por un proceso de estiramiento y desbaste que se produce en una serie de cilindros a presión llamado tren de laminación, en donde se busca evitar que el acero se

enfríe completamente. Estos cilindros van formando el perfil deseado hasta conseguir las medidas requeridas.

Entre la diversidad de perfiles existentes se encuentran el W o I, S, L, C, T, así como barras y perfiles huecos (HSS) que pueden ser de secciones cuadradas, rectangulares o circulares; estos son algunos de los perfiles más utilizados, pero existen muchos más.

En México la producción de perfiles estándar o comerciales es muy limitada, especialmente en secciones I y HSS, aunque con la facilidad que permite el Tratado de Libre Comercio algunos fabricantes han optado por la importación de los mismos.

Esto hace necesario la utilización de las llamadas “secciones compuestas”, las cuales pueden consistir únicamente en el reforzamiento de un perfil estándar o en la creación de una sección I, cuadrada o rectangular formada por placas soldadas.

Una de las principales ventajas que posee la creación de estos perfiles es que sus dimensiones y características geométricas se adaptan perfectamente a las exigencias del diseño, evitando que el perfil esté sobrado y por lo tanto el desperdicio de material.

Algunos ejemplos de este tipo de secciones se presentan en la siguiente figura.

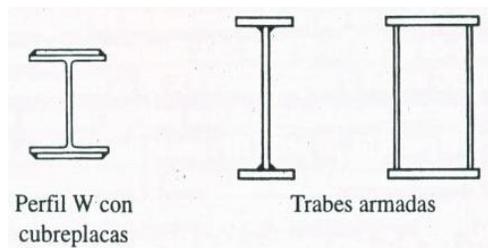


Figura 1.4: Secciones compuestas.

También se pueden combinar varios perfiles para formar secciones más eficientes.

Algunas de las más empleadas son las compuestas con ángulos, mismas que se muestran a continuación.

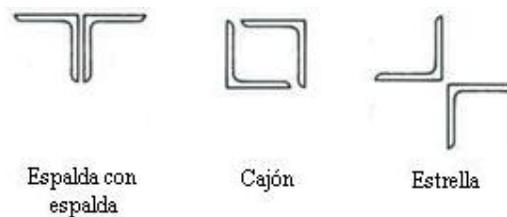


Figura 1.5: Secciones compuestas.

También existe la posibilidad de utilizar perfiles de láminas dobladas en frío, cuya aplicación se tiene principalmente en estructuras ligeras.

El problema de estas secciones es que tienen que fabricarse en un taller habilitado para esta función, ya que implica corte y fleje de placas.

La ventaja del formado en frío es que puede obtenerse casi cualquier sección deseada, tal como se muestra en la siguiente figura.

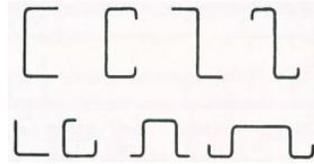


Figura 1.6: Secciones formadas en frío.

1.3 – Reglamentos de construcción y especificaciones de diseño

En Estados Unidos los reglamentos de construcción son los documentos legales que señalan los requisitos mínimos que una estructura debe satisfacer para que se considere segura.

A diferencia de los documentos conocidos como “especificaciones de diseño”, los reglamentos no describen la forma en que los elementos de una estructura deben ser diseñados, sino que únicamente contienen límites y requisitos que la estructura debe cumplir.

Además de poseer fuerza legal, los reglamentos son administrados por una determinada entidad gubernamental, como puede ser una ciudad, municipio, etcétera.

Como ya se mencionó, las especificaciones de diseño si contienen una guía para el diseño de elementos estructurales, cuyos criterios y consideraciones permiten a su vez cumplir con los requisitos impuestos por los reglamentos de construcción.

Ya que las especificaciones de diseño se emiten y revisan periódicamente, estas siempre son elaboradas a partir de las últimas investigaciones.

Contrario a los reglamentos de construcción, las especificaciones de diseño no poseen vigencia legal; pero al basarse en los límites y requisitos impuestos por los reglamentos de construcción, estas pueden ser adoptadas por los reglamentos.

Tanto los reglamentos de construcción como las especificaciones de diseño son hechos por organizaciones no lucrativas.

Entre las especificaciones de diseño más importantes para el diseño de elementos de acero, se encuentran las emitidas por el American Institute of Steel Construction (AISC), mismas que se analizarán con detalle en el presente trabajo.

En la Ciudad de México existe el Reglamento de Construcciones para el D.F., así como sus Normas Técnicas para Estructuras de Acero, y son estas las que contienen los detalles del diseño de estos elementos.

Sin embargo, el Reglamento del D.F. y sus Normas Técnicas solo tienen aplicación en la Ciudad de México, por lo que es común que en el resto del país se empleen las especificaciones del AISC.

1.4 – Tipos de cargas

Las fuerzas que actúan sobre una determinada estructura reciben el nombre de “cargas”; estas a su vez pueden clasificarse de la siguiente forma.

- Cargas muertas.

Aquellas cuya magnitud es constante y su ubicación no cambia.

Ejemplos de este tipo de cargas son el peso propio de la estructura, así como el de elementos no estructurales; como muros divisorios, plafones, etcétera.

- Cargas vivas.

Estas a diferencia de las cargas muertas pueden variar su magnitud en periodos de tiempo relativamente cortos, así como su ubicación.

Ejemplos de cargas vivas son la presión del suelo, presión hidrostática, nieve, etcétera.

También existen las llamadas “cargas móviles”, cuya característica principal es que se mueven por sí solas (vehículos o personas); y las “cargas movibles”, cuyo movimiento se debe a un agente externo (muebles o material de almacén).

Puede considerarse que una carga viva permanece estática siempre y cuando no sea retirada o su aplicación no se repita muchas veces y se haga gradualmente.

- Cargas de impacto.

Su principal característica es que se aplican repentinamente, por lo tanto su impacto es mayor que el que se tendría si la aplicación fuese de manera gradual.

Ejemplos de estas cargas son la vibración, explosiones, etcétera.

- Cargas laterales.

Son las originadas por la acción del viento o sismos.

1.5 – Enfoques de diseño

Existen tres enfoques principales para el diseño, estos son:

1) Diseño por esfuerzos permisibles (ASD).

También conocido como diseño elástico o por esfuerzos de trabajo, el esfuerzo permisible no debe ser excedido por el esfuerzo máximo actuante en el rango elástico del material.

El valor del esfuerzo permisible se obtiene dividiendo la resistencia última en tensión (F_u) o el esfuerzo de fluencia (F_y) entre un factor de seguridad; un valor común para el esfuerzo permisible es $0.60F_y$.

Por lo tanto, en condiciones de trabajo los elementos seleccionados con este enfoque soportarán esfuerzos inferiores al de fluencia.

Los esfuerzos de trabajo son generados por las cargas de trabajo (cargas aplicadas), que también se denominan cargas de servicio.

2) Diseño plástico.

Llamado así porque cuando el elemento alcanza su esfuerzo de fluencia, experimenta deformaciones tan grandes que lo obligan a trabajar en el rango plástico. Dicha fluencia formaría una “articulación plástica”, generando así un “mecanismo de colapso”.

A diferencia del enfoque elástico, en este se considera que el elemento fallará bajo cargas mucho mayores que las de trabajo.

A pesar de esa consideración, este tipo de diseño no es inseguro, ya que las cargas empleadas son afectadas por un “factor de carga”, cuya función es similar a la de un factor de seguridad, generando que las cargas reales sean inferiores a las de diseño.

3) Diseño por factores de carga y resistencia (LRFD).

Este criterio consiste en la utilización de factores de carga, cuyo objetivo es incrementar la magnitud de las cargas de servicio, por lo que dichos factores siempre son mayores a la unidad.

Así mismo, emplea factores de resistencia, los cuales disminuyen la resistencia del elemento, por lo que a diferencia de los factores de carga, los de resistencia son inferiores a la unidad.

En términos generales, la siguiente expresión define este enfoque de diseño.

$$\sum \gamma_i Q_i \leq \phi R_n$$

Donde:

γ_i = Factor de carga.

Q_i = Efecto de carga (fuerza o momento).

ϕ = Factor de resistencia.

R_n = Resistencia nominal de la componente bajo consideración.

ϕR_n = Resistencia de diseño.

Cabe señalar que los factores de carga poseen diferentes valores para cada uno de los tipos de carga previamente descritos.

Este último enfoque de diseño considera tanto la resistencia del elemento, como sus condiciones de falla.

Normatividad AISC

2.1 – Generalidades

2.2 – Diseño de elementos en tensión

- 2.2.1 – Área neta efectiva
- 2.2.2 – Tornillos alternados
- 2.2.3 – Bloque de cortante o bloque de corte
- 2.2.4 – Resistencia de diseño

2.3 – Diseño de elementos en compresión

- 2.3.1 – Teoría de columnas
- 2.3.2 – Longitud efectiva
- 2.3.3 – Pandeo local
- 2.3.4 – Otras formas de pandeo en elementos sometidos a compresión
- 2.3.5 – Diseño de acuerdo al AISC

2.4 – Diseño de elementos en flexión

- 2.4.1 – Momento de fluencia y momento plástico
- 2.4.2 – Formas de pandeo en elementos sometidos a flexión
- 2.4.3 – Diseño por cortante
- 2.4.4 – Deflexiones
- 2.4.5 – Diseño de perfiles compactos de acuerdo al AISC
- 2.4.6 – Diseño de perfiles no compactos de acuerdo al AISC
- 2.4.7 – Gráficas de diseño

2.5 – Diseño de elementos sometidos a fuerzas combinadas

- 2.5.1 – Flexión biaxial
- 2.5.2 – Fórmulas de interacción
- 2.5.3 – Amplificación de momentos
- 2.5.4 – Diseño de acuerdo al AISC

2.1 – Generalidades

Como ya se mencionó, este trabajo está enfocado a facilitar el uso del Manual of Steel Construction (Manual de Construcción en Acero), del AISC.

Dicho manual incluye, entre otras cosas, un catálogo de perfiles comerciales, ayudas para el diseño de los elementos (tablas y gráficas), así como las especificaciones AISC.

Cabe señalar que con el objetivo de facilitar el uso del manual, se incluyen en este trabajo algunas de las ayudas de diseño contenidas en el mismo.

El manual se divide en 17 partes, de las cuales las primeras 6 corresponden al diseño de elementos estructurales, mientras que el resto del manual trata el diseño de conexiones, placas e incluye otras especificaciones y códigos.

En este trabajo se utilizarán las primeras seis partes del manual, las cuales se describen a continuación.

Parte 1 – Dimensiones y propiedades.

Contiene un catálogo de perfiles laminados estándar, que presenta sus características geométricas (áreas, peraltes, espesores, centros de gravedad, etcétera), así como su disponibilidad para diversas resistencias.

Parte 2 – Consideraciones generales de diseño.

Explica los criterios del diseño por factores de carga y resistencia (LRFD), así como el basado en esfuerzos permisibles (ASD).

Parte 3 – Diseño de elementos en flexión.

Contiene los requerimientos y consideraciones para el diseño de elementos sometidos a flexión, así como sus respectivas ayudas de diseño.

Parte 4 – Diseño de elementos en compresión.

Contiene los requerimientos y consideraciones para el diseño de elementos sometidos a compresión, así como sus respectivas ayudas de diseño.

Parte 5 – Diseño de elementos en tensión.

Contiene los requerimientos y consideraciones para el diseño de elementos sometidos a tensión, así como sus respectivas ayudas de diseño.

Parte 6 – Diseño de elementos sujetos a fuerzas combinadas.

Contiene los requerimientos y consideraciones para el diseño de elementos sometidos a fuerzas combinadas, así como sus respectivas ayudas de diseño.

2.2 – Diseño de elementos en tensión

Los elementos en tensión se definen como elementos estructurales sometidos a fuerzas axiales de tensión. La sección transversal puede tener cualquier configuración ya que el único factor que determina la resistencia es el área transversal.

El esfuerzo en un elemento axialmente cargado en tensión está dado por:

$$f = \frac{P}{A}$$

Donde:

P = Magnitud de la carga.

A = Área de la sección transversal normal a la carga.

El esfuerzo tal como es dado por esta ecuación es exacto siempre que la sección transversal en consideración no sea adyacente al punto de aplicación de la carga, donde la distribución del esfuerzo no es uniforme.

Si el área de la sección transversal de un miembro en tensión varía a lo largo de su longitud, el esfuerzo será una función de la sección particular bajo consideración; la presencia de agujeros en el elemento también afecta al esfuerzo en una sección transversal a través del agujero o agujeros. En esas partes, el área de la sección transversal se reduce en una cantidad igual al área ocupada por los agujeros.

Dicha área reducida recibe el nombre de “área neta” o “sección neta” (A_e), mientras que el área no reducida se conoce como “área total” (A_g).

El diseño casi siempre consiste en seleccionar aquel elemento que posea una sección transversal que le permita soportar la carga factorizada y sin exceder la resistencia de diseño.

2.2.1 – Área neta efectiva

Uno de los factores que intervienen en el comportamiento de un elemento en tensión, y quizás el más importante es la forma en que este se encuentra conectado. Generalmente la conexión debilita al elemento y la forma para determinar qué tanto afecta una conexión a un determinado elemento es llamada “eficiencia de la junta.”

Este parámetro es función de la ductilidad que posea el material, el espaciamiento entre conectores, la concentración de esfuerzos en los agujeros, del procedimiento de fabricación y de un fenómeno denominado “retraso del cortante”, siendo este último el más importante.

Dicho fenómeno se presenta cuando no se encuentran conectados algunos elementos de la sección transversal, generando una sobrecarga en los elementos conectados y que los elementos desconectados no trabajen en su totalidad.

Una forma de considerar al retraso de cortante es mediante la llamada “área neta efectiva” o “área neta reducida”; además ya que este fenómeno no distingue entre

conexiones, el concepto de área neta efectiva es aplicable para ambos tipos de conexiones, es decir para aquellas hechas con tornillos o soldadura.

En el caso de conexiones atornilladas la expresión que permite determinar el área neta efectiva es:

$$A_e = U \cdot A_n$$

Mientras que en conexiones soldadas la expresión es:

$$A_e = U \cdot A_g$$

Siendo el factor de reducción U igual a:

$$U = 1 - \frac{\bar{x}}{L} \leq 0.9$$

Donde:

A_n = Área neta.

A_g = Área total.

\bar{x} = Distancia del centroide del área conectada al plano de la conexión.

L = Longitud de la conexión en la dirección de la carga.

Si un elemento tuviera dos planos de conexión localizados simétricamente, \bar{x} se mediría desde el centroide de la mitad del área más cercana; la siguiente figura muestra la correcta determinación de \bar{x} para diversos elementos.

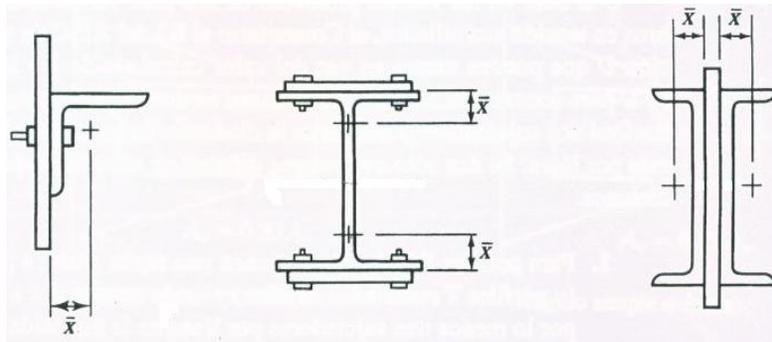


Figura 2.1: Determinación de \bar{x} .

Así mismo, la longitud de la conexión (L) para el caso de conexiones atornilladas es la distancia centro a centro comprendida entre los tornillos extremos, como se aprecia en la figura mostrada a continuación.

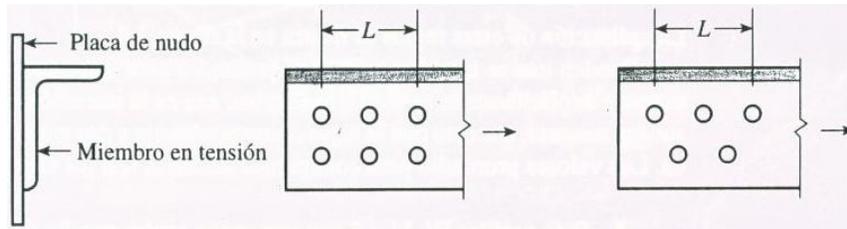


Figura 2.2: Longitud “L” en conexiones atornilladas.

Mientras que en conexiones soldadas, esta longitud se mide desde un extremo de la conexión al otro y en caso de tenerse segmentos de diferente longitud en la dirección de la carga, “L” será el segmento con mayor longitud.

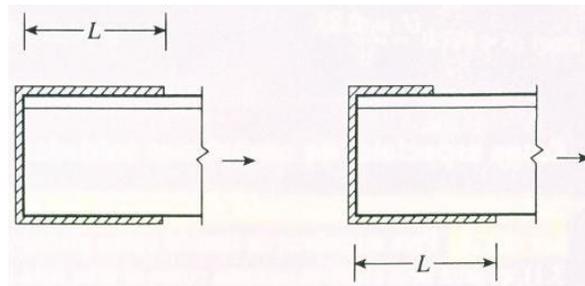


Figura 2.3: Longitud “L” en conexiones soldadas.

La tabla D3.1 del AISC ofrece valores directos para el factor de reducción “U”, que pueden emplearse en lugar de la expresión previamente mostrada. Estos valores promedio para conexiones atornilladas dependen de dos casos en los que puede encontrarse la conexión; ya sea que se tengan dos o tres sujetadores por línea y en la dirección de la carga o que esta cuente con cuatro o más sujetadores por línea.

En cuanto a las conexiones soldadas, la tabla mencionada también incluye valores promedio para estas.

Cabe mencionar que A_e será menor que A_n cuando algunos elementos de la sección transversal no estén conectados.

En el caso de placas y barras simples sometidas a tensión, el área neta efectiva es igual al área neta total calculada, pero existe una excepción a esa regla, ya que en placas o barras conectadas mediante soldaduras longitudinales en sus extremos, el área neta efectiva resulta igual a:

$$A_e = U \cdot A_g$$

Esta condición se muestra en la siguiente figura.

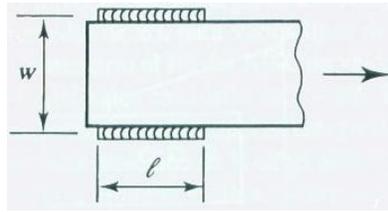


Figura 2.4: Soldadura longitudinal.

Donde:

$U = 1.0$; para $l \geq 2w$.

$U = 0.87$; para $1.5w \leq l < 2w$.

$U = 0.75$; para $w \leq l < 1.5w$.

l = Longitud del par de soldaduras $\geq w$.

w = Distancia entre las soldaduras.

2.2.2 – Tornillos alternados

En ocasiones puede presentarse que debido a cuestiones de espacio se requiera más de una línea de sujetadores, o que por la geometría de la conexión estos deban colocarse alternados; esto se muestra a continuación.

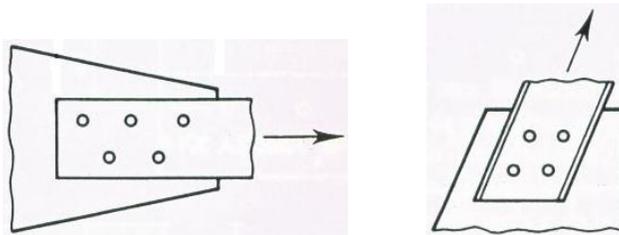


Figura 2.5: Tornillos alternados y en dos líneas.

Si los sujetadores se encuentran en una sola línea, la sección transversal considerada pasará por menos agujeros que los que pasaría en caso de que el arreglo fuese alternado.

Pero si la alternación entre sujetadores fuera muy pequeña, la influencia de un agujero excéntrico podría ser sentida por una sección transversal cercana, generando la posibilidad de que ocurra una fractura a lo largo de una determinada trayectoria inclinada, como la presentada en la siguiente figura (abcd).

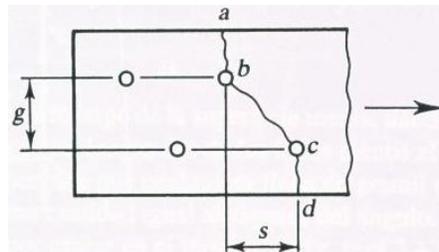


Figura 2.6: Trayectoria de falla.

Si dicha fractura se presentara, automáticamente la relación $f = P/A$ ya no es aplicable y los esfuerzos actuantes en el segmento bc ahora son una combinación de esfuerzos cortantes y de tensión.

Existen diversos métodos aproximados para considerar la influencia de un arreglo alternado. En el caso de las especificaciones AISC, estas calculan un área neta que es igual al producto del espesor de la placa y un ancho neto.

Para determinar esta área neta primero es necesario decidir cuál trayectoria de falla se analizará, puede proponerse más de una en caso de que no se esté seguro de cuál será la crítica, después el ancho neto se determina restando del ancho total la suma de los diámetros de los agujeros existentes en la trayectoria seleccionada, sumando además para cada línea inclinada de la trayectoria la siguiente cantidad:

$$\frac{s^2}{4g}$$

Donde:

s = Separación de dos agujeros adyacentes en la dirección paralela a la carga (paso).

g = Separación transversal (gramil).

Por lo que la expresión completa sería:

$$w_n = w_g - \sum d + \sum \frac{s^2}{4g}$$

En caso de haber analizado más de una trayectoria de falla, el ancho neto será igual al menor de los obtenidos para cada trayectoria.

Para el caso de que se tuvieran arreglos alternados de sujetadores en ambos lados de un ángulo, el procedimiento para determinar su área neta consiste en “desdoblar” al ángulo, obteniendo así una “placa equivalente”, misma que se analizará como cualquier otra.

La forma de realizar el desdoblamiento es partiendo de la superficie media, dando como resultado un ancho total igual a la sumatoria de las longitudes de ambos lados menos el espesor del ángulo, tal como se muestra en la siguiente figura.

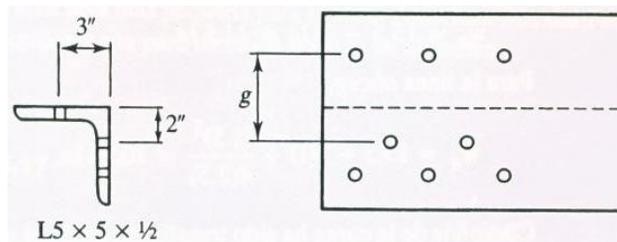


Figura 2.7: Desdoble de un ángulo.

Para considerar correctamente los agujeros de tornillos en el área que se sustraerá del área total, es importante conocer el proceso mediante el cual dichos agujeros se

generaron, ya que lo que se hace generalmente es punzonar o taladrar agujeros estándar cuyo diámetro es 1/16 in mayor al diámetro de los tornillos.

Pero con el fin de considerar además posibles rugosidades alrededor de los bordes del agujero, la sección D3 del AISC indica que debe considerarse 1/16 in adicional al diámetro real del agujero.

Entonces el diámetro efectivo empleado en los diseños debe ser 1/8 in mayor que el diámetro del sujetador.

2.2.3 – Bloque de cortante o bloque de corte

Este fenómeno puede presentarse en algunas configuraciones de conexiones y consiste en el desprendimiento o desgarre de un segmento o “bloque” del material que conforme al extremo del elemento. Esto puede apreciarse en la siguiente figura.

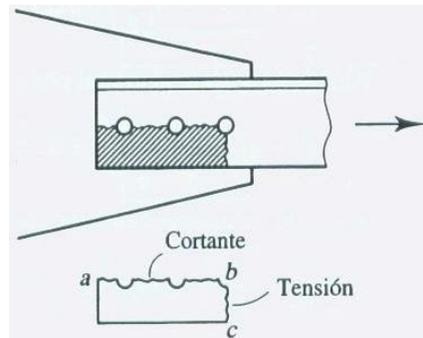


Figura 2.8: Bloque de cortante.

En ella se observa como el bloque sombreado de la conexión de un ángulo simple sometido a tensión fallaría a causa del cortante en la sección longitudinal ab, mientras que la tensión actúa en la sección transversal bc.

El procedimiento de análisis parte de la suposición de que una de las dos superficies de falla se fractura mientras que la otra fluye; es decir, que la fractura sobre la superficie de tensión es seguida por la fluencia de la superficie en cortante o viceversa.

Así, ya que las dos superficies contribuyen en la resistencia total, la sumatoria de las resistencias de ambas superficies será igual a la resistencia por bloque de cortante.

La resistencia nominal en tensión por fractura y por fluencia son respectivamente:

$$F_u \cdot A_{nt} \quad \text{y} \quad F_y \cdot A_{gt}$$

Donde:

A_{nt} = Área neta a lo largo de la superficie de tensión.

A_{gt} = Área total a lo largo de la superficie de tensión.

Considerando como el 60% de los valores para tensión al esfuerzo cortante de fluencia y al esfuerzo último, la resistencia nominal por fractura cortante y por fluencia cortante son respectivamente:

$$0.6 \cdot F_u \cdot A_{nv} \quad \text{y} \quad 0.6 \cdot F_y \cdot A_{gv}$$

Donde:

A_{nv} = Área neta a lo largo de la superficie de cortante.

A_{gv} = Área total a lo largo de la superficie de cortante.

Se pueden presentar dos modos de falla; la resistencia de diseño para fluencia cortante y fractura en tensión es:

$$\phi R_n = \phi [0.6 \cdot F_y \cdot A_{gv} + F_u \cdot A_{nt}]$$

Mientras que la resistencia de diseño para fractura cortante y fluencia en tensión es:

$$\phi R_n = \phi [0.6 \cdot F_u \cdot A_{nv} + F_y \cdot A_{gt}]$$

Siendo $\phi = 0.75$ para los dos casos y la ecuación gobernante aquella con el mayor valor para fractura.

2.2.4 – Resistencia de diseño

Puede presentarse la falla de un elemento sometido a tensión cuando este alcanza uno de los dos estados límite siguientes:

- 1) Estado límite de deformación excesiva.
- 2) Estado límite de fractura.

La deformación excesiva se origina cuando el material comienza a fluir (F_y), mientras que la fractura se presenta cuando se ha excedido la resistencia del material (F_u).

Por lo tanto, para prevenir la presencia de cualquiera de estas dos situaciones, el esfuerzo actuante (P/A) deberá ser menor que un determinado esfuerzo límite (F); entonces:

$$\frac{P}{A} < F$$

Y despejando la carga “P” de la ecuación anterior se encuentra que dicha carga deberá tener una magnitud menor que FA para no exceder a los estados límite previamente mencionados.

$$P < FA$$

Donde:

P = Carga factorizada aplicada.

FA = Resistencia del elemento.

Así, la resistencia nominal por fluencia es:

$$P_n = F_y \cdot A_g$$

Mientras que la resistencia nominal por fractura es:

$$P_n = F_u \cdot A_e$$

El factor de resistencia ($\phi = \phi_t$) es menor para la falla por fractura, debido a que dicha falla es frágil, por lo que ha dicha falla se le castiga más.

Para fluencia $\phi = 0.90$.

Para fractura $\phi = 0.75$.

Por lo tanto en términos generales, para el caso de elementos en tensión se tendría la siguiente ecuación de diseño para los dos estados límite mencionados.

$$P_u \leq \phi_t P_n$$

Donde:

P_n = Combinación gobernante de cargas factorizadas.

Entonces las ecuaciones correspondientes a los dos estados límite resultan:

$$P_u \leq 0.90 \cdot F_y \cdot A_g \quad \text{y} \quad P_u \leq 0.75 \cdot F_u \cdot A_e$$

Siendo la resistencia de diseño para el elemento el menor de los valores generado por estas ecuaciones.

Otro aspecto que debe tomarse en cuenta para el diseño, y sobre todo en aquellos elementos sometidos a compresión es la esbeltez; se dice que un elemento es esbelto si posee una sección transversal pequeña comparada con su longitud.

Aunque una medida más exacta de este parámetro se puede llevar a cabo empleando la llamada “relación de esbeltez”, cuya expresión es la siguiente:

$$\frac{L}{r}$$

Donde:

L = Longitud del elemento.

r = Radio de giro mínimo del área de la sección transversal.

Siendo el eje principal menor aquel que generará dicho radio de giro mínimo.

Como ya se mencionó, en elementos sometidos a cargas de compresión es de vital importancia la esbeltez del elemento, mientras que en los elementos sometidos a cargas de tensión no tiene mayor importancia; sin embargo es recomendable limitar también la esbeltez de dicho tipo de elementos.

Ya que si se tuviera un elemento en tensión demasiado esbelto y en el cual la carga de tensión fuese reemplazada por pequeñas cargas transversales, podría darse la posibilidad de que se presentaran vibraciones o deflexiones que no se consideraron en el diseño.

Debido a esto la sección D4 del AISC recomienda una relación de esbeltez máxima de 300, siendo este valor únicamente una sugerencia para el diseño, misma que podría excederse siempre y cuando esto se justifique.

2.3 – Diseño de elementos en compresión

Los elementos en compresión se definen como elementos estructurales sometidos a fuerzas axiales de compresión.

De modo que el esfuerzo puede calcularse como se mostró en el tema anterior; empleando la siguiente expresión:

$$f = \frac{P}{A}$$

Ya que como se dijo anteriormente las cargas aplicadas actúan a lo largo de un eje longitudinal, mismo que pasa por el centroide de la sección transversal de dichos elementos; considerándose al esfuerzo uniforme en toda la sección transversal.

Pero debido a la existencia de excentricidades, aunque sean mínimas, se presentará flexión, la cual puede despreciarse siempre y cuando no se tenga un “momento flexionante calculable” y que las consideraciones hechas para la condición de carga teórica posean una buena aproximación a las condiciones reales en los elementos.

2.3.1 – Teoría de columnas

Suponga que se tiene un elemento esbelto y largo, sometido a compresión; si la magnitud de la carga axial (P) fuese aumentando lentamente, esto generaría que dicho elemento tomara la configuración apreciada con línea punteada mostrada en la siguiente figura, misma que se debe a inestabilidad.



Figura 2.9: Pandeo en un elemento sometido a compresión.

La configuración mostrada se conoce como “pandeo”, mientras que la carga que ocasiona este fenómeno en el elemento recibe el nombre de “carga crítica de pandeo”.

En elementos robustos esta carga deberá ser mayor para generar el pandeo y en caso de tener elementos muy robustos estos fallarán por aplastamiento en lugar de fallar por pandeo.

La expresión para determinar la carga crítica de pandeo es la siguiente:

$$P_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{L^2}$$

Donde:

E = Módulo de elasticidad del material.

I = Momento de inercia del área transversal con respecto al eje principal menor.

L = Longitud del elemento entre puntos de soporte.

Pero el elemento debe ser elástico y sus extremos poder girar libremente además de no tener la capacidad de desplazarse lateralmente para que la ecuación anterior sea válida.

Las articulaciones o pasadores son aquellos que pueden satisfacer las condiciones mencionadas para los apoyos, como se aprecia en la figura siguiente.



Figura 2.10: Extremos articulados.

Fue el matemático suizo Leonhard Euler quien formuló esa ecuación, la cual publicó en 1759; de ahí que la carga crítica también se conozca como “carga de Euler” o “carga de pandeo de Euler”.

La ecuación anterior posee otra forma, la cual es:

$$P_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{L^2} = \frac{\pi^2 EAr^2}{L^2} = \frac{\pi^2 EA}{(L/r)^2}$$

Donde:

A = Área de la sección transversal.

r = Radio de giro con respecto al eje de pandeo.

El esfuerzo crítico de pandeo (F_{cr}) puede obtenerse si se divide a la carga crítica entre el área de la sección transversal, de manera que:

$$F_{cr} = \frac{P_{cr}}{A} = \frac{\pi^2 E}{(L/r)^2}$$

Este es el esfuerzo crítico de Euler respecto al eje que posea la mayor relación de esbeltez.

A pesar de su eficacia en elementos esbeltos sometidos a compresión, la ecuación de Euler genera resultados poco confiables en aquellos elementos robustos o poco esbeltos y esto se debe a que una relación de esbeltez pequeña ocasiona un esfuerzo de pandeo de gran magnitud.

No es correcto usar el módulo de elasticidad (E) si la relación entre el esfuerzo y la deformación unitaria no es lineal, lo cual ocurre cuando el esfuerzo que genera el pandeo es mayor que el límite proporcional del material (F_{pl}).

Este problema fue resuelto por Friedrich Engesser, quien propuso que se sustituyera el módulo de elasticidad en la ecuación para determinar la carga de Euler por un “módulo tangente variable” (E_t).

Para determinarlo se parte de una curva esfuerzo-deformación unitaria como la que se presenta en la siguiente figura, correspondiente a un elemento de longitud corta y sometido a compresión.

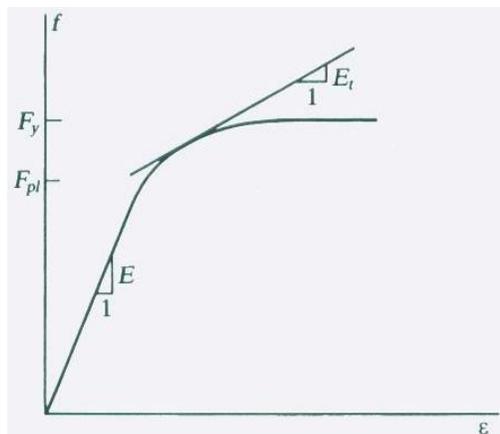


Figura 2.11: Curva esfuerzo-deformación unitaria.

En ella se aprecia que el módulo de elasticidad deja de ser constante cuando el esfuerzo es mayor que el límite proporcional del material. La pendiente de la tangente a la curva esfuerzo-deformación unitaria para esfuerzos comprendidos entre F_{pl} y F_y será el módulo tangente.

Por lo tanto, la ecuación que permite determinar la carga de Euler, para las condiciones mencionadas puede escribirse como:

$$P_{cr} = \frac{\pi^2 E_t I}{L^2}$$

Donde:

E_t = Módulo tangente.

Se puede ver que el módulo de elasticidad es mayor al módulo tangente, generando que se tenga esta misma tenencia en las cargas críticas correspondientes aun cuando se tenga la misma relación de esbeltez, además, al ser el valor del módulo tangente bastante variable esto dificulta la determinación de la carga de Euler en el rango inelástico.

En la curva esfuerzo-deformación unitaria empleada para ilustrar la determinación del módulo tangente, también puede apreciarse una región no lineal, la cual se debe a los llamados “esfuerzos residuales”, mismos que son originados principalmente por el proceso de enfriamiento, aunque también los ocasionan el doblado en frío o la soldadura; pero generalmente es el enfriamiento disperejo el que los genera.

2.3.2 – Longitud efectiva

Las ecuaciones presentadas para determinar la carga de Euler tienen como base las siguientes consideraciones:

- 1) No hay desviaciones o imperfecciones, por lo que la columna es perfectamente recta.
- 2) No hay excentricidad (carga axial).
- 3) Los extremos de la columna se encuentran articulados.

En sentido estricto, las primeras dos consideraciones indican que no se tiene momento flexionante alguno en el elemento, pero como se explicó anteriormente este es inevitable y a su vez se puede despreciar gracias a que las suposiciones para el diseño lo permiten.

Pero la última suposición resulta ser una limitante importante, lo cual ocasiona la necesidad de emplear una consideración adicional cuando se tienen otras condiciones de soporte.

Una forma de hacerlo es empleando la denominada “longitud efectiva”, con lo que las expresiones presentadas anteriormente tomarían la siguiente forma:

$$P_{cr} = \frac{\pi^2 EA}{(KL/r)^2} \quad \text{y} \quad P_{cr} = \frac{\pi^2 E_t A}{(KL/r)^2}$$

Donde:

K = Factor de longitud efectiva.

KL = Longitud efectiva.

Los diversos valores que puede adoptar el factor de longitud efectiva para diferentes condiciones de soporte se encuentran en la tabla C-C2.2 del AISC, en la sección de Comentarios para las Especificaciones.

En dicha tabla se presentan dos valores del factor para cada condición, esto se debe a que uno es el valor teórico y el otro un valor recomendado para diseño, el cual deberá emplearse cuando se tengan las condiciones de soporte ideales, de lo contrario lo recomendable será usar aquellos valores más conservadores.

Con esto todos los elementos sometidos a compresión son tratados como si tuvieran sus extremos articulados sin importar cuales sean las condiciones de soporte reales, quedando el valor de la carga crítica en función de la esbeltez en el elemento.

Puede presentarse además que se tengan diferentes sistemas de soporte en cada uno de los ejes principales, provocando que en cada eje se tenga un valor diferente para la longitud efectiva.

Suponga que se tiene una columna arriostrada en dos direcciones perpendiculares en la parte superior mediante elementos horizontales, como la mostrada en la siguiente figura.

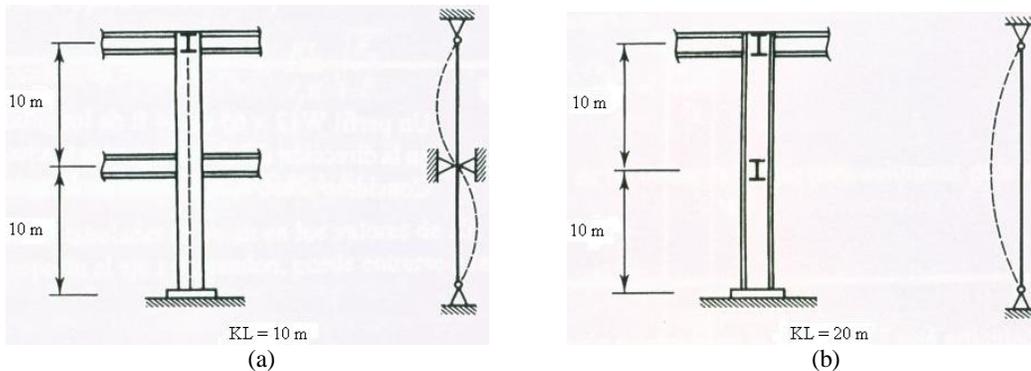


Figura 2.12: Pandeo respecto al eje menor (a) y al eje mayor (b).

En ella se aprecian las condiciones reales a que está sometida la columna y las consideradas para el diseño, en donde si el pandeo fuese a ocurrir respecto al eje menor, la longitud efectiva sería de 10 m, mientras que si el pandeo correspondiera al eje mayor el valor de dicha longitud resultaría de 20 m.

Lo cual se debe a la diferencia de los valores de longitud efectiva para cada condición de soporte y como ya se había mencionado, a que estas difieren para cada eje.

Cabe señalar que las columnas generalmente se pandean respecto a aquel eje que posea la mayor relación de esbeltez, por lo que para fines de diseño es recomendable revisar dichas relaciones para emplear la mayor en los cálculos posteriores.

Pero en caso de que las condiciones reales no pudieran asemejarse a alguno de los casos presentados en la tabla C-C2.2 o no se tuviera la certeza de que la condición teórica posee la suficiente aproximación a la condición real, existe otra manera de determinar el grado de restricción en elementos conectados.

De acuerdo a la rigidez rotacional que posean los diversos elementos (vigas o trabes) que interceptan un nudo dado, se tendrá una determinada rigidez rotacional en el extremo de la columna, misma que depende de la siguiente relación:

$$\frac{EI}{L}$$

Donde:

I = Momento de inercia de la sección transversal con respecto al eje de flexión.

El factor de longitud efectiva está en función de la relación entre la rigidez de la columna y la de la viga en cada extremo del elemento, por lo que:

$$G = \frac{\sum E_c I_c / L_c}{\sum E_g I_g / L_g}$$

Donde:

$\sum E_c I_c / L_c$ = Sumatoria de las rigideces de todas las columnas en el extremo de la columna considerada.

$\sum E_g I_g / L_g$ = Sumatoria de las rigideces de todas las vigas en el extremo de la columna considerada.

$E_c = E_g = E$ = Módulo de elasticidad del acero estructural.

Con ayuda de los nomogramas de Jackson-Mooreland, de los cuales se presenta uno en la figura siguiente y que también se encuentra en los comentarios del AISC es posible utilizar los valores obtenidos para G en la determinación de K.

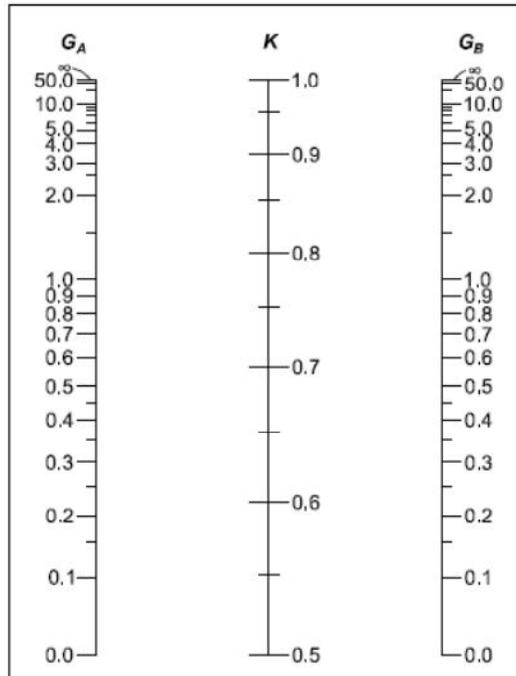


Figura 2.13: Nomogramas de Jackson-Mooreland.

Una vez calculado G para cada extremo de la columna (G_A y G_B) dichos valores se emplean para entrar en las escalas extremas de los nomogramas, luego se unen esos valores con una línea recta y de la escala central se obtiene el valor para el factor K, que corresponderá al eje de flexión.

Este procedimiento debe repetirse para determinar el factor de longitud efectiva para el otro eje.

2.3.3 – Pandeo local

Este fenómeno como su nombre lo indica es un arrugamiento o pandeo localizado en una parte aislada del elemento, usualmente se presenta en secciones delgadas, como los patines o almas de los perfiles I y H.

Al presentarse dicho fenómeno el elemento ha fallado ya que la sección transversal ya no trabaja como debería y sería necesario disminuir la resistencia por compresión calculada en el diseño.

La relación ancho-espesor (denotada por la letra λ) en cada elemento de la sección transversal es la que permite determinar si se presentará o no este fenómeno; deben considerarse dos tipos de elementos, los cuales son:

Elementos atiesados:

Soportados a lo largo de ambos bordes.

Elementos no atiesados:

Sin soporte a lo largo de un borde paralelo a la dirección de la carga.

De acuerdo a la sección B4 del AISC, las secciones transversales se clasifican en compactas, no compactas y esbeltas, dependiendo del valor que se tenga para la relación ancho-espesor, esta sección también incluye valores límite para dicha relación.

Por ejemplo, en caso de que la relación ancho-espesor supere el límite especificado (λ_r), la sección será esbelta y por lo tanto en ella existirá la posibilidad de que se presente el pandeo local, lo cual obligaría a proponer un perfil distinto para el diseño o en caso de que no se pueda cambiar habría que reducir su resistencia ante compresión.

2.3.4 – Otras formas de pandeo en elementos sometidos a compresión

Cuando no se presente el pandeo local en un elemento sometido a compresión, existe la posibilidad de que este sufra otros modos de pandeo debido a la inestabilidad conjunta de los elementos que lo conforman; estas formas de pandeo son:

- Pandeo por flexión.

Esta falla se presenta en forma de una deflexión respecto al eje que posea la mayor relación de esbeltez, que como ya se mencionó suele ser aquel eje donde se tiene el menor radio de giro o el eje principal menor. Puede presentarse en cualquier sección transversal.

- Pandeo torsional.

La torsión alrededor del eje longitudinal del elemento genera esta falla, de la cual están exentos los perfiles estándar laminados en caliente pero no aquellos elementos con miembros muy esbeltas y secciones transversales con doble simetría.

- Pandeo flexo-torsional.

En este tipo de falla el elemento simultáneamente se flexiona y tuerce, ya que es la combinación de la flexión y la torsión lo que provoca dicha falla. Puede presentarse en secciones transversales asimétricas, sin importar si estas tienen uno o ningún eje de simetría.

Los tres tipos de pandeo mencionados se presentan en la siguiente figura.

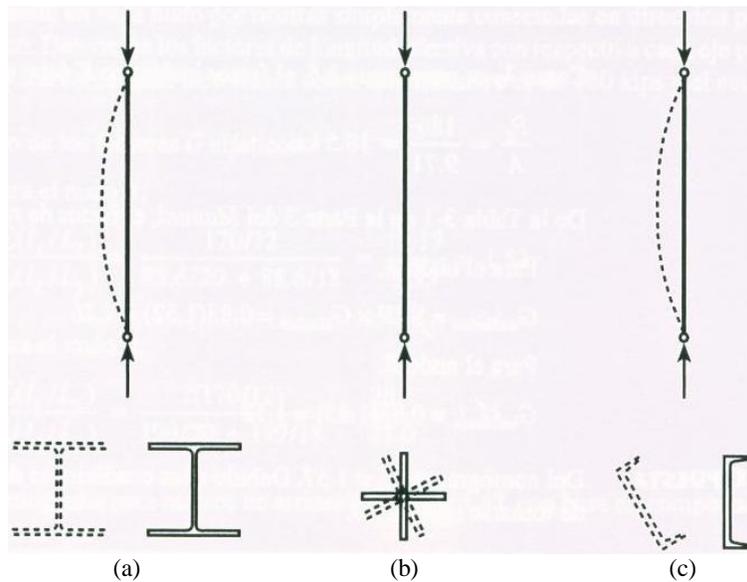


Figura 2.14: Pandeo por flexión (a), por torsión (b) y por flexo-torsión (c).

2.3.5 – Diseño de acuerdo al AISC

En el capítulo E de las Especificaciones AISC se encuentran todas las consideraciones y requisitos para el diseño de elementos en compresión, de las cuales siempre debe cumplirse que:

$$P_u \leq \phi_c P_n$$

Donde:

P_u = Suma de las cargas factorizadas.

$P_n = F_{cr} A_g$ = Resistencia nominal ante compresión.

F_{cr} = Esfuerzo crítico de pandeo.

ϕ_c = Factor de resistencia para elementos en compresión (0.9).

El esfuerzo crítico de pandeo (F_{cr}) se determina de la siguiente forma:

Si $\frac{KL}{r} \leq 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$ ó $F_e \geq 0.44F_y$:

$$F_{cr} = \left[0.658^{\frac{F_y}{F_e}} \right] F_y$$

Si $\frac{KL}{r} > 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$ ó $F_e < 0.44F_y$:

$$F_{cr} = 0.877F_e$$

En este mismo capítulo se presenta un valor que no debe ser excedido en lo que se refiere a la relación de esbeltez ($KL/r \leq 200$), siendo dicho valor solamente una recomendación para el diseño, misma que de seguirse evitaría columnas demasiado esbeltas, cuya resistencia sería poca ante compresión y que además resultarían antieconómicas.

Los perfiles tubulares cuadrados y las formas circulares huecas son secciones eficientes para el caso de elementos en compresión, ya que en los primeros se tiene la misma resistencia en ambos ejes, mientras que en los perfiles circulares es la misma en cualquier dirección.

El AISC también contiene diversas tablas que ayudan en el diseño no solo de elementos en compresión, sino también para los casos de tensión, flexión y fuerzas combinadas; estas se presentan en el capítulo 3, correspondiente precisamente a estas tablas de ayuda.

2.4 – Diseño de elementos en flexión

Los elementos en flexión se definen como aquellos en donde las configuraciones de carga ocasionan en ellos flexión.

Puede presentarse también que además de la flexión exista carga axial de magnitud considerable, con lo que el elemento se encontraría sometido a una “combinación de fuerzas”, cuyas disposiciones se mostrarán en la sección 2.5. Sin embargo, en la mayoría de los casos la carga axial existente es despreciable, provocando que los elementos solo se encuentren sometidos a flexión.

La flexión se origina generalmente por cargas verticales o transversales.

2.4.1 – Momento de fluencia y momento plástico

De la mecánica de materiales, es posible determinar el esfuerzo en cualquier punto de un elemento mediante la fórmula de la flexión, la cual es.

$$f = \frac{M}{S_x}$$

Donde:

M = Momento flexionante en la sección transversal.

S_x = Módulo de sección elástico de la sección transversal.

Ecuación que es válida siempre y cuando la condición de carga a la que se encuentra sometida el elemento le permita mantenerse dentro de su rango elástico lineal, que en elementos de acero esto significa que nunca se excederá F_y .

Por lo que igualando la fórmula de la flexión con F_y y despejando el término M, se obtiene el límite para el momento flexionante, resultando.

$$M_y = F_y S_x$$

Donde:

M_y = Momento flexionante que provoca la fluencia en el elemento.

Suponga que se tiene una viga simplemente apoyada de perfil I, en donde una carga concentrada ubicada en el centro del claro actúa. Si la magnitud de dicha carga fuese aumentando también lo harían los esfuerzos que la carga ocasiona.

Si este incremento continuara hasta alcanzar el valor de F_y correspondiente, se iniciaría la fluencia en el elemento, misma que iniciaría en las fibras extremas del perfil para después avanzar hasta el eje neutro, generando que la distribución de esfuerzos ya no sea lineal debido a que se ha excedido el rango elástico.

De la misma forma, el fenómeno de la fluencia se propagará a lo largo de toda la longitud de la viga partiendo del centro del claro, que fue donde dicho fenómeno inició, debido a que el momento M_y se iría alcanzando en el resto de la longitud.

Las etapas descritas pueden observarse en la siguiente figura, donde el fenómeno de fluencia se indica mediante las regiones sombreadas.

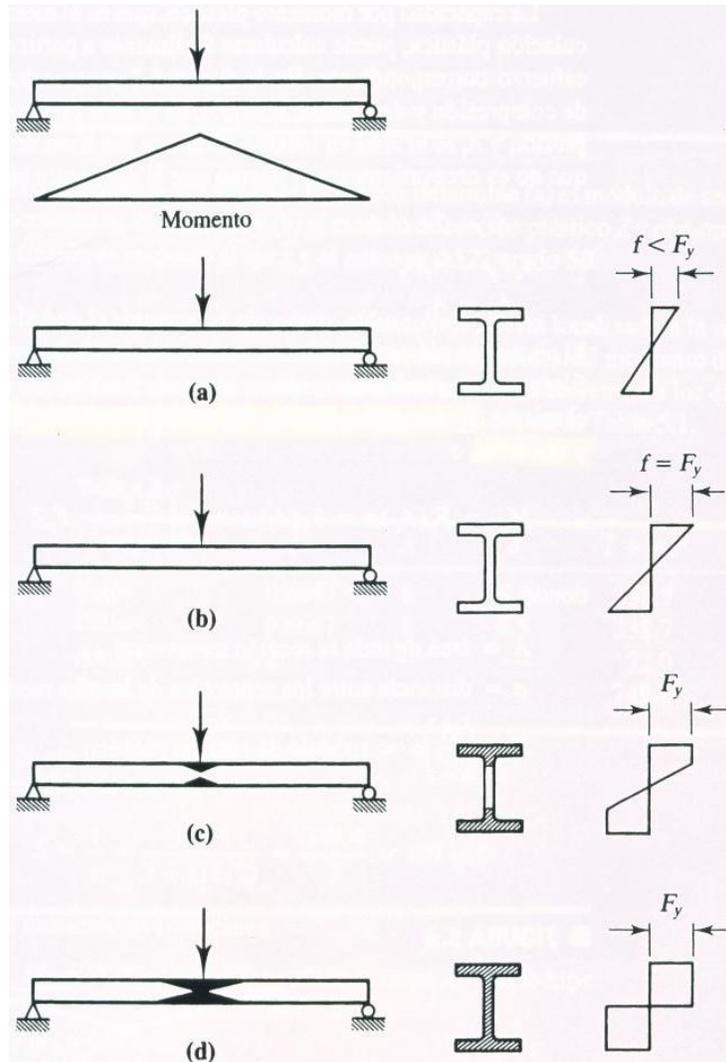


Figura 2.15: Evolución del fenómeno de fluencia en un perfil I.

Al alcanzarse la última etapa, el colapso lo generará cualquier incremento en la carga ya que todas las fibras de la sección transversal han alcanzado la fluencia, formando en el centro del claro una “articulación plástica”, que se muestra en la siguiente figura.



Figura 2.16: Articulación plástica.

Esa articulación plástica en conjunción con los extremos articulados en la viga a su vez generaría un mecanismo inestable.

El momento requerido para que se forme una articulación plástica es la capacidad que posee un elemento por momento plástico (M_p).

Dicho momento puede determinarse mediante el análisis de la distribución de esfuerzos, como se muestra en la siguiente figura.

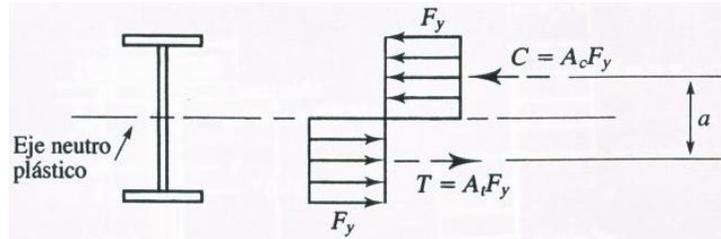


Figura 2.17: Distribución de esfuerzos en un perfil I.

Ubicadas arriba y abajo del eje neutro plástico se encuentran A_c y A_t .

Donde:

A_c = Área de la sección transversal sometida a compresión.

A_t = Área de la sección transversal sometida a tensión.

Del equilibrio de fuerzas se tiene.

$$C = T$$

$$A_c F_y = A_t F_y$$

$$A_c = A_t$$

En perfiles simétricos respecto al eje de flexión tanto el eje neutro elástico como el plástico tienen la misma ubicación. Así, el par formado por las fuerzas de compresión y tensión es el momento plástico, el cual nuevamente partiendo del equilibrio de fuerzas resultaría.

$$M_p = F_y (A_c) (a) = F_y (A_t) (a) = F_y \left(\frac{A}{2} \right) (a) = F_y Z$$

Donde:

A = Área de toda la sección transversal.

a = Distancia entre los centroides de las dos medias áreas.

$Z = \left(\frac{A}{2} \right) (a)$ = Módulo de sección plástico.

2.4.2 – Formas de pandeo en elementos sometidos a flexión

Así como en elementos sujetos a compresión, el pandeo puede presentarse en una determinada parte del elemento (local) o en cada una de sus partes (de conjunto).

- Pandeo local.

Este tipo de pandeo se mostró en la sección 2.3.3, pero no se mencionó que dicho fenómeno puede ocurrir en el alma o en el patín del elemento, los cuales se denominan respectivamente pandeo local del alma (PLA) y pandeo local del patín (PLP).

Y como se dijo en la sección 2.3.3, la relación ancho-espesor en cada elemento de la sección transversal es la que permite determinar si se presentará este fenómeno, así como su localización (PLA ó PLP).

- Pandeo lateral torsionante (PLT).

Al flexionarse una viga, la sección que se encuentra en compresión actúa como lo haría una columna, ya que de acuerdo a su esbeltez es posible que el elemento sufra el fenómeno de pandeo; pero contrario a como actuaría una columna, en la sección transversal la parte en compresión se encuentra restringida por la parte en tensión, además de que se presentarían simultáneamente torsión y la deflexión hacia afuera.

La manera de prevenir este tipo de pandeo es mediante el arriostamiento lateral a intervalos cortos de la región en compresión.

2.4.3 – Diseño por cortante

Las disposiciones para este tipo de diseño se encuentran en el capítulo G de las Especificaciones AISC, donde debe cumplirse la condición siguiente.

$$V_u \leq \phi_v V_n$$

Donde:

V_u = Fuerza cortante máxima de acuerdo a la combinación gobernante de cargas factorizadas.

V_n = Resistencia nominal por cortante.

ϕ_v = Factor de resistencia por cortante (0.9).

De acuerdo a la mecánica de materiales, la expresión que permite determinar el esfuerzo cortante, es la siguiente.

$$f_v = \frac{VQ}{Ib}$$

Donde:

f_v = Esfuerzo cortante vertical y horizontal en el punto en estudio.

V = Fuerza cortante vertical en la sección bajo consideración.

Q = Primer momento respecto al eje neutro del área de la sección transversal entre el punto en estudio y la parte superior o inferior de la sección transversal.

I = Momento de inercia respecto al eje neutro.

b = Ancho de la sección transversal en el punto estudiado.

Esta ecuación se basa en la consideración de que el esfuerzo es constante en el ancho de la sección, por lo que los valores que genera en anchos pequeños son más confiables que los que se obtendrían al tenerse anchos grandes.

Puede apreciarse esto en la siguiente figura, donde dicha expresión se utilizó en un perfil W, cuyos resultados fueron trazados con línea llena, mientras que con línea discontinua se trazó el esfuerzo promedio en el alma.

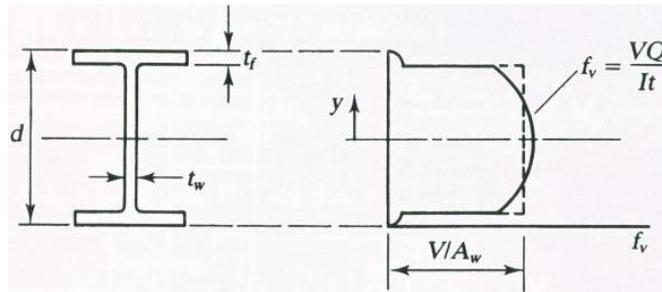


Figura 2.18: Distribución de esfuerzos en un perfil W.

En la figura puede verse que los valores del esfuerzo máximo y el promedio son casi iguales, además de que el alma será lo primero que fluya, por lo que este estado límite debe revisarse en el diseño por cortante.

Por esa razón la resistencia nominal ante cortante en almas rigidizadas o no rigidizadas de acuerdo a los estados límite de rendimiento ante cortante y de pandeo por cortante es:

$$V_n = 0.6F_y A_w C_v$$

Donde:

A_w = Área del alma.

C_v se determinará dependiendo del elemento que se tenga y de sus condiciones; por ejemplo para almas de perfiles I laminados y con:

$$\frac{h}{t_w} \leq 2.24 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad ; \quad C_v = 1.0$$

El bloque de cortante, visto en la sección 2.2.3 puede presentarse en la conexión de vigas, esto generado por el recorte o despatinamiento de las mismas, con el objetivo de facilitar dicha conexión.

Como se muestra en la figura 2.19, al conectar una viga en esta condición mediante tornillos, existiría la posibilidad de que el segmento ABC se desgarrara.

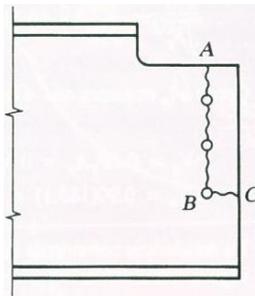


Figura 2.19: Sección despatinada o recortada.

Y recordando que se pueden presentar dos modos de falla; la resistencia de diseño para fluencia cortante y fractura en tensión es:

$$\phi R_n = \phi [0.6 \cdot F_y \cdot A_{gv} + F_u \cdot A_{nt}]$$

Mientras que la resistencia de diseño para fractura cortante y fluencia en tensión es:

$$\phi R_n = \phi [0.6 \cdot F_u \cdot A_{nv} + F_y \cdot A_{gt}]$$

Donde:

$$\phi = 0.75.$$

A_{gv} = Área total a lo largo de la superficie de cortante.

A_{nv} = Área neta a lo largo de la superficie de cortante.

A_{gt} = Área total a lo largo de la superficie de tensión.

A_{nt} = Área neta a lo largo de la superficie de tensión.

Siendo la ecuación gobernante aquella con el mayor valor para fractura.

Cabe señalar que en los elementos sometidos a flexión, lo que generalmente se hace es diseñar para dicha condición y después revisar el comportamiento ante cortante debido a que este último por lo regular no es problema para los elementos laminados.

2.4.4 – Deflexiones

Un fenómeno cuya presencia no necesariamente indica que hay peligro en los elementos sujetos a flexión, pero que sin embargo debe cuidarse son las “deflexiones”.

En ocasiones estas solamente son una señal de que el elemento es muy flexible, pero a pesar de ello el elemento trabaja tal como se había diseñado y cumple adecuadamente con sus propiedades de servicio.

A pesar de eso es importante evitar deflexiones excesivas que entre otras cosas podrían provocar pánico en el usuario, además de generar fenómenos como la “vibración” e inclusive dañar otros elementos.

Esto es lo que se conoce como “estado límite de servicio”, que en lo que a deflexiones se refiere dependerá de la función que posea el elemento y de la magnitud que dicho fenómeno le podría generar.

Al deberse a un estado límite de servicio, deben emplearse las cargas de servicio para su revisión; el AISC incluye tablas que permiten determinar la deflexión máxima en un determinado elemento, dependiendo de las condiciones de carga consideradas.

Por ejemplo, para el caso de una viga simplemente apoyada en donde actúa una carga uniformemente distribuida, como la mostrada en la figura siguiente.

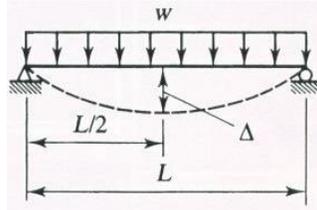


Figura 2.20: Viga simplemente apoyada.

La deflexión máxima está dada por la siguiente ecuación:

$$\Delta = \frac{5wL^4}{384EI}$$

Donde:

w = Carga uniformemente distribuida.

L = Longitud el claro.

E = Módulo de elasticidad del material.

I = Momento de inercia de la sección transversal del elemento.

Dependiendo del reglamento de construcción empleado, existen valores límite para los casos más comunes de deflexiones, de los cuales se presentan algunos a continuación.

Construcción enyesada: $\frac{L}{360}$

Construcción de piso enyesado: $\frac{L}{240}$

Construcción de techo enyesado: $\frac{L}{180}$

Los límites para deflexiones no siempre se encuentran en función del claro sino que ya se tiene un valor dado por el reglamento, además solo se revisa la deflexión provocada por cargas vivas.

2.4.5 – Diseño de perfiles compactos de acuerdo al AISC

En el capítulo F de las Especificaciones AISC se encuentran todas las consideraciones y requisitos para el diseño de elementos sometidos a flexión, cuyo fin es procurar que siempre se cumpla el siguiente criterio.

$$M_u \leq \phi_b M_n$$

Donde:

M_u = Combinación predominante de momentos generados por las cargas factorizadas.

M_n = Resistencia nominal por momento.

ϕ_b = Factor de resistencia para elementos en flexión (0.9).

Dependiendo de si los perfiles son o no compactos; recordando la clasificación mostrada anteriormente y dada por el AISC para los perfiles (basada en la relación ancho-espesor), la manera de proceder es diferente.

Esto se mostrará a continuación para el caso de perfiles I compactos doblemente simétricos y canales flexionados respecto al eje fuerte, ya que la mayoría de los perfiles I laminados en caliente entran en esta categoría.

Para el caso de perfiles compactos, existe una relación entre la longitud no soportada y la resistencia de los perfiles por momento.

La distancia entre puntos de arriostramiento o soporte lateral recibe el nombre de longitud no soportada (L_b).

Dicha relación se presenta en la siguiente figura, donde la curva hecha con línea gruesa es una representación general de la resistencia por momento, que se encuentra en función de la longitud no soportada.

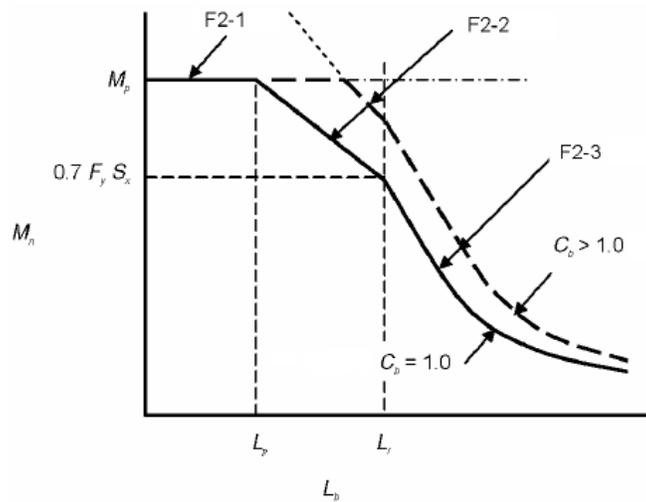


Figura 2.21: Resistencia nominal contra longitud no soportada.

El segmento de curva comprendido entre $L_b = 0$ y L_p corresponde a la región donde la resistencia está limitada por el rendimiento ante flexión. En esta parte la resistencia nominal se toma como la capacidad por momento plástico de la sección, la cual puede calcularse con la siguiente expresión.

$$M_n = M_p = F_y Z_x \quad (F2-1)$$

En el siguiente segmento, comprendido entre L_p y L_r , la resistencia está limitada por el pandeo inelástico, cuyo valor se determina con la siguiente ecuación.

$$M_n = C_b \left[M_p - (M_p - 0.70F_y S_x) \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] \leq M_p$$

(F2-2)

En el último segmento, donde se tienen valores mayores a L_r , la resistencia está limitada por el pandeo elástico, la cual puede obtenerse empleando la expresión siguiente.

$$M_n = F_{cr} S_x \leq M_p$$

(F2-3)

Donde F_{cr} se determina de la siguiente manera.

$$F_{cr} = \frac{C_b \pi^2 E}{\left(\frac{L_b}{r_{ts}} \right)^2} \sqrt{1 + 0.078 \frac{Jc}{S_x h_o} \left(\frac{L_b}{r_{ts}} \right)^2}$$

Mientras que para la obtención de las longitudes límite (L_p y L_r), se tienen las siguientes ecuaciones.

$$L_p = 1.76 r_y \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$L_r = 1.95 r_{ts} \frac{E}{0.7 F_y} \sqrt{\frac{Jc}{S_x h_o}} \sqrt{1 + \sqrt{1 + 6.76 \left(\frac{0.7 F_y S_x h_o}{E Jc} \right)^2}}$$

Siendo:

$$r_{ts}^2 = \frac{\sqrt{I_y C_w}}{S_x}$$

$c = 1$ para perfiles I doblemente simétricos.

$c = \frac{h_o}{2} \sqrt{\frac{I_y}{C_w}}$ para los canales.

Donde:

h_o = Distancia entre los centroides de los patines.

Cuando el diagrama de momento no sea uniforme, la expresión que permite obtener el factor de modificación para el pandeo lateral-torsional cuando ambos extremos del segmento no soportado se encuentren arriostrados, será la siguiente.

$$C_b = \frac{12.5M}{2.5M + 3M_A + 4M_B + M_C} R_m \leq 3.0$$

Donde:

M = Valor absoluto del momento máximo dentro de la longitud no soportada.

M_A = Valor absoluto del momento en el punto cuarto de la longitud no soportada.

M_B = Valor absoluto del momento en el centro de la longitud no soportada.

M_C = Valor absoluto del momento en el punto tres cuartos de la longitud no soportada.

R_m = Parámetro monosimétrico de la sección transversal.

$R_m = 1$ para elementos doblemente simétricos.

$R_m = 1$ para elementos con simetría simple sometidos a pandeo con curvatura simple.

$R_m = 0.5 + 2 \left(\frac{l_{yc}}{l_y} \right)^2$ para elementos con simetría simple sometidos a pandeo con curvatura inversa.

Donde:

l_y = Momento de inercia respecto al eje principal "y".

l_{yc} = Momento e inercia respecto al eje "y", referente al patín en compresión, o si el pandeo es con curvatura inversa, referente al patín más pequeño.

Está permitido usar de manera conservadora $C_b = 1$ para todos los casos, así como para vigas en voladizo, aunque en ocasiones un valor unitario de C_b puede ser demasiado conservador para algunos de esos casos.

Además de la ecuación, la tabla 3-1 del AISC muestra los diversos valores que puede tomar este factor dependiendo de las diferentes condiciones de carga que se tengan.

Los efectos de un valor que exceda la unidad en el factor de modificación para el pandeo lateral-torsional pueden apreciarse en la curva con trazo discontinuo de la figura 2.21.

De lo expuesto anteriormente, puede apreciarse que este tipo de perfiles están sujetos a dos estados límite:

- 1) Estado límite de rendimiento ante flexión.
- 2) Estado límite de pandeo lateral torsionante.

Por lo que la resistencia nominal ante flexión de estos elementos corresponderá al menor de los valores obtenidos al revisar dichos estados límite.

2.4.6 – Diseño de perfiles no compactos de acuerdo al AISC

La resistencia de este tipo de perfiles está limitada por el fenómeno conocido como pandeo local, visto anteriormente.

Para ilustrar el procedimiento en perfiles no compactos, se utilizaron los perfiles I doblemente simétricos con almas compactas y patines no compactos o esbeltos, flexionados respecto al eje fuerte.

Cabe señalar que son pocos los perfiles de patines anchos que pueden tener patines no compactos, además de que ninguno de los perfiles I laminados en el AISC poseen patines esbeltos.

En la siguiente figura se muestra la curva de resistencia para el estado límite de pandeo en el patín, cuya naturaleza es similar a la presentada en la figura 2.21. El eje de las abscisas corresponde a la relación ancho-espesor (λ).

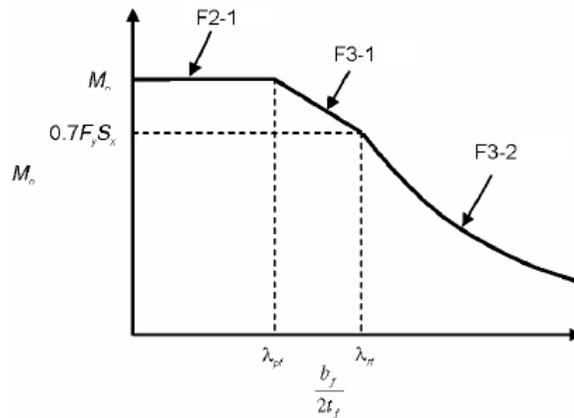


Figura 2.22: Resistencia ante el pandeo local en el patín.

La parte de la curva comprendida entre $\lambda = 0$ y λ_{pf} son los valores de resistencia para el comportamiento plástico. La expresión para determinar estos valores es la misma usada para el primer segmento de la figura 2.21.

$$M_n = M_p = F_y Z_x$$

(F2-1)

El siguiente segmento, donde se observa una transición lineal, comprendido entre λ_{pf} y λ_{rf} , la resistencia está limitada por el pandeo inelástico en el patín, cuyo valor se determina con la siguiente ecuación.

$$M_n = C_b \left[M_p - (M_p - 0.70F_y S_x) \left(\frac{\lambda - \lambda_{pf}}{\lambda_{rf} - \lambda_{pf}} \right) \right]$$

(F3-1)

En el último segmento, que inicia en λ_{rf} , la resistencia está limitada por el pandeo elástico en el patín, siendo la expresión siguiente quien permite determinar su valor.

$$M_n = \frac{0.9E_k S_x}{\lambda^2}$$

(F3-2)

Donde:

λ = Relación ancho-espesor del elemento.

$\lambda_{pf} = \lambda_p$ = Límite de esbeltez para un patín compacto (tabla B4.1).

$\lambda_{rf} = \lambda_r$ = Límite de esbeltez para un patín no compacto (tabla B4.1).

$k_c = \frac{4}{\sqrt{h/t_w}}$ que para fines de diseño no debe ser menor que 0.35 ni mayor que 0.76.

Puede observarse que este tipo de perfiles están sujetos a dos estados límite:

- 1) Estado límite de rendimiento ante flexión.
- 2) Estado límite de pandeo local en el patín.

Entonces nuevamente el menor de los valores generados al revisar ambos estados límite será la resistencia nominal ante flexión.

Estas son solo algunas de las disposiciones existentes en el AISC para el diseño de elementos en flexión, por lo que si se desea conocer más acerca de este diseño se recomienda revisar dichas especificaciones.

2.4.7 – Gráficas de diseño

Así como existen ayudas de diseño para el caso de compresión, el AISC cuenta con gráficas que contienen curvas cuyo objetivo es facilitar el diseño de elementos en flexión, mismas que se presentan en el capítulo 3, pero cuyo uso y determinación se describirá a continuación.

Como puede observarse en la siguiente figura, el eje de las abscisas corresponde a la longitud no soportada mientras que el eje de las ordenadas son los diversos valores para el momento de diseño.

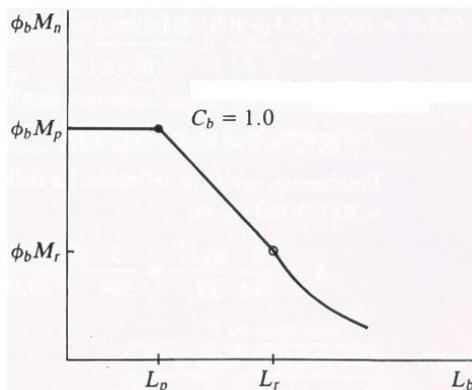


Figura 2.23: Gráfica de longitud no soportada contra momento de diseño.

Aunque en la figura solo se muestra una curva, las gráficas siempre contienen diversidad de estas, las cuales pertenecen a diferentes perfiles.

Estas gráficas pueden obtenerse para cualquier sección transversal conocidos F_y y C_b y empleando las ecuaciones correspondientes para la determinación de la resistencia por momento.

De esta manera cualquier punto sobre estas gráficas corresponderá a un momento de diseño y a una longitud no soportada.

Su determinación se hizo considerando un valor unitario para C_b , lo cual no es un limitante cuando C_b tiene valores superiores a la unidad; en cuyo caso los valores del momento de diseño se multiplicarían por el valor que posea C_b , teniendo cuidado de que el valor de ese producto no exceda a $\phi_b M_p$ o a $\phi_b M_n$, dependiendo de la compacidad en el elemento.

Otra manera de proceder cuando el valor de C_b difiere de uno, es dividir la resistencia requerida ante flexión por el valor que se tenga de C_b y compararlo con las resistencias dadas por las gráficas.

La ventaja que representan estas ayudas de diseño es que pueden utilizarse ya sea a partir de una longitud no soportada o de una resistencia requerida, facilitando la determinación del perfil que cumplirá con los requisitos solicitados por el diseñador.

En la figura 2.23 también pueden apreciarse puntos con círculos llenos y puntos con círculos sin rellenar, estos corresponden respectivamente a L_p y L_r ; de la misma manera, una curva con línea punteada indica que un perfil más ligero se ubica ya sea arriba o a la derecha de dicha línea.

Cuando se tenga soporte lateral continuo, puede considerarse un valor nulo para L_b , valor que en ocasiones no se encuentra en estas gráficas debido a que no es necesario ya que para valores pequeños de L_b el momento de diseño es constante.

Generalmente la manera de proceder cuando se requiere limitar las deflexiones es seleccionar al perfil a partir del momento de inercia, buscando además al perfil más ligero, lo cual se puede agilizar mediante la tabla 3-2 del AISC, misma que también se mostrará en el capítulo 3.

La compacidad de los elementos no es relevante para el uso de las gráficas previamente descritas.

2.5 – Diseño de elementos sometidos a fuerzas combinadas

Como se mencionó en las secciones 2.3 y 2.4, existen ocasiones en las cuales un elemento no puede considerarse sometido únicamente a fuerzas de compresión o flexión, debido a que la magnitud de dichas fuerzas es considerable, haciendo incorrecta la omisión de alguna; por lo que se dice que ese tipo de elementos están sometidos a “combinaciones de fuerzas” o “fuerzas combinadas”.

Este tipo de elementos pueden apreciarse en las columnas de marcos rígidos.

2.5.1 – Flexión biaxial

Este fenómeno se presenta cuando las cargas a las que se encuentra sometido un elemento dado tienen una configuración tal que le generan a este flexión respecto a ambos ejes (mayor y menor); tal como se muestra en la siguiente figura.

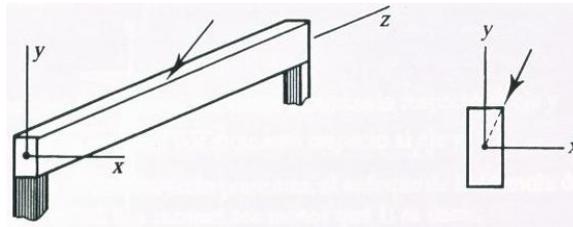


Figura 2.24: Elemento sujeto a una carga que ocasiona flexión biaxial.

Otro factor importante que debe considerarse en el diseño es la ubicación del “centro de cortante”; que es el punto en la sección transversal por el cual debe buscarse que actúen las diversas cargas, con el objetivo de que no se presente el fenómeno de la torsión.

De la figura puede observarse que la carga tiene una cierta inclinación respecto a los ejes x e y, además de que actúa a través del centro de cortante en la sección transversal, lo que significa que no se generará torsión adicional.

La ubicación de dicho punto siempre coincidirá con la del centroide de la sección cuando el elemento posea dos ejes de simetría, debido a que siempre se encuentra sobre uno de estos ejes, tal como se aprecia en la figura mostrada a continuación.

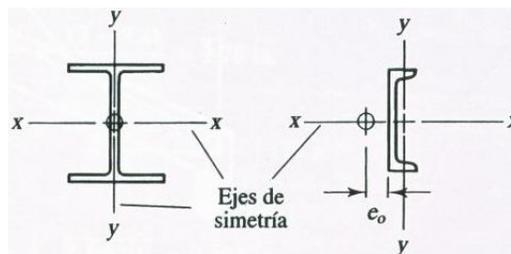


Figura 2.25: Ubicación del centro de cortante.

Puede observarse que para el caso de los perfiles en canal, el centro de cortante se encuentra en uno de los ejes de simetría, tal como se mencionó, donde la distancia e_o puede determinarse mediante las tablas contenidas en las especificaciones AISC.

De la misma manera, se explicó que cuando las cargas no pasen por el centro de cortante, el resultado será la adición de la torsión a las condiciones de flexión que se tengan, como puede observarse en la figura siguiente, donde se presentan las consecuencias de que las cargas actúen o no a través de este punto.

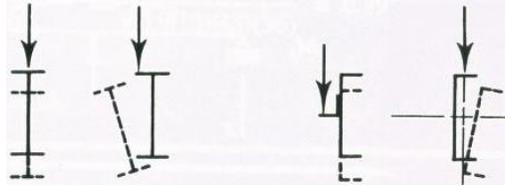


Figura 2.26: Importancia del centro de cortante.

Entonces cuando no se tenga torsión, el elemento se encontrará sometido a flexión simple en dos direcciones, la cual en el AISC se resuelve empleando las expresiones conocidas como fórmulas de interacción.

Mientras que en caso de presentarse tanto flexión como torsión, el AISC cuenta con la guía de diseño 9, llamada “Análisis Torsional de Elementos Estructurales de Acero”, la cual como su nombre lo indica contiene ayudas de diseño para ese tipo de casos.

2.5.2 – Fórmulas de interacción

En la sección 1.5 se mencionó que en el diseño por factores de carga y resistencia debe cumplirse la siguiente condición.

$$\sum \gamma_i Q_i \leq \phi R_n$$

Si el diseño fuera al límite, es decir, que la totalidad de los efectos de las cargas tuvieran la misma magnitud que la resistencia de los elementos, al dividir el término correspondiente a las cargas entre el perteneciente a la resistencia, el resultado sería la unidad.

$$\frac{\sum \gamma_i Q_i}{\phi R_n} \leq 1.0$$

En este principio se basan las expresiones utilizadas para el diseño de elementos sometidos a fuerzas combinadas, llamadas “fórmulas de interacción”.

Al tenerse tanto carga axial como flexión, es necesario incluir la resistencia ante ambos tipos de fuerza en dichas expresiones; así para el caso de carga axial y flexión uniaxial la fórmula tomaría la siguiente forma.

$$\frac{P_r}{P_c} + \frac{M_r}{M_c} \leq 1.0$$

Donde:

P_r = Fuerza de compresión axial requerida.

$P_c = \phi_c P_n$ = Fuerza de compresión axial permisible.

M_r = Fuerza de flexión requerida.
 $M_c = \phi_b M_n$ = Fuerza de flexión permisible.

Para el caso de flexión biaxial se tendrían las relaciones de flexión correspondientes a los ejes “x” y “y”.

$$\frac{P_r}{P_c} + \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1.0$$

Donde:

M_{rx} = Fuerza de flexión requerida respecto al eje x.
 M_{cx} = Fuerza de flexión permisible respecto al eje x.
 M_{ry} = Fuerza de flexión requerida respecto al eje y.
 M_{cy} = Fuerza de flexión permisible respecto al eje y.

En las especificaciones AISC se presentan dos expresiones para el diseño de elementos sujetos a fuerzas combinadas, ya que de acuerdo a estas se pueden presentar los casos siguientes:

- 1) Carga axial pequeña.
- 2) Carga axial grande.

Dependiendo de la magnitud que posea la carga axial, se reducirá el término que representa la flexión o el correspondiente a carga axial.

Dichas fórmulas de interacción se muestran a continuación.

Para $\frac{P_r}{P_c} \geq 0.2$

$$\frac{P_r}{P_c} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1.0$$

Para $\frac{P_r}{P_c} < 0.2$

$$\frac{P_r}{2P_c} + \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1.0$$

2.5.3 – Amplificación de momentos

Las ecuaciones anteriores generarán buenos resultados siempre y cuando la carga axial no posea una magnitud demasiado grande, ya que de si ese fuera el caso, los inevitables momentos que esta ocasiona deberán considerarse en el diseño.

Lo anterior puede comprobarse mediante la siguiente figura, que exhibe un elemento sometido a carga axial y flexión.

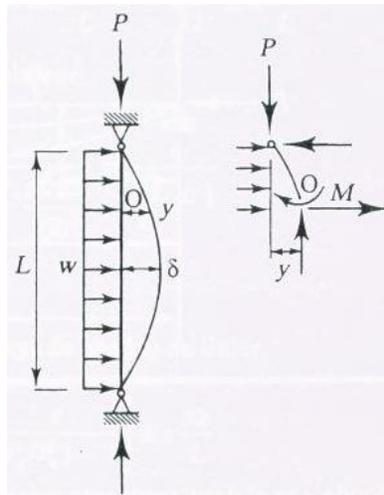


Figura 2.27: Elemento sujeto a fuerzas combinadas.

En cualquier punto (O) del elemento se presentarán dos momentos flexionantes; uno por la carga transversal y otro producto de la carga axial actuando en conjunción con una determinada excentricidad respecto al eje longitudinal del elemento.

El momento ocasionado por la carga axial tendrá una magnitud mayor en el punto donde ocurra la deflexión máxima, mismo que generaría otra deflexión que deberá considerarse además de la provocada por la carga transversal.

Por lo que al desconocer el valor de la deflexión total, no es posible determinar dicho momento a partir de un “método de primer orden”, haciendo necesario el uso de los llamados “métodos de segundo orden”.

Desafortunadamente, para el caso de los cálculos manuales, ese tipo de métodos son imprácticos, por esa razón las especificaciones AISC incluyen en su capítulo C un método aproximado cuyos resultados son muy cercanos a los que generaría un método de segundo orden.

Dicho procedimiento recibe el nombre de “método de amplificación de momentos”, que consiste como su nombre lo indica en amplificar los momentos obtenidos a partir de un análisis de primer orden, esto se logra multiplicando dichos momentos por un factor de amplificación de momentos; con lo cual se incluyen los momentos adicionales en el diseño.

La expresión que permite determinar dicho factor es la siguiente.

$$B_1 = \frac{C_m}{1 - \alpha P_r / P_{e1}}$$

Donde:

C_m = Coeficiente basado en la suposición de que no hay desplazamiento lateral en el marco, cuyo valor se determina de la siguiente forma:

- i. Para elementos sin cargas transversales entre soportes en el plano de flexión.

$$C_m = 0.6 - 0.4(M_1/M_2)$$

Donde M_1 y M_2 , calculados de un análisis de primer orden, son el menor y el mayor momento, respectivamente, en los extremos del elemento no arriostrado en el plano de flexión bajo consideración. M_1/M_2 es positivo cuando el elemento se flexiona en curvatura inversa y negativo cuando tiene curvatura simple.

- ii. Para elementos con cargas transversales entre soportes C_m debe determinarse mediante un análisis o asignándole conservadoramente un valor de 1.0 para todos los casos.

$\alpha = 1.00$ para LRFD y $\alpha = 1.60$ para ASD.

P_r = Fuerza axial requerida de segundo orden.

P_{e1} = Resistencia ante el pandeo crítico elástico del elemento en el plano de flexión, calculado basado en la suposición de que no hay desplazamiento lateral.

$$P_{e1} = \frac{\pi^2 EI}{(K_1 L)^2}$$

Donde:

K_1 = Factor de longitud efectiva en el plano de flexión, calculado a partir de la suposición de que no hay desplazamiento lateral, su valor se fija en 1.0 a menos de que el análisis indique la necesidad de emplear un valor menor.

2.5.4 – Diseño de acuerdo al AISC

En el capítulo H de las Especificaciones AISC se encuentran todas las consideraciones y requisitos para el diseño de elementos sometidos a fuerzas combinadas; dicho capítulo está organizado de la siguiente forma:

- H1. Elementos de simetría doble y sencilla sujetos a flexión y fuerza axial.
- H2. Elementos no simétricos y de otros tipos sujetos a flexión y fuerza axial.
- H3. Elementos bajo torsión y combinaciones de torsión, flexión, cortante y/o fuerza axial.

En el primer apartado el diseño de elementos se basa en las fórmulas de interacción, las cuales se describieron en la sección 2.5.2 y se muestran a continuación.

$$\text{Para } \frac{P_r}{P_c} \geq 0.2 \quad ; \quad \frac{P_r}{P_c} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1.0$$

$$\text{Para } \frac{P_r}{P_c} < 0.2 \quad ; \quad \frac{P_r}{2P_c} + \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1.0$$

A su vez el apartado contempla diversos casos de carga posibles, que son:

- 1) Elementos de simetría doble y sencilla en flexión y compresión.
- 2) Elementos de simetría doble y sencilla en flexión y tensión.
- 3) Elementos de simetría doble y sencilla con flexión en un solo eje y compresión.

Estas posibilidades lo único que provocan son algunas variaciones en el procedimiento de diseño; por ejemplo para el caso de elementos de simetría doble y sencilla en flexión y tensión, las especificaciones señalan lo siguiente:

Para elementos doblemente simétricos, C_b puede incrementarse multiplicándolo por el valor que genere la siguiente expresión.

$$\sqrt{1 + \frac{P_u}{P_{ey}}}$$

Para el caso de que la tensión axial actuase en conjunción con la flexión.

Donde:

$$P_{ey} = \frac{\pi^2 E I_y}{L_b^2}$$

Por lo que se recomienda revisar muy bien la diversidad de casos que considera el AISC antes de llevar a cabo el diseño.

El segundo apartado utiliza la ecuación siguiente para el diseño de elementos.

$$\left| \frac{f_a}{F_a} + \frac{f_{bw}}{F_{bw}} + \frac{f_{bz}}{F_{bz}} \right| \leq 1.0$$

Donde:

f_a = Esfuerzo axial requerido en el punto en consideración.

F_a = Esfuerzo axial permisible en el punto en consideración.

f_{bw} , f_{bz} = Esfuerzos requeridos por flexión en el punto en consideración.

F_{bw} , F_{bz} = Esfuerzos permisibles por flexión en el punto en consideración.

El último apartado también considera diferentes circunstancias para el diseño, las cuales se enlistan a continuación:

- 1) Resistencia ante torsión de HSS circulares y rectangulares.
- 2) HSS sujetos a combinaciones de torsión, cortante, flexión y fuerza axial.
- 3) Resistencia de elementos que no son HSS bajo torsión y esfuerzos combinados.

Enseguida se describirá el primer apartado, por ser el que emplea una cantidad mayor de expresiones, si se desean conocer las disposiciones de los otros apartados estos se encuentran en el capítulo H del AISC.

La resistencia de diseño ante torsión ($\phi_T T_n$) y la fuerza permisible ante torsión (T_n/Ω_T), para elementos HSS circulares y rectangulares se determinará de la siguiente manera:

$$\phi_T = 0.9 \text{ (LRFD)} \quad \Omega_T = 1.67 \text{ (ASD)}$$

La resistencia nominal ante torsión (T_n), de acuerdo a los estados límite de rendimiento ante torsión y de pandeo por torsión, es:

$$T_n = F_{cr} C$$

Donde:

C = Constante de torsión del elemento HSS.

F_{cr} debe determinarse de la siguiente forma:

(a) Para HSS circulares, F_{cr} debe ser el mayor de.

$$F_{cr} = \frac{1.23E}{\sqrt{\frac{L}{D} \left(\frac{D}{t}\right)^4}}$$

Y.

$$F_{cr} = \frac{0.60E}{\left(\frac{D}{t}\right)^2}$$

Pero no debe exceder de $0.6F_y$.

Donde:

L = Longitud del elemento.

D = Diámetro exterior.

(b) Para HSS rectangulares.

(i) Para $h/t \leq 2.45\sqrt{E/F_y}$.

$$F_{cr} = 0.6F_y$$

(ii) Para $2.45\sqrt{E/F_y} < h/t \leq 3.07\sqrt{E/F_y}$.

$$F_{cr} = 0.6F_y(2.45\sqrt{E/F_y})/(h/t)$$

(iii) Para $3.07\sqrt{E/F_y} < h/t \leq 260$.

$$F_{cr} = 0.458\pi^2E/(h/t)^2$$

Capítulo 3

Ayudas de diseño

3.1 – Elementos en tensión

3.2 – Elementos en compresión

3.3 – Elementos en flexión

3.4 – Elementos sometidos a fuerza cortante

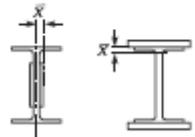
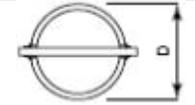
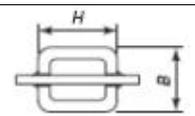
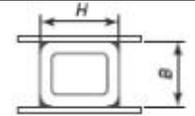
3.5 – Elementos sometidos a fuerzas combinadas

3.1 – Elementos en tensión

$F_y = 3500 \text{ kg/cm}^2$ $F_u = 4500 \text{ kg/cm}^2$						
Tabla 5-1 (continuación) Fuerza permisible en tensión axial Perfiles W						
 W8						
Perfil	Área bruta A_g cm ²	$A_e = 0.75A_g$ cm ²	Rendimiento		Ruptura	
			ton		ton	
			P_n/Ω_t ASD	$\phi_t P_n$ LRFD	P_n/Ω_t ASD	$\phi_t P_n$ LRFD
W 8 x 67	127.1	95.3	267.6	402.3	218.2	327.5
x 58	110.3	82.7	232.2	349.3	188.7	283.0
x 48	91.0	68.2	191.4	287.6	156.5	234.5
x 40	75.5	56.6	158.8	239.0	129.3	194.1
x 35	66.5	49.8	139.7	210.0	113.9	171.0
x 31	58.8	44.1	123.8	186.0	100.7	151.0
W 8 x 28	53.2	39.9	112.0	168.3	91.2	136.5
x 24	45.7	34.3	96.2	144.7	78.5	117.5
W 8 x 21	39.7	29.8	83.5	125.6	68.0	102.1
x 18	33.9	25.5	71.2	107.5	58.1	87.1
W 8 x 15	28.6	21.5	60.3	90.7	49.0	73.5
x 13	24.8	18.6	52.2	78.5	42.5	63.5
x 10	19.1	14.3	40.2	60.3	32.7	49.0
Estado límite	ASD	LRFD	Nota: La ruptura a tensión en el área neta efectiva regirá sobre el rendimiento ante tensión en el área bruta a menos que el elemento a tensión sea seleccionado de modo que un final de conexión pueda ser diseñado con $A_e \geq 0.923A_g$.			
Rendimiento	$\Omega_t = 1.67$	$\phi_t = 0.90$				
Ruptura	$\Omega_t = 2.00$	$\phi_t = 0.75$				

(Parte de tabla 5-1 del AISC).

TABLA D3.1
Factores de Retraso del Cortante para Conexiones en Elementos a Tensión

Caso	Descripción del elemento		Factor de retraso del cortante, U	Ejemplo
1	Todos los elementos en tensión donde la carga de tensión es transmitida directamente a cada uno de los elementos de la sección transversal mediante sujetadores o soldaduras. (Excepto en los casos 3, 4, 5 y 6).		$U = 1.0$	-----
2	Todos los elementos en tensión, excepto placas y perfiles HSS, donde la carga de tensión es transmitida a algunos pero no a todos los elementos de la sección transversal mediante sujetadores o soldaduras longitudinales. (Alternativamente, para perfiles W, M, S y HP, el caso 7 puede ser usado).		$U = 1 - \frac{\bar{x}}{l}$	
3	Todos los elementos en tensión donde la carga de tensión es transmitida por soldaduras transversales a algunos pero no a todos los elementos de la sección transversal.		$U = 1.0$ y $A_n = \text{área de los elementos conectados directamente.}$	-----
4	Placas donde la carga de tensión es transmitida solamente por soldaduras longitudinales.		$l \geq 2w \dots U = 1.0$ $2w > l \geq 1.5w \dots U = 0.87$ $1.5w > l \geq w \dots U = 0.75$	
5	Perfiles HSS circulares con una placa de refuerzo simple y concéntrica.		$l \geq 1.3D \dots U = 1.0$ $D \leq l < 1.3D \dots U = 1 - \frac{\bar{x}}{l}$ $\bar{x} = \frac{D}{\pi}$	
6	Perfiles HSS rectangulares.	Con una placa de refuerzo simple y concéntrica.	$l \geq H \dots U = 1 - \frac{\bar{x}}{l}$ $\bar{x} = \frac{B^2 + 2BH}{4(B + H)}$	
		Con placas de refuerzo en dos lados.	$l \geq H \dots U = 1 - \frac{\bar{x}}{l}$ $\bar{x} = \frac{B^2}{4(B + H)}$	
7	Perfiles W, M, S o HP ó cortes de tes a partir de estos perfiles. (Si U es calculada por el caso 2, se permite emplear el valor mayor).	Con el patín conectado mediante 3 o más sujetadores por línea en la dirección de la carga.	$b_f \geq \frac{2}{3}d \dots U = 0.90$ $b_f < \frac{2}{3}d \dots U = 0.85$	-----
		Con el alma conectada mediante 4 o más sujetadores en la dirección de la carga.	$U = 0.70$	-----
8	Ángulos simples. (Si U es calculada por el caso 2, se permite emplear el valor mayor).	Con 4 o más sujetadores por línea en la dirección de la carga.	$U = 0.80$	-----
		Con 2 o 3 sujetadores por línea en la dirección de la carga.	$U = 0.60$	-----

l = longitud de la conexión, in (mm); w = ancho de la placa, in (mm); \bar{x} = excentricidad de la conexión, in (mm); B = ancho total de un elemento HSS rectangular, medido a 90° del plano de la conexión, in (mm); H = altura total de un elemento HSS rectangular, medido en el plano de la conexión, in (mm).

(Tabla D3.1 del AISC).

$F_y = 3500 \text{ kg/cm}^2$
 $F_u = 4500 \text{ kg/cm}^2$

Tabla 5-3 (continuación)
Fuerza permisible en tensión axial
Perfiles WT



Perfil	Área bruta A_g		Rendimiento		Ruptura	
	cm^2	$A_e = 0.75A_g$ cm^2	ton		ton	
			P_n/Ω_t ASD	$\phi_t P_n$ LRFD	P_n/Ω_t ASD	$\phi_t P_n$ LRFD
WT 6 x 29	55.0	41.2	115.7	173.7	94.3	141.5
x 26.5	50.2	37.6	105.7	158.8	86.2	129.3
WT 6 x 25	47.1	35.3	99.3	149.2	80.7	121.1
x 22.5	42.3	31.7	88.9	133.8	72.6	108.9
x 20	37.7	28.3	79.4	119.3	64.4	97.1
WT 6 x 17.5	33.4	25.0	70.3	105.7	57.2	85.7
x 15	28.4	21.3	59.9	89.8	48.5	73.0
x 13	24.6	18.5	51.7	78.0	42.3	63.5
WT 6 x 11	20.9	15.7	44.0	66.2	35.8	53.5
x 9.5	18.0	13.5	37.9	57.2	30.8	46.3
x 8	15.2	11.4	32.1	48.1	26.1	39.1
x 7	13.4	10.1	28.3	42.5	23.0	34.5
WT 5 x 56	106.5	79.8	224.1	337.0	182.8	274.4
x 50	94.8	71.1	199.6	300.3	162.4	243.1
x 44	83.2	62.4	175.1	263.5	142.9	214.1
x 38.5	72.9	54.7	153.3	230.9	125.2	187.3
x 34	64.5	48.3	135.6	204.1	110.2	165.6
x 30	56.9	42.7	119.8	180.1	97.5	146.5
x 27	51.0	38.3	107.5	161.5	87.5	135.2
x 24.5	46.5	34.9	98.0	147.0	79.8	119.8
WT 5 x 22.5	42.8	32.1	90.3	135.2	73.5	109.8
x 19.5	37.0	27.7	78.0	117.0	63.5	95.3
x 16.5	31.3	23.5	65.8	98.9	53.5	80.3
WT 5 x 15	28.5	21.4	59.9	90.3	49.0	73.5
x 13	24.6	18.4	51.7	77.6	42.2	63.1
x 11	20.9	15.7	44.0	66.2	35.8	53.5
WT 5 x 9.5	18.1	13.6	38.1	57.2	31.1	46.7
x 8.5	16.1	12.1	34.0	51.3	27.7	41.5
x 7.5	14.3	10.7	30.0	45.1	24.5	36.7
x 6	11.4	8.6	24.0	36.2	19.6	29.4
Estado límite	ASD	LRFD	Nota: La ruptura a tensión en el área neta efectiva registrará sobre el rendimiento ante tensión en el área bruta a menos que el elemento a tensión sea seleccionado de modo que un final de conexión pueda ser diseñado con $A_e \geq 0.923A_g$.			
Rendimiento	$\Omega_t = 1.67$	$\phi_t = 0.90$				
Ruptura	$\Omega_t = 2.00$	$\phi_t = 0.75$				

(Parte de tabla 5-3 del AISC).

$F_y = 3200 \text{ kg/cm}^2$
 $F_u = 4000 \text{ kg/cm}^2$

Tabla 5-4 (continuación)
Fuerza permisible en tensión axial
Perfil HSS rectangular



HSS6-HSS5

Perfil	Área bruta A_g cm ²	$A_e = 0.75A_g$ cm ²	Rendimiento		Ruptura	
			ton		ton	
			P_n/Ω_t ASD	$\phi_t P_n$ LRFD	P_n/Ω_t ASD	$\phi_t P_n$ LRFD
HSS 6 x 4 x 1/2	50.8	38.1	98.4	147.9	77.6	116.6
x 3/8	39.9	29.9	77.1	116.1	60.8	91.2
x 5/16	33.9	25.5	65.8	98.9	51.7	77.6
x 1/4	27.7	20.8	53.5	80.7	42.4	63.5
x 3/16	21.2	15.9	41.0	61.7	32.3	48.5
x 1/8	14.4	10.8	27.9	41.9	22.0	32.9
HSS 6 x 3 x 1/2	44.8	33.6	86.6	130.6	68.5	103.0
x 3/8	35.4	26.5	68.5	103.0	54.0	81.2
x 5/16	30.2	22.6	58.5	88.0	46.3	69.4
x 1/4	24.8	18.6	48.1	72.1	37.9	56.7
x 3/16	18.9	14.2	36.6	54.9	28.9	43.4
x 1/8	12.9	9.7	25.0	37.6	19.7	29.6
HSS 6 x 2 x 3/8	30.8	23.1	59.9	89.8	47.2	70.8
x 5/16	26.5	19.8	51.3	77.1	40.5	60.8
x 1/4	21.7	16.3	42.1	63.5	33.3	49.9
x 3/16	16.6	12.5	32.3	48.5	25.5	38.3
x 1/8	11.4	8.6	22.1	33.2	17.5	26.3
HSS 5 x 4 x 1/2	44.8	33.6	86.6	130.6	68.5	103.0
x 3/8	35.4	26.5	68.5	103.0	54.0	81.2
x 1/4	24.8	18.6	48.1	72.1	37.9	56.7
x 3/16	18.9	14.2	36.6	54.9	28.9	43.4
x 1/8	12.9	9.7	25.0	37.6	19.7	29.6
HSS 5 x 3 x 1/2	38.8	29.1	75.3	112.9	59.4	88.9
x 3/8	30.8	23.1	59.9	89.8	47.2	70.8
x 5/16	26.5	19.8	51.3	77.1	40.5	60.8
x 1/4	21.7	16.3	42.1	63.5	33.3	49.9
x 3/16	16.6	12.5	32.3	48.5	25.5	38.3
x 1/8	11.4	8.6	22.1	33.2	17.5	26.3
HSS 5 x 2 1/2 x 1/4	20.3	15.2	39.2	59.0	31.0	46.7
x 3/16	15.5	11.7	30.1	45.3	23.8	35.7
x 1/8	10.6	8.0	20.6	31.0	16.3	24.4
Estado límite	ASD	LRFD	Nota: La ruptura a tensión en el área neta efectiva regirá sobre el rendimiento ante tensión en el área bruta a menos que el elemento a tensión sea seleccionado de modo que un final de conexión pueda ser diseñado con $A_e \geq 0.952A_g$.			
Rendimiento	$\Omega_t = 1.67$	$\phi_t = 0.90$				
Ruptura	$\Omega_t = 2.00$	$\phi_t = 0.75$				

(Parte de tabla 5-4 del AISC).

$F_y = 2900 \text{ kg/cm}^2$
 $F_u = 4000 \text{ kg/cm}^2$

Tabla 5-6 (continuación)
Fuerza permisible en tensión axial
Perfil HSS circular



Perfil	Área bruta A_g cm ²	$A_e = 0.75A_g$ cm ²	Rendimiento		Ruptura	
			ton		ton	
			P_n/Ω_t ASD	$\phi_t P_n$ LRFD	P_n/Ω_t ASD	$\phi_t P_n$ LRFD
HSS 6.625 x 0.500	58.1	43.5	102.5	154.2	88.9	133.4
x 0.432	50.7	38.0	89.8	134.7	77.6	116.6
x 0.375	44.4	33.3	78.5	117.9	68.0	101.6
x 0.312	37.4	28.0	66.2	99.3	57.2	85.7
x 0.280	33.5	25.2	59.4	89.4	51.3	77.1
x 0.250	30.2	22.6	53.5	80.3	46.3	69.4
x 0.188	22.8	17.1	40.3	60.3	34.9	52.2
x 0.125	15.3	11.5	27.0	40.6	23.4	35.1
HSS 6.000 x 0.500	52.2	39.1	92.1	138.8	79.8	119.8
x 0.375	40.0	30.0	70.8	106.1	61.2	91.6
x 0.312	33.7	25.3	59.4	89.4	51.7	77.6
x 0.280	30.3	22.7	53.5	80.3	46.3	69.4
x 0.250	27.2	20.4	48.1	72.6	41.7	62.6
x 0.188	20.5	15.4	36.3	54.4	31.4	47.2
x 0.125	13.8	10.4	24.4	36.7	21.2	31.8
HSS 5.563 x 0.500	48.1	36.0	84.8	127.9	73.5	110.2
x 0.375	36.9	27.7	65.3	98.0	56.2	84.8
x 0.258	25.9	19.4	45.8	68.9	39.6	59.4
x 0.188	19.0	14.3	33.7	50.8	29.1	43.6
HSS 5.500 x 0.500	47.5	35.6	83.9	126.1	72.6	108.9
x 0.375	36.5	27.3	64.4	97.1	55.8	83.5
x 0.258	25.6	19.2	45.3	68.0	39.2	59.0
x 0.500	42.7	32.0	75.3	113.4	65.3	98.0
HSS 5.000 x 0.375	32.9	24.7	58.1	87.5	50.3	75.3
x 0.312	27.7	20.8	49.0	73.9	42.4	63.5
x 0.258	23.2	17.4	41.0	61.7	35.4	53.1
x 0.250	22.5	16.9	39.8	59.9	34.5	51.7
x 0.188	17.0	12.8	30.1	45.3	26.0	39.1
x 0.125	11.5	8.6	20.3	30.5	17.6	26.4
Estado límite	ASD	LRFD	Nota: La ruptura a tensión en el área neta efectiva regirá sobre el rendimiento ante tensión en el área bruta a menos que el elemento a tensión sea seleccionado de modo que un final de conexión pueda ser diseñado con $A_e \geq 0.869A_g$.			
Rendimiento	$\Omega_t = 1.67$	$\phi_t = 0.90$				
Ruptura	$\Omega_t = 2.00$	$\phi_t = 0.75$				

(Parte de tabla 5-6 del AISC).

3.2 – Elementos en compresión

$F_y = 3500 \text{ kg/cm}^2$													
Tabla 4-1 (continuación)													
Fuerza permisible en compresión axial, ton													
Perfiles W													
													
Perfil		W 14 x											
Wt/m		145		132		120		109		99		90	
Diseño		P_n/Ω_c	$\phi_c P_n$										
		ASD	LRFD										
Longitud efectiva KL (m) con respecto al menor radio de giro r_y	0	580.6	870.9	526.2	789.3	480.8	721.2	435.0	653.2	395.5	594.2	359.3	539.8
	1.8	567.0	848.2	512.6	771.1	467.2	703.1	423.7	635.0	385.1	580.6	349.7	526.2
	2.1	562.5	843.7	508.0	762.0	462.7	694.0	419.1	630.5	381.0	571.5	346.1	521.6
	2.4	553.4	834.6	503.5	753.0	458.1	684.9	414.6	621.4	376.9	567.0	342.0	512.6
	2.7	548.9	825.6	494.4	743.9	451.3	680.4	409.1	616.9	372.0	557.9	337.9	508.0
	3.0	544.3	816.5	489.9	734.8	445.0	666.8	403.3	607.8	366.5	548.9	332.9	499.0
	3.4	535.2	802.9	480.8	721.2	437.7	657.7	396.9	598.8	360.6	544.3	327.5	494.4
	3.7	526.2	789.3	471.7	712.2	430.5	648.6	390.1	585.1	354.3	530.7	321.6	485.4
	4.0	517.1	780.2	462.7	698.5	422.3	635.0	382.8	576.1	347.9	521.6	315.7	476.3
	4.3	508.0	766.6	453.6	684.9	413.7	621.4	375.1	562.5	340.7	512.6	309.4	462.7
	4.6	499.0	748.4	445.4	671.3	405.1	607.8	367.0	553.4	332.9	499.0	302.6	453.6
	4.9	489.9	734.8	435.0	653.2	395.5	594.2	358.3	539.8	325.2	489.9	295.3	443.6
	5.2	476.3	716.7	424.6	639.6	386.0	580.6	349.7	526.2	317.1	476.3	288.0	432.7
	5.5	467.2	703.1	413.7	621.4	376.0	567.0	340.7	512.6	308.9	462.7	280.3	420.9
	5.8	453.6	684.9	402.3	603.3	365.6	548.9	331.1	499.0	300.3	451.3	272.2	409.1
	6.1	444.1	666.8	391.0	589.7	355.2	535.2	321.6	485.4	291.2	438.2	264.4	397.4
	6.7	420.0	630.5	367.0	553.4	333.4	499.0	301.6	453.6	273.1	411.0	247.7	372.4
	7.3	395.1	594.2	342.9	517.1	310.7	467.2	281.2	422.8	254.9	382.8	230.9	347.0
	7.9	369.7	557.9	318.4	476.3	288.5	433.6	260.8	391.9	235.9	354.7	213.6	321.1
	8.5	344.3	517.1	293.5	441.4	265.8	399.6	240.4	361.5	217.3	326.6	196.9	295.7
9.1	318.4	480.8	269.4	404.6	243.6	366.1	220.0	331.1	198.7	298.9	180.1	270.3	
9.8	293.5	440.9	245.4	369.2	221.8	333.4	200.5	301.2	181.0	271.7	163.7	245.9	
10.4	268.5	403.7	222.7	334.8	200.9	302.1	181.4	272.6	163.3	245.9	147.9	222.3	
11.0	244.9	367.9	200.0	300.7	180.5	271.3	162.8	244.9	146.5	220.4	132.5	199.1	
11.6	221.8	332.9	179.6	269.9	161.9	243.6	146.1	219.5	131.5	197.8	118.8	178.7	
12.2	200.0	300.7	162.4	243.6	146.1	219.5	132.0	198.2	118.8	178.3	107.0	161.0	
Propiedades													
P_{wo} (ton)	86.6	130.2	79.4	119.3	68.5	103.0	58.1	86.6	50.3	75.8	43.5	65.3	
P_{wi} (ton/cm)	4.1	6.1	3.8	5.8	3.5	5.3	3.1	4.7	2.9	4.3	2.6	3.9	
P_{wb} (ton)	216.4	325.2	184.6	277.6	141.5	212.3	99.8	149.7	78.5	117.9	58.5	88.0	
P_{fb} (ton)	100.7	151.5	90.3	135.2	74.8	112.9	62.6	94.3	51.7	77.6	42.8	64.4	
L_p (m)	4.3		4.1		4.0		4.0		4.1		4.6		
L_r (m)	18.8		17.1		15.8		14.8		13.8		13.0		
A_g (cm ²)	275.5		250.3		227.7		206.5		187.7		171.0		
I_x (cm ⁴)	71175.5		63683.3		57439.9		51612.6		46201.6		41581.5		
I_y (cm ⁴)	28178.8		22809.5		20603.4		18605.5		16732.5		15067.6		
r_y (cm)	10.1		9.6		9.5		9.5		9.4		9.4		
Relación r_x/r_y	1.59		1.67		1.67		1.67		1.66		1.66		
P_{ex} (KL ²)/10 ⁴ (ton-m ²)	48900		43800		39500		35500		31800		28600		
P_{ey} (KL ²)/10 ⁴ (ton-m ²)	19400		15700		14200		12800		11500		10400		
ASD	LRFD												
$\Omega_c = 1.67$	$\phi_c = 0.90$												

(Parte de tabla 4-1 del AISC).

Tabla 4-22
Esfuerzos críticos permisibles para elementos en compresión

F _y = 2460 kg/cm ²		F _y = 2530 kg/cm ²		F _y = 2900 kg/cm ²		F _y = 3230 kg/cm ²		F _y = 3500 kg/cm ²							
KL/r	P _n /Ω _t	φ _t P _n	KL/r	P _n /Ω _t	φ _t P _n	KL/r	P _n /Ω _t	φ _t P _n	KL/r	P _n /Ω _t	φ _t P _n				
	kg/cm ²	kg/cm ²		kg/cm ²	kg/cm ²		kg/cm ²	kg/cm ²		kg/cm ²	kg/cm ²	kg/cm ²	kg/cm ²		
	ASD	LRFD		ASD	LRFD		ASD	LRFD		ASD	LRFD	ASD	LRFD		
1	1476.4	2214.7	1	1518.6	2277.9	1	1764.7	2657.6	1	1933.4	2910.7	1	2102.2	3163.8	
2	1476.4	2214.7	2	1518.6	2277.9	2	1764.7	2657.6	2	1933.4	2910.7	2	2102.2	3163.8	
3	1469.4	2214.7	3	1511.6	2277.9	3	1764.7	2657.6	3	1933.4	2910.7	3	2102.2	3163.8	
4	1469.4	2214.7	4	1511.6	2277.9	4	1764.7	2657.6	4	1933.4	2910.7	4	2102.2	3156.8	
5	1469.4	2214.7	5	1511.6	2277.9	5	1764.7	2650.6	5	1933.4	2903.7	5	2102.2	3156.8	
6	1469.4	2207.6	6	1511.6	2270.9	6	1764.7	2650.6	6	1933.4	2903.7	6	2102.2	3156.8	
7	1469.4	2207.6	7	1511.6	2270.9	7	1764.7	2650.6	7	1933.4	2903.7	7	2095.1	3149.8	
8	1469.4	2207.6	8	1511.6	2270.9	8	1764.7	2650.6	8	1926.4	2896.6	8	2095.1	3149.8	
9	1469.4	2207.6	9	1511.6	2270.9	9	1757.7	2643.5	9	1926.4	2896.6	9	2095.1	3142.7	
10	1469.4	2200.6	10	1504.6	2263.9	10	1757.7	2643.5	10	1926.4	2889.6	10	2088.1	3142.7	
11	1462.4	2200.6	11	1504.6	2263.9	11	1757.7	2636.5	11	1919.4	2889.6	11	2088.1	3135.7	
12	1462.4	2200.6	12	1504.6	2263.9	12	1750.6	2636.5	12	1919.4	2882.6	12	2081.1	3128.7	
13	1462.4	2193.6	13	1504.6	2256.9	13	1750.6	2629.5	13	1912.4	2875.6	13	2081.1	3121.6	
14	1455.4	2193.6	14	1497.5	2256.9	14	1743.6	2622.5	14	1912.4	2875.6	14	2074.1	3121.6	
15	1455.4	2186.5	15	1497.5	2249.8	15	1743.6	2622.5	15	1905.3	2868.5	15	2074.1	3114.6	
16	1455.4	2186.5	16	1497.5	2249.8	16	1743.6	2615.4	16	1905.3	2861.5	16	2067.0	3107.6	
17	1455.4	2179.5	17	1490.5	2242.8	17	1736.6	2608.4	17	1898.3	2854.5	17	2060.0	3100.5	
18	1448.3	2179.5	18	1490.5	2242.8	18	1736.6	2608.4	18	1898.3	2847.4	18	2053.0	3086.5	
19	1448.3	2172.5	19	1490.5	2235.8	19	1729.6	2601.4	19	1891.3	2840.4	19	2053.0	3079.4	
20	1441.3	2172.5	20	1483.5	2228.7	20	1722.5	2594.3	20	1884.2	2833.4	20	2045.9	3072.4	
21	1441.3	2165.5	21	1483.5	2228.7	21	1722.5	2587.3	21	1877.2	2826.3	21	2038.9	3065.4	
22	1434.3	2158.4	22	1476.4	2221.7	22	1715.5	2580.3	22	1877.2	2819.3	22	2031.9	3051.3	
23	1434.3	2158.4	23	1476.4	2214.7	23	1708.5	2573.2	23	1870.2	2812.3	23	2024.8	3044.3	
24	1427.2	2151.4	24	1469.4	2207.6	24	1708.5	2566.2	24	1863.1	2798.2	24	2017.8	3030.2	
25	1427.2	2144.4	25	1469.4	2207.6	25	1701.4	2559.2	25	1856.1	2791.2	25	2010.8	3023.2	
26	1420.2	2137.3	26	1462.4	2200.6	26	1694.4	2552.1	26	1849.1	2784.2	26	2003.7	3009.1	
27	1420.2	2130.3	27	1455.4	2193.6	27	1687.4	2538.1	27	1842.0	2770.1	27	1996.7	3002.1	
28	1413.2	2130.3	28	1455.4	2186.5	28	1687.4	2531.1	28	1835.0	2763.1	28	1989.7	2988.0	
29	1413.2	2123.3	29	1448.3	2179.5	29	1680.3	2524.0	29	1828.0	2749.0	29	1982.7	2974.0	
30	1406.1	2116.2	30	1448.3	2172.5	30	1673.3	2517.0	30	1821.0	2742.0	30	1968.6	2959.9	
31	1406.1	2109.2	31	1441.3	2165.5	31	1666.3	2502.9	31	1813.9	2727.9	31	1961.6	2945.9	
32	1399.1	2102.2	32	1434.3	2158.4	32	1659.2	2495.9	32	1806.9	2713.9	32	1954.5	2938.8	
33	1392.1	2095.1	33	1434.3	2151.4	33	1652.2	2488.9	33	1799.9	2706.8	33	1947.5	2924.8	
34	1392.1	2088.1	34	1427.2	2144.4	34	1645.2	2474.8	34	1792.8	2692.8	34	1933.4	2910.7	
35	1385.0	2081.1	35	1420.2	2137.3	35	1638.2	2467.8	35	1785.8	2678.7	35	1926.4	2896.6	
36	1378.0	2074.1	36	1413.2	2130.3	36	1631.1	2453.7	36	1771.7	2664.6	36	1912.4	2875.6	
37	1371.0	2067.0	37	1413.2	2116.2	37	1624.1	2446.7	37	1764.7	2657.6	37	1905.3	2861.5	
38	1371.0	2060.0	38	1406.1	2109.2	38	1617.1	2432.6	38	1757.7	2643.5	38	1891.3	2847.4	
39	1364.0	2045.9	39	1399.1	2102.2	39	1610.0	2418.6	39	1750.6	2629.5	39	1884.2	2833.4	
40	1356.9	2038.9	40	1392.1	2095.1	40	1603.0	2411.5	40	1736.6	2615.4	40	1870.2	2812.3	
ASD		LRFD													
Ω _c = 1.67		φ _c = 0.90													

(Tabla 4-22 del AISC).

Tabla 4-22 (continuación)
Esfuerzos críticos permisibles para elementos en compresión

$F_y = 2460 \text{ kg/cm}^2$			$F_y = 2530 \text{ kg/cm}^2$			$F_y = 2900 \text{ kg/cm}^2$			$F_y = 3230 \text{ kg/cm}^2$			$F_y = 3500 \text{ kg/cm}^2$		
KL/r	P_n/Ω_t	$\phi_t P_n$												
	kg/cm ²	kg/cm ²												
	ASD	LRFD												
41	1349.9	2031.9	41	1385.0	2088.1	41	1596.0	2397.5	41	1729.6	2601.4	41	1863.1	2798.2
42	1349.9	2024.8	42	1378.0	2074.1	42	1588.9	2383.4	42	1722.5	2587.3	42	1849.1	2777.1
43	1342.9	2017.8	43	1378.0	2067.0	43	1581.9	2369.3	43	1708.5	2573.2	43	1842.0	2763.1
44	1335.8	2003.7	44	1371.0	2060.0	44	1567.8	2362.3	44	1701.4	2552.1	44	1828.0	2749.0
45	1328.8	1996.7	45	1364.0	2045.9	45	1560.8	2348.3	45	1687.4	2538.1	45	1813.9	2727.9
46	1321.8	1989.7	46	1356.9	2038.9	46	1553.8	2334.2	46	1680.3	2524.0	46	1799.9	2706.8
47	1314.7	1975.6	47	1349.9	2031.9	47	1546.8	2320.1	47	1673.3	2510.0	47	1792.8	2692.8
48	1307.7	1968.6	48	1342.9	2017.8	48	1532.7	2306.1	48	1659.2	2488.9	48	1778.8	2671.7
49	1300.7	1961.6	49	1335.8	2003.7	49	1525.7	2292.0	49	1645.2	2474.8	49	1764.7	2650.6
50	1293.6	1947.5	50	1328.8	1996.7	50	1518.6	2277.9	50	1638.2	2460.7	50	1750.6	2636.5
51	1286.6	1940.5	51	1321.8	1989.7	51	1504.6	2263.9	51	1624.1	2446.7	51	1743.6	2615.4
52	1286.6	1926.4	52	1314.7	1975.6	52	1497.5	2249.8	52	1617.1	2425.6	52	1729.6	2594.3
53	1279.6	1919.4	53	1307.7	1968.6	53	1490.5	2235.8	53	1603.0	2411.5	53	1715.5	2580.3
54	1272.6	1905.3	54	1300.7	1954.5	54	1476.4	2221.7	54	1588.9	2390.4	54	1701.4	2559.2
55	1265.5	1898.3	55	1293.6	1940.5	55	1469.4	2207.6	55	1581.9	2376.4	55	1687.4	2538.1
56	1258.5	1884.2	56	1286.6	1933.4	56	1455.4	2193.6	56	1567.8	2355.3	56	1673.3	2517.0
57	1244.4	1877.2	57	1279.6	1919.4	57	1448.3	2179.5	57	1553.8	2341.2	57	1659.2	2495.9
58	1237.4	1863.1	58	1272.6	1905.3	58	1441.3	2158.4	58	1546.8	2320.1	58	1645.2	2474.8
59	1230.4	1856.1	59	1258.5	1898.3	59	1427.2	2144.4	59	1532.7	2306.1	59	1631.1	2453.7
60	1223.3	1842.0	60	1251.5	1884.2	60	1420.2	2130.3	60	1518.6	2285.0	60	1617.1	2432.6
61	1216.3	1828.0	61	1244.4	1870.2	61	1406.1	2116.2	61	1504.6	2263.9	61	1603.0	2411.5
62	1209.3	1821.0	62	1237.4	1863.1	62	1399.1	2102.2	62	1497.5	2249.8	62	1588.9	2390.4
63	1202.2	1806.9	63	1230.4	1849.1	63	1385.0	2081.1	63	1483.5	2228.7	63	1574.9	2369.3
64	1195.2	1792.8	64	1223.3	1835.0	64	1378.0	2067.0	64	1469.4	2207.6	64	1560.8	2348.3
65	1188.2	1785.8	65	1216.3	1821.0	65	1364.0	2053.0	65	1455.4	2193.6	65	1546.8	2320.1
66	1181.2	1771.7	66	1202.2	1813.9	66	1349.9	2031.9	66	1441.3	2172.5	66	1532.7	2299.0
67	1174.1	1757.7	67	1195.2	1799.9	67	1342.9	2017.8	67	1434.3	2151.4	67	1518.6	2277.9
68	1160.1	1750.6	68	1188.2	1785.8	68	1328.8	2003.7	68	1420.2	2130.3	68	1504.6	2256.9
69	1153.0	1736.6	69	1181.2	1771.7	69	1321.8	1982.7	69	1406.1	2116.2	69	1483.5	2235.8
70	1146.0	1722.5	70	1174.1	1757.7	70	1307.7	1968.6	70	1392.1	2095.1	70	1469.4	2207.6
71	1139.0	1708.5	71	1160.1	1743.6	71	1300.7	1947.5	71	1378.0	2074.1	71	1455.4	2186.5
72	1131.9	1701.4	72	1153.0	1736.6	72	1286.6	1933.4	72	1364.0	2053.0	72	1441.3	2165.5
73	1124.9	1687.4	73	1146.0	1722.5	73	1272.6	1912.4	73	1349.9	2031.9	73	1427.2	2144.4
74	1110.9	1673.3	74	1139.0	1708.5	74	1265.5	1898.3	74	1342.9	2010.8	74	1413.2	2123.3
75	1103.8	1659.2	75	1124.9	1694.4	75	1251.5	1884.2	75	1328.8	1996.7	75	1392.1	2095.1
76	1096.8	1645.2	76	1117.9	1680.3	76	1237.4	1863.1	76	1314.7	1975.6	76	1378.0	2074.1
77	1089.8	1638.2	77	1110.9	1666.3	77	1230.4	1849.1	77	1300.7	1954.5	77	1364.0	2053.0
78	1082.7	1624.1	78	1096.8	1652.2	78	1216.3	1828.0	78	1286.6	1933.4	78	1349.9	2024.8
79	1068.7	1610.0	79	1089.8	1638.2	79	1202.2	1813.9	79	1272.6	1912.4	79	1335.8	2003.7
80	1061.6	1596.0	80	1082.7	1624.1	80	1195.2	1792.8	80	1258.5	1891.3	80	1321.8	1982.7
ASD		LRFD												
$\Omega_c = 1.67$		$\phi_c = 0.90$												

(Tabla 4-22 del AISC).

Tabla 4-22 (continuación)
Esfuerzos críticos permisibles para elementos en compresión

F _y = 2460 kg/cm ²		F _y = 2530 kg/cm ²		F _y = 2900 kg/cm ²		F _y = 3230 kg/cm ²		F _y = 3500 kg/cm ²						
KL/r	P _n /Ω _t	φ _t P _n	KL/r	P _n /Ω _t	φ _t P _n	KL/r	P _n /Ω _t	φ _t P _n	KL/r	P _n /Ω _t	φ _t P _n	KL/r	P _n /Ω _t	φ _t P _n
	kg/cm ²	kg/cm ²		kg/cm ²	kg/cm ²		kg/cm ²	kg/cm ²		kg/cm ²	kg/cm ²		kg/cm ²	kg/cm ²
	ASD	LRFD		ASD	LRFD		ASD	LRFD		ASD	LRFD		ASD	LRFD
81	1054.6	1581.9	81	1075.7	1610.0	81	1181.2	1778.8	81	1244.4	1870.2	81	1300.7	1961.6
82	1047.6	1567.8	82	1061.6	1596.0	82	1167.1	1757.7	82	1230.4	1849.1	82	1286.6	1933.4
83	1033.5	1553.8	83	1054.6	1581.9	83	1160.1	1743.6	83	1216.3	1828.0	83	1272.6	1912.4
84	1026.5	1546.8	84	1047.6	1567.8	84	1146.0	1722.5	84	1202.2	1813.9	84	1258.5	1891.3
85	1019.5	1532.7	85	1033.5	1553.8	85	1131.9	1708.5	85	1188.2	1792.8	85	1244.4	1863.1
86	1012.4	1518.6	86	1026.5	1546.8	86	1124.9	1687.4	86	1174.1	1771.7	86	1223.3	1842.0
87	998.4	1504.6	87	1019.5	1532.7	87	1110.9	1666.3	87	1167.1	1750.6	87	1209.3	1821.0
88	991.3	1490.5	88	1005.4	1518.6	88	1096.8	1652.2	88	1153.0	1729.6	88	1195.2	1792.8
89	984.3	1476.4	89	998.4	1504.6	89	1089.8	1631.1	89	1139.0	1708.5	89	1181.2	1771.7
90	970.2	1462.4	90	991.3	1490.5	90	1075.7	1617.1	90	1124.9	1687.4	90	1167.1	1750.6
91	963.2	1448.3	91	977.3	1476.4	91	1061.6	1596.0	91	1110.9	1666.3	91	1146.0	1729.6
92	956.2	1434.3	92	970.2	1462.4	92	1054.6	1581.9	92	1096.8	1645.2	92	1131.9	1701.4
93	949.1	1420.2	93	963.2	1441.3	93	1040.5	1560.8	93	1082.7	1624.1	93	1117.9	1680.3
94	935.1	1406.1	94	949.1	1427.2	94	1026.5	1546.8	94	1068.7	1603.0	94	1103.8	1659.2
95	928.1	1399.1	95	942.1	1413.2	95	1012.4	1525.7	95	1054.6	1588.9	95	1089.8	1638.2
96	921.0	1385.0	96	935.1	1399.1	96	1005.4	1511.6	96	1040.5	1567.8	96	1075.7	1610.0
97	914.0	1371.0	97	921.0	1385.0	97	991.3	1490.5	97	1026.5	1546.8	97	1054.6	1588.9
98	899.9	1356.9	98	914.0	1371.0	98	977.3	1476.4	98	1012.4	1525.7	98	1040.5	1567.8
99	892.9	1342.9	99	907.0	1356.9	99	970.2	1455.4	99	998.4	1504.6	99	1026.5	1546.8
100	885.9	1328.8	100	892.9	1342.9	100	956.2	1441.3	100	991.3	1483.5	100	1012.4	1525.7
101	871.8	1314.7	101	885.9	1328.8	101	942.1	1420.2	101	977.3	1462.4	101	998.4	1497.5
102	864.8	1300.7	102	878.8	1314.7	102	935.1	1406.1	102	963.2	1448.3	102	984.3	1476.4
103	857.7	1286.6	103	864.8	1300.7	103	921.0	1385.0	103	949.1	1427.2	103	970.2	1455.4
104	850.7	1272.6	104	857.7	1286.6	104	907.0	1371.0	104	935.1	1406.1	104	956.2	1434.3
105	836.7	1258.5	105	850.7	1272.6	105	899.9	1349.9	105	921.0	1385.0	105	942.1	1413.2
106	829.6	1244.4	106	836.7	1258.5	106	885.9	1335.8	106	907.0	1364.0	106	928.1	1392.1
107	822.6	1230.4	107	829.6	1244.4	107	871.8	1314.7	107	899.9	1349.9	107	914.0	1371.0
108	808.5	1216.3	108	822.6	1230.4	108	864.8	1300.7	108	885.9	1328.8	108	899.9	1349.9
109	801.5	1209.3	109	808.5	1216.3	109	850.7	1279.6	109	871.8	1307.7	109	885.9	1328.8
110	794.5	1195.2	110	801.5	1202.2	110	843.7	1265.5	110	857.7	1286.6	110	871.8	1307.7
111	787.4	1181.2	111	794.5	1188.2	111	829.6	1244.4	111	843.7	1272.6	111	857.7	1286.6
112	773.4	1167.1	112	780.4	1174.1	112	815.6	1230.4	112	829.6	1251.5	112	843.7	1265.5
113	766.3	1153.0	113	773.4	1160.1	113	808.5	1216.3	113	822.6	1230.4	113	829.6	1244.4
114	759.3	1139.0	114	766.3	1146.0	114	794.5	1195.2	114	808.5	1216.3	114	815.6	1223.3
115	752.3	1124.9	115	752.3	1139.0	115	787.4	1181.2	115	794.5	1195.2	115	801.5	1202.2
116	738.2	1110.9	116	745.3	1124.9	116	773.4	1160.1	116	780.4	1174.1	116	787.4	1181.2
117	731.2	1096.8	117	738.2	1110.9	117	759.3	1146.0	117	773.4	1160.1	117	773.4	1160.1
118	724.2	1089.8	118	731.2	1096.8	118	752.3	1131.9	118	759.3	1139.0	118	759.3	1139.0
119	717.1	1075.7	119	717.1	1082.7	119	738.2	1110.9	119	745.3	1124.9	119	745.3	1124.9
120	703.1	1061.6	120	710.1	1068.7	120	731.2	1096.8	120	731.2	1103.8	120	731.2	1103.8
ASD		LRFD												
Ω _c = 1.67		φ _c = 0.90												

(Tabla 4-22 del AISC).

Tabla 4-22 (continuación)
Esfuerzos críticos permisibles para elementos en compresión

$F_y = 2460 \text{ kg/cm}^2$			$F_y = 2530 \text{ kg/cm}^2$			$F_y = 2900 \text{ kg/cm}^2$			$F_y = 3230 \text{ kg/cm}^2$			$F_y = 3500 \text{ kg/cm}^2$		
KL/r	P_n/Ω_t	ϕP_n												
	kg/cm ²	kg/cm ²												
	ASD	LRFD												
121	696.7	1047.6	121	703.1	1054.6	121	717.1	1082.7	121	724.2	1082.7	121	724.2	1082.7
122	688.3	1033.5	122	692.5	1040.5	122	710.1	1068.7	122	710.1	1068.7	122	710.1	1068.7
123	679.9	1019.5	123	683.4	1026.5	123	698.1	1047.6	123	698.9	1047.6	123	698.9	1047.6
124	671.4	1005.4	124	674.2	1012.4	124	687.6	1033.5	124	687.6	1033.5	124	687.6	1033.5
125	663.0	998.4	125	665.8	998.4	125	676.4	1019.5	125	676.4	1019.5	125	676.4	1019.5
126	654.6	984.3	126	657.4	984.3	126	665.8	998.4	126	665.8	998.4	126	665.8	998.4
127	646.1	970.2	127	648.2	977.3	127	655.3	984.3	127	655.3	984.3	127	655.3	984.3
128	637.7	956.2	128	639.8	963.2	128	644.7	970.2	128	644.7	970.2	128	644.7	970.2
129	629.2	942.1	129	631.4	949.1	129	634.9	956.2	129	634.9	956.2	129	634.9	956.2
130	620.8	935.1	130	622.9	935.1	130	625.0	942.1	130	625.0	942.1	130	625.0	942.1
131	612.4	921.0	131	613.8	921.0	131	615.9	928.1	131	615.9	928.1	131	615.9	928.1
132	604.6	907.0	132	605.3	907.0	132	606.7	914.0	132	606.7	914.0	132	606.7	914.0
133	596.2	892.9	133	596.9	899.9	133	597.6	899.9	133	597.6	899.9	133	597.6	899.9
134	588.5	885.9	134	588.5	885.9	134	588.5	885.9	134	588.5	885.9	134	588.5	885.9
135	580.0	871.8	135	580.0	871.8	135	580.0	871.8	135	580.0	871.8	135	580.0	871.8
136	571.6	857.7	136	571.6	857.7	136	571.6	857.7	136	571.6	857.7	136	571.6	857.7
137	563.2	843.7	137	563.2	843.7	137	563.2	843.7	137	563.2	843.7	137	563.2	843.7
138	554.7	836.7	138	554.7	836.7	138	554.7	836.7	138	554.7	836.7	138	554.7	836.7
139	547.0	822.6	139	547.0	822.6	139	547.0	822.6	139	547.0	822.6	139	547.0	822.6
140	539.3	808.5	140	539.3	808.5	140	539.3	808.5	140	539.3	808.5	140	539.3	808.5
141	531.5	801.5	141	531.5	801.5	141	531.5	801.5	141	531.5	801.5	141	531.5	801.5
142	523.8	787.4	142	523.8	787.4	142	523.8	787.4	142	523.8	787.4	142	523.8	787.4
143	516.8	773.4	143	516.8	773.4	143	516.8	773.4	143	516.8	773.4	143	516.8	773.4
144	509.7	766.3	144	509.7	766.3	144	509.7	766.3	144	509.7	766.3	144	509.7	766.3
145	502.7	752.3	145	502.7	752.3	145	502.7	752.3	145	502.7	752.3	145	502.7	752.3
146	495.7	745.3	146	495.7	745.3	146	495.7	745.3	146	495.7	745.3	146	495.7	745.3
147	489.3	738.2	147	489.3	738.2	147	489.3	738.2	147	489.3	738.2	147	489.3	738.2
148	482.3	724.2	148	482.3	724.2	148	482.3	724.2	148	482.3	724.2	148	482.3	724.2
149	476.0	717.1	149	476.0	717.1	149	476.0	717.1	149	476.0	717.1	149	476.0	717.1
150	469.7	703.1	150	469.7	703.1	150	469.7	703.1	150	469.7	703.1	150	469.7	703.1
151	463.3	696.7	151	463.3	696.7	151	463.3	696.7	151	463.3	696.7	151	463.3	696.7
152	457.7	687.6	152	457.7	687.6	152	457.7	687.6	152	457.7	687.6	152	457.7	687.6
153	451.4	678.5	153	451.4	678.5	153	451.4	678.5	153	451.4	678.5	153	451.4	678.5
154	445.7	670.0	154	445.7	670.0	154	445.7	670.0	154	445.7	670.0	154	445.7	670.0
155	440.1	660.9	155	440.1	660.9	155	440.1	660.9	155	440.1	660.9	155	440.1	660.9
156	434.5	652.4	156	434.5	652.4	156	434.5	652.4	156	434.5	652.4	156	434.5	652.4
157	428.9	644.7	157	428.9	644.7	157	428.9	644.7	157	428.9	644.7	157	428.9	644.7
158	423.2	636.3	158	423.2	636.3	158	423.2	636.3	158	423.2	636.3	158	423.2	636.3
159	418.3	628.5	159	418.3	628.5	159	418.3	628.5	159	418.3	628.5	159	418.3	628.5
160	412.7	620.1	160	412.7	620.1	160	412.7	620.1	160	412.7	620.1	160	412.7	620.1
ASD		LRFD												
$\Omega_c = 1.67$		$\phi_c = 0.90$												

(Tabla 4-22 del AISC).

Tabla 4-22 (continuación)
Esfuerzos críticos permisibles para elementos en compresión

$F_y = 2460 \text{ kg/cm}^2$			$F_y = 2530 \text{ kg/cm}^2$			$F_y = 2900 \text{ kg/cm}^2$			$F_y = 3230 \text{ kg/cm}^2$			$F_y = 3500 \text{ kg/cm}^2$		
KL/r	P_n/Ω_t	ϕP_n												
	kg/cm^2	kg/cm^2												
	ASD	LRFD												
161	407.8	613.1	161	407.8	613.1	161	407.8	613.1	161	407.8	613.1	161	407.8	613.1
162	402.9	605.3	162	402.9	605.3	162	402.9	605.3	162	402.9	605.3	162	402.9	605.3
163	397.9	597.6	163	397.9	597.6	163	397.9	597.6	163	397.9	597.6	163	397.9	597.6
164	393.0	590.6	164	393.0	590.6	164	393.0	590.6	164	393.0	590.6	164	393.0	590.6
165	388.1	583.5	165	388.1	583.5	165	388.1	583.5	165	388.1	583.5	165	388.1	583.5
166	383.2	576.5	166	383.2	576.5	166	383.2	576.5	166	383.2	576.5	166	383.2	576.5
167	379.0	569.5	167	379.0	569.5	167	379.0	569.5	167	379.0	569.5	167	379.0	569.5
168	374.7	562.5	168	374.7	562.5	168	374.7	562.5	168	374.7	562.5	168	374.7	562.5
169	369.1	554.7	169	369.1	554.7	169	369.1	554.7	169	369.1	554.7	169	369.1	554.7
170	365.6	549.8	170	365.6	549.8	170	365.6	549.8	170	365.6	549.8	170	365.6	549.8
171	361.4	543.5	171	361.4	543.5	171	361.4	543.5	171	361.4	543.5	171	361.4	543.5
172	357.2	537.1	172	357.2	537.1	172	357.2	537.1	172	357.2	537.1	172	357.2	537.1
173	352.9	530.8	173	352.9	530.8	173	352.9	530.8	173	352.9	530.8	173	352.9	530.8
174	348.7	524.5	174	348.7	524.5	174	348.7	524.5	174	348.7	524.5	174	348.7	524.5
175	345.2	518.9	175	345.2	518.9	175	345.2	518.9	175	345.2	518.9	175	345.2	518.9
176	341.0	512.5	176	341.0	512.5	176	341.0	512.5	176	341.0	512.5	176	341.0	512.5
177	337.5	506.9	177	337.5	506.9	177	337.5	506.9	177	337.5	506.9	177	337.5	506.9
178	333.3	501.3	178	333.3	501.3	178	333.3	501.3	178	333.3	501.3	178	333.3	501.3
179	329.7	495.7	179	329.7	495.7	179	329.7	495.7	179	329.7	495.7	179	329.7	495.7
180	326.2	490.0	180	326.2	490.0	180	326.2	490.0	180	326.2	490.0	180	326.2	490.0
181	322.7	485.1	181	322.7	485.1	181	322.7	485.1	181	322.7	485.1	181	322.7	485.1
182	319.2	479.5	182	319.2	479.5	182	319.2	479.5	182	319.2	479.5	182	319.2	479.5
183	315.7	474.6	183	315.7	474.6	183	315.7	474.6	183	315.7	474.6	183	315.7	474.6
184	312.2	468.9	184	312.2	468.9	184	312.2	468.9	184	312.2	468.9	184	312.2	468.9
185	308.6	464.0	185	308.6	464.0	185	308.6	464.0	185	308.6	464.0	185	308.6	464.0
186	305.1	459.1	186	305.1	459.1	186	305.1	459.1	186	305.1	459.1	186	305.1	459.1
187	302.3	454.2	187	302.3	454.2	187	302.3	454.2	187	302.3	454.2	187	302.3	454.2
188	298.8	449.3	188	298.8	449.3	188	298.8	449.3	188	298.8	449.3	188	298.8	449.3
189	296.0	444.3	189	296.0	444.3	189	296.0	444.3	189	296.0	444.3	189	296.0	444.3
190	292.5	440.1	190	292.5	440.1	190	292.5	440.1	190	292.5	440.1	190	292.5	440.1
191	289.7	435.2	191	289.7	435.2	191	289.7	435.2	191	289.7	435.2	191	289.7	435.2
192	286.9	431.0	192	286.9	431.0	192	286.9	431.0	192	286.9	431.0	192	286.9	431.0
193	284.0	426.1	193	284.0	426.1	193	284.0	426.1	193	284.0	426.1	193	284.0	426.1
194	280.5	421.8	194	280.5	421.8	194	280.5	421.8	194	280.5	421.8	194	280.5	421.8
195	277.7	417.6	195	277.7	417.6	195	277.7	417.6	195	277.7	417.6	195	277.7	417.6
196	274.9	413.4	196	274.9	413.4	196	274.9	413.4	196	274.9	413.4	196	274.9	413.4
197	272.1	409.2	197	272.1	409.2	197	272.1	409.2	197	272.1	409.2	197	272.1	409.2
198	269.3	405.0	198	269.3	405.0	198	269.3	405.0	198	269.3	405.0	198	269.3	405.0
199	267.2	400.7	199	267.2	400.7	199	267.2	400.7	199	267.2	400.7	199	267.2	400.7
200	264.4	397.2	200	264.4	397.2	200	264.4	397.2	200	264.4	397.2	200	264.4	397.2
ASD		LRFD												
$\Omega_c = 1.67$		$\phi_c = 0.90$												

(Tabla 4-22 del AISC).



Tabla 4-1 (continuación)
Fuerza permisible en compresión axial, ton
Perfiles W

$F_y = 3500 \text{ kg/cm}^2$

Perfil		W 14 x													
Wt/m		82		74		68		61		53		48		43 ^c	
Diseño		P_n/Ω_c	$\phi_c P_n$	P_n/Ω_c	$\phi_c P_n$	P_n/Ω_c	$\phi_c P_n$	P_n/Ω_c	$\phi_c P_n$	P_n/Ω_c	$\phi_c P_n$	P_n/Ω_c	$\phi_c P_n$	P_n/Ω_c	$\phi_c P_n$
		ASD	LRFD	ASD	LRFD	ASD	LRFD	ASD	LRFD	ASD	LRFD	ASD	LRFD	ASD	LRFD
Longitud efectiva KL (m) con respecto al menor radio de giro r_y	0	326.6	489.9	295.7	444.5	271.3	407.8	243.1	365.6	211.8	318.4	191.9	288.5	169.6	254.9
	1.8	307.1	462.7	278.1	418.2	254.9	382.8	228.6	343.4	191.0	287.1	173.3	259.9	154.2	231.8
	2.1	300.3	451.3	272.2	408.7	249.0	374.7	223.2	335.7	184.2	276.7	166.9	250.4	148.3	222.7
	2.4	292.6	440.0	264.9	398.3	242.7	364.7	217.7	327.0	176.5	265.4	159.7	240.0	142.0	213.2
	2.7	284.4	427.3	257.6	386.9	235.9	354.3	210.9	317.5	168.3	252.7	152.0	228.6	135.2	202.8
	3.0	275.3	413.7	249.0	374.7	228.2	342.5	204.1	307.1	159.2	239.5	143.8	216.4	127.5	191.9
	3.4	265.4	399.2	240.4	361.5	220.0	330.2	196.9	295.7	150.1	225.4	135.6	203.7	119.8	180.1
	3.7	255.4	383.7	231.3	347.5	211.4	317.5	189.2	284.0	140.6	210.9	126.6	190.5	112.0	168.3
	4.0	244.5	367.4	221.4	332.9	202.3	303.9	181.0	271.7	130.6	196.4	117.9	177.4	104.3	156.5
	4.3	233.6	351.1	211.4	318.0	192.8	289.9	172.4	259.5	121.1	181.9	108.9	163.7	96.2	144.7
	4.6	222.3	333.8	201.4	302.6	183.3	275.8	164.2	246.3	111.6	167.4	100.2	150.6	88.5	132.9
	4.9	210.9	316.6	191.0	286.7	173.7	261.3	155.1	233.6	102.1	153.3	91.6	137.9	80.7	121.1
	5.2	199.1	299.4	180.5	271.3	164.2	246.8	146.5	220.4	93.0	139.7	83.5	125.2	73.0	109.8
	5.5	187.3	281.7	169.6	255.4	154.2	232.2	137.9	207.3	83.9	126.1	75.3	113.4	65.8	98.9
	5.8	176.0	264.4	159.2	239.5	144.7	217.7	129.3	194.1	75.3	113.4	67.6	101.6	59.0	88.9
	6.1	164.7	247.7	149.2	224.1	135.2	203.2	120.7	181.4	68.0	102.5	61.2	91.6	53.5	80.3
	6.7	142.4	214.6	129.3	194.1	117.0	175.5	104.3	156.5	56.2	84.4	50.3	75.8	44.1	66.2
	7.3	121.6	182.8	110.2	165.6	99.3	149.2	88.5	132.9	47.2	71.2	42.4	63.5	37.1	55.8
	7.9	103.4	155.6	93.9	141.1	84.8	127.5	75.3	113.4	40.3	60.3	36.1	54.4	31.6	47.6
	8.5	89.4	134.3	80.7	121.6	73.0	109.8	64.9	97.5	34.7	52.2	31.2	46.7	27.2	40.9
9.1	78.0	117.0	70.3	106.1	63.5	95.7	56.7	84.8	30.3	45.4	27.1	40.8	23.7	35.7	
9.8	68.5	103.0	62.1	93.0	55.8	83.9	49.9	74.8	26.6	40.0					
10.4	60.8	91.2	54.9	82.6	49.4	74.4	44.0	66.2							
11.0	54.0	81.2	49.0	73.5	44.2	66.2	39.3	59.0							
11.6	48.5	73.0	43.9	66.2	39.6	59.4	35.2	53.1							
12.2	43.8	65.8	39.6	59.4	35.8	54.0	31.8	47.6							
Propiedades															
P_{wo} (ton)	55.8	83.5	46.7	70.3	41.1	61.7	35.1	52.6	35.0	52.6	30.5	45.8	25.9	38.8	
P_{wi} (ton/cm)	3.0	4.6	2.7	4.0	2.5	3.7	2.2	3.4	2.2	3.3	2.0	3.0	1.8	2.7	
P_{wb} (ton)	91.2	137.0	62.6	94.3	49.0	73.9	36.2	54.4	34.8	52.2	27.0	40.6	19.5	29.3	
P_{fb} (ton)	62.1	93.4	52.2	78.5	44.0	66.2	35.3	53.1	37.0	55.8	30.0	45.2	23.9	35.8	
L_p (m)	2.7		2.7		2.6		2.6		2.1		2.1		2.0		
L_r (m)	10.1		9.4		8.9		8.4		6.8		6.4		6.1		
A_g (cm ²)	154.8		140.6		129.0		115.5		100.6		91.0		81.3		
I_x (cm ⁴)	36670.0		33090.4		30051.9		26638.8		22518.1		20145.6		17814.7		
I_y (cm ⁴)	6160.2		5577.5		5036.4		4453.7		2401.7		2139.4		1881.4		
r_y (cm)	6.3		6.3		6.2		6.2		4.9		4.9		4.8		
Relación r_x/r_y	2.44		2.44		2.44		2.44		3.07		3.06		3.08		
P_{ex} (KL ²)/10 ⁴ (ton-m ²)	25200		22800		20700		18300		15500		13900		12300		
P_{ey} (KL ²)/10 ⁴ (ton-m ²)	4240		3840		3460		3060		1650		1470		1290		
ASD	LRFD		^c El perfil es esbelto en compresión para $F_y = 3500 \text{ kg/cm}^2$. Nota: La línea gruesa indica que KL/r es igual o mayor a 200.												
$\Omega_c = 1.67$	$\phi_c = 0.90$														

(Parte de tabla 4-1 del AISC).

Tabla 4-21
Factor de reducción para rigidez

τ_a

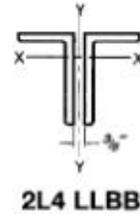
ASD	LRFD	$F_y, \text{ kg/cm}^2$									
P_a/A_g	P_u/A_g	2460		2530		2900		3230		3500	
		ASD	LRFD	ASD	LRFD	ASD	LRFD	ASD	LRFD	ASD	LRFD
3163.8	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
3093.5	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0.0599
3023.2	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0.118
2952.9	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0.175
2882.6	-	-	-	-	-	-	-	-	0.0262	-	0.231
2812.3	-	-	-	-	-	-	-	-	0.0905	-	0.285
2742.0	-	-	-	-	-	-	-	-	0.153	-	0.338
2671.7	-	-	-	-	-	-	-	-	0.214	-	0.389
2601.4	-	-	-	-	-	-	0.057	-	0.274	-	0.438
2531.1	-	-	-	-	-	-	0.127	-	0.331	-	0.486
2460.7	-	-	-	-	-	-	0.194	-	0.387	-	0.532
2390.4	-	-	-	-	-	-	0.26	-	0.441	-	0.577
2320.1	-	-	-	-	-	-	0.323	-	0.492	-	0.62
2249.8	-	-	-	0.0334	-	-	0.384	-	0.542	-	0.66
2179.5	-	0.0429	-	0.115	-	-	0.443	-	0.59	-	0.699
2109.2	-	0.127	-	0.194	-	-	0.5	-	0.636	-	0.736
2038.9	-	0.207	-	0.27	-	-	0.554	-	0.679	0.0842	0.771
1968.6	-	0.285	-	0.344	-	-	0.606	-	0.72	0.171	0.804
1898.3	-	0.36	-	0.414	-	-	0.655	0.0534	0.759	0.254	0.835
1828.0	-	0.431	-	0.481	-	-	0.701	0.148	0.796	0.334	0.863
1757.7	-	0.5	-	0.545	0.0162	-	0.745	0.24	0.83	0.41	0.89
1687.4	-	0.564	-	0.606	0.122	-	0.786	0.327	0.861	0.483	0.913
1617.1	-	0.626	-	0.663	0.223	-	0.823	0.41	0.89	0.552	0.934
1546.8	-	0.683	-	0.716	0.319	-	0.858	0.489	0.915	0.617	0.953
1476.4	-	0.736	0.0695	0.766	0.41	-	0.89	0.563	0.938	0.678	0.969
1406.1	0.122	0.786	0.189	0.811	0.496	-	0.917	0.633	0.957	0.734	0.982
1335.8	0.242	0.831	0.303	0.853	0.577	-	0.942	0.698	0.974	0.786	0.992
1265.5	0.356	0.871	0.41	0.89	0.652	-	0.962	0.757	0.986	0.833	0.998
1195.2	0.462	0.907	0.51	0.922	0.721	-	0.979	0.811	0.996	0.875	1
1124.9	0.561	0.937	0.603	0.949	0.784	-	0.991	0.86	1	0.912	
1054.6	0.652	0.962	0.687	0.971	0.84	-	0.999	0.902		0.943	
984.3	0.734	0.982	0.764	0.988	0.888	1		0.937		0.968	
914.0	0.807	0.995	0.831	0.998	0.929			0.965		0.987	
843.7	0.87	1	0.888	1	0.962			0.986		0.998	
773.4	0.922		0.935		0.985			0.999		1	
703.1	0.962		0.971		0.999			1			
632.8	0.989		0.993		1						
562.5	1		1								
492.1											
421.8											
351.5											

- Indica que el factor de reducción para rigidez no aplica porque la fuerza requería excede la fuerza permisible para .

(Tabla 4-21 del AISC).

$F_y = 2530 \text{ kg/cm}^2$

Tabla 4-9 (continuación)
Fuerza permisible en
compresión axial, ton
Ángulos dobles - LLBB



Perfil	2 L 4 x 3 1/2 x								Número de conectores ^a		
	1/2		3/8		5/16		1/4 ^c				
Wt/m	78.1		59.7		50.2		40.7				
Diseño	P_n/Ω_c	$\phi_c P_n$	P_n/Ω_c	$\phi_c P_n$	P_n/Ω_c	$\phi_c P_n$	P_n/Ω_c	$\phi_c P_n$	Número de conectores ^a		
	ASD	LRFD	ASD	LRFD	ASD	LRFD	ASD	LRFD			
Longitud efectiva KL (m) con respecto a los ejes indicados	Eje x-x	0	68.5	103.0	52.2	78.5	43.9	65.8	32.3	48.5	b
		0.6	67.1	101.2	51.3	77.1	43.0	64.9	31.7	47.6	
		1.2	63.1	95.3	48.1	72.6	40.6	61.2	30.1	45.2	
		1.8	57.2	86.2	43.8	65.8	36.9	55.3	27.6	41.5	
		2.4	49.9	74.8	38.2	57.6	32.3	48.5	24.4	36.7	
		3.0	41.5	62.1	32.0	48.1	27.1	40.8	20.9	31.4	
		3.7	33.3	49.9	25.8	38.8	22.0	33.0	17.3	25.9	
		4.3	25.6	38.5	20.0	30.1	17.1	25.7	13.8	20.7	
		4.9	19.6	29.4	15.3	23.0	13.1	19.6	10.7	16.0	
		5.5	15.5	23.3	12.1	18.2	10.3	15.5	8.4	12.7	
	6.1	12.5	18.8	9.8	14.7	8.3	12.6	6.8	10.3		
	Eje y-y	0	68.5	103.0	52.2	78.5	43.9	65.8	32.3	48.5	2
		0.6	64.9	97.5	47.6	71.2	36.1	54.4	24.6	37.1	
		1.2	62.1	93.9	45.8	68.5	35.7	53.5	24.4	36.7	
		1.8	58.5	87.5	42.9	64.4	34.6	52.2	23.9	35.8	
		2.4	53.1	79.8	39.2	59.0	32.3	48.5	22.7	34.2	
		3.0	47.2	71.2	34.8	52.2	28.9	43.5	20.9	31.4	
		3.7	40.8	61.2	30.1	45.3	25.0	37.6	18.4	27.7	
		4.3	34.3	51.7	25.3	38.1	20.9	31.4	15.7	23.6	
		4.9	28.0	42.1	20.7	31.1	16.9	25.4	13.0	19.6	
5.5		23.4	35.2	16.5	24.8	13.5	20.4	10.5	15.8		
6.1	19.0	28.6	13.4	20.2	11.1	16.6	8.6	13.0			
6.7	15.7	23.6	11.1	16.7	9.2	13.8	7.2	10.8			
7.3	13.2	19.9	9.4	14.1	7.8	11.7	6.1	9.2			
7.9	11.3	17.0									
Propiedades de 2 ángulos - 3/8 in espalda con espalda											
A_g (cm ²)	45.2		34.5		29.0		23.4				
r_x (cm)	3.12		3.18		3.18		3.20				
r_y (cm)	3.99		3.94		3.89		3.86				
Propiedades de un ángulo simple											
r_z (cm)	1.82		1.83		1.83		1.84				
ASD	LRFD		^a Para el eje y-y, deben usarse conectores intermedios como soldaduras o tornillos pretensados. ^b Para el número requerido de conectores intermedios, ver la discusión de la tabla 4-8. ^c El perfil es esbelto en compresión para $F_y = 2530 \text{ kg/cm}^2$. Nota: La línea fuerte indica que KL/r es igual o mayor a 200.								
$\Omega_c = 1.67$	$\phi_c = 0.90$										

(Parte de tabla 4-9 del AISC).

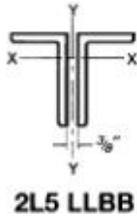


Tabla 4-9 (continuación)
Fuerza permisible
en compresión axial, ton
Ángulos dobles - LLBB

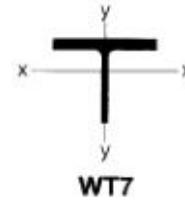
$$F_y = 2530 \text{ kg/cm}^2$$

Perfil	2 L 5 x 3 x										Número de conectores ^a			
	1/2		4/9		3/8 ^c		5/16		1/4 ^c					
Wt/m	83.7		73.8		64.0		53.8		43.3					
Diseño	P_n/Ω_c		$\phi_c P_n$		P_n/Ω_c		$\phi_c P_n$		P_n/Ω_c		$\phi_c P_n$			
	ASD	LRFD	ASD	LRFD	ASD	LRFD	ASD	LRFD	ASD	LRFD	ASD	LRFD		
Longitud efectiva KL (m) con respecto a los ejes indicados	Eje x-x	0	73.5	110.2	64.9	97.5	54.9	82.6	42.8	64.4	30.5	45.8	b	
		0.6	72.6	108.9	64.0	96.2	54.4	81.6	42.3	63.5	30.3	45.4		
		1.2	69.9	105.2	61.7	93.0	52.6	78.9	41.0	61.7	29.4	44.2		
		1.8	65.8	98.9	58.1	87.5	49.4	74.4	38.9	58.5	28.1	42.2		
		2.4	60.3	90.7	53.5	80.3	45.8	68.5	36.1	54.4	26.3	39.6		
		3.0	54.4	81.6	48.1	72.1	41.1	61.7	32.8	49.4	24.2	36.4		
		3.7	47.6	71.2	42.1	63.5	36.2	54.4	29.2	43.8	21.8	32.8		
		4.3	40.6	61.2	36.1	54.4	31.2	46.7	25.4	38.1	19.4	29.1		
		4.9	33.9	50.8	30.2	45.3	26.2	39.3	21.6	32.5	16.8	25.3		
		5.5	27.5	41.4	24.6	36.9	21.5	32.3	18.1	27.1	14.4	21.6		
	6.1	22.3	33.6	19.9	29.9	17.4	26.1	14.7	22.1	12.0	18.1			
	6.7	18.5	27.7	16.5	24.7	14.4	21.6	12.2	18.3	9.9	15.0			
	7.3	15.5	23.3	13.8	20.8	12.1	18.1	10.3	15.4	8.3	12.6			
	Eje y-y	0	73.5	110.2	64.9	97.5	54.9	82.6	42.8	64.4	30.5	45.8		2
		0.6	65.8	98.4	56.2	84.4	45.8	69.4	33.9	50.8	22.4	33.6		
		1.2	61.7	93.0	53.1	79.8	44.5	66.7	32.9	49.4	21.8	32.8		
		1.8	55.8	83.9	48.1	72.1	41.0	61.7	30.8	46.3	20.7	31.2		
		2.4	48.5	73.0	41.8	62.6	35.7	53.5	27.3	41.0	18.9	28.4		
		3.0	40.4	60.8	34.8	52.2	29.4	44.2	22.9	34.4	16.3	24.6		
		3.7	32.1	48.1	27.7	41.6	23.2	34.8	18.4	27.6	13.5	20.3		
4.3		25.6	38.4	21.1	31.7	17.6	26.4	14.2	21.2	10.7	16.1			
4.9		19.7	29.6	16.3	24.5	13.7	20.5	11.1	16.6	8.5	12.7			
5.5		15.6	23.5	12.9	19.5	10.9	16.4	8.9	13.3	6.8	10.3			
6.1	12.7	19.1	10.5	15.8	8.9	13.4	7.3	10.9						
											3			
Propiedades de 2 ángulos - 3/8 in espalda con espalda														
A_g (cm ²)	48.5		42.7		37.0		31.0		25.0					
r_x (cm)	4.01		4.04		4.06		4.09		4.11					
r_y (cm)	3.15		3.12		3.10		3.07		3.02					
Propiedades de un ángulo simple														
r_z (cm)	1.63		1.64		1.64		1.65		1.66					
ASD	LRFD		^a Para el eje y-y, deben usarse conectores intermedios como soldaduras o tornillos pretensados. ^b Para el número requerido de conectores intermedios, ver la discusión de la tabla 4-8. ^c El perfil es esbelto en compresión para $F_y = 2530 \text{ kg/cm}^2$. Nota: La línea fuerte indica que KL/r es igual o mayor a 200.											
$\Omega_c = 1.67$	$\phi_c = 0.90$													

(Parte de tabla 4-9 del AISC).

$$F_y = 3500 \text{ kg/cm}^2$$

Tabla 4-7 (continuación)
Fuerza permisible
en compresión axial, ton
Perfiles WT



Perfil		WT 7 x												
Wt/ft		37		34		30.5 ^c		26.5 ^c		24 ^c		21.5 ^c		
Diseño		P_n/Ω_c		$\phi_c P_n$		P_n/Ω_c		$\phi_c P_n$		P_n/Ω_c		$\phi_c P_n$		
		ASD	LRFD	ASD	LRFD	ASD	LRFD	ASD	LRFD	ASD	LRFD	ASD	LRFD	
Longitud efectiva KL (m) con respecto a los ejes indicados	Eje x-x	0	147.9	222.3	135.6	204.1	118.4	177.8	101.2	152.4	84.8	127.5	66.7	99.8
		3.0	107.5	161.5	98.4	147.9	86.2	129.3	76.2	114.8	64.9	98.0	52.6	78.9
		3.7	93.4	140.6	85.3	128.4	74.8	112.5	67.1	101.2	58.1	87.1	47.2	71.2
		4.3	79.4	118.8	72.1	108.4	63.5	95.3	58.1	87.1	50.3	75.8	42.0	63.1
		4.9	65.3	98.4	59.4	89.4	52.6	78.9	49.0	73.5	43.1	64.9	36.4	54.9
		5.5	52.6	78.9	47.6	71.7	42.3	63.5	40.3	60.3	36.0	54.0	31.1	46.7
		6.1	42.6	64.0	38.6	58.1	34.2	51.3	32.7	49.0	29.4	44.2	26.0	39.1
		6.7	35.2	53.1	31.9	48.1	28.3	42.5	27.0	40.6	24.3	36.6	21.5	32.3
		7.3	29.6	44.5	26.9	40.3	23.8	35.7	22.7	34.1	20.5	30.7	18.1	27.1
		7.9	25.2	37.9	22.9	34.4	20.3	30.4	19.3	29.0	17.4	26.2	15.4	23.1
		8.5	21.7	32.7	19.7	29.6	17.5	26.3	16.6	25.0	15.0	22.6	13.2	19.9
		9.1	18.9	28.4	17.2	25.8	15.2	22.9	14.5	21.8	13.1	19.6	11.5	17.3
	Eje y-y	0	147.9	222.3	135.6	204.1	118.4	177.8	101.2	152.4	84.8	127.5	66.7	99.8
		3.0	122.0	183.3	111.1	166.9	96.2	144.2	75.3	113.4	63.5	95.7	50.8	76.7
		3.7	113.4	170.1	103.0	155.1	90.3	135.6	67.1	100.7	57.2	85.7	46.3	69.9
		4.3	103.9	156.0	94.3	142.0	83.0	124.7	58.1	87.5	50.3	75.3	41.4	62.1
		4.9	93.9	141.1	85.3	128.4	74.8	112.9	49.4	74.4	43.1	64.9	36.2	54.4
		5.5	83.5	125.6	76.2	114.3	66.7	100.7	41.2	61.7	36.2	54.4	31.0	46.7
		6.1	73.5	110.7	66.7	100.2	59.0	88.5	33.6	50.3	29.8	44.9	26.1	39.2
		6.7	64.0	95.7	58.1	87.1	50.8	76.7	27.9	41.9	24.8	37.2	21.7	32.6
		7.3	54.4	81.6	49.4	74.4	43.5	65.3	23.5	35.2	20.9	31.3	18.3	27.5
		7.9	46.3	69.9	42.1	63.5	37.1	55.8	20.0	30.1	17.8	26.8	15.6	23.5
8.5		40.1	60.3	36.4	54.9	32.1	48.1	17.3	26.0	15.4	23.1	13.5	20.3	
9.1		35.0	52.6	31.7	47.6	28.0	42.1	15.1	22.6	13.4	20.1	11.7	17.7	
9.8	30.8	46.3	27.9	41.9	24.6	37.0	13.2	19.9						
10.4	27.3	41.0	24.7	37.1	21.9	32.8								
11.0	24.3	36.6	22.1	33.2	19.5	29.3								
12.2	19.7	29.7	17.9	26.9	15.8	23.8								
Propiedades														
A_g (cm ²)	70.3		64.5		57.8		50.3		45.6		40.7			
r_x (cm)	4.62		4.60		4.57		4.78		4.78		4.72			
r_y (cm)	6.30		6.25		6.22		4.88		4.85		4.80			
ASD	LRFD		^c El perfil es esbelto en compresión para $F_y = 2530 \text{ kg/cm}^2$. Nota: La línea fuerte indica que KL/r es igual o mayor a 200.											
$\Omega_c = 1.67$	$\phi_c = 0.90$													

(Parte de tabla 4-7 del AISC).

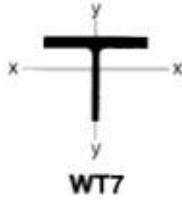


Tabla 4-7 (continuación)
Fuerza permisible
en compresión axial, ton
Perfiles WT

$F_y = 3500 \text{ kg/cm}^2$

Perfil			WT 7 x											
Wt/ft			19 ^c		17 ^c		15 ^c		13 ^c		11 ^c			
Diseño			P_n/Ω_c	$\phi_c P_n$	P_n/Ω_c	$\phi_c P_n$	P_n/Ω_c	$\phi_c P_n$	P_n/Ω_c	$\phi_c P_n$	P_n/Ω_c	$\phi_c P_n$		
			ASD	LRFD	ASD	LRFD	ASD	LRFD	ASD	LRFD	ASD	LRFD		
Longitud efectiva KL (m) con respecto a los ejes indicados	Eje x-x	0	57.6	86.2	45.4	68.0	36.6	54.9	28.1	42.2	19.8	29.7		
		3.0	47.6	71.2	38.3	57.6	31.5	47.2	24.8	37.2	17.8	26.8		
		3.7	43.6	65.8	35.6	53.5	29.5	44.3	23.5	35.2	17.1	25.6		
		4.3	39.5	59.4	32.6	49.0	27.3	41.0	22.0	33.0	16.1	24.3		
		4.9	35.2	53.1	29.5	44.3	24.9	37.5	20.4	30.6	15.2	22.8		
		5.5	30.9	46.3	26.3	39.6	22.5	33.9	18.7	28.1	14.2	21.3		
		6.1	26.7	40.1	23.1	34.8	20.1	30.2	17.7	26.7	15.3	23.0	18.0	
		6.7	22.8	34.2	20.1	30.2	17.2	25.8	15.5	23.2	13.6	20.5	10.9	16.4
		7.3	19.1	28.8	17.2	25.8	14.7	22.0	13.3	20.0	12.0	18.1	9.8	14.8
		8.5	14.1	21.1	12.6	19.0	11.4	17.2	10.5	15.7	8.8	13.2		
	9.1	12.2	18.4	11.0	16.5	10.0	15.0	9.1	13.7	7.8	11.7			
	9.8	10.8	16.2	9.7	14.5	8.8	13.2	8.0	12.0	6.8	10.3			
	10.4	9.5	14.3	8.6	12.9	7.8	11.7	7.1	10.7	6.1	9.1			
	Eje y-y	0	57.6	86.2	45.4	68.0	36.6	54.9	28.1	42.2	19.8	29.7		
		3.0	39.1	59.0	31.5	47.2	24.9	37.5	16.1	24.3	11.6	17.5		
		3.7	34.0	51.3	27.9	41.9	22.3	33.5	13.1	19.7	9.7	14.5		
		4.3	28.7	43.1	23.9	36.0	19.3	29.1	10.2	15.3	7.8	11.6		
		4.9	23.5	35.3	20.0	30.1	16.3	24.5	7.9	11.8	6.1	9.1		
		5.5	18.8	28.3	16.3	24.5	13.4	20.2	6.3	9.5				
		6.1	15.4	23.1	13.3	20.0	11.0	16.6	9.2	13.8				
6.7		12.7	19.2	11.1	16.6	9.2	13.8	7.8	11.7					
7.3		10.8	16.2	9.3	14.1	7.8	11.7							
Propiedades														
$A_g \text{ (cm}^2\text{)}$			36.0		32.3		28.5		24.8		21.0			
$r_x \text{ (cm)}$			5.18		5.18		5.26		5.38		5.44			
$r_y \text{ (cm)}$			3.94		3.89		3.78		2.74		2.64			
ASD			LRFD		^c El perfil es esbelto en compresión para $F_y = 2530 \text{ kg/cm}^2$. Nota: La línea gruesa indica que KL/r es igual o mayor a 200.									
$\Omega_c = 1.67$			$\phi_c = 0.90$											

(Parte de tabla 4-7 del AISC).

$$F_y = 3200 \text{ kg/cm}^2$$

Tabla 4-3 (continuación)
Fuerza permisible
en compresión axial, ton
HSS rectangulares



HSS12

Perfil	HSS 12 x 10 x								HSS 12 x 8 x				
	1/2		3/8		5/16 ^c		1/4 ^c		5/8		1/2		
t _{diseño} , cm	1.18		0.89		0.74		0.59		1.48		1.18		
Wt/m	226.7		173.6		146.3		118.1		249.7		204.4		
Diseño	P _n /Ω _c		φ _c P _n		P _n /Ω _c		φ _c P _n		P _n /Ω _c		φ _c P _n		
	ASD	LRFD	ASD	LRFD	ASD	LRFD	ASD	LRFD	ASD	LRFD	ASD	LRFD	
Longitud efectiva KL (m) con respecto al menor radio de giro r _y	0	237.7	357.4	181.9	273.5	148.8	223.6	106.1	159.2	262.6	394.6	214.6	322.5
	1.8	232.7	349.7	177.8	267.6	146.1	219.5	104.8	157.4	253.6	381.0	207.3	312.1
	2.1	230.9	347.0	176.5	265.4	145.2	218.2	104.3	156.9	250.4	376.5	205.0	308.0
	2.4	228.6	343.8	175.1	263.1	144.2	216.8	103.9	156.0	246.8	371.0	202.3	303.9
	2.7	226.3	340.2	173.3	260.4	142.9	215.0	103.0	155.1	242.7	365.1	199.1	298.9
	3.0	223.6	336.1	171.5	257.2	141.5	212.7	102.5	154.2	238.6	358.3	195.5	293.9
	3.4	220.9	331.6	169.2	254.0	140.2	210.9	101.6	152.9	233.6	351.1	191.4	288.0
	3.7	217.7	327.0	166.9	250.8	138.8	208.2	101.2	152.0	228.6	343.4	187.3	281.7
	4.0	214.1	322.1	164.2	246.8	137.0	205.9	100.2	150.6	223.2	335.2	183.3	275.3
	4.3	210.9	316.6	161.5	243.1	135.2	203.2	99.3	148.8	217.3	326.6	178.7	268.5
	4.6	206.8	311.2	158.8	238.6	133.4	200.0	98.0	147.4	211.4	317.5	173.7	261.3
	4.9	203.2	305.3	156.0	234.5	131.1	196.9	97.1	145.6	205.0	308.0	168.7	253.6
	5.2	199.1	298.9	152.9	229.5	128.8	193.7	95.7	144.2	198.7	298.5	163.7	245.9
	5.5	194.6	292.6	149.7	225.0	126.1	189.6	94.8	142.0	191.9	288.5	158.3	238.1
	5.8	190.5	286.2	146.5	220.0	123.4	185.5	93.4	140.2	185.1	278.1	152.9	230.0
	6.1	186.0	279.4	142.9	215.0	120.7	181.4	92.1	137.9	178.3	268.1	147.4	221.8
	6.4	181.0	272.2	139.3	209.6	117.9	176.9	90.3	136.1	171.5	257.6	142.0	213.2
	6.7	176.5	264.9	136.1	204.1	114.8	172.4	88.9	133.4	164.2	247.2	137.4	205.0
	7.0	171.5	257.6	132.5	198.7	111.6	167.8	87.1	130.6	157.4	236.3	130.6	196.4
	7.3	166.5	250.4	128.4	193.2	108.9	163.3	84.8	127.5	150.1	225.9	125.2	187.8
	7.6	161.5	243.1	124.7	187.8	105.7	158.8	83.0	124.7	143.3	215.5	119.3	179.6
	7.9	156.5	235.4	121.1	181.9	102.5	153.8	80.7	121.6	136.5	205.0	113.9	171.0
	8.2	151.5	227.7	117.5	176.5	99.3	149.2	78.9	118.4	129.7	194.6	108.4	162.8
	8.5	146.5	220.0	113.4	170.6	96.2	144.2	76.7	115.2	122.9	184.6	103.0	154.7
8.8	141.5	212.7	109.8	164.7	93.0	139.7	74.4	112.0	116.1	174.6	97.5	146.5	
9.1	136.5	205.0	105.7	159.2	89.8	134.7	72.1	108.4	109.8	165.1	92.5	138.8	
9.8	126.1	189.6	98.4	147.4	83.5	125.2	67.6	101.6	97.1	146.1	82.1	123.4	
10.4	116.6	175.1	90.7	136.5	77.1	115.7	62.6	94.3	86.2	129.3	72.6	109.3	
11.0	106.6	160.6	83.5	125.2	70.8	106.6	58.1	87.1	76.7	115.2	64.9	97.5	
11.6	97.5	146.5	76.2	114.8	64.9	97.5	53.1	79.8	68.9	103.4	58.1	87.5	
12.2	88.5	132.5	69.4	104.3	59.0	88.9	48.5	72.6	62.1	93.4	52.6	78.9	
Propiedades													
A _g (cm ²)	122.6		94.2		78.7		63.9		135.5		111.0		
I _x (cm ⁴)	16441.1		12903.2		10988.5		8990.6		16524.4		13860.5		
I _y (cm ⁴)	12403.7		9739.8		8324.6		6826.2		8740.9		7408.9		
r _x /r _y	1.15		1.15		1.15		1.15		1.37		1.37		
r _y (cm)	10.06		10.19		10.26		10.34		8.03		8.15		
ASD	LRFD		^c El perfil es esbelto en compresión para F _y = 3200 kg/cm ² .										
Ω _c = 1.67	φ _c = 0.90												

(Parte de tabla 4-3 del AISC).



Tabla 4-3 (continuación)
Fuerza permisible
en compresión axial, ton
HSS rectangulares

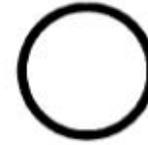
$$F_y = 3200 \text{ kg/cm}^2$$

Perfil	HSS 12 x 8 x								HSS 12 x 6 x				
	3/8		5/16 ^c		1/4 ^c		3/16 ^c		5/8		1/2		
t _{diseño} , cm	0.89		0.74		0.59		0.44		1.48		1.18		
Wt/m	156.8		132.5		107.0		81.4		221.8		182.1		
Diseño	P _n /Ω _c		φ _c P _n		P _n /Ω _c		φ _c P _n		P _n /Ω _c		φ _c P _n		
	ASD	LRFD	ASD	LRFD	ASD	LRFD	ASD	LRFD	ASD	LRFD	ASD	LRFD	
Longitud efectiva KL (m) con respecto al menor radio de giro r _y	0	164.2	247.2	134.3	201.4	98.9	148.3	61.7	92.5	233.6	351.1	191.4	287.6
	1.8	159.2	239.0	130.6	196.4	96.6	145.2	60.8	91.2	219.5	330.2	180.5	271.3
	2.1	157.4	236.3	129.7	194.6	95.7	143.8	60.3	90.7	215.0	323.0	176.9	265.8
	2.4	155.1	233.2	128.4	192.8	94.8	142.4	59.9	90.3	209.6	314.8	172.4	259.0
	2.7	152.9	229.5	126.6	190.5	93.9	141.1	59.4	89.8	203.7	305.7	167.8	252.2
	3.0	150.1	225.9	124.7	187.8	92.5	139.3	59.0	88.9	197.3	296.2	162.8	244.5
	3.4	147.4	221.4	122.9	185.1	91.6	137.4	58.5	88.0	190.1	285.8	156.9	236.3
	3.7	144.2	216.8	121.1	181.9	90.3	135.6	58.1	87.1	182.8	274.9	151.5	227.7
	4.0	141.1	211.8	118.8	178.3	88.5	133.4	57.6	86.2	175.1	263.5	145.2	218.6
	4.3	137.4	206.8	116.1	174.6	87.1	131.1	56.7	85.3	167.4	251.7	139.3	209.1
	4.6	134.3	201.4	113.4	170.1	85.3	128.4	56.2	84.4	159.2	239.5	132.5	199.6
	4.9	130.2	196.0	110.2	165.6	83.5	125.6	55.3	83.0	151.0	227.3	126.1	189.6
	5.2	126.6	190.1	107.0	160.6	81.6	122.9	54.4	81.6	142.9	215.0	119.8	179.6
	5.5	122.5	184.2	103.9	156.0	79.8	120.2	53.5	80.3	134.7	202.3	112.9	169.6
	5.8	118.4	178.3	100.2	150.6	78.0	117.0	52.6	78.9	126.6	190.1	106.1	159.7
	6.1	114.3	171.9	97.1	145.6	75.8	113.9	51.7	77.6	118.4	177.8	99.8	150.1
	6.4	110.2	165.6	93.4	140.2	73.5	110.7	50.3	75.8	110.2	166.0	93.4	140.2
	6.7	106.1	159.2	89.8	135.2	71.2	107.0	49.4	74.4	102.5	154.2	87.1	130.6
	7.0	101.6	152.9	86.2	129.7	68.9	103.4	48.1	72.6	95.3	142.9	80.7	121.6
	7.3	97.5	146.5	83.0	124.3	66.7	99.8	46.7	70.3	87.5	131.5	74.8	112.5
	7.6	93.4	140.2	79.4	119.3	64.0	96.2	45.4	68.5	80.7	121.6	68.9	103.9
	7.9	88.9	133.8	75.8	113.9	61.7	92.5	44.0	66.2	74.8	112.0	64.0	95.7
	8.2	84.8	127.5	72.1	108.4	59.0	88.5	42.5	64.0	69.4	103.9	59.0	88.9
	8.5	80.7	121.1	68.9	103.4	56.2	84.4	40.9	61.2	64.4	96.6	54.9	82.6
8.8	76.7	115.2	65.3	98.4	53.5	80.3	39.3	59.0	59.9	90.3	51.3	77.1	
9.1	72.6	109.3	62.1	93.0	50.8	76.2	37.7	56.7	56.2	84.4	48.1	72.1	
9.8	64.9	97.5	55.3	83.5	45.4	68.5	34.4	51.7	49.4	73.9	42.1	63.5	
10.4	57.6	86.6	49.4	73.9	40.5	60.8	31.0	46.7	43.6	65.8	37.3	56.2	
11.0	51.3	77.1	43.9	66.2	36.1	54.4	27.7	41.6	38.9	58.5	33.3	49.9	
11.6	46.3	69.4	39.4	59.4	32.4	48.5	24.8	37.3	34.9	52.6	29.9	44.9	
12.2	41.5	62.6	35.6	53.5	29.2	44.0	22.4	33.7	26.9	40.5	26.9	40.5	
Propiedades													
A _g (cm ²)	85.2		71.6		57.8		43.6		120.6		98.7		
I _x (cm ⁴)	10905.3		9323.6		7658.7		5827.2		13361.0		11279.9		
I _y (cm ⁴)	5827.2		4994.8		4112.4		3150.9		4453.7		3791.9		
r _x /r _y	1.37		1.37		1.36		1.66		1.73		1.73		
r _y (cm)	8.31		8.36		8.43		8.51		6.07		6.20		
ASD	LRFD		^c El perfil es esbelto en compresión para F _y = 3200 kg/cm ² .										
Ω _c = 1.67	φ _c = 0.90												

(Parte de tabla 4-3 del AISC).

$$F_y = 2460 \text{ kg/cm}^2$$

Tabla 4-6
Fuerza permisible
en compresión axial, ton
Tubos



TUBO 12-TUBO 8

Perfil	Tubo 12				Tubo 10				Tubo 8				
	XS		Std		XS		Std		XS		Std		
$t_{\text{diseño}}$, cm	1.18		0.89		1.18		0.86		2.07		1.18		
Wt/m	214.9		162.7		179.8		132.9		237.9		142.4		
Diseño	P_n/Ω_c	$\phi_c P_n$	P_n/Ω_c	$\phi_c P_n$	P_n/Ω_c	$\phi_c P_n$	P_n/Ω_c	$\phi_c P_n$	P_n/Ω_c	$\phi_c P_n$	P_n/Ω_c	$\phi_c P_n$	
	ASD	LRFD	ASD	LRFD	ASD	LRFD	ASD	LRFD	ASD	LRFD	ASD	LRFD	
Longitud efectiva KL (m) con respecto al menor radio de giro r_y	0	170.6	256.3	129.3	194.1	142.9	214.6	105.7	158.8	190.1	285.8	113.4	170.1
	1.8	168.3	252.7	127.5	191.4	140.2	210.5	103.9	155.6	183.7	276.2	109.8	165.1
	2.1	167.4	251.7	127.0	190.5	138.8	209.1	103.0	154.7	181.4	272.6	108.4	163.3
	2.4	166.5	249.9	126.1	189.6	137.9	207.2	102.1	153.3	178.7	269.0	107.0	161.0
	2.7	165.1	248.6	125.2	188.2	136.5	205.0	101.2	152.0	176.0	264.4	105.7	158.8
	3.0	164.2	246.8	124.3	186.9	135.2	203.2	100.2	150.6	172.8	259.9	103.9	156.0
	3.4	162.8	244.5	123.4	185.5	133.4	200.5	98.9	148.8	169.2	254.5	102.1	152.9
	3.7	161.5	242.2	122.5	183.7	132.0	198.2	97.5	147.0	165.6	249.0	99.8	150.1
	4.0	159.7	240.0	121.1	181.9	130.2	195.5	96.6	145.2	161.9	243.1	97.5	146.5
	4.3	157.9	237.7	119.8	180.1	127.9	192.3	94.8	142.9	157.9	236.8	95.3	143.3
	4.6	156.5	235.0	118.4	178.3	126.1	189.6	93.4	140.6	153.3	230.4	93.0	139.7
	4.9	154.2	232.2	117.0	176.0	123.8	186.0	92.1	138.3	148.8	223.6	90.3	136.1
	5.2	152.4	229.1	115.7	173.7	121.6	182.8	90.3	135.6	144.2	216.8	88.0	132.0
	5.5	150.1	225.9	114.3	171.5	119.3	179.2	88.5	133.4	139.3	209.6	85.3	127.9
	5.8	148.3	222.7	112.5	169.2	117.0	175.5	87.1	130.6	134.7	202.3	82.6	123.8
	6.1	146.1	219.5	110.7	166.5	114.3	171.9	84.8	127.9	129.7	195.0	79.8	119.8
	6.4	143.8	215.9	109.3	164.2	111.6	167.8	83.0	125.2	124.7	187.3	76.7	115.2
	6.7	141.1	212.3	107.5	161.5	109.3	164.2	81.2	122.0	119.8	180.1	73.9	111.1
	7.0	138.8	208.7	105.7	158.8	106.6	160.1	79.4	119.3	114.8	172.4	71.2	106.6
	7.3	136.1	205.0	103.9	155.6	103.9	156.0	77.1	116.1	109.8	164.7	68.0	102.5
7.6	133.8	200.9	101.6	152.9	100.7	151.5	75.3	112.9	104.8	157.4	65.3	98.0	
7.9	131.1	196.9	99.8	150.1	98.0	147.4	73.0	110.2	99.8	149.7	62.6	93.9	
8.2	128.4	192.8	98.0	147.0	95.3	143.3	71.2	107.0	94.8	142.4	59.4	89.4	
8.5	125.6	188.7	95.7	143.8	92.5	138.8	68.9	103.9	89.8	135.2	56.7	85.3	
8.8	122.9	184.6	93.4	140.6	89.4	134.3	67.1	100.7	85.3	127.9	54.0	81.2	
9.1	120.2	180.5	91.6	137.4	86.6	130.2	64.9	97.5	80.3	120.7	51.3	77.1	
9.8	118.8	171.9	87.1	131.1	80.7	121.6	60.8	91.2	71.2	107.0	45.8	68.9	
10.4	108.9	163.3	83.0	124.7	75.3	112.9	56.2	84.8	63.1	94.8	40.8	61.2	
11.0	103.0	154.7	78.5	118.4	69.4	104.3	52.2	78.5	56.2	84.8	36.4	54.4	
11.6	97.1	146.1	74.4	111.6	64.0	96.2	48.1	72.6	50.3	75.8	32.6	49.0	
12.2	91.2	137.4	69.9	105.2	58.5	88.0	44.3	66.7	45.8	68.5	29.4	44.3	
Propiedades													
A_g (cm ²)	115.5		87.7		96.8		71.6		129.0		76.8		
I (cm ⁴)	14110.2		10905.3		8283.0		6285.1		6410.0		4162.3		
r (cm)	11.05		11.15		9.25		9.35		7.06		7.34		
ASD	LRFD												
$\Omega_c = 1.67$	$\phi_c = 0.90$												

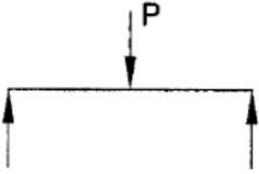
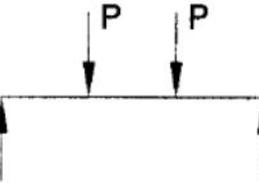
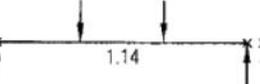
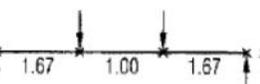
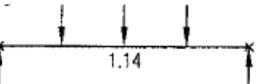
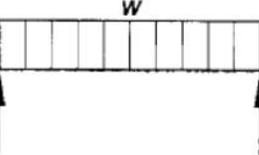
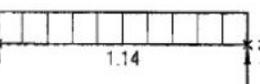
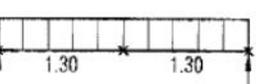
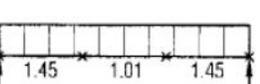
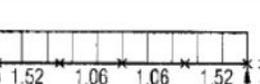
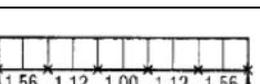
(Parte de tabla 4-6 del AISC).

3.3 – Elementos en flexión

Perfil		Z_x cm ³	M_{px}/Ω_b	$\phi_b M_{px}$	M_{rx}/Ω_b	$\phi_b M_{rx}$	BF		L_p m	L_r m	I_x cm ⁴	V_{nx}/Ω_v	$\phi_v V_{nx}$
			ton-m	ton-m	ton-m	ton-m	ton	ton				ton	ton
			ASD	LRFD	ASD	LRFD	ASD	LRFD				ASD	LRFD
W 21 x 55		2064.8	43.4	65.4	26.6	40.0	4.9	7.4	1.9	5.3	47450.3	70.8	106.1
W 14 x 74		2064.8	43.4	65.4	27.1	40.7	2.4	3.6	2.7	9.4	33090.4	58.1	86.6
W 18 x 60		2015.6	42.5	63.8	26.1	39.3	4.4	6.6	1.8	5.5	40957.1	68.5	103.0
W 12 x 79		1950.1	41.1	61.7	25.9	38.9	1.7	2.6	3.3	12.2	27554.5	52.6	79.4
W 14 x 68		1884.5	39.7	59.6	24.9	37.3	2.4	3.5	2.6	8.9	30051.9	53.1	79.4
W 10 x 88		1851.7	39.0	58.6	23.8	35.8	1.2	1.8	2.8	15.6	22226.7	59.4	89.4
W 18 x 55		1835.4	38.6	58.1	23.8	35.7	4.2	6.3	1.8	5.3	37044.6	64.0	96.2
W 21 x 50		1802.6	37.9	57.1	22.8	34.3	5.5	8.3	1.4	4.1	40957.1	71.7	107.5
W 12 x 72		1769.8	37.2	56.0	23.5	35.4	1.7	2.5	3.3	11.4	24849.0	47.6	71.7
W 21 x 48 ^f		1753.4	36.6	55.0	22.4	33.7	4.4	6.7	1.9	5.1	39916.6	65.3	98.4
W 16 x 57		1720.6	36.2	54.5	22.3	33.5	3.6	5.4	1.7	5.6	31550.3	64.0	96.2
W 14 x 61		1671.5	35.1	53.0	22.3	33.5	2.2	3.4	2.6	8.4	26638.8	47.2	70.8
W 18 x 50		1655.1	34.9	52.4	21.4	32.2	3.9	5.9	1.8	5.2	33298.5	58.1	87.1
W 10 x 77		1599.4	33.7	50.6	20.7	31.1	1.2	1.8	2.8	13.8	18938.5	50.8	76.7
W 12 x 65 ^f		1586.3	32.8	49.2	21.3	31.9	1.6	2.5	3.6	10.7	22185.1	42.9	64.4
W 21 x 44		1563.3	32.9	49.5	19.8	29.6	5.1	7.6	1.4	4.0	35088.3	65.8	98.4
W 16 x 50		1507.6	31.8	47.7	19.5	29.5	3.4	5.2	1.7	5.2	27429.6	56.2	83.9
W 18 x 46		1486.3	31.3	47.0	19.1	28.6	4.4	6.6	1.4	4.2	29635.6	59.0	88.5
W 14 x 53		1427.3	30.0	45.2	18.8	28.2	2.4	3.6	2.1	6.8	22518.1	46.7	70.3
W 12 x 58		1415.8	29.9	44.8	18.8	28.4	1.7	2.6	2.7	9.1	19771.0	39.8	59.9
W 10 x 68		1397.8	29.5	44.3	18.3	27.5	1.2	1.8	2.8	12.4	16399.5	44.4	66.7
W 16 x 45		1348.7	28.4	42.7	17.6	26.4	3.2	4.9	1.7	5.0	24391.1	50.3	75.8
W 18 x 40		1284.7	27.1	40.7	16.5	24.9	4.0	6.0	1.4	4.0	25473.3	51.3	76.7
W 14 x 48		1284.7	27.1	40.7	17.0	25.4	2.3	3.5	2.1	6.4	20145.6	42.5	64.0
W 12 x 53		1276.6	26.8	40.4	17.0	25.6	1.7	2.5	2.7	8.6	17689.8	37.7	56.7
W 10 x 60		1222.5	25.7	38.7	16.0	24.2	1.1	1.7	2.8	11.2	14193.5	38.9	58.5
W 16 x 40		1196.3	25.2	37.9	15.6	23.5	3.0	4.6	1.7	4.8	21560.8	44.3	66.2
W 12 x 50		1178.2	24.8	37.3	15.5	23.4	1.8	2.7	2.1	7.3	16274.6	40.9	61.2
W 8 x 67		1148.7	24.2	36.4	14.5	22.0	0.8	1.2	2.3	14.5	11321.5	46.7	69.9
W 14 x 43		1140.5	24.1	36.1	15.1	22.7	2.2	3.3	2.0	6.1	17814.7	37.8	56.7
W 10 x 54		1091.4	23.0	34.6	14.5	21.9	1.1	1.7	2.8	10.3	12611.8	33.9	50.8
ASD	LRFD	^f El perfil excede el límite de compacidad para flexión en $F_y = 3500 \text{ kg/cm}^2$.											
$\Omega_b = 1.67$	$\phi_b = 0.90$												
$\Omega_v = 1.50$	$\phi_v = 1.00$												

(Parte de tabla 3-2 del AISC).

Tabla 3-1
Valores para C_b en vigas simplemente apoyadas

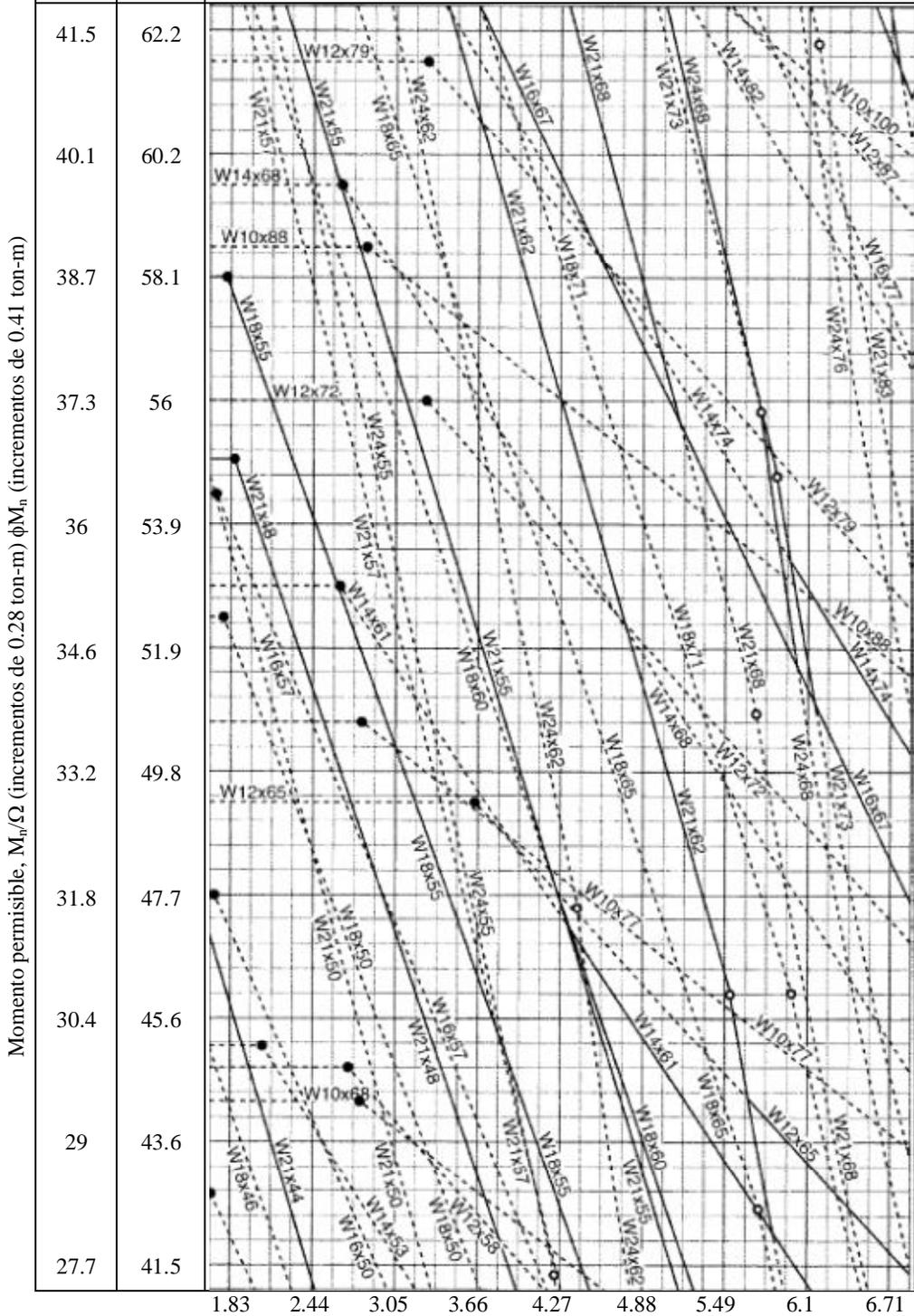
Carga	Arriostamiento lateral a lo largo del claro	C_b
	Ninguno Carga en la mitad del claro	
	En el punto donde se ubica la carga	
	Ninguno Carga en los tercios	
	En los puntos donde se ubican las cargas Cargas colocadas simétricamente	
	Ninguno Carga en los cuartos	
	En los puntos donde se ubican las cargas Cargas en los cuartos	
	Ninguno	
	A la mitad del claro	
	En los tercios	
	En los cuartos	
	En los quintos	

Nota: El arriostamiento lateral siempre debe ser proporcionado a los puntos de soporte de acuerdo al capítulo F de la especificación AISC.

(Tabla 3-1 del AISC).

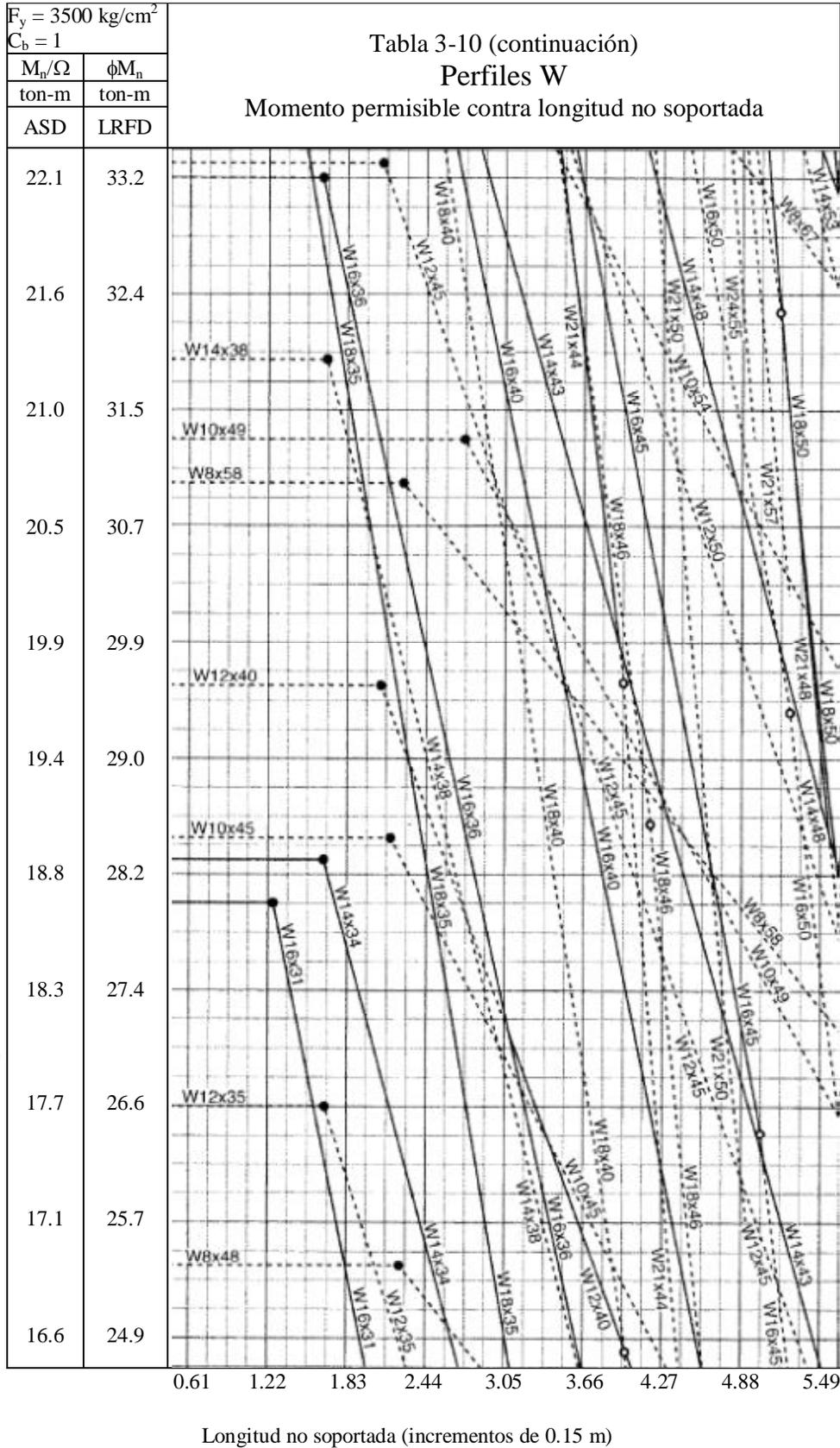
$F_y = 3500 \text{ kg/cm}^2$	
$C_b = 1$	
M_n/Ω	ϕM_n
ton-m	ton-m
ASD	LRFD

Tabla 3-10 (continuación)
Perfiles W
Momento permisible contra longitud no soportada



Longitud no soportada (incrementos de 0.15 m)

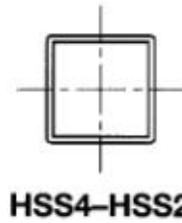
(Parte de la tabla 3-10 del AISC).



(Parte de la tabla 3-10 del AISC).

$F_y = 3200 \text{ kg/cm}^2$

Tabla 3-13 (continuación)
Fuerza permisible
de flexión, ton-m
HSS cuadrados



Perfil	M_n/Ω		ϕM_n		Perfil	M_n/Ω		ϕM_n			
	ASD	LRFD	ASD	LRFD		ASD	LRFD	ASD	LRFD		
HSS 4 x 4 x	1/2	2.45	3.68	HSS 2 1/2 x 2 1/2 x	5/16	0.60	0.90	HSS 2 1/4 x 2 1/4 x	1/4	0.52	0.78
	3/8	2.03	3.06		1/4	0.52	0.78				
	5/16	1.77	2.67		3/16	0.42	0.63				
	1/4	1.49	2.24		1/8	0.30	0.45				
	3/16	1.16	1.76		1/4	0.41	0.61				
	1/8 ^f	0.76	1.14		3/16	0.33	0.50				
HSS 3 1/2 x 3 1/2 x	3/8	1.49	2.24	HSS 2 x 2 x	1/4	0.31	0.46	HSS 2 x 2 x	1/4	0.31	0.46
	5/16	1.31	1.98		3/16	0.25	0.38				
	1/4	1.11	1.67		1/8	0.19	0.28				
	3/16	0.88	1.32								
	1/8	0.61	0.92								
HSS 3 x 3 x	3/8	1.03	1.55								
	5/16	0.92	1.38								
	1/4	0.79	1.18								
	3/16	0.63	0.94								
	1/8	0.44	0.67								

^f El perfil excede el límite de compacidad para flexión con $F_y = 3200 \text{ kg/cm}^2$.

(Parte de la tabla 3-13 del AISC).

TABLA B4.1
Límites para la Relación Ancho-Espesor en Elementos a Compresión

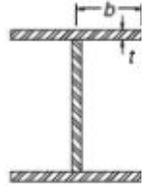
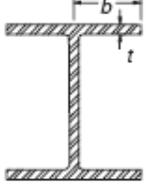
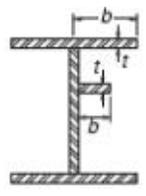
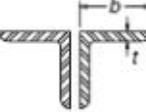
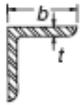
Caso	Descripción del elemento	Relación ancho-espesor	Límite para relación ancho-espesor		Ejemplo	
			λ_p (compacto)	λ_r (no compacto)		
Elementos no rigidizados	1	Flexión en patines de secciones laminadas en forma de I y canales	b/t	$0.38 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$1.0 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	2	Flexión en patines de secciones compuestas en forma de I doble e individualmente simétricas	b/t	$0.38 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$0.95 \sqrt{\frac{k_c E}{F_L}}^{[a],[b]}$	
	3	Compresión uniforme en patines de secciones laminadas en forma de I, placas salientes de secciones laminadas en forma de I; piernas sobresalientes de pares de ángulos en contacto continuo y patines de canales	b/t	NA	$0.56 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	4	Compresión uniforme en patines de secciones compuestas en forma de I y placas o piernas salientes de ángulos de secciones compuestas en forma de I	b/t	NA	$0.64 \sqrt{\frac{k_c E}{F_L}}^{[a]}$	
	5	Compresión uniforme en piernas de ángulos simples, piernas de ángulos dobles con separadores, y cualquier otro elemento no rigidizado	b/t	NA	$0.45 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	6	Flexión en piernas de ángulos simples	b/t	$0.54 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$0.91 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	

TABLA B4.1 (cont.)
Límites para la Relación Ancho-Espesor en Elementos a Compresión

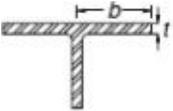
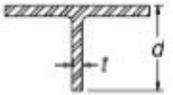
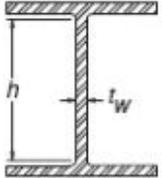
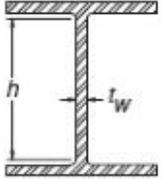
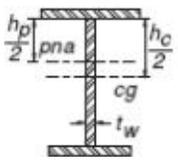
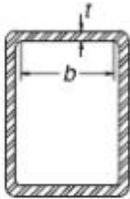
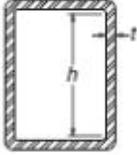
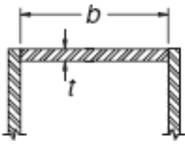
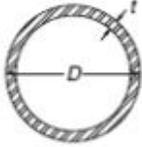
Caso	Descripción del elemento	Relación ancho-espesor	Límite para relación ancho-espesor		Ejemplo	
			λ_p (compacto)	λ_r (no compacto)		
7	Flexión en patines de tes	b/t	$0.38 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$1.0 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$		
	Compresión uniforme en vástagos de tes	d/t	NA	$0.75 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$		
Elementos rigidizados	9	Flexión en almas de secciones en forma de I doblemente simétricas, así como canales	h/t _w	$3.76 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$5.70 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	10	Compresión uniforme en almas de secciones en forma de I doblemente simétricas	h/t _w	NA	$1.49 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	11	Flexión en almas de secciones en forma de I individualmente simétricas	h _c /t _w	$\frac{\frac{h_c}{h_p} \sqrt{\frac{E}{F_y}}}{\left(0.54 \frac{M_p}{M_y} - 0.09\right)^2} \leq \lambda_r$	$5.70 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	12	Compresión uniforme en patines de secciones estructurales en cajón rectangular y huecas de espesor uniforme sujetas a flexión o compresión; patines de placas tapa o placas diafragma entre líneas de sujetadores o soldaduras	b/t	$1.12 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$1.40 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	

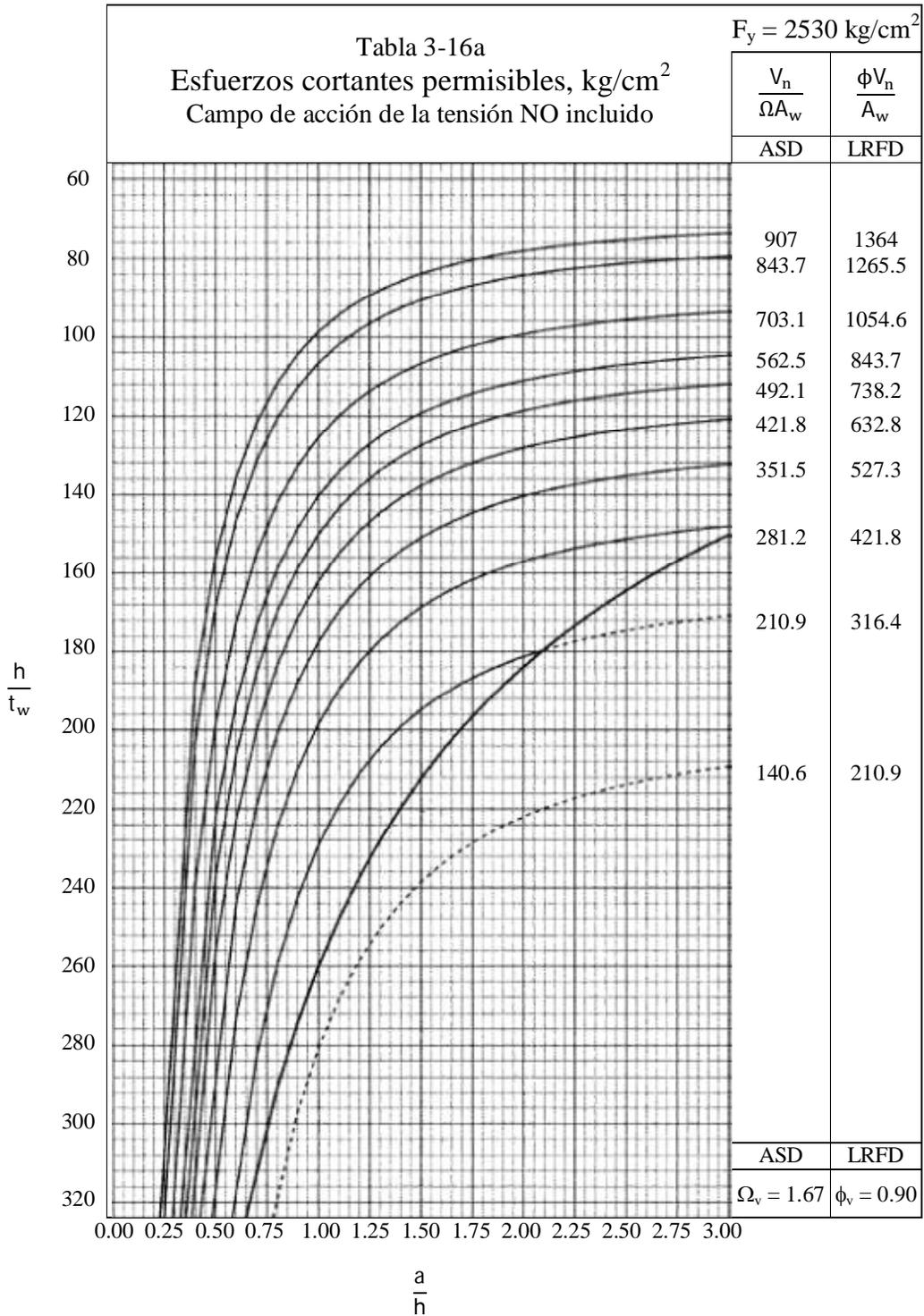
TABLA B4.1 (cont.)
Límites para la Relación Ancho-Espesor en Elementos a Compresión

Caso	Descripción del elemento	Relación ancho-espesor	Límite para relación ancho-espesor		Ejemplo
			λ_p (compacto)	λ_r (no compacto)	
13	Flexión en almas de HSS rectangulares	h/t	$2.42 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$5.70 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
14	Compresión uniforme en cualquier otro elemento rigidizado	b/t	NA	$1.49 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
15	Secciones circulares huecas				
	En compresión uniforme	D/t	NA	$0.11E/F_y$	
	En flexión	D/t	$0.07E/F_y$	$0.31E/F_y$	

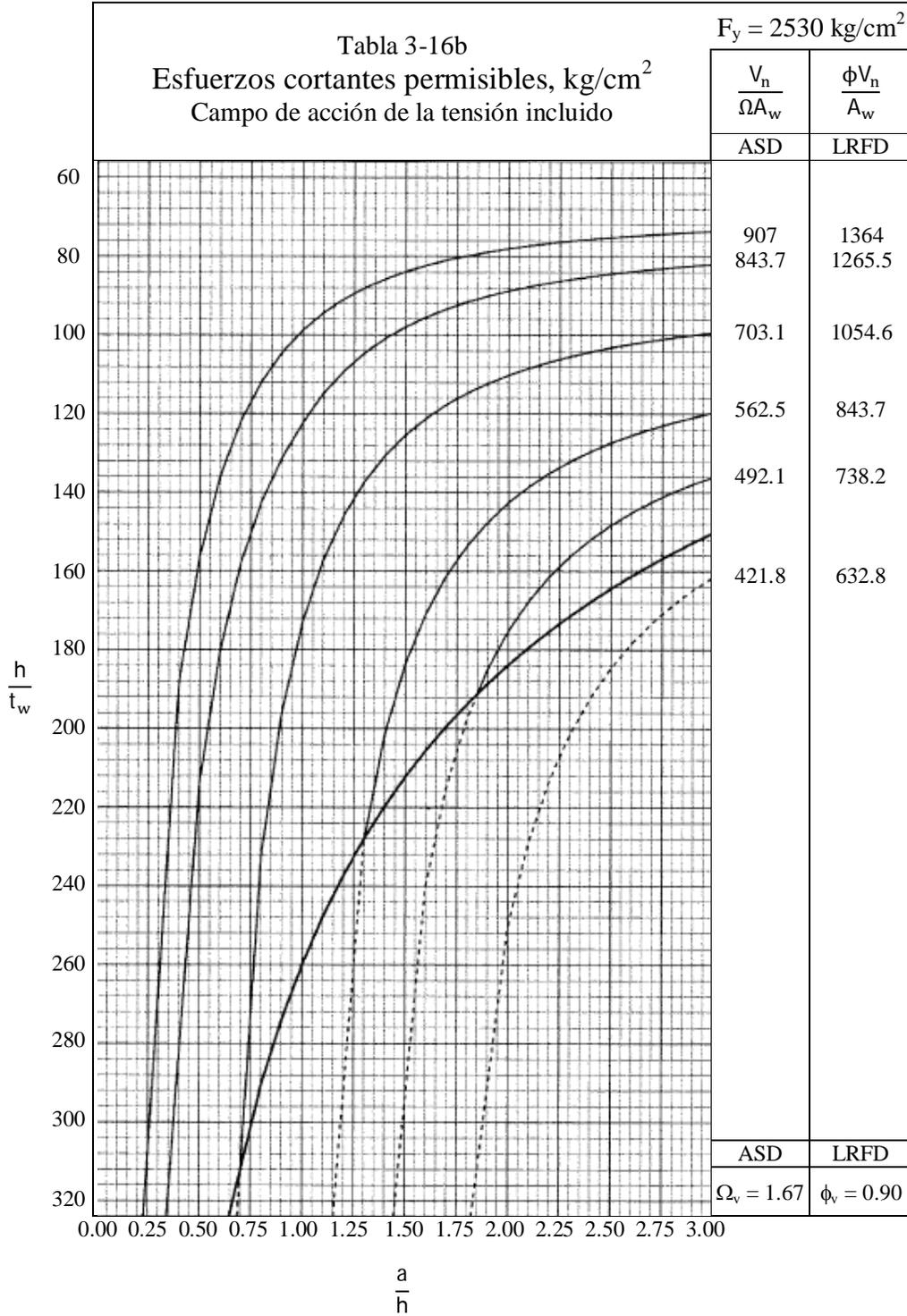
^[a] $k_c = \frac{4}{\sqrt{h/t_w}}$, pero no debe tomarse menor que 0.35 ni mayor que 0.76 para fines de cálculo.
(Ver casos 2 y 4)
^[b] $F_L = 0.7F_y$ para flexión menor en los ejes, mayor flexión en los ejes de almas esbeltas en elementos de sección compuestas en forma de I, y flexión mayor en los ejes de almas compactas y no compactas en elementos de sección compuesta con $S_{xt}/S_{xc} \geq 0.7$; $F_L = F_y S_{xt}/S_{xc} \geq 0.5F_y$ para flexión mayor en los ejes de almas compactas y no compactas en elementos de sección compuesta con $S_{xt}/S_{xc} < 0.7$.
(Ver caso 2)

(Tabla B4.1 del AISC).

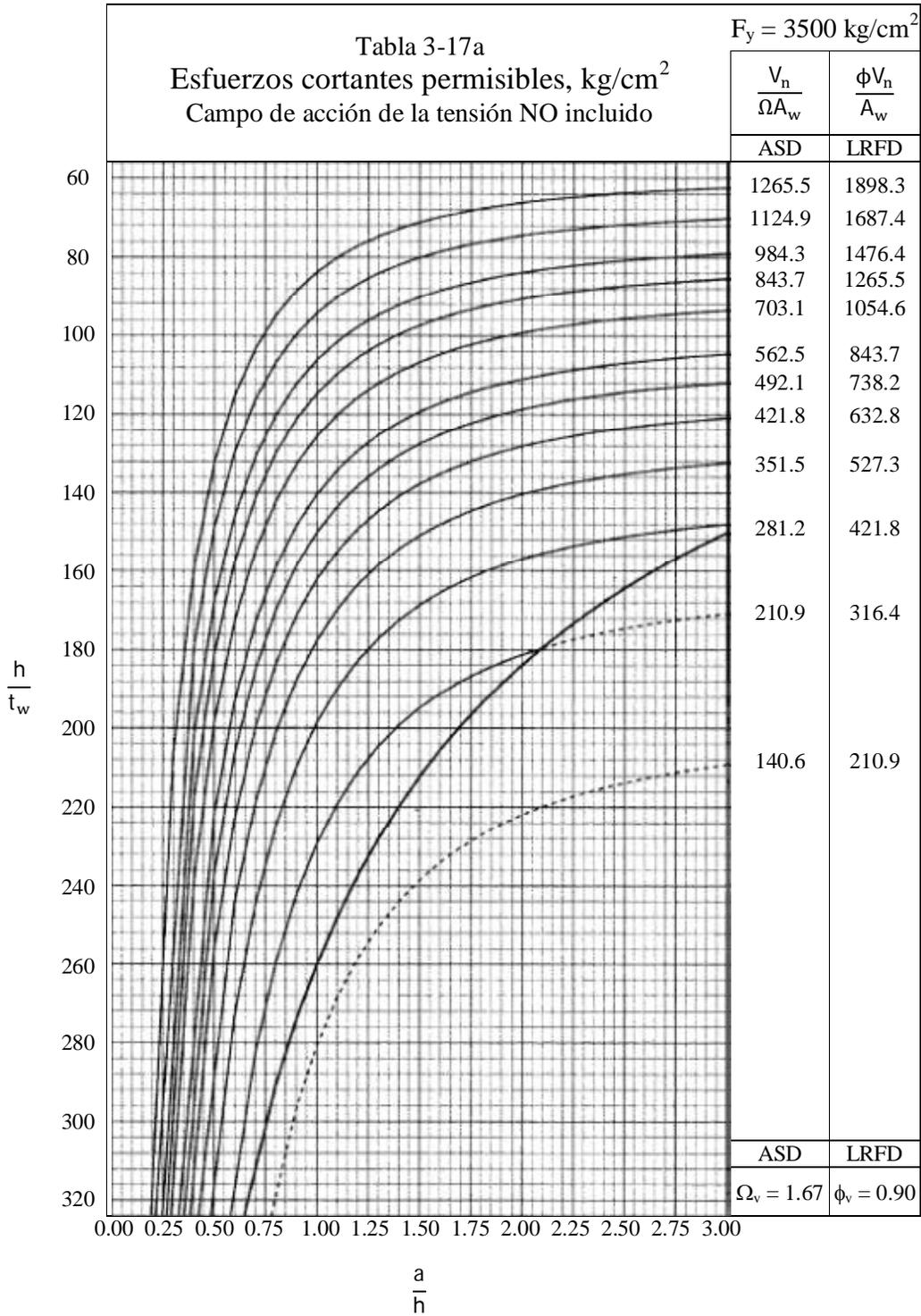
3.4 – Elementos sometidos a fuerza cortante



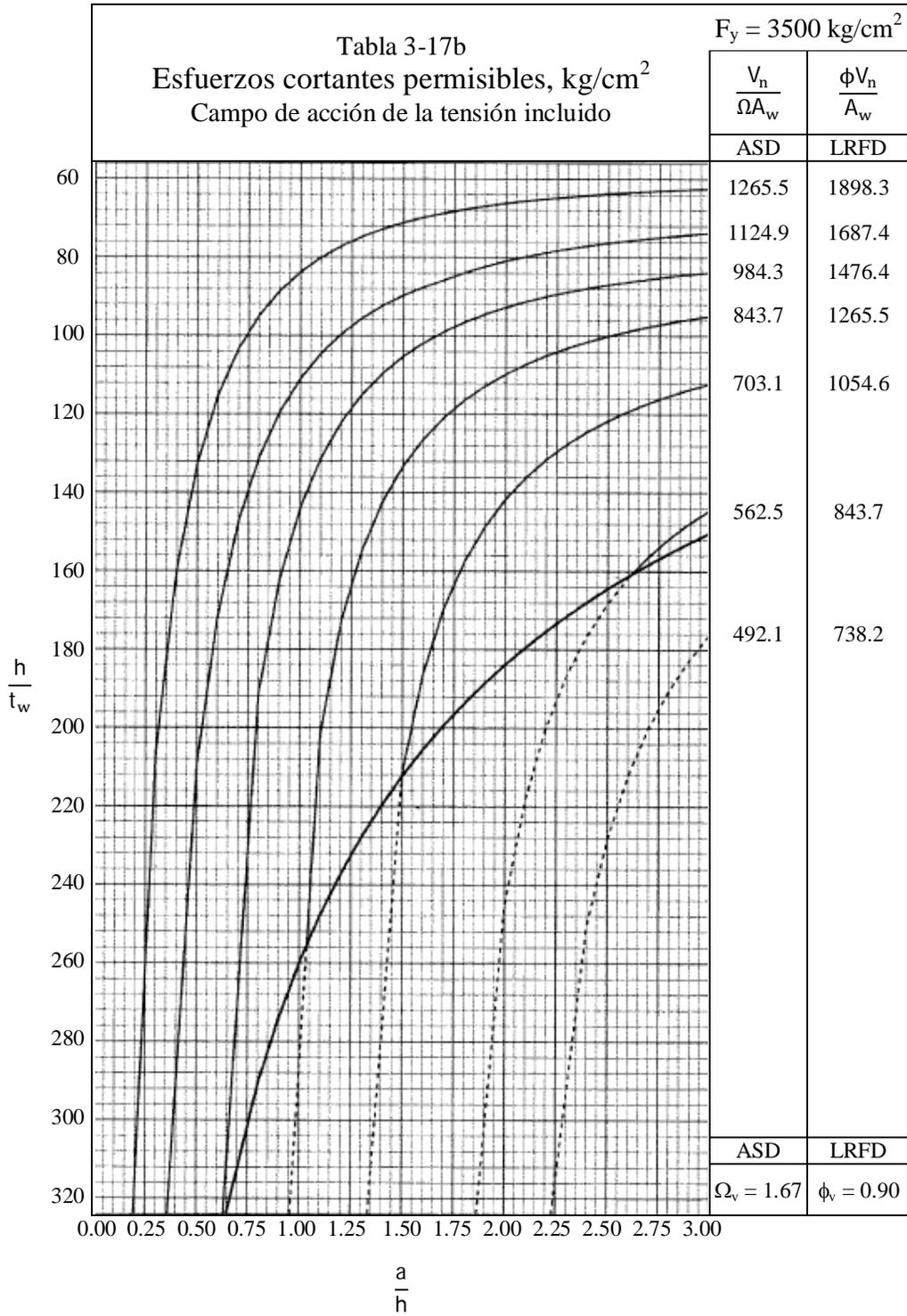
(Tabla 3-16a del AISC).



(Tabla 3-16b del AISC).



(Tabla 3-17a del AISC).



3.5 – Elementos sometidos a fuerzas combinadas

Perfil		W 14 x							
		109				99 ^f			
Diseño		$p \times 10^3$		$b_x \times 10^3$		$p \times 10^3$		$b_x \times 10^3$	
		$(\text{ton})^{-1}$		$(\text{ton-m})^{-1}$		$(\text{ton})^{-1}$		$(\text{ton-m})^{-1}$	
		ASD	LRFD	ASD	LRFD	ASD	LRFD	ASD	LRFD
Longitud efectiva KL (m) con respecto al menor radio de giro r_y o longitud no soportada L_b (m) para flexión en el eje x-x	0	2.29	1.53	13.45	8.90	2.54	1.68	14.97	9.98
	3.4	2.51	1.68	13.45	8.90	2.78	1.85	14.97	9.98
	3.7	2.56	1.70	13.45	8.90	2.82	1.88	14.97	9.98
	4.0	2.60	1.74	13.45	8.90	2.87	1.91	14.97	9.98
	4.3	2.67	1.77	13.53	9.04	2.93	1.95	15.04	9.98
	4.6	2.73	1.81	13.67	9.11	3.00	2.00	15.19	10.13
	4.9	2.80	1.86	13.82	9.19	3.06	2.05	15.41	10.27
	5.2	2.87	1.90	13.96	9.33	3.15	2.10	15.55	10.34
	5.5	2.93	1.95	14.10	9.40	3.24	2.15	15.77	10.49
	5.8	3.02	2.01	14.32	9.48	3.33	2.23	15.98	10.63
	6.1	3.11	2.07	14.47	9.62	3.44	2.29	16.13	10.78
	6.7	3.31	2.20	14.76	9.84	3.66	2.43	16.56	10.99
	7.3	3.55	2.36	15.12	10.05	3.92	2.60	17.00	11.28
	7.9	3.84	2.56	15.48	10.34	4.23	2.82	17.43	11.57
	8.5	4.17	2.78	15.91	10.56	4.61	3.06	17.94	11.93
	9.1	4.54	3.02	16.27	10.85	5.03	3.35	18.44	12.22
	9.8	4.98	3.33	16.71	11.14	5.53	3.68	18.95	12.59
	10.4	5.51	3.66	17.14	11.43	6.13	4.08	19.53	13.02
	11.0	6.15	4.08	17.65	11.72	6.83	4.54	20.11	13.38
	11.6	6.83	4.54	18.15	12.08	7.61	5.05	20.76	13.82
12.2	7.58	5.05	18.66	12.44	8.42	5.60	21.41	14.25	
12.8	8.36	5.56	19.24	12.80	9.28	6.17	22.13	14.76	
13.4	9.17	6.11	19.82	13.16	10.19	6.79	22.93	15.26	
14.0	10.03	6.68	20.47	13.60	11.13	7.41	23.94	15.91	
14.6	10.91	7.25	21.12	14.03	12.13	8.07	25.17	16.78	
15.2	11.84	7.87	22.13	14.68	13.16	8.75	26.47	17.58	
Otras constantes y propiedades									
$b_y \times 10^3 (\text{ton-m})^{-1}$		27.8		18.5		31.0		20.6	
$t_r \times 10^3 (\text{ton})^{-1}$		2.3		1.5		2.5		1.7	
$t_y \times 10^3 (\text{ton})^{-2}$		2.8		1.9		3.1		2.1	
rx/ry		1.67				1.66			

^f El perfil no satisface el límite de compacidad para flexión con $F_y = 3500 \text{ kg/cm}^2$.

(Parte de tabla 6-1 del AISC).

Z_x

Tabla 3-2
Perfiles W
Selección mediante Z_x

F_y = 3500 kg/cm²

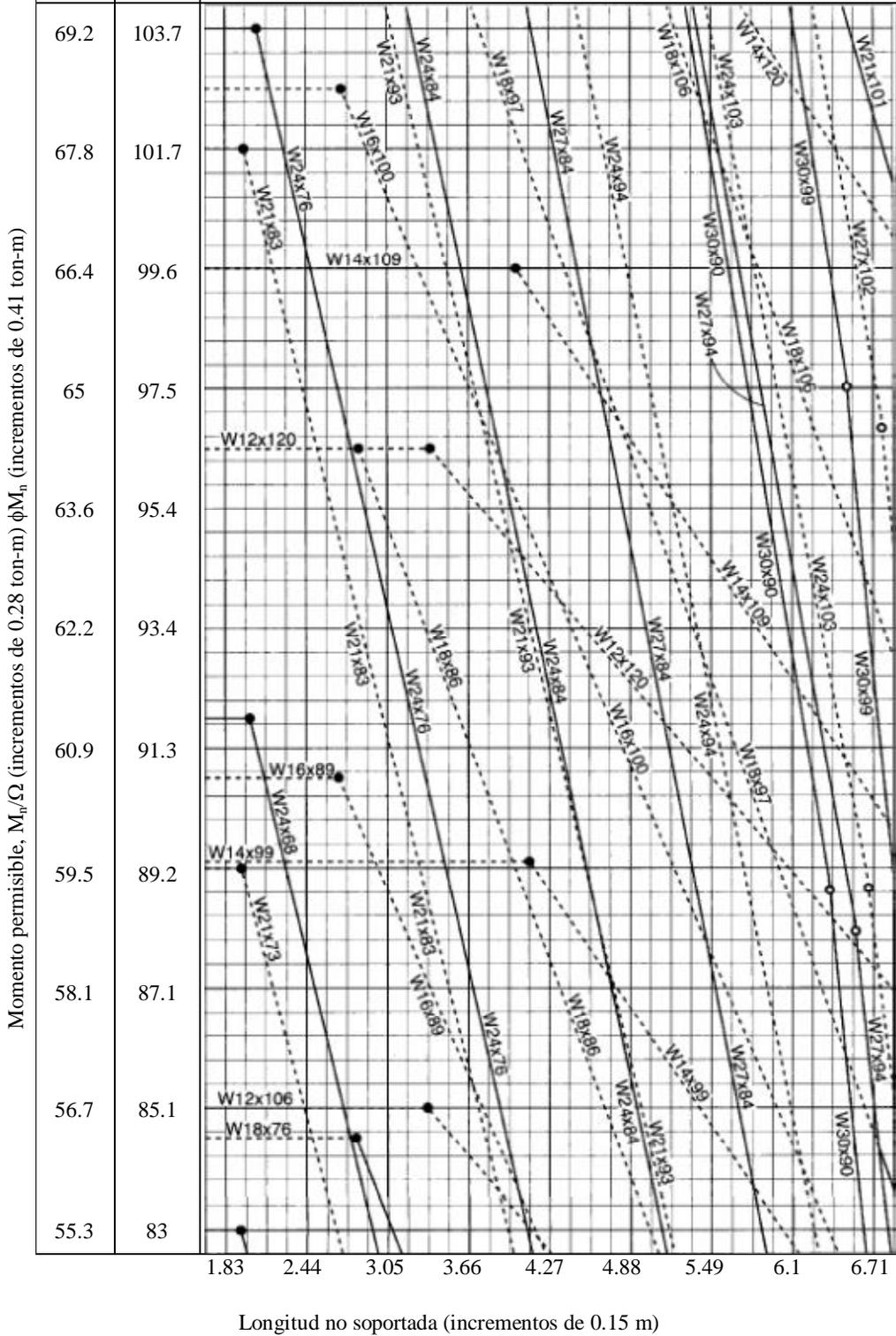
Perfil	Z _x	M _{px} /Ω _b	φ _b M _{px}	M _{rx} /Ω _b	φ _b M _{rx}	BF		L _p	L _r	I _x	V _{nx} /Ω _v	φ _v V _{nx}
		ton-m	ton-m	ton-m	ton-m	ton	ton				ton	ton
	cm ³	ASD	LRFD	ASD	LRFD	ASD	LRFD	m	m	cm ⁴	ASD	LRFD
W 24 x 84	3670.7	77.3	116.2	47.3	71.2	7.3	11.0	2.1	6.2	98646.7	103.0	154.2
W 21 x 93	3621.5	76.2	114.7	46.3	69.7	6.6	9.9	2.0	6.5	86159.8	113.9	170.6
W 12 x 136	3506.8	73.9	111.1	44.9	67.5	1.8	2.7	3.4	19.3	51612.6	96.2	144.2
W 14 x 120	3474.1	73.2	109.9	45.9	69.0	2.3	3.5	4.0	15.8	57439.9	77.6	116.1
W 18 x 97	3457.7	72.7	109.4	45.4	68.3	4.3	6.4	2.9	9.2	72840.4	90.3	135.2
W 24 x 76	3277.4	69.0	103.7	42.5	63.9	6.8	10.2	2.1	6.0	87408.5	95.3	143.3
W 16 x 100	3244.6	68.3	102.8	42.3	63.5	3.6	5.4	2.7	10.0	62018.4	90.3	135.2
W 21 x 83	3211.9	67.6	101.7	41.4	62.1	6.3	9.4	2.0	6.2	76170.3	100.2	150.1
W 14 x 109	3146.3	66.2	99.6	41.8	62.8	2.3	3.4	4.0	14.8	51612.6	68.0	102.5
W 18 x 86	3048.0	64.2	96.5	40.1	60.3	4.1	6.2	2.8	8.7	44536.7	80.3	120.2
W 12 x 120	3048.0	64.2	96.5	39.4	59.2	1.8	2.7	3.4	17.2	63683.3	84.4	126.6
W 24 x 68	2900.5	61.1	91.8	37.2	55.9	6.4	9.6	2.0	5.7	76170.3	89.4	133.8
W 16 x 89	2867.7	60.4	90.7	37.5	56.3	3.5	5.3	2.7	9.2	54110.0	79.8	119.8
W 14 x 99 ^f	2835.0	59.5	89.3	37.9	57.0	2.2	3.3	4.1	13.8	46201.6	62.1	93.4
W 21 x 73	2818.6	59.3	89.2	36.5	54.8	5.9	8.8	1.9	5.9	66597.0	87.5	131.5
W 12 x 106	2687.5	56.6	85.1	35.0	52.7	1.8	2.7	3.4	15.5	38834.4	71.2	107.0
W 18 x 76	2671.1	56.3	84.5	35.3	53.0	3.9	5.8	2.8	8.3	55358.7	70.3	105.2
W 21 x 68	2621.9	55.2	83.0	33.9	50.9	5.7	8.5	1.9	5.7	61602.2	82.6	123.8
W 14 x 90 ^f	2572.8	52.8	79.2	34.6	51.9	2.2	3.3	4.6	13.0	41581.5	55.8	83.9
W 24 x 62	2507.2	52.8	79.4	31.7	47.6	7.3	10.9	1.5	4.4	64515.8	92.5	138.8
W 16 x 77	2458.1	51.7	77.9	32.4	48.7	3.3	5.0	2.7	8.5	46201.6	68.0	102.1
W 12 x 96	2408.9	50.8	76.2	31.7	47.6	1.8	2.6	3.3	14.2	34672.0	63.5	95.3
W 10 x 112	2408.9	50.8	76.2	30.4	45.8	1.2	1.8	2.9	19.6	29802.1	78.0	116.6
W 18 x 71	2392.5	50.3	75.8	30.7	46.1	4.8	7.1	1.8	6.0	48699.0	83.0	124.3
W 21 x 62	2359.7	49.6	74.7	30.7	46.1	5.3	7.9	1.9	5.5	55358.7	76.2	114.3
W 14 x 82	2277.8	48.0	72.1	29.7	44.7	2.5	3.7	2.7	10.1	36670.0	66.2	99.3
W 24 x 55 ^v	2195.9	46.2	69.6	27.5	41.4	6.7	10.1	1.4	4.2	56191.2	75.8	113.9
W 18 x 65	2179.5	45.9	69.0	28.2	42.5	4.5	6.8	1.8	5.7	44536.7	74.8	112.5
W 12 x 87	2163.1	45.5	68.5	28.5	42.9	1.7	2.6	3.3	13.1	30801.1	58.5	88.0
W 16 x 67	2130.3	44.8	67.5	28.2	42.5	3.1	4.7	2.6	8.0	39708.4	58.5	88.0
W 10 x 100	2130.3	44.8	67.5	27.1	40.7	1.2	1.8	2.9	17.6	25931.2	68.5	102.5
W 21 x 57	2113.9	44.5	66.9	26.8	40.2	6.1	9.1	1.5	4.4	48699.0	77.6	116.1

ASD LRFD ^f El perfil excede el límite de compacidad para flexión con F_y = 3500 kg/cm².
^v El perfil no satisface el límite de h/t_w para cortante en la Sección G2.1a en la Especificación con F_y = 3500 kg/cm².
Ω_b = 1.67 φ_b = 0.90 Ω_v = 1.67, φ_v = 0.90.
Ω_v = 1.50 φ_v = 1.00

(Parte de tabla 3-2 del AISC).

$F_y = 3500 \text{ kg/cm}^2$	
$C_b = 1$	
M_u/Ω	ϕM_n
ton-m	ton-m
ASD	LRFD

Tabla 3-10 (continuación)
Perfiles W
Momento permisible contra longitud no soportada



(Parte de la tabla 3-10 del AISC).

Z_x

Tabla 3-2
Perfiles W
Selección mediante Z_x

F_y = 3500 kg/cm²

Perfil	Z _x	M _{px} /Ω _b	φ _b M _{px}	M _{rx} /Ω _b	φ _b M _{rx}	BF		L _p	L _r	I _x	V _{nx} /Ω _v	φ _v V _{nx}
		ton-m	ton-m	ton-m	ton-m	ton	ton				ton	ton
	cm ³	ASD	LRFD	ASD	LRFD	ASD	LRFD	m	m	cm ⁴	ASD	LRFD
W 18 x 35	1089.7	23.0	34.4	14.0	20.9	3.7	5.5	1.3	3.8	21227.8	48.1	72.1
W 12 x 45	1052.1	22.1	33.3	14.0	20.9	1.7	2.6	2.1	6.8	14484.8	36.7	54.9
W 16 x 36	1048.8	22.1	33.2	13.7	20.5	2.8	4.2	1.6	4.6	18647.1	42.5	63.5
W 14 x 38	1007.8	21.2	31.9	13.2	19.8	2.4	3.7	1.7	4.9	16024.9	39.6	59.4
W 10 x 49	989.8	20.9	31.4	13.2	19.8	1.1	1.7	2.7	9.6	11321.5	30.8	46.3
W 8 x 58	979.9	20.6	31.0	12.6	18.9	0.8	1.2	2.3	12.7	9490.1	40.5	60.8
W 12 x 40	934.1	19.6	29.6	12.4	18.7	1.7	2.5	2.1	6.4	12778.3	31.9	48.1
W 10 x 45	899.7	18.9	28.5	11.9	17.8	1.2	1.8	2.2	8.2	10322.5	32.1	48.1
W 14 x 34	894.7	18.8	28.4	11.7	17.7	2.3	3.4	1.6	4.8	14151.9	36.2	54.4
W 16 x 31	884.9	18.7	28.1	11.4	17.1	3.1	4.6	1.3	3.6	15608.7	39.6	59.4
W 12 x 35	839.0	17.7	26.6	11.0	16.6	1.9	2.9	1.7	5.1	11862.6	34.0	51.3
W 8 x 48	803.0	16.9	25.4	10.4	15.6	0.8	1.1	2.2	10.7	7658.7	30.8	46.3
W 14 x 30	775.1	16.3	24.5	10.2	15.2	2.1	3.2	1.6	4.5	12112.3	33.9	50.8
W 10 x 39	766.9	16.2	24.3	10.2	15.4	1.1	1.7	2.1	7.4	8699.2	28.4	42.5
W 16 x 26 ^v	724.3	15.2	23.0	9.3	14.0	2.7	4.1	1.2	3.4	12528.6	32.0	48.1
W 12 x 30	706.3	14.9	22.4	9.3	14.0	1.8	2.7	1.6	4.8	9906.3	29.1	43.7
W 14 x 26	658.8	13.8	20.9	8.5	12.8	2.4	3.6	1.2	3.4	10197.7	32.2	48.1
W 8 x 40	652.2	13.7	20.6	8.6	12.8	0.7	1.1	2.2	9.1	6077.0	26.9	40.4
W 10 x 33	635.8	13.4	20.2	8.5	12.7	1.1	1.6	2.1	6.6	7117.6	25.6	38.4
W 12 x 26	609.6	12.8	19.4	8.1	12.1	1.6	2.5	1.6	4.5	8491.1	25.5	38.2
W 10 x 30	599.8	12.6	18.9	7.8	11.8	1.4	2.1	1.5	4.9	7075.9	28.5	42.7
W 8 x 35	568.6	12.0	18.0	7.5	11.3	0.7	1.1	2.2	8.2	5286.1	22.8	34.2
W 14 x 22	544.1	11.5	17.3	7.0	10.5	2.2	3.2	1.1	3.2	8283.0	28.7	43.0
W 10 x 26	512.9	10.8	16.2	6.7	10.1	1.3	2.0	1.5	4.5	5993.7	24.4	36.6
W 8 x 31 ^t	498.2	10.5	15.8	6.6	10.0	0.7	1.1	2.2	7.6	4578.5	20.7	31.0
W 12 x 22	480.1	10.1	15.2	6.1	9.2	2.1	3.2	0.9	2.8	6493.2	29.0	43.5
W 8 x 28	445.7	9.4	14.1	5.9	8.8	0.8	1.1	1.7	6.4	4079.1	20.8	31.3
W 10 x 22	426.1	9.0	13.5	5.6	8.4	1.2	1.8	1.4	4.2	4911.5	22.1	33.2
W 12 x 19	404.8	8.5	12.8	5.1	7.7	1.9	2.9	0.9	2.6	5411.0	25.9	38.9
W 8 x 24	378.5	8.0	12.0	5.0	7.6	0.7	1.1	1.7	5.8	3442.2	17.6	26.4
W 10 x 19	354.0	7.5	11.2	4.5	6.8	1.4	2.2	0.9	3.0	4008.3	23.2	34.8
W 8 x 21	334.3	7.0	10.6	4.4	6.6	0.8	1.3	1.4	4.5	3134.2	18.8	28.2
ASD	LRFD	^t El perfil excede el límite de compacidad para flexión con F _y = 3500 kg/cm ² .										
Ω _b = 1.67	φ _b = 0.90	^v El perfil no satisface el límite de h/t _w para cortante en la Sección G2.1a en la Especificación con F _y = 3500 kg/cm ² .										
Ω _v = 1.50	φ _v = 1.00	Ω _v = 1.67, φ _v = 0.90.										

(Parte de tabla 3-2 del AISC).

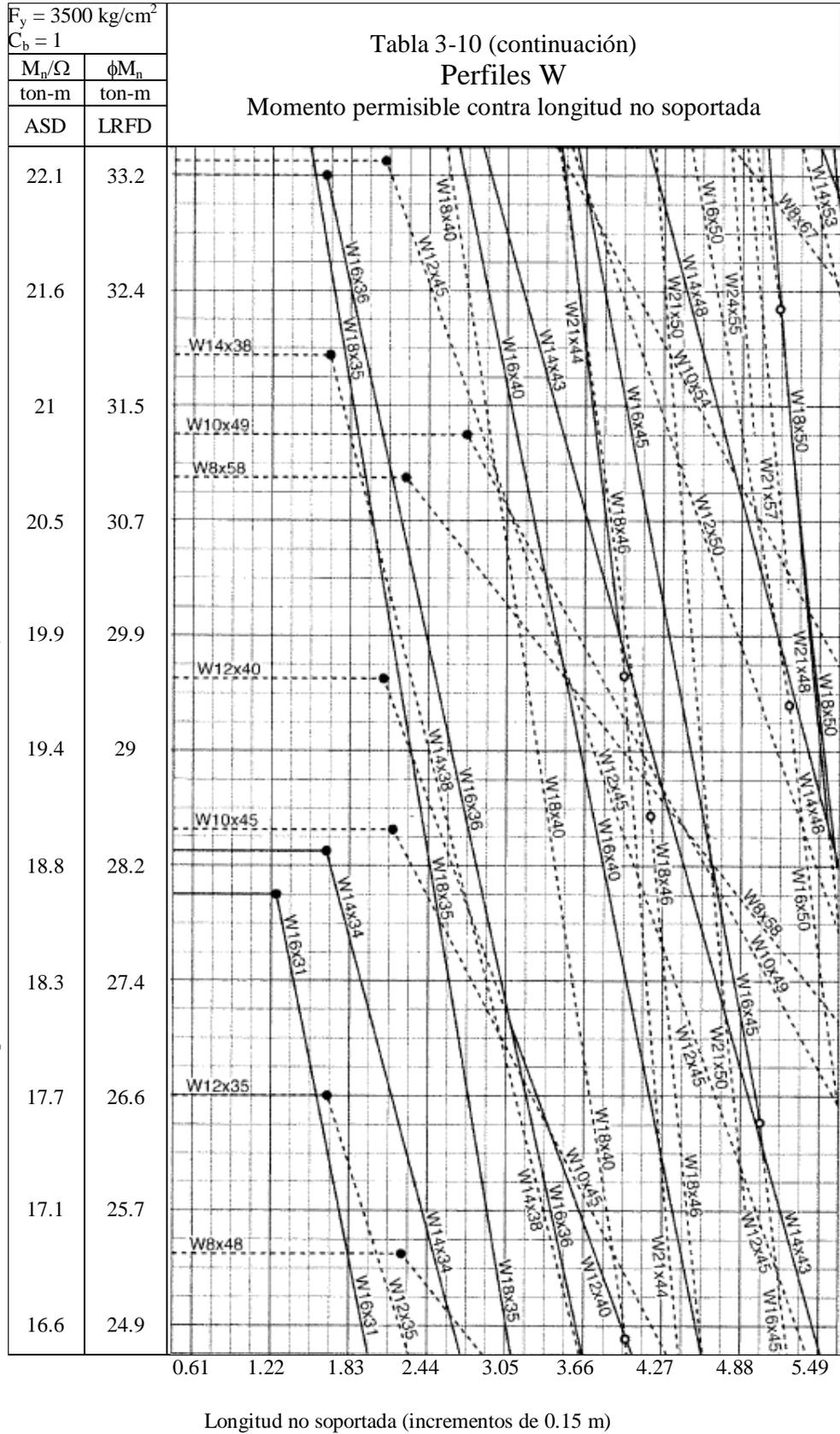


Tabla 4-1 (continuación)
Fuerza permisible en
compresión axial, ton
Perfiles W

$$F_y = 3500 \text{ kg/cm}^2$$

Perfil		W 10 x									
Wt/m		54		49		45		39		33	
Diseño		P_n/Ω_c	$\phi_c P_n$	P_n/Ω_c	$\phi_c P_n$	P_n/Ω_c	$\phi_c P_n$	P_n/Ω_c	$\phi_c P_n$	P_n/Ω_c	$\phi_c P_n$
		ASD	LRFD	ASD	LRFD	ASD	LRFD	ASD	LRFD	ASD	LRFD
Longitud efectiva KL (m) con respecto al menor radio de giro r_y	0	215.0	323.0	196.0	294.4	180.1	270.8	155.6	234.1	132.0	198.2
	1.8	202.8	304.8	184.6	277.6	163.7	246.3	141.5	212.7	119.3	179.2
	2.1	198.7	298.5	181.0	271.7	158.3	238.1	136.5	205.0	114.8	172.8
	2.4	194.1	291.7	176.5	265.4	152.4	229.1	131.1	197.3	110.2	165.6
	2.7	188.7	283.5	171.5	258.1	145.6	219.1	125.2	188.2	105.2	157.9
	3.0	183.3	275.3	166.5	249.9	138.8	208.7	119.3	179.2	99.8	149.7
	3.4	176.9	265.8	161.0	241.8	131.5	197.3	112.5	169.2	93.9	141.1
	3.7	170.6	256.3	154.7	232.7	123.8	186.0	105.7	159.2	88.0	132.5
	4.0	163.7	246.3	148.8	223.6	116.1	174.2	98.9	148.8	82.1	123.4
	4.3	156.9	235.9	142.4	213.6	108.0	162.4	92.1	138.3	76.2	114.8
	4.6	149.7	225.0	135.6	204.1	100.2	150.6	85.3	127.9	70.3	105.7
	4.9	142.4	214.1	128.8	194.1	92.5	138.8	78.5	117.9	64.4	96.6
	5.2	135.2	203.2	122.5	183.7	84.8	127.5	71.7	108.0	59.0	88.5
	5.5	127.9	191.9	115.7	173.7	77.6	116.1	65.3	98.0	53.1	80.3
	5.8	120.2	181.0	108.9	163.3	70.3	105.7	59.0	88.5	48.1	72.1
	6.1	112.9	170.1	102.1	153.3	63.5	95.3	53.1	79.8	43.3	64.9
	6.7	98.9	148.3	88.9	133.8	52.6	78.9	44.0	66.2	35.7	53.5
	7.3	85.3	127.9	76.7	115.2	44.0	66.2	37.0	55.3	30.0	45.1
	7.9	72.6	109.3	65.3	98.0	37.5	56.2	31.5	47.2	25.6	38.5
	8.5	62.6	94.3	56.2	83.9	32.3	48.5	27.2	40.8	22.1	33.2
9.1	54.4	82.1	49.0	73.5	28.2	42.4	23.7	35.6	19.2	28.9	
9.8	48.1	72.1	43.0	64.9	24.8	37.2	20.8	31.3	16.9	25.4	
10.4	42.5	64.0	38.1	57.2							
11.0	37.9	57.2	34.0	51.3							
11.6	34.0	51.3	30.5	45.8							
12.2	30.7	46.3	27.5	41.4							
P_{wo} (ton)	31.2	46.7	27.3	40.9	29.6	44.5	24.5	36.8	20.5	30.8	
P_{wi} (ton/cm)	2.2	3.3	2.0	3.0	2.1	3.1	1.9	2.8	1.7	2.6	
P_{wb} (ton)	50.8	76.2	39.2	59.0	42.8	64.4	31.2	46.7	24.4	36.6	
P_{fb} (ton)	32.1	48.1	26.6	40.0	32.6	49.0	23.9	35.8	16.1	24.1	
L_p (m)	2.76		2.73		2.16		2.13		2.09		
L_r (m)	10.27		9.63		8.20		7.38		6.64		
A_g (cm ²)	101.9		92.9		85.8		74.2		62.6		
I_x (cm ⁴)	12611.8		11321.5		10322.5		8699.2		7117.6		
I_y (cm ⁴)	4287.2		3887.6		2222.7		1873.0		1523.4		
r_y (cm)	6.50		6.45		5.11		5.03		4.93		
Relación r_x/r_y	1.71		1.71		2.15		2.16		2.16		
P_{ex} (KL ²)/10 ⁴ (ton-m ²)	8670		7790		7100		5980		4890		
P_{ey} (KL ²)/10 ⁴ (ton-m ²)	2950		2670		1530		1290		1050		
ASD		LRFD		Nota: La línea gruesa indica que KL/r es igual o mayor a 200.							
$\Omega_c = 1.67$		$\phi_c = 0.90$									

(Parte de tabla 4-1 del AISC).



(Parte de la tabla 3-10 del AISC).

Capítulo 4

Desarrollo de ejemplos de aplicación

4.1 – Nomenclatura

4.2 – Elementos en tensión

4.3 – Elementos en compresión

4.4 – Elementos en flexión

4.5 – Elementos sometidos a fuerzas combinadas

4.1 – Nomenclatura

La numeración de los ejemplos presentados a continuación va precedida de una letra mayúscula, la cual se debe a la nomenclatura empleada por las especificaciones AISC en los capítulos correspondientes al diseño de elementos.

Cada letra indica la condición a la que se encuentran sometidos los elementos de diseño; sus significados son los siguientes:

D = Tensión.

E = Compresión.

F = Flexión.

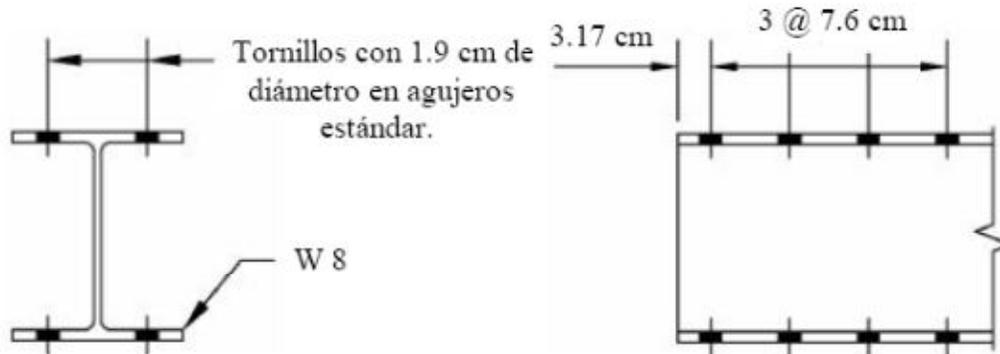
H = Fuerzas combinadas.

De la misma forma, la nomenclatura de las ecuaciones y tablas es la utilizada por las especificaciones AISC.

4.2 - Elementos en tensión

Ejemplo D.1: Perfil W en tensión.

Seleccionar un perfil W de 20.3 cm (8 in), ASTM A992, para soportar una carga muerta de 13.6 ton y una carga viva de 40.8 ton en tensión. El elemento tiene una longitud de 7.6 m. Verificar la resistencia del elemento por el LRFD y el ASD con la conexión atornillada mostrada. Verificar que el elemento satisface las sugerencias sobre límites de esbeltez.



Datos:

$$L : = 7.6 \text{ m}$$

$$d_h : = 1.9 \text{ cm} + 0.16 \text{ cm} = 2.06 \text{ cm}$$

$$l : = 3(7.6 \text{ cm}) = 22.8 \text{ cm}$$

Solución:

Cálculo de la resistencia requerida ante tensión.

LRFD:

$$P_u : = 1.2(13.6 \text{ ton}) + 1.6(40.8 \text{ ton}) = 81.6 \text{ ton}$$

ASD:

$$P_a : = 13.6 \text{ ton} + 40.8 \text{ ton} = 54.4 \text{ ton}$$

Se propuso un perfil W 8 x 21.

Propiedades del material:

$$\text{W 8 x 21} \quad \text{ASTM A992} \quad F_y : = 3500 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \quad F_u : = 4500 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Propiedades geométricas:

$$d : = 21\text{cm} \quad t_f : = 1\text{cm}$$

$$A_g : = 39.7\text{cm}^2 \quad r_y : = 3.2\text{cm} \quad (\text{Tablas 1-1 y 1-8})$$

$$b_f : = 13.4\text{cm} \quad y : = 2.1\text{cm} \quad (\text{WT } 4 \times 10.5)$$

Revisión del estado límite de rendimiento usando los valores tabulados.

LRFD:

$$125.6\text{ton} > 81.6\text{ton} \quad \text{Ok}$$

ASD:

$$83.5\text{ton} > 54.4\text{ton} \quad \text{Ok} \quad (\text{Tabla 5-1})$$

Revisión la fuerza de ruptura permisible ante tensión al final de la conexión.

Verificando la suposición de la tabla de que $\frac{A_e}{A_g} \geq 0.75$ para esta conexión.

Cálculo de "U" como el mayor de los valores en la tabla D3.1 (caso 2 ó caso 7).

Caso 2: Revisando como si se tuvieran dos perfiles WT.

$$U_1 : = 1 - \frac{x}{l} = 0.9 \quad (\text{Tabla D3.1})$$

Caso 7.

$$b_f = 13.4\text{cm} \quad \frac{2}{3} \cdot d = 14\text{cm}$$

$$b_f < \frac{2}{3}d \quad \text{por lo que } U_2 : = 0.85 \quad (\text{Tabla D3.1})$$

$$\text{Entonces } U : = U_1 = 0.9$$

Cálculo del área neta.

$$A_n : = A_g - 4(d_h + 0.16\text{cm}) \cdot t_f = 30.8\text{cm}^2$$

Cálculo del área neta efectiva.

$$A_e : = A_n \cdot U = 28\text{cm}^2 \quad (\text{Ec. D3-1})$$

Por lo tanto:

$$\frac{A_e}{A_g} = 0.7 \quad \frac{A_e}{A_g} < 0.75 \quad \text{Los valores tabulados para ruptura no aplican (tabla 5-1).}$$

Entonces:

$$P_n = F_u \cdot A_e = 125.9 \text{ ton} \quad (\text{Ec. D2-2})$$

LRFD:

$$\phi_t = 0.75$$

$$\phi_t \cdot P_n = 94.4 \text{ ton} > 81.6 \text{ ton} \quad \text{Ok}$$

ASD:

$$\Omega_t = 2$$

$$\frac{P_n}{\Omega_t} = 63 \text{ ton} > 54.4 \text{ ton} \quad \text{Ok}$$

Revisando que no se exceda la recomendación para el límite de esbeltez.

$$\frac{L}{r_y} = 237.5 \quad \frac{L}{r} < 300 \quad \text{Ok}$$

Nuevamente, de la tabla 5-1.

LRFD:

$$102.1 \text{ ton} > 81.6 \text{ ton} \quad \text{Ok}$$

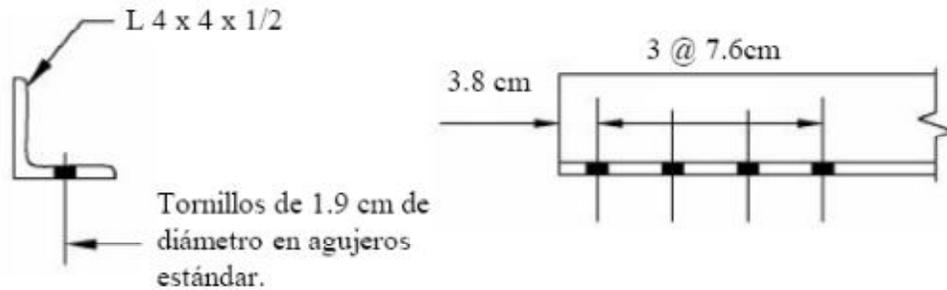
ASD:

$$68 \text{ ton} > 54.4 \text{ ton} \quad \text{Ok} \quad (\text{Tabla 5-1})$$

La fuerza de tensión permisible del W 8 x 21 es gobernada por el estado límite de ruptura en tensión al final de la conexión.

Ejemplo D.2: Ángulo simple en tensión.

Verificar la resistencia de un ángulo L 4 x 4 x 1/2, ASTM A36, por el LRFD y el ASD con una línea de 4 tornillos de 1.9 cm de diámetro en agujeros estándar. El elemento soporta una carga muerta de 9.1 ton y una carga viva de 27.2 ton en tensión. Calcular la longitud para la que dicho elemento sometido a tensión dejará de satisfacer las recomendaciones para límites de esbeltez.



Datos:

$$d_h = 1.9\text{cm} + 0.16\text{cm} = 2.06\text{cm}$$

Solución:

Propiedades del material:

$$L\ 4\ x\ 4\ x\ 1/2 \quad \text{ASTM A36} \quad F_y = 2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \quad F_u = 4000 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Propiedades geométricas:

$$A_g = 24.2\text{cm}^2$$

$$r_z = 2\text{cm}$$

$$y = 3\text{cm}$$

$$t = 1.3\text{cm}$$

(Tabla 1-7)

Cálculo de la resistencia requerida ante tensión.

LRFD:

$$P_u = 1.2(9.1\text{ton}) + 1.6(27.2\text{ton}) = 54.4\text{ ton}$$

ASD:

$$P_a = 9.1\text{ton} + 27.2\text{ton} = 36.3\text{ ton}$$

Cálculo de la fuerza de tensión permisible.

$$P_n = F_y \cdot A_g = 61.226 \cdot \text{ton} \quad (\text{Ec. D2-1})$$

LRFD:

$$\phi_t = 0.9$$

$$\phi_t \cdot P_n = 55.1 \cdot \text{ton}$$

ASD:

$$\Omega_t = 1.67$$

$$\frac{P_n}{\Omega_t} = 36.7 \cdot \text{ton}$$

Cálculo de la fuerza de ruptura permisible ante tensión al final de la conexión.

Calculando "U" como el mayor de los valores en la tabla D3.1 (caso 2 ó caso 8).

Caso 2.

$$U_1 = 1 - \frac{x}{l} = 0.9 \quad (\text{Tabla D3.1})$$

Caso 8: Con 4 o más sujetadores por línea en la dirección de la carga.

$$U_2 = 0.8$$

$$\text{Entonces } U = U_1 = 0.9 \quad (\text{Tabla D3.1})$$

Cálculo del área neta.

$$A_n = A_g - (d_h + 0.16 \text{cm}) \cdot t = 21.3 \cdot \text{cm}^2$$

Cálculo del área neta efectiva.

$$A_e = A_n \cdot U = 18.5 \cdot \text{cm}^2 \quad (\text{Ec. D3-1})$$

Por lo tanto:

$$P_n = F_u \cdot A_e = 74 \cdot \text{ton} \quad (\text{Ec. D2-2})$$

LRFD:

$$\phi_t = 0.75$$

$$\phi_t \cdot P_n = 55.5 \cdot \text{ton}$$

ASD:

$$\Omega_t = 2$$

$$\frac{P_n}{\Omega_t} = 37 \cdot \text{ton}$$

La fuerza de tensión permisible en el L 4 x 4 x 1/2 es regida por el estado límite de rendimiento ante tensión.

$$55.5 \text{ ton} > 54.4 \text{ ton} \quad \text{Ok}$$

$$37 \text{ ton} > 36.3 \text{ ton} \quad \text{Ok}$$

Cálculo de la longitud máxima recomendada.

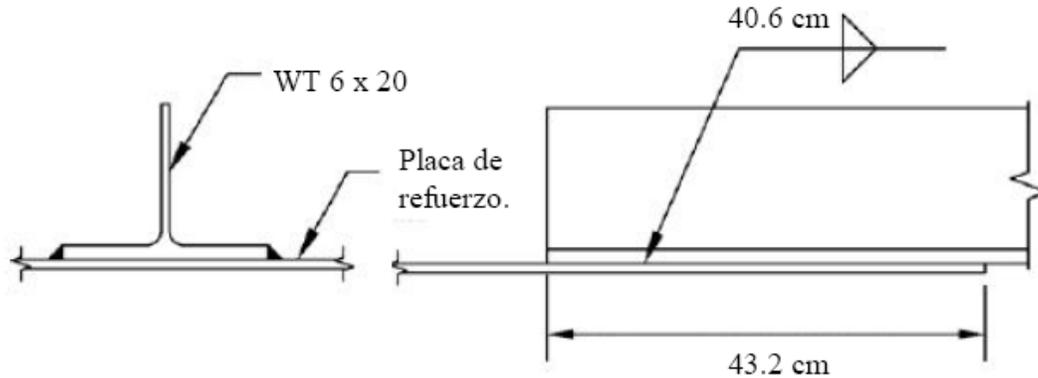
$$L_{\text{máx}} = 300 \cdot r_z = 600 \cdot \text{cm}$$

Nota:

El límite para la relación L/r es una recomendación, no un requisito.

Ejemplo D.3: Perfil WT en tensión.

Un perfil WT 6 x 20, ASTM A992, tiene una longitud de 9 m y soporta una carga muerta de 18 ton y una carga viva de 54 ton en tensión. Suponer que al final de la conexión se tiene una soldadura de tapón, cuya longitud es de 40.6 cm. Verificar la resistencia del elemento por el LRFD y el ASD. Suponer que la placa de refuerzo y la soldadura ya fueron revisadas y cumplen.



Datos:

$$L : = 9\text{m}$$

$$l : = 40.6\text{cm}$$

Solución:

Propiedades del material:

$$\text{WT 6 x 20} \quad \text{ASTM A992} \quad F_y : = 3500 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \quad F_u : = 4500 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Propiedades geométricas:

$$A_g : = 37.7\text{cm}^2$$

$$r_x : = 4\text{cm}$$

$$y : = 2.8\text{cm}$$

(Tabla 1-8)

Cálculo de la resistencia requerida ante tensión.

LRFD:

$$P_u = 1.2(18\text{ton}) + 1.6(54\text{ton}) = 108\text{ ton}$$

ASD:

$$P_a = 18\text{ton} + 54\text{ton} = 72\text{ ton}$$

Revisión el estado límite de rendimiento usando los valores tabulados.

LRFD:

$$\phi_t P_n = 119.3\text{ton} > 108\text{ton} \quad \text{Ok}$$

ASD:

$$\frac{P_n}{\Omega_t} = 79.4\text{ton} > 72\text{ton} \quad \text{Ok} \quad (\text{Tabla 5-3})$$

Revisión de la fuerza de ruptura permisible ante tensión usando los valores tabulados.

LRFD:

$$\phi_t P_n = 97.1\text{ton} < 108\text{ton} \quad \text{No cumple}$$

ASD:

$$\frac{P_n}{\Omega_t} = 64.4\text{ton} < 72\text{ton} \quad \text{No cumple} \quad (\text{Tabla 5-3})$$

Las fuerzas de ruptura permisibles tabuladas pueden ser conservadoras para este caso, por lo tanto se calculó la solución exacta.

Cálculo de "U":

Caso 2.

$$U = 1 - \frac{x}{l} = 0.9 \quad (\text{Tabla D3.1})$$

Cálculo del área neta.

$$A_n = A_g = 37.7\text{ cm}^2 \quad (\text{debido a que no hay agujeros}).$$

Cálculo del área neta efectiva.

$$A_e = A_n \cdot U = 35.1\text{ cm}^2 \quad (\text{Ec. D3-1})$$

Por lo tanto:

$$P_n = F_u A_e = 157.9\text{ ton}$$

LRFD:

$$\phi_t = 0.75$$

$$\phi_t \cdot P_n = 118.5 \text{ ton} > 108 \text{ ton} \quad \text{Ok}$$

ASD:

$$\Omega_t = 2$$

$$\frac{P_n}{\Omega_t} = 79 \text{ ton} > 72 \text{ ton} \quad \text{Ok}$$

Alternativamente, las fuerzas de ruptura permisibles tabuladas pueden ser obtenidas modificando los valores tabulados. Las fuerzas de ruptura permisibles mostradas en las tablas seleccionadas de elementos sometidos a tensión están basadas en la suposición de que $A_e = 0.75A_g$. Las fuerzas permisibles actuales pueden determinarse ajustando los valores de la tabla de la siguiente forma.

LRFD:

$$\phi_t \cdot P_n = 97.1 \text{ ton} \left(\frac{A_e}{0.75 \cdot A_g} \right)$$

$$97.1 \text{ ton} \left(\frac{A_e}{0.75 \cdot A_g} \right) = 120.5 \text{ ton}$$

ASD:

$$\frac{P_n}{\Omega_t} = 64.4 \text{ ton} \left(\frac{A_e}{0.75 \cdot A_g} \right)$$

$$64.4 \text{ ton} \left(\frac{A_e}{0.75 \cdot A_g} \right) = 79.9 \text{ ton}$$

(Tabla 5-3)

La fuerza de tensión permisible en el WT 6 x 20 es regida por el estado límite de rendimiento ante tensión.

LRFD:

$$\phi_t \cdot P_n = 119.3 \text{ ton} > 108 \text{ ton} \quad \text{Ok}$$

ASD:

$$\frac{P_n}{\Omega_t} = 79.4 \text{ ton} > 72 \text{ ton} \quad \text{Ok}$$

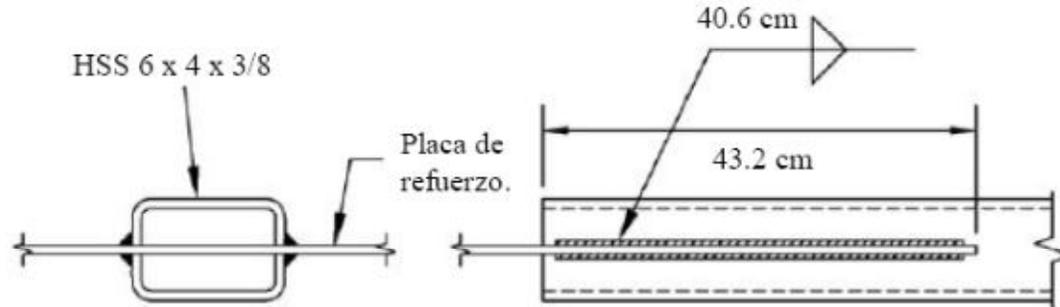
Revisión de la recomendación para el límite de esbeltez.

$$\frac{L}{r_x} = 225$$

$$\frac{L}{r} < 300 \quad \text{Ok}$$

Ejemplo D.4: Elemento HSS rectangular en tensión.

Verificar, por LRFD y ASD, la resistencia de un HSS 6 x 4 x 3/8, ASTM A500 grado B, con una longitud de 9 m. El elemento soporta una carga muerta de 16 ton y una carga viva de 47.6 ton en tensión. Suponer que el final de la conexión es una soldadura de tapón simple de 1.27 cm de espesor, con una placa de refuerzo y que tiene una longitud es de 40.6 cm.



Datos:

$$B : = 4\text{in} = 10.2\text{-cm}$$

$$H : = 6\text{in} = 15.2\text{-cm}$$

$$L : = 9\text{m}$$

$$l : = 40.6\text{cm}$$

Solución:

Propiedades del material:

$$\text{HSS } 6 \times 4 \times 3/8 \quad \text{ASTM A500} \quad F_y : = 3200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \quad F_u : = 4000 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \\ \text{grado B}$$

Propiedades geométricas:

$$A_g : = 39.9\text{cm}^2$$

$$r_y : = 3.9\text{cm}$$

$$t : = 0.9\text{cm}$$

$$t_p : = 1.27\text{cm}$$

(Tabla 1-11)

Cálculo de la resistencia ante tensión requerida.

LRFD:

$$P_u = 1.2(16\text{ton}) + 1.6(47.6\text{ton}) = 95.4\text{-ton}$$

ASD:

$$P_a = 16\text{ton} + 47.6\text{ton} = 63.6\text{-ton}$$

Revisión el estado límite de rendimiento usando los valores tabulados.

LRFD:

$$\phi_t P_n = 116.1\text{ton} > 95.4\text{ton} \quad \text{Ok}$$

ASD:

$$\frac{P_n}{\Omega_t} = 77.1\text{ton} > 63.6\text{ton} \quad \text{Ok} \quad (\text{Tabla 5-4})$$

Revisión de la fuerza de ruptura permisible ante tensión usando los valores tabulados.

LRFD:

$$\phi_t P_n = 91.2\text{ton} < 95.4\text{ton} \quad \text{No cumple}$$

ASD:

$$\frac{P_n}{\Omega_t} = 60.8\text{ton} < 63.6\text{ton} \quad \text{No cumple} \quad (\text{Tabla 5-4})$$

Las fuerzas de ruptura permisibles tabuladas pueden ser conservadoras para este caso, por lo tanto se calculó la solución exacta.

Cálculo de "U":

Caso 6.

$$x = \frac{B^2 + 2B \cdot H}{4(B + H)} = 4.1\text{-cm}$$

(Tabla D3.1)

$$U = 1 - \frac{x}{l} = 0.9$$

Se considera un boquete de 0.16 cm para el ajuste entre el elemento HSS y la placa de refuerzo.

Cálculo del área neta.

$$A_n = A_g - 2(t_p + 0.16\text{cm}) \cdot t = 37.3\text{-cm}^2$$

Cálculo del área neta efectiva.

$$A_e = A_n \cdot U = 33.6\text{-cm}^2$$

(Ec. D3-1)

Por lo tanto:

$$P_n := F_u \cdot A_e = 134.4 \cdot \text{ton}$$

LRFD:

$$\phi_t := 0.75$$

$$\phi_t \cdot P_n = 100.769 \cdot \text{ton} > 95.4 \cdot \text{ton} \quad \text{Ok}$$

ASD:

$$\Omega_t := 2$$

$$\frac{P_n}{\Omega_t} = 67.2 \cdot \text{ton} > 63.6 \cdot \text{ton} \quad \text{Ok}$$

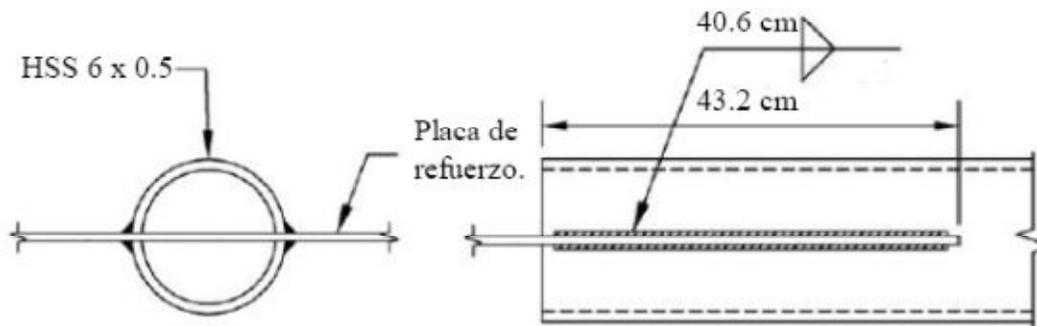
La fuerza de tensión permisible del elemento HSS es regida por el estado límite de ruptura ante tensión.

Revisión de la recomendación para el límite de esbeltez.

$$\frac{L}{r_y} = 230.8 \quad \frac{L}{r} < 300 \quad \text{Ok}$$

Ejemplo D.5: Elemento HSS circular en tensión.

En la figura mostrada un HSS 6 x 0.5, ASTM A500 grado B, tiene una longitud de 9 m. El elemento soporta una carga muerta de 18 ton y una carga viva de 54 ton en tensión. Suponer que el final de la conexión es una soldadura de tapón simple de 1.27 cm de espesor, con una placa de refuerzo y cuya longitud es de 40.6 cm. Verificar la resistencia del elemento por LRFD y ASD.



Datos:

$$D : = 6 \text{ in} = 15.2 \text{ cm}$$

$$L : = 9 \text{ m}$$

$$l : = 40.6 \text{ cm}$$

$$P_m : = 18 \text{ ton}$$

$$P_v : = 54 \text{ ton}$$

Solución:

Propiedades del material:

$$\text{HSS } 6 \times 0.5 \quad \text{ASTM A500} \quad F_y : = 2900 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \quad F_u : = 4000 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \\ \text{grado B}$$

Propiedades geométricas:

$$A_g : = 52.2 \text{ cm}^2$$

$$r : = 5 \text{ cm}$$

(Tabla 1-13)

$$t : = 1.27 \text{ cm}$$

$$t_p = 1.27 \text{ cm}$$

Cálculo de la resistencia ante tensión requerida.

LRFD:

ASD:

$$P_u = 1.2(P_m) + 1.6(P_v) = 108 \text{ ton}$$

$$P_a = P_m + P_v = 72 \text{ ton}$$

Revisión el estado límite de rendimiento usando los valores tabulados.

LRFD:

ASD:

$$\phi_t P_n = 138.8 \text{ ton} > 108 \text{ ton} \quad \text{Ok}$$

$$\frac{P_n}{\Omega_t} = 92.1 \text{ ton} > 72 \text{ ton} \quad \text{Ok} \quad (\text{Tabla 5-6})$$

Revisión de la fuerza de ruptura permisible ante tensión usando los valores tabulados.

LRFD:

ASD:

$$\phi_t P_n = 119.7 \text{ ton} > 108 \text{ ton} \quad \text{Ok}$$

$$\frac{P_n}{\Omega_t} = 79.8 \text{ ton} > 72 \text{ ton} \quad \text{Ok} \quad (\text{Tabla 5-6})$$

Revisión para determinar $\epsilon A_e \geq 0.75 A_g$ como se supuso en la tabla.

Cálculo de "U":

Caso 5.

$$\frac{l}{D} = 2.7 \quad \frac{l}{D} > 1.3 \quad \text{por lo que} \quad U = 1 \quad (\text{Tabla D3.1})$$

Se consideró un boquete de 0.16 cm para el ajuste entre el elemento HSS y la placa de refuerzo.

Cálculo del área neta.

$$A_n = A_g - 2(t_p + 0.16 \text{ cm}) \cdot t = 48.8 \text{ cm}^2$$

Cálculo del área neta efectiva.

$$A_e = A_n \cdot U = 48.8 \text{ cm}^2 \quad (\text{Ec. D3-1})$$

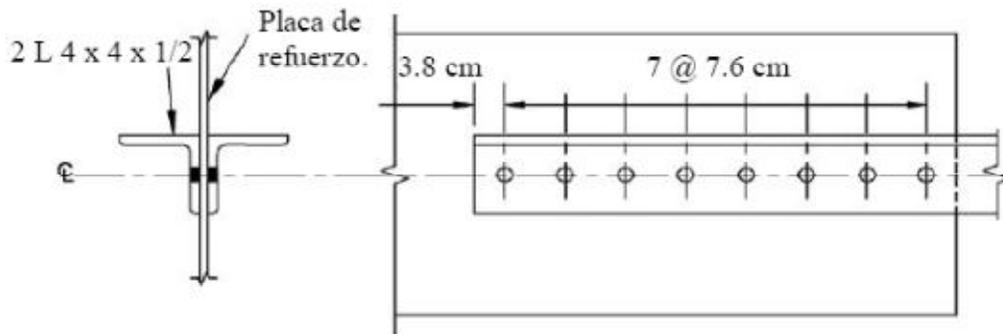
$$\frac{A_e}{A_g} = 0.9 \quad \frac{A_e}{A_g} > 0.75 \quad \text{Ok}$$

Revisión de la recomendación para el límite de esbeltez.

$$\frac{L}{r} = 180 \quad \frac{L}{r} < 300 \quad \text{Ok}$$

Ejemplo D.6: Ángulo doble en tensión.

Dos elementos L 4 x 4 x 1/2 (con separación de 0.95 cm), ASTM A36 tienen una línea de 8 tornillos de 1.9 cm de diámetro en agujeros estándar, así como una longitud de 7.6 m. El ángulo doble está soportando una carga muerta de 18 ton y una carga viva de 54 ton en tensión. Verificar la resistencia del elemento por el LRFD y ASD.



Datos:

$$L = 7.6 \text{ m}$$

$$d_h = 1.9 \text{ cm} + 0.16 \text{ cm} = 2.06 \text{ cm}$$

$$l = 7(7.6 \text{ cm}) = 53.2 \text{ cm}$$

$$P_m = 18 \text{ ton}$$

$$P_v = 54 \text{ ton}$$

Solución:

Propiedades del material:

$$2L \ 4 \times 4 \times 1/2 \quad \text{ASTM A36} \quad F_y = 2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \quad F_u = 4000 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Propiedades geométricas:

$$A_g = 24.2 \text{ cm}^2$$

$$r_x = 3.1 \text{ cm}$$

$$r_y = 4.6 \text{ cm}$$

$$x = 3 \text{ cm}$$

(Tabla 1-7)

$$t : = 1.27 \text{ cm}$$

Cálculo de la resistencia ante tensión requerida.

LRFD:

$$P_u : = 1.2(P_m) + 1.6(P_v) = 108 \cdot \text{ton}$$

ASD:

$$P_a : = P_m + P_v = 72 \cdot \text{ton}$$

Cálculo de la fuerza de tensión permisible.

$$P_n : = F_y \cdot 2 \cdot A_g = 122.452 \cdot \text{ton} \quad (\text{Ec. D2-1})$$

LRFD:

$$\phi_t : = 0.9$$

$$\phi_t \cdot P_n = 110.2 \cdot \text{ton}$$

ASD:

$$\Omega_t : = 1.67$$

$$\frac{P_n}{\Omega_t} = 73.3 \cdot \text{ton}$$

Cálculo de la fuerza de ruptura permisible ante tensión.

Cálculo de "U":

Caso 2.

$$U : = 1 - \frac{x}{l} = 0.9 \quad (\text{Tabla D3.1})$$

Cálculo del área neta.

$$A_n : = 2A_g - 2(d_h + 0.16 \text{ cm}) \cdot t = 42.8 \cdot \text{cm}^2$$

Cálculo del área neta efectiva.

$$A_e : = A_n \cdot U = 40.3 \cdot \text{cm}^2 \quad (\text{Ec. D3-1})$$

Entonces:

$$P_n : = F_u \cdot A_e = 161.4 \cdot \text{ton} \quad (\text{Ec. D2-2})$$

LRFD:

$$\phi_t := 0.75$$

$$\phi_t \cdot P_n = 121 \cdot \text{ton}$$

ASD:

$$\Omega_t := 2$$

$$\frac{P_n}{\Omega_t} = 80.7 \cdot \text{ton}$$

La fuerza permisible es regida por el estado límite de rendimiento ante tensión.

$$110.2 \text{ ton} > 108 \text{ ton} \quad \text{Ok}$$

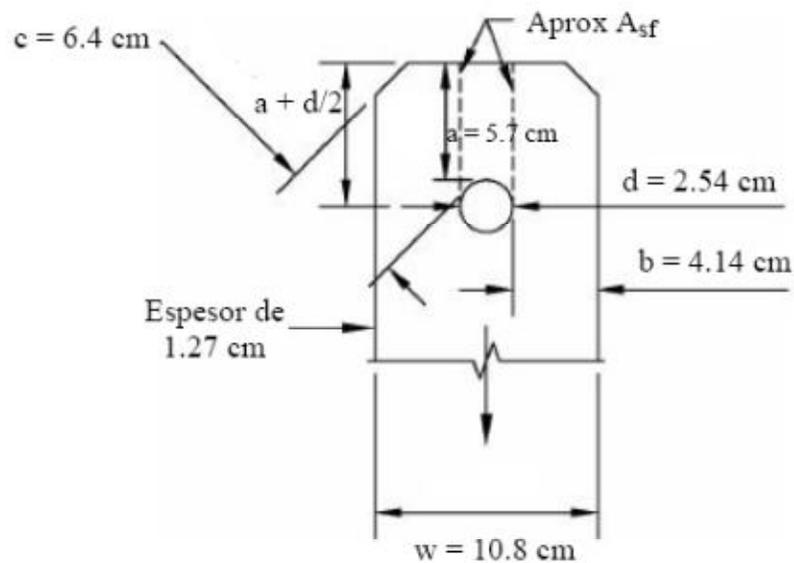
$$73.3 \text{ ton} > 72 \text{ ton} \quad \text{Ok}$$

Revisión de la recomendación para el límite de esbeltez.

$$\frac{L}{r_x} = 245.2 \quad \frac{L}{r} < 300 \quad \text{Ok}$$

Ejemplo D.7: Elemento articulado en tensión.

Un elemento articulado en tensión ASTM A36, con las dimensiones mostradas, se encuentra sometido a una carga muerta de 5.4 ton y a una carga viva de 1.8 ton en tensión. El diámetro del perno es de 2.54 cm, y el agujero es más grande que dicho perno en 0.8 mm. Suponer que el perno es adecuado. Verificar la resistencia por LRFD y ASD.



Elemento articulado en tensión.

Datos:

$$P_m = 5.4 \text{ ton}$$

$$P_v = 1.8 \text{ ton}$$

Solución:

Propiedades del material:

$$\text{Placa ASTM A36} \quad F_y = 2530 \cdot \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \quad F_u = 4000 \cdot \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Propiedades geométricas:

$$w = 10.8 \text{ cm}$$

$$t = 1.27 \text{ cm}$$

$$d = 2.54 \text{ cm}$$

$$a = 5.7 \text{ cm}$$

$$c = 6.4 \text{ cm}$$

Revisión de las dimensiones requeridas.

$$1) b_{\text{eff}} = 2t + 1.6 \text{ cm} = 4.1 \text{ cm}$$

$$2) a \geq 1.33b_{\text{eff}} \quad a = 5.7 \text{ cm} \quad 1.33b_{\text{eff}} = 5.5 \text{ cm} \quad a > 1.33b_{\text{eff}} \quad \text{Ok}$$

$$3) w \geq 2b_{\text{eff}} + d \quad w = 10.8 \text{ cm} \quad 2b_{\text{eff}} + d = 10.8 \text{ cm} \quad w = 2b_{\text{eff}} + d \quad \text{Ok}$$

$$4) c \geq a \quad c = 6.4 \text{ cm} \quad a = 5.7 \text{ cm} \quad c > a \quad \text{Ok}$$

Cálculo de la resistencia ante tensión requerida.

LRFD:

ASD:

$$P_u = 1.2(P_m) + 1.6(P_v) = 9.4 \text{ ton}$$

$$P_a = P_m + P_v = 7.2 \text{ ton}$$

Cálculo de la fuerza de ruptura permisible ante tensión en el área neta efectiva.

$$P_n = 2t \cdot b_{\text{eff}} \cdot F_u = 42.1 \text{ ton} \quad (\text{Ec. D5-1})$$

LRFD:

ASD:

$$\phi_t = 0.75$$

$$\Omega_t = 2$$

$$\phi_t \cdot P_n = 31.5 \text{ ton}$$

$$\frac{P_n}{\Omega_t} = 21 \text{ ton}$$

Cálculo de la fuerza cortante de ruptura permisible.

$$A_{\text{sf}} = 2t \cdot \left(a + \frac{d}{2} \right) = 17.7 \text{ cm}^2$$

$$P_n = 0.6 \cdot F_u \cdot A_{\text{sf}} = 42.5 \text{ ton} \quad (\text{Ec. D5-2})$$

LRFD:

ASD:

$$\phi_{\text{sf}} = 0.75$$

$$\Omega_{\text{sf}} = 2$$

$$\phi_{\text{sf}} \cdot P_n = 31.9 \text{ ton}$$

$$\frac{P_n}{\Omega_{\text{sf}}} = 21.2 \text{ ton}$$

Cálculo de la capacidad de carga.

$$A_{pb} = t \cdot d = 3.2 \cdot \text{cm}^2$$

$$R_n = 1.8 \cdot F_y \cdot A_{pb} = 14.7 \cdot \text{ton} \quad (\text{Ec. J7.1})$$

LRFD:

$$\phi_t = 0.75$$

$$\phi_t \cdot R_n = 11 \cdot \text{ton}$$

ASD:

$$\Omega_t = 2$$

$$\frac{R_n}{\Omega_t} = 7.3 \cdot \text{ton}$$

Cálculo de la fuerza de tensión permisible.

$$A_g = w \cdot t = 13.7 \cdot \text{cm}^2$$

$$P_n = F_y \cdot A_g = 34.7 \cdot \text{ton} \quad (\text{Ec. D2-1})$$

LRFD:

$$\phi_t = 0.9$$

$$\phi_t \cdot P_n = 31.2 \cdot \text{ton}$$

ASD:

$$\Omega_t = 1.67$$

$$\frac{P_n}{\Omega_t} = 20.8 \cdot \text{ton}$$

La fuerza de tensión permisible es regida por el estado límite para capacidad de carga.

$$\phi_t \cdot R_n = 11 \cdot \text{ton}$$

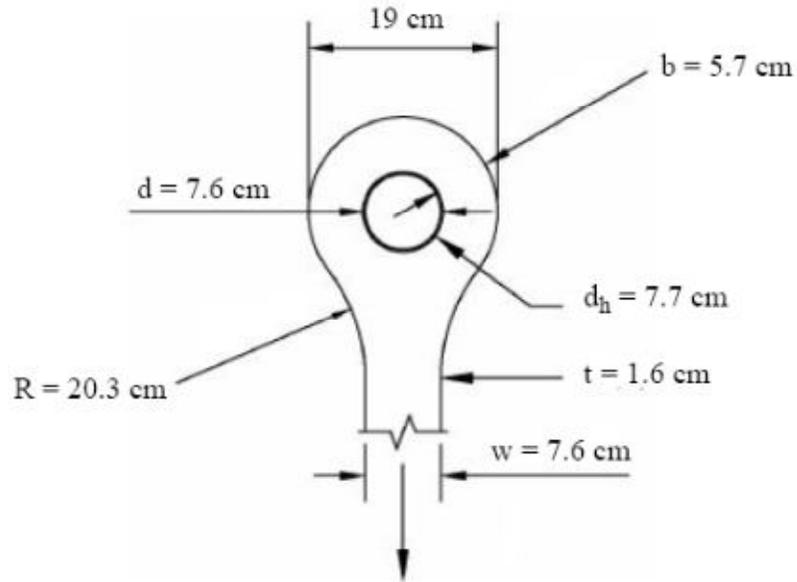
$$11 \text{ ton} > 9.4 \text{ ton} \quad \text{Ok}$$

$$\frac{R_n}{\Omega_t} = 7.3 \text{ ton}$$

$$7.3 \text{ ton} > 7.2 \text{ ton} \quad \text{Ok}$$

Ejemplo D.8: Elemento biela en tensión.

Un elemento biela con espesor de 1.6 cm, ASTM A36, soporta una carga muerta de 11 ton y una carga viva de 7 ton en tensión. El diámetro del pasador "d" es de 7.6 cm. Verificar la resistencia por LRFD y ASD.



Elemento biela en tensión.

Datos:

$$P_m = 11 \text{ ton}$$

$$P_v = 7 \text{ ton}$$

Solución:

Propiedades del material:

$$\text{Placa} \quad \text{ASTM A36} \quad F_y = 2530 \cdot \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \quad F_u = 4000 \cdot \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Propiedades geométricas:

$$w = 7.6 \text{ cm}$$

$$b = 5.7 \text{ cm}$$

$$t = 1.6 \text{ cm}$$

$$d := 7.6 \text{ cm}$$

$$d_h := 7.7 \text{ cm}$$

$$R := 20.3 \text{ cm}$$

Revisión de las dimensiones requeridas.

$$1) t \geq 1.27 \text{ cm} \quad t = 1.6 \text{ cm} \quad t > \frac{1}{2} \text{ in} \quad \text{Ok}$$

$$2) w \leq 8t \quad w = 7.6 \text{ cm} \quad 8t = 12.8 \text{ cm} \quad w < 8t \quad \text{Ok}$$

$$3) d \geq \frac{7}{8}w \quad d = 7.6 \text{ cm} \quad \frac{7}{8}w = 6.7 \text{ cm} \quad d > \frac{7}{8}w \quad \text{Ok}$$

$$4) d_h \leq d + 0.8 \text{ mm} \quad d_h = 7.7 \text{ cm} \quad d + 0.8 \text{ mm} = 7.7 \text{ cm} \quad d_h = d + 0.8 \text{ mm} \quad \text{Ok}$$

$$5) R \geq d_h + 2b \quad R = 20.3 \text{ cm} \quad d_h + 2 \cdot b = 19.1 \text{ cm} \quad R > d_h + 2b \quad \text{Ok}$$

$$6) \frac{2}{3}w \leq b \leq \frac{3}{4}w \quad \frac{2}{3}w = 5.1 \text{ cm} \quad b = 5.7 \text{ cm} \quad \frac{3}{4}w = 5.7 \text{ cm} \quad \frac{2}{3}w < b < \frac{3}{4}w \quad \text{Ok}$$

Cálculo de la resistencia ante tensión requerida.

LRFD:

ASD:

$$P_u := 1.2(P_m) + 1.6(P_v) = 24.4 \text{ ton}$$

$$P_a := P_m + P_v = 18 \text{ ton}$$

Cálculo de la fuerza de tensión permisible en el cuerpo de la biela (en w).

$$A_g := w \cdot t = 12.2 \text{ cm}^2$$

$$P_n := F_y \cdot A_g = 30.8 \text{ ton} \quad (\text{Ec. D2-1})$$

LRFD:

ASD:

$$\phi_t := 0.9$$

$$\Omega_t := 1.67$$

$$\phi_t \cdot P_n = 27.7 \text{ ton}$$

$$\frac{P_n}{\Omega_t} = 18.4 \text{ ton}$$

$$27.7 \text{ ton} > 24.4 \text{ ton} \quad \text{Ok}$$

$$18.4 \text{ ton} > 18 \text{ ton} \quad \text{Ok}$$

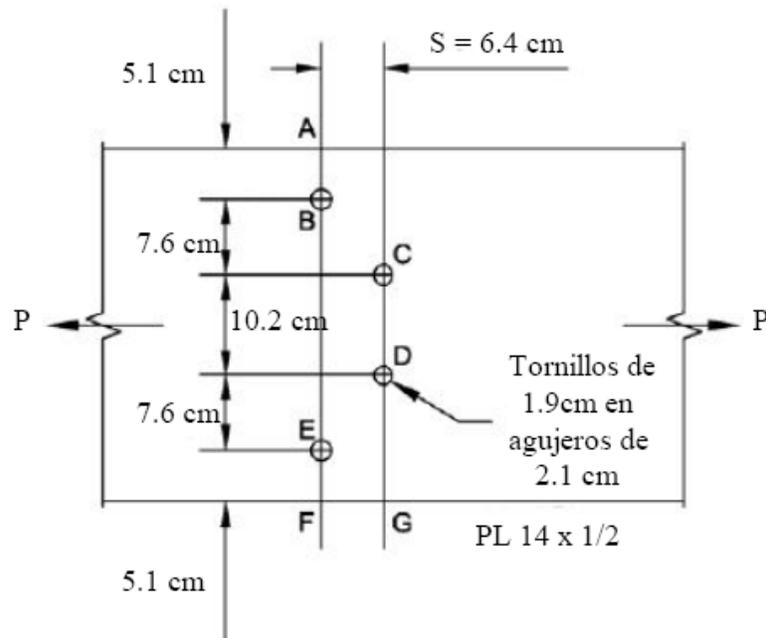
La fuerza de tensión permisible es regida por el estado límite de rendimiento ante tensión.

Nota:

Los límites para las dimensiones de la biela aseguran que el estado límite de rendimiento ante tensión en el cuerpo de la biela controlará la fuerza de esta. Debe revisarse el rendimiento ante cortante del pasador, y también si la fuerza del material es menor que la capacidad de la biela.

Ejemplo D.9: Determinación de A_e en una placa con tornillos escalonados.

Un perfil W 14 y una placa con espesor de 1.27 cm están sometidos a una carga de tensión, además tienen agujeros escalonados como se muestra en la figura. Determinar A_n y A_e .



Datos:

$$t = 1.27 \text{ cm}$$

$$d_h = 2.1 \text{ cm}$$

$$s = 6.4 \text{ cm}$$

$$g_1 = 7.6 \text{ cm}$$

$$g_2 = 10.2 \text{ cm}$$

Solución:

Cálculo del diámetro neto de los agujeros.

$$d_{\text{net}} = d_h + 0.16 \text{ cm} = 2.3 \text{ cm}$$

Determinación del ancho neto para todas las posibles trayectorias en la placa.

Debido a la simetría, muchos de los anchos netos resultaron idénticos y no fue necesario calcularlos.

$$w = 2(5.1\text{cm}) + 2(7.6\text{cm}) + 10.2\text{cm} - \sum d_{\text{net}} + \sum \frac{s^2}{4g}$$

$$2(5.1\text{cm}) + 2(7.6\text{cm}) + 10.2\text{cm} = 35.6\text{-cm}$$

$$\text{Trayectoria ABEF: } w = 35.6\text{cm} - 2 \cdot d_{\text{net}} = 31.1\text{-cm}$$

$$\text{Trayectoria ABCDEF: } w = 35.6\text{cm} - 4d_{\text{net}} + 2\left(\frac{s^2}{4g_1}\right) = 29.3\text{-cm Rige}$$

$$\text{Trayectoria ABCDG: } w = 35.6\text{cm} - 3d_{\text{net}} + \frac{s^2}{4g_1} = 30.2\text{-cm}$$

$$\text{Trayectoria ABDEF: } w = 35.6\text{cm} - 3d_{\text{net}} + \frac{s^2}{4(g_1 + g_2)} + \frac{s^2}{4g_1} = 30.7\text{-cm}$$

Por lo tanto:

$$A_n = 29.3\text{cm} \cdot t = 37.2 \cdot \text{cm}^2$$

Cálculo de "U":

Ya que la carga de tensión es transmitida a todos los elementos por los sujetadores.

Caso 1:

$$U = 1 \quad (\text{Tabla D3.1})$$

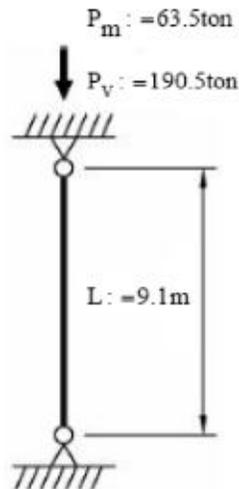
Entonces:

$$A_e = A_n \cdot U = 37.2 \cdot \text{cm}^2 \quad (\text{Ec. D3-1})$$

4.3 - Elementos en compresión

Ejemplo E.1a: Diseño de una columna con perfil W y extremos articulados.

Seleccionar un perfil W ASTM A992 para una columna que soporta una carga muerta de 63.5 ton y una carga viva de 190.5 ton. La columna tiene 9.1 m de longitud y se encuentra articulada en ambos extremos. Limitar la dimensión de la columna a un perfil nominal de 35.56 cm (14 in).



Solución:

Cálculo de la resistencia requerida.

LRFD:

$$P_u = 1.2(P_m) + 1.6(P_v) = 381 \text{ ton}$$

ASD:

$$P_a = P_m + P_v = 254 \text{ ton}$$

Selección de un perfil empleando la tabla 4-1 del AISC 2005.

Por tener ambos extremos articulados, $K = 1$.

(Tabla C-C2.2)

Debido a que la longitud no soportada es la misma tanto en la dirección x-x como en la dirección y-y y r_x es mayor que r_y en todos los perfiles W, el pandeo alrededor del eje y-y es el que rige.

Entrando en la tabla con una longitud efectiva (KL_y) de 9.1 m y buscando en esta hasta encontrar el perfil de menor peso que además tuviera una fuerza admisible igual o superior a la resistencia requerida. Se seleccionó el perfil W 14 x 132.

$F_y = 3500 \text{ kg/cm}^2$

Tabla 4-1 (continuación)
Fuerza permisible en compresión axial, ton
Perfiles W



Perfil		W 14 x											
		145		132		120		109		99		90	
Diseño		P_n/Ω_c	ϕP_n										
		ASD	LRFD										
Longitud efectiva KL (m) con respecto al menor radio de giro r_y	0	580.6	870.9	526.2	789.3	480.8	721.2	435.0	653.2	395.5	594.2	359.3	539.8
	1.8	567.0	848.2	512.6	771.1	467.2	703.1	423.7	635.0	385.1	580.6	349.7	526.2
	2.1	562.5	843.7	508.0	762.0	462.7	694.0	419.1	630.5	381.0	571.5	346.1	521.6
	2.4	553.4	834.6	503.5	753.0	458.1	684.9	414.6	621.4	376.9	567.0	342.0	512.6
	2.7	548.9	825.6	494.4	743.9	451.3	680.4	409.1	616.9	372.0	557.9	337.9	508.0
	3.0	544.3	816.5	489.9	734.8	445.0	666.8	403.3	607.8	366.5	548.9	332.9	499.0
	3.4	535.2	802.9	480.8	721.2	437.7	657.7	396.9	598.8	360.6	544.3	327.5	494.4
	3.7	526.2	789.3	471.7	712.2	430.5	648.6	390.1	585.1	354.3	530.7	321.6	485.4
	4.0	517.1	780.2	462.7	698.5	422.3	635.0	382.8	576.1	347.9	521.6	315.7	476.3
	4.3	508.0	766.6	453.6	684.9	413.7	621.4	375.1	562.5	340.7	512.6	309.4	462.7
	4.6	499.0	748.4	445.4	671.3	405.1	607.8	367.0	553.4	332.9	499.0	302.6	453.6
	4.9	489.9	734.8	435.0	653.2	395.5	594.2	358.3	539.8	325.2	489.9	295.3	443.6
	5.2	476.3	716.7	424.6	639.6	386.0	580.6	349.7	526.2	317.1	476.3	288.0	432.7
	5.5	467.2	703.1	413.7	621.4	376.0	567.0	340.7	512.6	308.9	462.7	280.3	420.9
	5.8	453.6	684.9	402.3	603.3	365.6	548.9	331.1	499.0	300.3	451.3	272.2	409.1
	6.1	444.1	666.8	391.0	589.7	355.2	535.2	321.6	485.4	291.2	438.2	264.4	397.4
	6.7	420.0	630.5	367.0	553.4	333.4	499.0	301.6	453.6	273.1	411.0	247.7	372.4
7.3	395.1	594.2	342.9	517.1	310.7	467.2	281.2	422.8	254.9	382.8	230.9	347.0	
7.9	369.7	557.9	318.4	476.3	288.5	433.6	260.8	391.9	235.9	354.7	213.6	321.1	
8.5	344.3	517.1	293.5	441.4	265.8	399.6	240.4	361.5	217.3	326.6	196.9	295.7	
9.1	318.4	480.8	269.4	404.6	243.6	366.1	220.0	331.1	198.7	298.9	180.1	270.3	

Las fuerzas permisibles en compresión axial para el eje y-y y con una longitud efectiva de 9.1 m son:

LRFD:

$$\phi_c \cdot P_n = 404.6 \text{ ton}$$

$$404.6 \text{ ton} > 381 \text{ ton} \quad \text{Ok}$$

ASD:

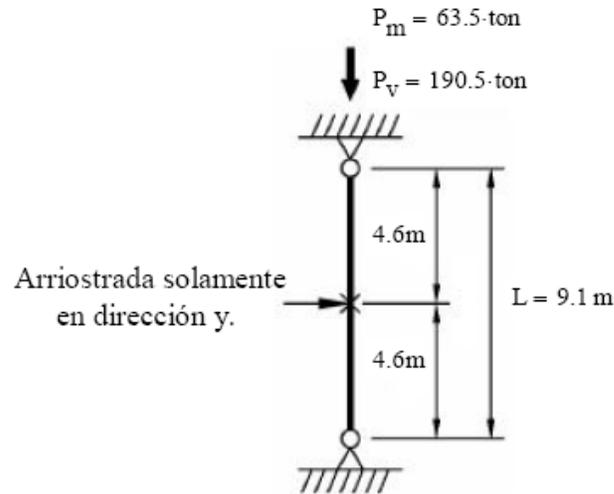
$$\frac{P_n}{\Omega_c} = 269.4 \text{ ton}$$

$$269.4 \text{ ton} > 254 \text{ ton} \quad \text{Ok}$$

(Tabla 4-1)

Ejemplo E.1b: Diseño de una columna con perfil W y refuerzo intermedio.

Rediseñar la columna del ejemplo E.1a suponiendo que la columna está arriostrada lateralmente alrededor del eje y-y y arriostrada ante torsión en el centro de la columna



Solución:

Cálculo de la resistencia requerida.

LRFD:

$$P_u = 1.2(P_m) + 1.6(P_v) = 381 \text{ ton}$$

ASD:

$$P_a = P_m + P_v = 254 \text{ ton}$$

Selección de un perfil empleando la tabla 4-1 del AISC.

Por tener ambos extremos articulados, $K = 1$.

(Tabla C-C2.2)

Debido a que las longitudes no soportadas son diferentes en los dos ejes, se seleccionó el elemento usando el eje y-y y después se revisó la fuerza en el eje x-x.

Entrando en la tabla con una longitud efectiva (KL_y) de 4.6 m y buscando en esta hasta encontrar el perfil de menor peso que además tuviera una fuerza admisible que igualara o excediera la resistencia requerida. Se propuso un perfil W 14 x 90.

Un perfil W 14 x 90 con una longitud de 4.6 m proporciona una fuerza admisible en la dirección y-y de:

LRFD:

$$\phi_c \cdot P_n = 453.6 \text{ ton}$$

ASD:

$$\frac{P_n}{\Omega_c} = 302.6 \text{ ton}$$

La relación r_x / r_y para esta columna, mostrada al final de la tabla 4-1, es 1.66; la longitud efectiva equivalente del eje y-y para el pandeo en el eje fuerte se determinó como:

$$KL = \frac{L}{1.66} = 5.5 \cdot \text{m}$$

Perfil		W 14 x											
		145		132		120		109		99		90	
Diseño	ASD	P_n/Ω_c	ϕP_n										
		0	ASD	580.6	870.9	526.2	789.3	480.8	721.2	435.0	653.2	395.5	594.2
- (m) con respecto al menor radio de giro r_y	1.8	567.0	848.2	512.6	771.1	467.2	703.1	423.7	635.0	385.1	580.6	349.7	526.2
	2.1	562.5	843.7	508.0	762.0	462.7	694.0	419.1	630.5	381.0	571.5	346.1	521.6
	2.4	553.4	834.6	503.5	753.0	458.1	684.9	414.6	621.4	376.9	567.0	342.0	512.6
	2.7	548.9	825.6	494.4	743.9	451.3	680.4	409.1	616.9	372.0	557.9	337.9	508.0
	3.0	544.3	816.5	489.9	734.8	445.0	666.8	403.3	607.8	366.5	548.9	332.9	499.0
	3.4	535.2	802.9	480.8	721.2	437.7	657.7	396.9	598.8	360.6	544.3	327.5	494.4
	3.7	526.2	789.3	471.7	712.2	430.5	648.6	390.1	585.1	354.3	530.7	321.6	485.4
	4.0	517.1	780.2	462.7	698.5	422.3	635.0	382.8	576.1	347.9	521.6	315.7	476.3
	4.3	508.0	766.6	453.6	684.9	413.7	621.4	375.1	562.5	340.7	512.6	309.4	462.7
	4.6	499.0	748.4	445.4	671.3	405.1	607.8	367.0	553.4	332.9	499.0	302.6	453.6
	4.9	489.9	734.8	435.0	653.2	395.5	594.2	358.3	539.8	325.2	489.9	295.3	443.6
	5.2	476.3	716.7	424.6	639.6	386.0	580.6	349.7	526.2	317.1	476.3	288.0	432.7
	5.5	467.2	703.1	413.7	621.4	376.0	567.0	340.7	512.6	308.9	462.7	280.3	420.9
	5.8	453.6	684.9	402.3	603.3	365.6	548.9	331.1	499.0	300.3	451.3	272.2	409.1
	6.1	444.1	666.8	391.0	589.7	355.2	535.2	321.6	485.4	291.2	438.2	264.4	397.4

De la tabla, la fuerza admisible de un perfil W 14 x 90 con una longitud efectiva de 5.5 m es:

LRFD:

$$\phi_c \cdot P_n = 420.9 \text{ ton} > 381 \text{ ton} \quad \text{Ok}$$

ASD:

$$\frac{P_n}{\Omega_c} = 280.3 \text{ ton} > 254 \text{ ton} \quad \text{Ok} \quad (\text{Tabla 4-1})$$

La fuerza de compresión permisible es regida por el estado límite de pandeo por flexión en el eje x-x.

La fuerza permisible de las columnas descrita en los ejemplos E1.a y E1.b se puede determinar fácil y rápidamente con las tablas del AISC. Las fuerzas admisibles también pueden verificarse mediante cálculos manuales, como se mostrará en los siguientes ejemplos E.1c y E.1d.

Ejemplo E.1c: Cálculo de la fuerza permisible en un perfil W.

Calcular la fuerza permisible de una columna con perfil W 14 x 132, que posee longitudes no soportadas de 9.1 m en ambos ejes. Las cargas y propiedades del material son las del ejemplo E1.a.

Solución:

Propiedades del material:

$$\text{WT 14 x 132} \quad \text{ASTM A992} \quad F_y = 3500 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \quad F_u = 4500 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Propiedades geométricas:

$$A_g = 250.3 \text{ cm}^2$$

$$r_x = 16 \text{ cm} \quad \text{(Tabla 1-1)}$$

$$r_y = 9.6 \text{ cm}$$

Cálculo de la fuerza permisible.

Para la condición de extremos articulados, $K = 1$. (Tabla C-C2.2)

Ya que la longitud no soportada es la misma en ambos ejes, el eje y-y rige.

$$\frac{K_y L_y}{r_y} = 94.8$$

Para $F_y = 3500 \text{ kg/cm}^2$, los esfuerzos críticos permisibles $\phi_c F_{cr}$ y F_{cr}/Ω_c , para $KL/r = 94.8$ se interpolaron de la tabla 4-22 del AISC, resultando.

LRFD:

$$\phi_c F_{cr} = 1642.4 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$\phi_c P_n = A_g \left(1642.4 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \right)$$

ASD:

$$\frac{F_{cr}}{\Omega_c} = 1092.6 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$\frac{P_n}{\Omega_c} = A_g \left(1092.6 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \right)$$

$$250.3\text{cm}^2 \left(1642.4 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \right) = 411092.7\text{kg}$$

$$411092.7\text{kg} = 411.1\text{-ton}$$

$$411.1\text{ton} > 381\text{ton} \quad \text{Ok}$$

$$250.3\text{cm}^2 \left(1092.6 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \right) = 273477.8\text{kg}$$

$$273477.8\text{kg} = 273.5\text{-ton}$$

$$273.5\text{ton} > 254\text{ton} \quad \text{Ok} \quad (\text{Tabla 4-22})$$

Note que los valores calculados son parecidos a los valores tabulados.

Ejemplo E.1d: Cálculo de la fuerza permisible en un perfil W.

Calcular la fuerza permisible de un perfil W 14 x 90 con una longitud no soportada de 9.1 m tanto en el eje fuerte como en el eje débil, así como una longitud no soportada torsional de 4.6 m. Las propiedades del material y cargas son las del ejemplo E.1b.

Datos:

$$E = 2 \times 10^6 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$L_x = 9.1 \text{ m}$$

$$L_y = 4.6 \text{ m}$$

Solución:

Propiedades geométricas:

$$A_g = 171 \text{ cm}^2$$

$$r_x = 15.6 \text{ cm}$$

(Tabla 1-1)

$$r_y = 9.4 \text{ cm}$$

Revisión de ambas relaciones de esbeltez.

$$K = 1$$

(Tabla C-C2.2)

$$\frac{K \cdot L_x}{r_x} = 58.3 \quad \text{Rige}$$

$$\frac{K \cdot L_y}{r_y} = 48.9$$

Los esfuerzos críticos permisibles pueden ser interpolados de la tabla 4-22 del AISC ó calcularse directamente como se muestra.

Cálculo del esfuerzo elástico crítico de pandeo (F_e).

$$F_e = \frac{\pi^2 \cdot E}{\left(\frac{K \cdot L_x}{r_x}\right)^2} = 5800.91 \cdot \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \quad (\text{Ec. E3-4})$$

Cálculo del esfuerzo de pandeo por flexión (F_{cr}).

Revisión del límite.

$$\frac{K \cdot L_x}{r_x} = 58.3 \quad 4.71 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 112.6$$

$$\frac{KL}{r} < 4.71 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

Por lo que.

$$F_{cr} = \left(0.658 \cdot \frac{F_y}{F_e}\right) \cdot F_y = 2718.9 \cdot \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \quad (\text{Ec. E3-2})$$

$$P_n = F_{cr} \cdot A_g = 464932.7 \cdot \text{kg} \quad (\text{Ec. E3-1})$$

$$P_n = 464.9 \cdot \text{ton}$$

LRFD:

$$\phi_c = 0.9$$

$$\phi_c \cdot P_n = 418.4 \cdot \text{ton} > 381 \cdot \text{ton} \quad \text{Ok}$$

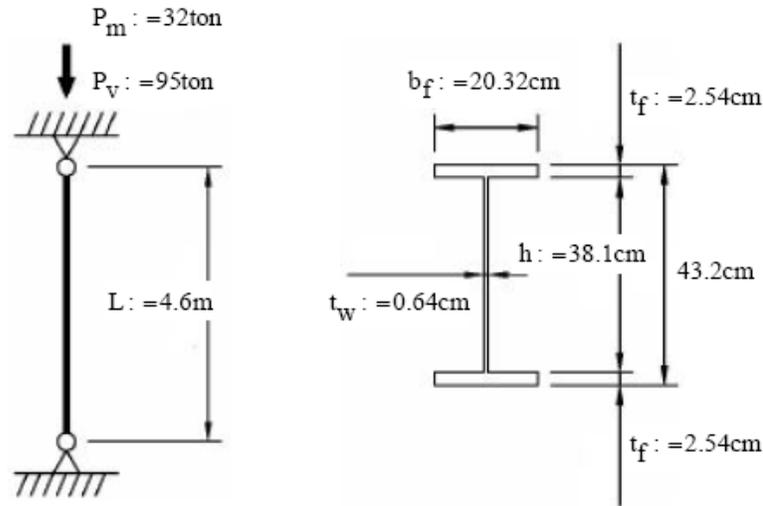
ASD:

$$\Omega_c = 1.67$$

$$\frac{P_n}{\Omega_c} = 278.4 \cdot \text{ton} > 254 \cdot \text{ton} \quad \text{Ok}$$

Ejemplo E.2: Columna con sección compuesta y alma esbelta.

Verificar que una columna de sección compuesta, ASTM A572 grado 50, a base de placas, cuyos patines son PL 2.54 cm x 20.32 cm y su alma una PL 0.64 cm x 38.1 cm es suficiente para soportar una carga muerta de 32 ton y una carga viva de 95 ton en compresión axial. La longitud de la columna es de 4.6 m y ambos extremos están articulados.



Datos:

$$G = 787000 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \text{ (Capítulo E del AISC)}$$

Solución:

Propiedades del material:

Sección compuesta	ASTM A572 grado 50	$F_y = 3500 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$	$F_u = 4500 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$	$E = 2 \times 10^6 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$
-------------------	--------------------	--	--	---

Propiedades geométricas:

$$d = 43.2 \text{ cm}$$

$$b_f = 20.32 \text{ cm}$$

$$t_f = 2.54 \text{ cm}$$

$$h = 38.1 \text{ cm}$$

$$t_w = 0.64 \text{ cm}$$

$$h_o = h + t_f = 40.6 \text{ cm}$$

$$b = \frac{b_f}{2} = 10.2 \text{ cm}$$

Cálculo de la resistencia requerida.

LRFD:

$$P_u = 1.2(P_m) + 1.6(P_v) = 190.4 \text{ ton}$$

ASD:

$$P_a = P_m + P_v = 127 \text{ ton}$$

Cálculo de las propiedades de la sección compuesta (ignorando soldaduras de filete).

$$A = 2 \cdot (b_f t_f) + h (t_w) = 127.6 \text{ cm}^2$$

$$I_y = \frac{2(t_f)(b_f)^3}{12} + \frac{h(t_w)^3}{12} = 3552.7 \text{ cm}^4$$

$$r_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}} = 5.3 \text{ cm}$$

$$I_x = \sum A \cdot d^2 + \sum I_x$$

$$I_x = 2(b_f t_f)(20.32 \text{ cm})^2 + \frac{t_w (h)^3}{12} + \frac{2(b_f)(t_f)^3}{12} = 45627.3 \text{ cm}^4$$

Cálculo del esfuerzo elástico de pandeo por flexión (F_e).

Para la condición de extremos articulados, $K = 1$.

(Tabla C-C2.2)

Ya que la longitud no soportada es la misma en ambos ejes, el eje y-y rige.

$$\frac{K \cdot L_y}{r_y} = 87.2$$

$$F_e = \frac{\pi^2 \cdot E}{\left(\frac{K \cdot L_y}{r_y}\right)^2} = 2597.1 \cdot \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \quad (\text{Ec. E3-4})$$

Cálculo del esfuerzo elástico crítico de pandeo por torsión.

Nota:

El pandeo torsional no rige si $KL_y > KL_z$, sin embargo, la revisión se incluyó para ilustrar el cálculo.

$$C_w = \frac{I_y \cdot (h_o)^2}{4} = 1466907.5 \cdot \text{cm}^6 \quad (\text{Ec. 3-5})$$

$$J = \sum \frac{b \cdot t^3}{3} \quad J = \frac{2(b_f)(t_f)^3 + h \cdot (t_w)^3}{3} = 225.3 \cdot \text{cm}^4 \quad (\text{Ec. 3-4})$$

$$F_e = \left[\frac{\pi^2 E \cdot C_w}{(K_z \cdot L)^2} + G \cdot J \right] \cdot \frac{1}{I_x + I_y} = 6388.1 \cdot \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} > 2597.1 \cdot \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \quad (\text{Ec. E4-4})$$

Por lo tanto, el estado límite de pandeo por flexión rige.

Se usó $F_e = 2597.1 \text{ kg/cm}^2$.

Revisión de los elementos esbeltos usando la sección E7 del AISC.

Determinación de Q_s , el factor de reducción del elemento no rigidizado (patín).

Cálculo de k_c .

$$k_c = \frac{4}{\sqrt{\frac{h}{t_w}}} = 0.5 \quad \text{que está entre 0.35 y 0.76.} \quad (\text{Tabla B4.1})$$

$$\frac{b}{t_f} = 4 < 0.64 \sqrt{\frac{k_c \cdot E}{F_y}} = 11$$

Por lo tanto, el patín no es esbelto.

$Q_s = 1$

Determinación de Q_a , el factor de reducción del elemento no rigidizado (alma).

$$\frac{h}{t_w} = 59.5 > 1.49 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 35.6$$

Por lo tanto, el alma es esbelta.

$$Q_a = \frac{A_{eff}}{A} \quad (\text{Ec. E7-16})$$

Donde A_{eff} es el área efectiva basada en el ancho efectivo reducido del alma (b_e).

Para la ecuación E7-17, se tomó "f" como F_{cr} con $Q = 1$.

$$\frac{K \cdot L_y}{r_y} = 87.2 \text{ de arriba.}$$

$$4.71 \sqrt{\frac{E}{Q \cdot F_y}} = 112.6 > 87.2$$

$$\text{Cuando } \frac{K \cdot L}{r} \leq 4.71 \sqrt{\frac{E}{Q \cdot F_y}},$$

$$F_{cr} = Q \cdot \left(0.658 \frac{Q \cdot F_y}{F_e} \right) \cdot F_y = 1991.127 \cdot \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \quad (\text{Ec. E7-2})$$

$$b_e = 1.92 \cdot t_w \cdot \sqrt{\frac{E}{f}} \cdot \left[1 - \frac{0.34}{\left(\frac{b}{t_w}\right)} \cdot \sqrt{\frac{E}{f}} \right] \leq b \quad \text{donde } b = h = 38.1\text{-cm} \quad (\text{Ec. E7-17})$$

$$b_e = 1.92 \cdot t_w \cdot \sqrt{\frac{E}{f}} \cdot \left[1 - \frac{0.34}{\left(\frac{b}{t_w}\right)} \cdot \sqrt{\frac{E}{f}} \right] = 31.9\text{-cm} < b = 38.1\text{-cm}$$

Por lo tanto se calculó A_{eff} con el ancho efectivo reducido del alma.

$$A_{eff} = b_e \cdot (t_w) + 2(b_f)(t_f) = 123.6\text{-cm}^2$$

$$Q_a = \frac{A_{eff}}{A} = 1 \quad Q_z = 1 \quad Q = Q_z \cdot (Q_a) = 1 \quad (\text{Ec. E7-16})$$

Revisión para determinar si es aplicable la ecuación E7-2 ó la E7-3 del AISC.

$$\frac{K \cdot L_y}{r_y} = 87.2 \text{ de arriba.}$$

$$4.71 \sqrt{\frac{E}{Q \cdot F_y}} = 114.4 > 87.2$$

Por lo tanto, la ecuación E7-2 del AISC es aplicable.

$$F_{cr} = Q \cdot \left(0.658 \frac{Q \cdot F_y}{F_e} \right) \cdot F_y = 1963.327 \cdot \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \quad (\text{Ec. E7-2})$$

Cálculo de la resistencia nominal de compresión.

$$P_n = F_{cr} \cdot A = 250.5 \cdot \text{ton} \quad (\text{Ec. E7-1})$$

LRFD:

$$\phi_c = 0.9$$

$$\phi_c \cdot P_n = 225.5 \cdot \text{ton}$$

$$225.5 \text{ton} > 190.4 \text{ton} \quad \text{Ok}$$

ASD:

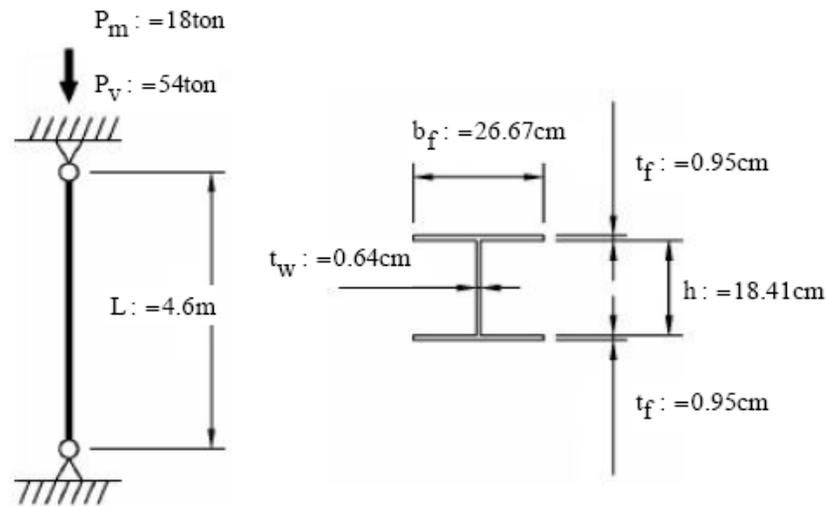
$$\Omega_c = 1.67$$

$$\frac{P_n}{\Omega_c} = 150 \cdot \text{ton}$$

$$150 \text{ton} > 127 \text{ton} \quad \text{Ok}$$

Ejemplo E.3: Columna con sección compuesta y patines esbeltos.

Verificar que una columna de sección compuesta, ASTM A572 grado 50, a base de placas, cuyos patines son PL 0.95 cm x 26.67 cm y su alma una PL 0.64 cm x 18.41 cm tiene una fuerza permisible suficiente para soportar una carga muerta de 18 ton y una carga viva de 54 ton en compresión axial. La longitud de la columna es de 4.6 m en ambos ejes y ambos extremos se encuentran articulados.



Datos:

$$G = 787000 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \quad (\text{Capítulo E del AISC 2005})$$

Solución:

Propiedades del material:

Sección compuesta	ASTM A572 grado 50	$F_y = 3500 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$	$F_u = 4500 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$	$E = 2 \times 10^6 \cdot \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$
-------------------	--------------------	--	--	---

Propiedades geométricas:

$$b_f = 26.67 \text{ cm}$$

$$t_f = 0.95 \text{ cm}$$

$$h = 18.41 \text{ cm}$$

$$t_w = 0.64 \text{ cm}$$

$$h_o : = h + t_f = 19.4 \text{ cm}$$

$$b : = \frac{b_f}{2} = 13.3 \text{ cm}$$

Cálculo de la resistencia requerida.

LRFD:

$$P_u : = 1.2(P_m) + 1.6(P_v) = 108 \text{ ton}$$

ASD:

$$P_a : = P_m + P_v = 72 \text{ ton}$$

Cálculo de las propiedades de la sección compuesta (ignorando soldaduras de filete).

$$A : = 2 \cdot (b_f t_f) + h(t_w) = 62.5 \text{ cm}^2$$

Debido a que la longitud no soportada es la misma en ambos ejes, el eje débil rige.

$$I_y : = \frac{2(t_f)(b_f)^3}{12} + \frac{h(t_w)^3}{12} = 3004 \text{ cm}^4$$

$$r_y : = \sqrt{\frac{I_y}{A}} = 6.9 \text{ cm}$$

$$I_x = \sum A \cdot d^2 + \sum I_x$$

$$I_x : = 2(b_f t_f)(9.677 \text{ cm})^2 + \frac{t_w \cdot (h)^3}{12} + \frac{2(b_f)(t_f)^3}{12} = 5081.8 \text{ cm}^4$$

Revisión de la esbeltez del alma.

Para un elemento rígido (alma) en una sección "I" de doble simetría, bajo compresión uniforme.

$$\frac{h}{t_w} = 28.8 < \lambda_r : = 1.49 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 35.6 \quad (\text{Tabla B4.1})$$

Por lo tanto, el alma no es esbelta.

Cabe señalar que las soldaduras de filete no se consideran en el cálculo de "h" para secciones compuestas.

Revisión de la esbeltez en los patines.

Cálculo de k_c .

$$k_c := \frac{4}{\sqrt{\frac{h}{t_w}}} = 0.7 \quad \text{donde} \quad 0.35 \leq k_c \leq 0.76 \quad \text{Ok} \quad (\text{Tabla B4.1})$$

Se usó $k_c = 0.7$.

Para los patines de una sección compuesta "I" bajo compresión uniforme.

$$\frac{b}{t_f} = 14 > \lambda_T := 0.64 \sqrt{\frac{k_c \cdot E}{F_y}} = 13.2 \quad (\text{Tabla B4.1})$$

Por lo tanto, los patines son esbeltos.

Para elementos sometidos a compresión con elementos esbeltos, aplica la sección E7 del AISC. La resistencia nominal de compresión (P_n), debe determinarse en base a los estados límite de pandeo por flexión, torsión y flexo-torsión. Dependiendo de la esbeltez de la columna, es aplicable la ecuación E7-2 ó la E7-3. F_e es utilizado en ambas ecuaciones y se calcula como el menor de los valores generados por las ecuaciones E3-4 y E4-4 del AISC.

Para la condición de extremos articulados, $K = 1$. (Tabla C-C2.2)

Debido a que la longitud no soportada es la misma en ambos ejes, el eje débil rige.

$$\frac{K \cdot L_y}{r_y} = 66.3$$

Cálculo del esfuerzo elástico crítico (F_e), para pandeo por flexión.

$$F_e := \frac{\pi^2 \cdot E}{\left(\frac{K \cdot L_y}{r_y}\right)^2} = 4486.9 \cdot \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \quad (\text{Ec. E3-4})$$

Cálculo del esfuerzo elástico crítico (F_e), para pandeo por torsión.

No es probable que rijá, pero se revisó para ilustrar el cálculo.

$$C_w = \frac{I_y \cdot (h_o)^2}{4} = 281481.8 \cdot \text{cm}^6 \quad (\text{Ec. 3-5})$$

$$J = \sum \frac{b \cdot t^3}{3} \quad J = \frac{2(b_f)(t_f)^3 + h(t_w)^3}{3} = 16.9 \cdot \text{cm}^4 \quad (\text{Ec. 3-4})$$

$$F_e = \left[\frac{\pi^2 E C_w}{(K_z L)^2} + G J \right] \frac{1}{I_x + I_y} = 4887.7 \cdot \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} > 4486.9 \cdot \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \quad (\text{Ec. E4-4})$$

Por lo tanto, se usó $F_e = 4486.9 \text{ kg/cm}^2$.

Determinación de Q, el factor de reducción para esbeltez.

$Q = Q_s \cdot Q_a$ donde $Q_a = 1$ debido a que el alma no es esbelta.

Cálculo de Q_s , el factor de reducción del elemento no rigidizado (patín).

Determinación de la ecuación adecuada para Q_s revisando los límites de las ecuaciones E7-7 a E7-9.

$$\frac{b}{t_f} = 14 \text{ de arriba.}$$

$$0.64 \sqrt{\frac{k_c \cdot E}{F_y}} = 13.2$$

$$1.17 \sqrt{\frac{k_c \cdot E}{F_y}} = 24.2$$

$$0.64 \sqrt{\frac{k_c \cdot E}{F_y}} \leq \frac{b}{t_f} \leq 1.17 \sqrt{\frac{k_c \cdot E}{F_y}} \text{ por lo tanto, la ecuación E7-8 aplica.}$$

$$Q_s = 1.415 - 0.65 \left(\frac{b}{t_f} \right) \cdot \sqrt{\frac{F_y}{E \cdot k_c}} = 1 \quad (\text{Ec. E7-8})$$

$$Q = Q_s \cdot Q_a = 1$$

Cálculo de la resistencia nominal de compresión.

$$4.71 \sqrt{\frac{E}{Q \cdot F_y}} = 114.1 > \frac{K \cdot L_y}{r_y} = 66.3$$

Por lo tanto, la ecuación E7-2 del AISC es aplicable.

$$F_{cr} = Q \cdot \left(0.658 \frac{Q \cdot F_y}{F_e} \right) \cdot F_y = 2504.7 \cdot \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \quad (\text{Ec. E7-2})$$

$$P_n = F_{cr} \cdot A = 156.4 \cdot \text{ton} \quad (\text{Ec. E7-1})$$

LRFD:

$$\phi_c = 0.9$$

$$\phi_c \cdot P_n = 140.8 \cdot \text{ton}$$

$$140.8 \text{ton} > 108 \text{ton} \quad \text{Ok}$$

ASD:

$$\Omega_c = 1.67$$

$$\frac{P_n}{\Omega_c} = 93.7 \cdot \text{ton}$$

$$93.7 \text{ton} > 72 \text{ton} \quad \text{Ok}$$

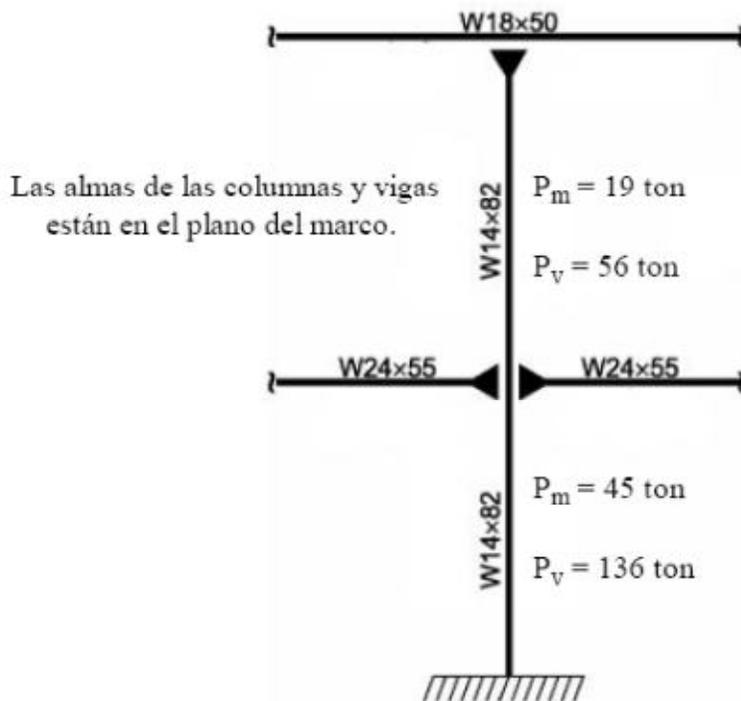
Nota:

Generalmente las secciones compuestas son más caras que los perfiles estándar; por lo tanto, una sección compacta, como un W 8 x 35 podría ser una mejor elección aún si el peso fuese algo mayor. Esta elección puede ser tomada directamente de la tabla 4-1 del AISC.

Ejemplo E.4a: Elemento W en compresión (marco de momento).

Este ejemplo pretende ante todo ilustrar el uso de la alineación en columnas no restringidas lateralmente.

Las medidas de los elementos se muestran en el marco de momento ilustrado (no restringido lateralmente en el plano del marco) deben ser determinadas de acuerdo a las cargas laterales. El material tanto para la columna como para las vigas es ASTM A992 grado 50. Las cargas mostradas en cada nivel son el total de las cargas muertas y vivas en cada nivel. La columna está fija en la base alrededor del eje x-x de la columna.



Determinar si la columna es adecuada para soportar las cargas gravitacionales mostradas. Suponer que la columna está continuamente soportada en la dirección transversal (el eje y-y de la columna).

Datos:

$$L_c = 4.3 \text{ m}$$

$$L_v = 10.7 \text{ m}$$

$$P_{m1} = 19 \text{ ton} \quad P_{v1} = 56 \text{ ton}$$

$$P_{m2} = 45 \text{ ton} \quad P_{v2} = 136 \text{ ton}$$

Solución:

Propiedades del material:

$$\text{ASTM A992} \quad F_y : = 3500 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \quad F_u : = 4500 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Propiedades geométricas:

$$\text{W 18 x 50} \quad I_{xv1} : = 33298.5 \text{cm}^4$$

$$\text{W 24 x 55} \quad I_{xv2} : = 56191.2 \text{cm}^4$$

$$\text{W 14 x 82} \quad A_{gc} : = 154.8 \text{cm}^2$$

$$I_{xc} : = 36669.989 \text{cm}^4$$

$$r_{xc} : = 15.4 \text{cm}$$

$$r_{yc} : = 6.3 \text{cm}$$

(Tabla 1-1)

Cálculo de la resistencia requerida por la columna comprendida entre el techo y el piso.

LRFD:

$$P_u : = 1.2(P_{m1}) + 1.6(P_{v1}) = 112.4 \text{ ton}$$

ASD:

$$P_a : = P_{m1} + P_{v1} = 75 \text{ ton}$$

Cálculo del factor de longitud efectiva (K) con ayuda de la tabla 4-21.

LRFD:

$$\frac{P_u}{A_{gc}} = 726.1 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} < 1265.5 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$\tau : = 1$$

ASD:

$$\frac{P_a}{A_{gc}} = 484.5 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} < 843.7 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$\tau = 1$$

(Tabla 4-21)

Por lo tanto, no debe considerarse reducción en la rigidez por pandeo inelástico.

Determinación de G_{sup} y G_{inf} :

$$G_{sup} = \tau \frac{\sum \left(\frac{I_c}{L_c} \right)}{\sum \left(\frac{I_v}{L_v} \right)} \quad G_{sup} = \tau \cdot \frac{\left(\frac{I_{xc}}{L_c} \right)}{2 \left(\frac{I_{xv1}}{L_v} \right)} = 1.37$$

$$G_{inf} = \tau \frac{\sum \left(\frac{I_c}{L_c} \right)}{\sum \left(\frac{I_v}{L_v} \right)} \quad G_{inf} = \tau \cdot \frac{2 \left(\frac{I_{xc}}{L_c} \right)}{2 \left(\frac{I_{xv2}}{L_v} \right)} = 1.62$$

Debido a la alineación, K es ligeramente menor que 1.5. Ya que las tablas que proporcionan la fuerza permisible de la columna se basan en la longitud efectiva (KL) alrededor del eje y-y, la longitud efectiva equivalente de la columna del segmento superior para usar en la tabla es:

$$K_x = 1.5$$

$$L_x = L_c = 4.3 \text{ m}$$

$$KL = \frac{K_x L_x}{\left(\frac{r_{xc}}{r_{yc}} \right)} = 2.6 \text{ m}$$

Obtención de la fuerza permisible del elemento W 14 x 82 mediante la tabla 4-1.

Con $KL = 2.7 \text{ m}$, la fuerza permisible en compresión axial es:

LRFD:

$$\phi_c \cdot P_n = 427.3 \text{ ton} > 112.4 \text{ ton} \quad \text{Ok}$$

ASD:

$$\frac{P_n}{\Omega_c} = 284.4 \text{ ton} > 75 \text{ ton} \quad \text{Ok} \quad (\text{Tabla 4-1})$$

Cálculo de la resistencia requerida por el segmento de columna comprendido entre el piso y la cimentación.

LRFD:

$$P_u = 1.2(P_{m2}) + 1.6(P_{v2}) = 271.6 \text{ ton}$$

ASD:

$$P_a = P_{m2} + P_{v2} = 181 \text{ ton}$$

Cálculo del factor de longitud efectiva (K) con ayuda de la tabla 4-21.

LRFD:

$$\frac{P_u}{A_{gc}} = 1754.5 \cdot \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$\tau = 0.89$$

$$G_{\text{sup}} = \tau \cdot \frac{2 \left(\frac{I_{xc}}{L_c} \right)}{2 \left(\frac{I_{xv2}}{L_v} \right)} = 1.4$$

$$G_{\text{mf}} = 1 \text{ (fijo)}$$

Debido a la alineación, K es ligeramente menor que 1.42. Ya que las tablas que proporcionan la fuerza permisible de la columna se basan en la longitud efectiva (KL) alrededor del eje y-y, la longitud efectiva equivalente de la columna del segmento superior para usar en la tabla es:

$$K_x = 1.42$$

$$L_x = L_c = 14.1 \cdot \text{ft}$$

$$KL = \frac{K_x \cdot L_x}{\left(\frac{r_{xc}}{r_{yc}} \right)} = 2.5 \cdot \text{m}$$

Obtención de la fuerza permisible del elemento W 14 x 82 mediante la tabla 4-1.

Con KL = 2.7 m (conservadoramente), la fuerza permisible en compresión axial es:

LRFD:

$$\phi_c \cdot P_n = 427.3 \text{ ton} > 271.6 \text{ ton} \quad \text{Ok}$$

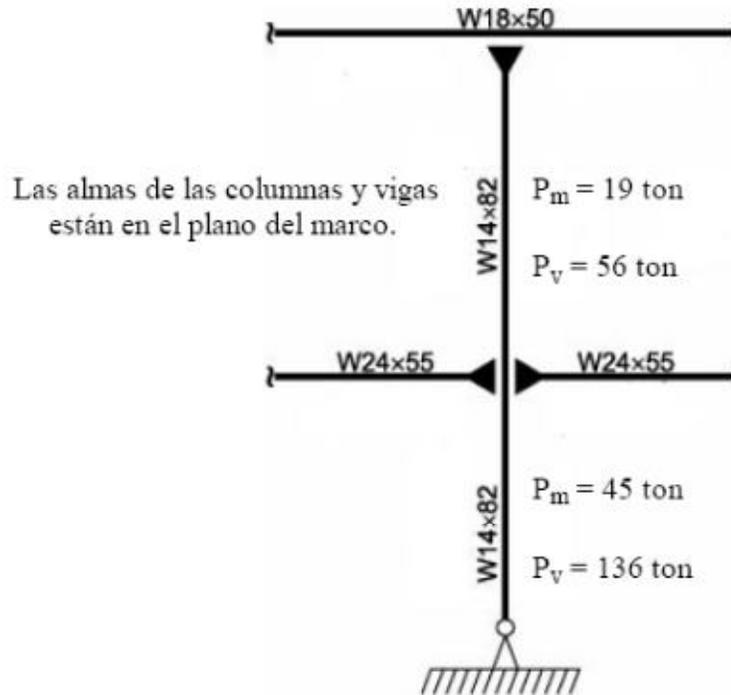
ASD:

$$\frac{P_n}{\Omega_c} = 284.4 \text{ ton} > 181 \text{ ton} \quad \text{Ok} \quad (\text{Tabla 4-1})$$

Un valor más exacto para la fuerza puede ser determinado interpolando a partir de los valores presentados en la tabla 4-1.

Ejemplo E.4b: Elemento W en compresión (marco de momento).

Determinar la fuerza permisible de la columna mostrada sujeta a las mismas cargas gravitacionales del ejemplo E.4a con la columna articulada en la base alrededor del eje x-x. El resto de las suposiciones permanecen iguales.



Como se determinó en el ejemplo E.4a, para el segmento de columna comprendido entre el techo y el piso, la fuerza de la columna es adecuada.

Como se determinó en el ejemplo E.4a, para el segmento de columna comprendido entre el piso y la cimentación, $G_{\text{sup}} = 1.45$.

En la base, $G_{\text{inf}} = 10$ (articulado).

Nota:

Este es el único cambio en el análisis.

Debido a la alineación, K es ligeramente menor que 2. Ya que las tablas que proporcionan la fuerza permisible de la columna se basan en la longitud efectiva (KL) alrededor del eje y-y, la longitud efectiva equivalente de la columna del segmento superior para usar en la tabla es:

$$K_x = 2$$

$$L_x = L_c = 4.3 \cdot \text{m}$$

$$KL = \frac{K_x \cdot L_x}{\left(\frac{r_{xc}}{r_{yc}} \right)} = 3.5 \cdot m$$

Interpolación de la fuerza permisible del elemento W 14 x 82 a partir de los valores de la tabla 4-1.

LRFD:

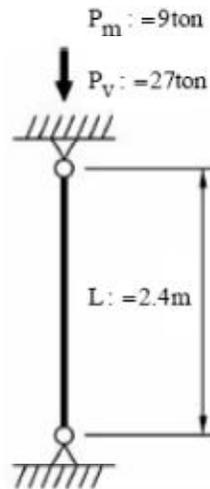
$$\phi_c \cdot P_n = 394 \text{ ton} > 271.6 \text{ ton} \quad \text{Ok}$$

ASD:

$$\frac{P_n}{\Omega_c} = 262.1 \text{ ton} > 181 \text{ ton} \quad \text{Ok} \quad (\text{Tabla 4-1})$$

Ejemplo E.5: Ángulo doble en compresión sin elementos esbeltos.

Verificar la resistencia de dos ángulos L 4 x 3 1/2 x 3/8 LLBB (con separación de 1.9 cm ó 3/4 in) arriostrados, con una longitud de 2.4 m y extremos articulados que soportan una carga axial muerta de 9 ton y una carga viva de 27 ton. Además calcular el número total de conectores intermedios requeridos, ya sean atiesadores o soldadura.



Datos:

$$G = 787000 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Solución:

Propiedades del material:

$$2L \ 4 \times 3 \ 1/2 \times 3/8 \ \text{LLBB} \ \text{ASTM A36} \quad F_y = 2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \quad F_u = 4000 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \quad E = 2 \times 10^6 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Propiedades geométricas:

$$r_z = 1.8 \text{ cm (ángulo simple)}$$

$$r_x = 3.2 \text{ cm}$$

$$r_{y1} = 3.9 \text{ cm (para una separación de } 3/8 \text{ in)}$$

$$r_{y2} = 4.3 \text{ cm (para una separación de } 3/4 \text{ in)}$$

(Tablas 1-7 y 1-15)

Cálculo de la resistencia requerida.

LRFD:

$$P_u = 1.2(P_m) + 1.6(P_v) = 54 \text{ ton}$$

ASD:

$$P_a = P_m + P_v = 36 \text{ ton}$$

Selección de una columna usando la tabla 4-9.

$$K = 1$$

(Tabla C-C2.2)

Para $(KL)_x = 2.4 \text{ m}$, la fuerza permisible en compresión axial se obtuvo de la parte superior de la tabla (x-x), resultando:

LRFD:

$$\phi_c \cdot P_n = 57.6 \text{ ton} > 54 \text{ ton} \quad \text{Ok}$$

ASD:

$$\frac{P_n}{\Omega_c} = 38.2 \text{ ton} > 36 \text{ ton} \quad \text{Ok} \quad (\text{Tabla 4-9})$$

Para pandeo respecto al eje y-y, los valores están tabulados para una separación de 3/8 in.

Para ajustarlos a una separación de 1.9 cm (3/4 in), la longitud efectiva $(KL)_y$ se multiplica por la relación entre el radio (r_y) para una separación de 0.95 cm (3/8 in) y el correspondiente a una separación de 1.9 cm. Así:

$$KL_y = K \cdot (L) \left(\frac{r_{y1}}{r_{y2}} \right) = 2.2 \text{ m}$$

La determinación de la longitud efectiva $(KL)_y$ equivalente mostrada arriba es una simplificación aproximada de la sección E6.1 del AISC. Para asegurar un ajuste conservador para una separación de (1.9 cm), se tomó $(KL)_y = 2.4 \text{ m}$.

Para $(KL)_x = 2.4 \text{ m}$, la fuerza permisible en compresión axial se obtuvo de la parte inferior de la tabla (y-y), resultando:

LRFD:

$$\phi_c \cdot P_n = 59 \text{ ton} > 54 \text{ ton} \quad \text{Ok}$$

ASD:

$$\frac{P_n}{\Omega_c} = 39.2 \text{ ton} > 36 \text{ ton} \quad \text{Ok} \quad (\text{Tabla 4-9})$$

Por lo tanto, el pandeo por flexión respecto al eje x-x rige.

Determinación del número de conectores intermedios requeridos.

De acuerdo a la tabla 4-12, al menos dos soldaduras o tornillos pretensados son necesarios como conectores intermedios. Esto se puede verificar de la siguiente forma:

$$a : = \frac{L}{3} = 80 \text{ cm} \quad (\text{sección E6.2})$$

Donde:

a = Distancia entre conectores.

3 = Número de espacios.

La relación de esbeltez efectiva de los componentes individuales del elemento compuesto, basado en la distancia entre conectores intermedios (a), no debe exceder de tres cuartas partes del radio de esbeltez que rija al elemento compuesto completo.

$$\text{Por lo tanto: } \frac{K \cdot a}{r_1} \leq \frac{3}{4} \left(\frac{KL}{r} \right)_{\text{máx}}$$

$$\text{Resolviendo para "a" se tiene: } a \leq \frac{3r_1 \left(\frac{KL}{r} \right)_{\text{máx}}}{4K}$$

$$\frac{KL}{r_x} = 75 \quad \text{Rige}$$

$$\frac{KL}{r_{y2}} = 55.8$$

$$\text{Así: } a = 80 \text{ cm} < \frac{3r_z \left(\frac{K \cdot L}{r_x} \right)}{4K} = 101.3 \text{ cm} \quad \text{Ok}$$

La fuerza permisible puede determinarse fácilmente usando las tablas del AISC. Los valores de la fuerza permisible pueden verificarse mediante cálculos manuales, como se mostrará a continuación.

Cálculo de la solución:

Propiedades geométricas:

$$A_g : = 34.5 \text{ cm}^2$$

$$r_y : = 4.3 \text{ cm}$$

$$r_o := 5.9 \text{ cm}$$

$$H := 0.813$$

$$J := 5.5 \text{ cm}^4 \quad (\text{ángulo simple})$$

$$r_{y2} := 2.7 \text{ cm} \quad (\text{ángulo simple})$$

$$x := 2.4 \text{ cm} \quad (\text{ángulo simple}) \quad (\text{Tablas 1-7 y 1-15})$$

$$b := 10.2 \text{ cm}$$

$$t := 0.95 \text{ cm}$$

$$s := 1.9 \text{ cm}$$

$$r_{y3} := 4.3 \text{ cm}$$

Revisión de elementos esbeltos.

$$\frac{b}{t} = 10.7 < \lambda_T := 0.45 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 12.7$$

Por lo tanto, no hay elementos esbeltos.

Para elementos sometidos a compresión sin elementos esbeltos, aplican las secciones E3 y E4 del AISC. La resistencia nominal de compresión (P_n), debe determinarse en base a los estados límite de pandeo por flexión, torsión y flexo-torsión.

Revisión del pandeo por flexión respecto al eje x-x.

$$\frac{K \cdot L}{r_x} = 75$$

$$F_e := \frac{\pi^2 \cdot E}{\left(\frac{K \cdot L}{r_x}\right)^2} = 3509.2 \cdot \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \quad (\text{Ec. E3-4})$$

$$4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 132.4 > 76.8 \quad \text{por lo tanto.}$$

$$F_{cr} := \left(0.658 \frac{F_y}{F_e}\right) \cdot F_y = 1871 \cdot \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \quad \text{Rige} \quad (\text{Ec. E3-2})$$

Revisión del pandeo por torsión y flexo-torsión.

Para ángulos dobles no esbeltos sometidos a compresión, aplica la ecuación E4-2 del AISC.

F_{cry} se tomó como F_{cr} , para pandeo por flexión respecto del eje y-y en la ecuación E3-2 o E3-3 del AISC, dependiendo de cual aplique.

Cálculo de la relación de esbeltez (KL/r_y) modificada para elementos compuestos con conectores intermedios (atiesadores o soldadura).

$$a = 80 \text{ cm}$$

$$r_{ib} = r_{y2} = 2.7 \text{ cm (ángulo simple)}$$

$$\alpha = \frac{h}{2r_{ib}} \quad \alpha = \frac{2x + s}{2r_{ib}} = 1.24$$

$$\left(\frac{KL}{r}\right)_m = \sqrt{\left[\left(\frac{KL}{r}\right)_o\right]^2 + 0.82 \cdot \frac{\alpha^2}{(1 + \alpha)^2} \left(\frac{a}{r_{ib}}\right)^2} \quad (\text{Ec. E6-2})$$

$$\sqrt{\left(\frac{K \cdot L}{r_{y3}}\right)^2 + 0.82 \cdot \frac{\alpha^2}{(1 + \alpha)^2} \left(\frac{a}{r_{ib}}\right)^2} = 57.8 < 134$$

$$F_e = \frac{\pi^2 \cdot E}{(58.85)^2} = 5699.5 \cdot \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \quad (\text{Ec. E3-4})$$

$$F_{cry} = \left(0.658 \frac{F_y}{F_e}\right) \cdot F_y = 2101 \cdot \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \quad (\text{Ec. E3-2})$$

$$F_{crz} = \frac{G \cdot J}{A_g r_o^2} \quad F_{crz} = \frac{G \cdot (2)(J)}{A_g (r_o)^2} = 7208.5 \cdot \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \quad (\text{dos ángulos}) \quad (\text{Ec. E4-3})$$

$$F_{cr} = \left(\frac{F_{cry} + F_{crz}}{2H}\right) \left[1 - \sqrt{1 - \frac{4F_{cry} F_{crz} H}{(F_{cry} + F_{crz})^2}}\right] = 1963.6 \cdot \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \quad \text{No rige} \quad (\text{Ec. E4-2})$$

Por lo que:

$$F_{cr} = 1871 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$P_n = F_{cr} \cdot A_g = 64.5 \cdot \text{ton}$$

(Ec. E4-1)

LRFD:

$$\phi_c = 0.9$$

$$\phi_c \cdot P_n = 58.1 \cdot \text{ton}$$

$$58.1 \text{ton} > 54 \text{ton} \quad \text{Ok}$$

ASD:

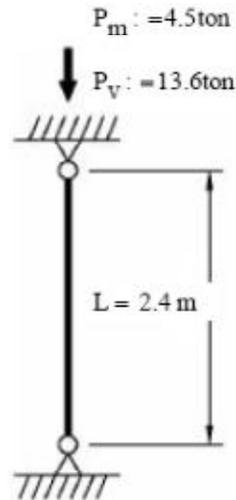
$$\Omega_c = 1.67$$

$$\frac{P_n}{\Omega_c} = 38.7 \cdot \text{ton}$$

$$38.7 \text{ton} > 36 \text{ton} \quad \text{Ok}$$

Ejemplo E.6: Ángulo doble en compresión con elementos esbeltos.

Determinar si la fuerza permisible de dos elementos L 5 x 3 x 1/4 LLBB (cuya separación es de 1.9 cm), arriostrados con una longitud de 2.4 m y extremos articulados es suficiente para soportar una carga axial muerta de 4.5 ton y una carga viva de 13.6 ton en compresión axial. Además calcular el número total de conectores intermedios requeridos, ya sean atiesadores o soldadura.



Datos:

$$G = 787000 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Solución:

Propiedades del material:

$$2L \ 5 \times 3 \times 1/4 \ \text{LLBB} \quad \text{ASTM A36} \quad F_y = 2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \quad F_u = 4000 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \quad E = 2 \times 10^6 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Propiedades geométricas:

$$r_z = 1.7 \text{ cm} \quad (\text{ángulo simple})$$

$$r_x = 4.1 \text{ cm}$$

$$r_{y1} = 3 \text{ cm} \quad (\text{para una separación de } 3/8 \text{ in})$$

$$r_{y2} = 3.4 \text{ cm} \quad (\text{para una separación de } 3/4 \text{ in})$$

(Tablas 1-7 y 1-15)

Cálculo de la resistencia requerida.

LRFD:

$$P_u = 1.2(P_m) + 1.6(P_v) = 27.2 \cdot \text{ton}$$

ASD:

$$P_a = P_m + P_v = 18.1 \cdot \text{ton}$$

Solución por tabla:

$$K = 1$$

(Tabla C-C2.2)

De la parte superior de la tabla 4-9 del AISC, la fuerza permisible para pandeo respecto al eje x-x, con $(KL)_x = 2.4$ m es:

LRFD:

$$\phi_c P_{nx} = 39.6 \text{ton} > 27.2 \text{ton} \quad \text{Ok}$$

ASD:

$$\frac{P_{nx}}{\Omega_c} = 26.3 \text{ton} > 18.1 \text{ton} \quad \text{Ok} \quad (\text{Tabla 4-9})$$

Para pandeo respecto al eje y-y, los valores están tabulados para una separación de 0.95 cm (3/8 in). Para ajustarlos a una separación de 1.9 cm (3/4 in), $(KL)_y$ se multiplican por el valor del radio (r_y) para una separación de 3/8 in y se divide entre el radio (r_y) correspondiente a una separación de 3/4 in. Así:

$$KL_y = K(L) \left(\frac{r_{y1}}{r_{y2}} \right) = 2.1 \cdot \text{m}$$

Este cálculo de la longitud efectiva $(KL)_y$ equivalente no toma en cuenta la totalidad del efecto de la sección E6.1 y es ligeramente no conservador.

De los valores mostrados en la parte inferior de la tabla 4-9 del AISC, se interpoló para un valor de $(KL)_y = 2.1$ m.

La fuerza admisible en compresión fue:

LRFD:

$$\phi_c P_{ny} = 29.8 \text{ton} > 27.2 \text{ton} \quad \text{Ok}$$

ASD:

$$\frac{P_{ny}}{\Omega_c} = 19.8 \text{ton} > 18.1 \text{ton} \quad \text{Ok} \quad (\text{Tabla 4-9})$$

Estas fuerzas son aproximadas, debido a la interpolación lineal de la tabla y al valor aproximado de la longitud efectiva equivalente $(KL)_y$ mostrado arriba. Esto puede compararse con los valores calculados a continuación, mismos que son más exactos.

Determinación del número de conectores intermedios requeridos.

De los valores tabulados, donde se indica que al menos dos soldaduras o tornillos pretensados son necesarios como conectores intermedios. Esto se puede verificar de la siguiente forma:

$$a : = \frac{L}{3} = 80\text{-cm} \quad (\text{Tabla 4-9})$$

Donde:

a = Distancia entre conectores.

3 = Número de espacios.

El radio de esbeltez efectivo de los componentes individuales del elemento compuesto, basado en la distancia entre conectores intermedios (a), no debe exceder de tres cuartas partes del radio de esbeltez que rija al elemento compuesto completo.

$$\text{Por lo tanto: } \frac{K \cdot a}{r_i} \leq \frac{3}{4} \left(\frac{KL}{r} \right)_{\text{máx}}$$

$$\text{Resolviendo para "a" se tiene: } a \leq \frac{3r_i \left(\frac{KL}{r} \right)_{\text{máx}}}{4K}$$

$$\frac{K \cdot L}{r_x} = 58.5$$

$$\frac{K \cdot L}{r_{y2}} = 70.6 \quad \text{Rige}$$

$$\text{Así: } a = 80\text{-cm} < \frac{3r_z \left(\frac{K \cdot L}{r_{y2}} \right)}{4K} = 90\text{-cm} \quad \text{Ok}$$

El radio de esbeltez predominante usado en los cálculos de la tabla del AISC incluye los efectos provisionales de la sección E6.1 y es ligeramente mayor al resultado. Esto se aprecia abajo para estos cálculos. Como resultado, el espaciamiento máximo para conectores calculado aquí es ligeramente conservador.

Los valores de la fuerza permisible pueden verificarse mediante cálculos manuales, como se mostrará a continuación.

Cálculo de la solución:

Propiedades geométricas:

$$A_g = 25 \text{ cm}^2$$

$$r_y = 3.4 \text{ cm}$$

$$r_o = 6.6 \text{ cm}$$

$$H = 0.657$$

$$J = 1.8 \text{ cm}^4 \quad (\text{ángulo simple})$$

$$r_{y2} = 2.2 \text{ cm} \quad (\text{ángulo simple}) \quad (\text{Tablas 1-7, 1-15 y 4-9})$$

$$x = 1.6 \text{ cm} \quad (\text{ángulo simple})$$

$$b = 12.7 \text{ cm}$$

$$t = 0.64 \text{ cm}$$

$$s = 1.9 \text{ cm}$$

$$r_{y3} = 4.3 \text{ cm}$$

Revisión para saber si la sección es no compacta o esbelta.

$$\frac{b}{t} = 19.8 \quad (\text{Tabla B4.1})$$

Cálculo del límite para la relación ancho-espesor.

$$\lambda_r = 0.45 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 12.7 > 20 \quad \text{Por lo tanto el ángulo tiene un elemento esbelto.}$$

Para un ángulo doble sometido a compresión con elementos esbeltos, aplica la sección E7 del AISC. La resistencia nominal de compresión (P_n), debe determinarse en base a los estados límite de pandeo por flexión, torsión y flexo-torsión. Dependiendo del esfuerzo elástico crítico de pandeo (F_e) del elemento, F_{cr} se determinará por la ecuación E7-2 ó E7-3 del AISC.

Determinación de Q, el factor de reducción para esbeltez.

$Q = Q_s \cdot Q_a$ $Q_a = 1$ para elementos compuestos o para elementos esbeltos sin atesar.

Cálculo de Q_s para los ángulos individuales usando la sección E7.1c del AISC.

$$0.45 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 12.7 < 20$$

$$0.91 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 25.6 > 20$$

Por lo tanto, aplica la ecuación E7-11 del AISC.

$$Q_s = 1.34 - 0.76 \left(\frac{b}{t} \right) \cdot \sqrt{\frac{F_y}{E}} = 0.8 \quad (\text{Ec. E7-11})$$

$Q_a = 1$ (elementos no rigidizados)

Por lo tanto: $Q = Q_s \cdot Q_a = 0.8$

Determinación de la ecuación aplicable para determinar el esfuerzo crítico (F_{cr}).

De arriba: $K = 1$

La ecuación E7-2 requiere del cálculo de F_e . Para elementos simétricos individuales, aplican las ecuaciones E3-4 y E4-5 del AISC.

Revisión del pandeo por flexión respecto al eje x-x.

$$\frac{K_x \cdot L}{r_x} = 58.5$$

$$F_e = \frac{\pi^2 \cdot E}{\left(\frac{K_x \cdot L}{r_x} \right)^2} = 5760.7 \cdot \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \quad \text{No rige} \quad (\text{Ec. E3-4})$$

Revisión del pandeo por torsión y flexo-torsión.

$$\frac{K_y \cdot L}{r_y} = 70.6$$

Cálculo de la relación de esbeltez (KL/r_y) modificada para elementos compuestos con conectores intermedios (atiesadores o soldadura).

$$a = 80 \text{ cm}$$

$$r_{ib} : -r_{y2} = 2.2 \text{ cm} \quad (\text{ángulo simple})$$

$$\alpha = \frac{h}{2r_{ib}} \quad \alpha : = \frac{2x + s}{2r_{ib}} = 1.16$$

$$\left(\frac{KL}{r}\right)_m = \sqrt{\left[\left(\frac{KL}{r}\right)_o\right]^2 + 0.82 \cdot \frac{\alpha^2}{(1 + \alpha)^2} \left(\frac{a}{r_{ib}}\right)^2}$$

$$\sqrt{\left(\frac{K_y L}{r_y}\right)^2 + 0.82 \cdot \frac{\alpha^2}{(1 + \alpha)^2} \left(\frac{a}{r_{ib}}\right)^2} = 72.8 \quad (\text{Ec. E6-2})$$

$$F_{ey} = \frac{\pi^2 \cdot E}{(74.52)^2} = 3554.5 \cdot \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \quad (\text{Ec. E4-10})$$

$$F_{ez} = \left[\frac{\pi^2 \cdot E \cdot C_w}{(K_z L)^2} + GJ \right] \cdot \frac{1}{A_g r_o^2} \quad (\text{Ec. E4-11})$$

Para ángulos dobles, se omitió el término afectado por C_w por usar la nota al final de la sección E4.

$$F_{ez} = \frac{GJ}{A_g r_o^2} \quad F_{ez} : = \frac{G(2)(J)}{A_g (r_o)^2} = 2601.7 \cdot \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \quad (\text{dos ángulos})$$

$$F_e = \left(\frac{F_{ey} + F_{ez}}{2H} \right) \left[1 - \sqrt{1 - \frac{4F_{ey} F_{ez} H}{(F_{ey} + F_{ez})^2}} \right] = 1879 \cdot \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \quad \text{Rige} \quad (\text{Ec. E4-5})$$

$$0.44(Q)(F_y) = 894.6 \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} < 1879 \cdot \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \quad \text{por lo tanto aplica la ecuación E7-2.}$$

$$F_{cr} = -Q \left(0.658 \frac{Q F_y}{F_e} \right) F_y = 1292.6 \cdot \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \quad (\text{Ec. E7-2})$$

$$P_n = F_{cr} \cdot A_g = 32.3 \cdot \text{ton}$$

(Ec. E7-1)

LRFD:

$$\phi_c = 0.9$$

$$\phi_c \cdot P_n = 29.1 \cdot \text{ton} > 27.2 \text{ton} \quad \text{Ok}$$

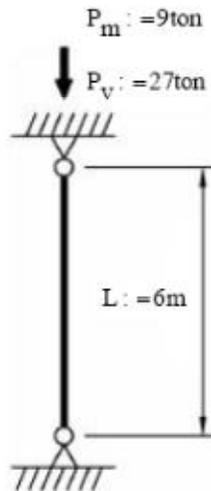
ASD:

$$\Omega_c = 1.67$$

$$\frac{P_n}{\Omega_c} = 19.4 \cdot \text{ton} > 18.1 \text{ton} \quad \text{Ok}$$

Ejemplo E.7: Diseño de un elemento WT en compresión sin elementos esbeltos.

Seleccionar un perfil WT que estará sometido a compresión, cuya longitud es de 6 m para soportar una carga axial muerta de 9 ton y una carga viva de 27 ton en compresión axial. Los extremos se encuentran articulados.



Datos:

$$G = 787000 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Solución:

Debido a que las secciones WT son reducciones derivadas de los perfiles W ASTM A992, las propiedades del material son:

Propiedades del material:

$$\text{WT} \quad \text{ASTM A992} \quad F_y = 3500 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \quad F_u = 4500 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \quad E = 2 \times 10^6 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Cálculo de la resistencia requerida.

LRFD:

$$P_u = 1.2(P_m) + 1.6(P_v) = 54 \text{ ton}$$

ASD:

$$P_a = P_m + P_v = 36 \text{ ton}$$

Solución por tabla:

$$K = 1 \quad \text{por lo tanto } (KL)_x = (KL)_y = 6 \text{ m.} \quad (\text{Tabla C-C2.2})$$

Se seleccionó el elemento más ligero de la tabla 4-7 con una fuerza permisible suficiente respecto al eje x-x (parte superior de la tabla) y al eje y-y (parte inferior de la tabla) para soportar la fuerza actuante.

Se propuso un WT 7 x 34.

La fuerza permisible en compresión fue:

LRFD:

$$\phi_c \cdot P_{nx} = 58.1 \text{ ton} > 54 \text{ ton} \quad \text{Ok Rige}$$

$$\phi_c \cdot P_{ny} = 100.2 \text{ ton} > 54 \text{ ton} \quad \text{Ok}$$

ASD:

$$\frac{P_{nx}}{\Omega_c} = 38.6 \text{ ton} > 36 \text{ ton} \quad \text{Ok Rige}$$

$$\frac{P_{ny}}{\Omega_c} = 66.7 \text{ ton} > 36 \text{ ton} \quad \text{Ok}$$

(Tabla 4-7)

La fuerza permisible puede determinarse fácilmente usando las tablas del AISC. Los valores de la fuerza permisible pueden verificarse mediante cálculos manuales, como se mostrará a continuación.

Cálculo de la solución:**Propiedades geométricas:**

$$A_g = 64.5 \text{ cm}^2$$

$$r_x = 4.6 \text{ cm}$$

$$r_y = 6.2 \text{ cm}$$

$$r_o = 8.1 \text{ cm}$$

$$J = 62.4 \text{ cm}^4$$

$$H = 0.916$$

$$d = 17.8 \text{ cm}$$

$$t_w = 1.1 \text{ cm}$$

$$b_f = 25.4 \text{ cm}$$

$$t_f = 1.8 \text{ cm}$$

(Tabla 1-8)

Revisión de elementos esbeltos.

$$\frac{d}{t_w} = 16.2 < 0.75 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 17.9 \quad \text{por lo tanto, el alma no es esbelta.} \quad (\text{Tabla B4.1})$$

$$\frac{b_f}{2t_f} = 7.1 < 0.56 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 13.4 \quad \text{por lo tanto, el patín no es esbelta.} \quad (\text{Tabla B4.1})$$

No hay elementos esbeltos.

Para elementos sometidos a compresión sin elementos esbeltos, aplican las secciones E3 y E4 del AISC. La resistencia nominal de compresión (P_n), debe determinarse en base a los estados límite de pandeo por flexión, torsión y flexo-torsión.

Revisión del pandeo por flexión respecto al eje x-x.

$$\frac{K \cdot L}{r_x} = 130.4$$

$$4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 112.6 < 132.597 \quad \text{por lo tanto, aplica la ecuación E3-3 del AISC.}$$

$$F_e = \frac{\pi^2 \cdot E}{\left(\frac{K \cdot L}{r_x}\right)^2} = 1160.2 \cdot \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \quad (\text{Ec. E3-4})$$

$$F_{cr} = 0.877 \cdot F_e = 1017.5 \cdot \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \quad \text{Rige} \quad (\text{Ec. E3-3})$$

Debido a que la sección WT 7 x 34 no posee elementos esbeltos, aplica la sección E4 del AISC para pandeo por torsión y flexo-torsión. F_{cr} se calculó empleando la ecuación E4-2 del AISC.

Cálculo de F_{cry} .

F_{cry} se tomó como F_{cr} , para la sección E3 del AISC, donde $\frac{KL}{r} = \frac{KL}{r_y}$.

$$\frac{K \cdot L}{r_y} = 96.8 < 113.432 \quad \text{por lo tanto, aplica la ecuación E3-2.}$$

$$F_e = \frac{\pi^2 \cdot E}{\left(\frac{K \cdot L}{r_y}\right)^2} = 2107.7 \cdot \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \quad (\text{Ec. E3-4})$$

$$F_{\text{cry}} = F_{\text{cr}} \quad F_{\text{cr}} = \left(0.658 \frac{F_y}{F_e}\right) \cdot F_y = 1746.7 \cdot \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \quad (\text{Ec. E3-2})$$

$$F_{\text{crz}} = \frac{G \cdot J}{A_g \cdot r_o^2} \quad F_{\text{crz}} = \frac{G(J)}{A_g (r_o)^2} = 11604.6 \cdot \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \quad (\text{Ec. E4-3})$$

$$F_{\text{cr}} = \left(\frac{F_{\text{cry}} + F_{\text{crz}}}{2H}\right) \left[1 - \sqrt{1 - \frac{4F_{\text{cry}} F_{\text{crz}} H}{(F_{\text{cry}} + F_{\text{crz}})^2}}\right] = 1721.5 \cdot \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \text{ No rige} \quad (\text{Ec. E4-2})$$

El pandeo por flexión respecto al eje x-x rige, por lo que.

$$F_{\text{cr}} = 1017.5 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$P_n = F_{\text{cr}} \cdot A_g = 65.6 \text{ ton} \quad (\text{Ec. E3-1})$$

LRFD:

$$\phi_c = 0.9$$

$$\phi_c \cdot P_n = 59.1 \text{ ton}$$

$$59.1 \text{ ton} > 54 \text{ ton} \quad \text{Ok}$$

ASD:

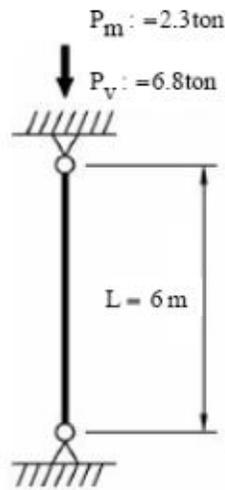
$$\Omega_c = 1.67$$

$$\frac{P_n}{\Omega_c} = 39.3 \text{ ton}$$

$$39.3 \text{ ton} > 36 \text{ ton} \quad \text{Ok}$$

Ejemplo E.8: Diseño de un elemento WT en compresión con elementos esbeltos.

Seleccionar un perfil WT que estará sometido a compresión, cuya longitud es de 6 m para soportar una carga axial muerta de 2.3 ton y una carga viva de 6.8 ton en compresión axial. Los extremos se encuentran articulados.



Datos:

$$G = 787000 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Solución:

Debido a que las secciones WT son reducciones derivadas de los perfiles W ASTM A992, las propiedades del material son:

Propiedades del material:

$$\text{WT} \quad \text{ASTM A992} \quad F_y = 3550 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \quad F_u = 4500 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \quad E = 2 \times 10^6 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Cálculo de la resistencia requerida.

LRFD:

$$P_u = 1.2(P_m) + 1.6(P_v) = 13.6 \text{ ton}$$

ASD:

$$P_a = P_m + P_v = 9.1 \text{ ton}$$

Solución por tabla:

$$K = 1 \text{ por lo tanto } (KL)_x = (KL)_y = 6 \text{ m.} \quad (\text{Tabla C-C2.2})$$

Se seleccionó el elemento más ligero de la tabla 4-7 con una fuerza permisible suficiente respecto al eje x-x (parte superior de la tabla) y al eje y-y (parte inferior de la tabla) para soportar la fuerza actuante.

Se propuso un WT 7 x 15.

Determinación de la fuerza permisible en compresión axial mediante la tabla 4-7.

LRFD:

$$\phi_c \cdot P_{nx} = 30.2\text{ton} > 13.6\text{ton} \quad \text{Ok}$$

$$\phi_c \cdot P_{ny} = 16.6\text{ton} > 13.6\text{ton} \quad \text{Ok Rige}$$

ASD:

$$\frac{P_{nx}}{\Omega_c} = 20.1\text{ton} > 9.1\text{ton} \quad \text{Ok}$$

$$\frac{P_{ny}}{\Omega_c} = 11\text{ton} > 9.1\text{ton} \quad \text{Ok Rige}$$

(Tabla 4-7)

La fuerza permisible puede determinarse fácilmente usando las tablas del AISC. Los valores de la fuerza permisible pueden verificarse mediante cálculos manuales, como se mostrará a continuación.

Cálculo de la solución:

Propiedades geométricas:

$$A_g = 28.5\text{cm}^2$$

$$r_x = 5.3\text{cm}$$

$$r_y = 3.8\text{cm}$$

$$r_o = 7.4\text{cm}$$

$$J = 7.9\text{cm}^4$$

$$H = 0.772$$

$$Q_s = 0.609$$

$$d = 17.6\text{cm}$$

$$t_w = 0.7\text{cm}$$

(Tabla 1-8)

$$b_f = 17.1 \text{ cm}$$

$$t_f = 0.98 \text{ cm}$$

Revisión de elementos esbeltos.

$$\frac{d}{t_w} = 25.1 > 0.75 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 17.9 \quad \text{por lo tanto, el alma es esbelta.} \quad (\text{Tabla B4.1})$$

$$\frac{b_f}{2t_f} = 8.7 < 0.56 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 13.4 \quad \text{por lo tanto, el patín no es esbelto.} \quad (\text{Tabla B4.1})$$

Debido a que el alma del elemento WT 7 x 15 es esbelta, aplica la sección E7 del AISC. La resistencia nominal de compresión (P_n), debe determinarse en base a los estados límite de pandeo por flexión, torsión y flexo-torsión.

Cálculo del esfuerzo elástico crítico de pandeo por flexión respecto al eje x-x.

$$\frac{K_x L}{r_x} = 113.2$$

$$F_e = \frac{\pi^2 \cdot E}{\left(\frac{K_x L}{r_x}\right)^2} = 1540.2 \cdot \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \quad \text{No rige} \quad (\text{Ec. E3-4})$$

Cálculo de los esfuerzos elásticos críticos de pandeo por torsión y flexo-torsión.

$$\frac{K_y L}{r_y} = 157.9$$

$$F_{ey} = \frac{\pi^2 \cdot E}{\left(\frac{K_y L}{r_y}\right)^2} = 791.8 \cdot \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \quad (\text{Ec. E4-10})$$

$$F_{ez} = \left[\frac{\pi^2 \cdot E \cdot C_w}{(K_z L)^2} + GJ \right] \cdot \frac{1}{A_g r_o^2} \quad \text{Se omitió el término afectado por } C_w \text{ por usar la nota al final de la sección E4.} \quad (\text{Ec. E4-11})$$

$$F_{ez} = \frac{G(J)}{A_g (r_o)^2} = 3983.8 \cdot \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$F_e = \left(\frac{F_{ey} + F_{ez}}{2H} \right) \left[1 - \sqrt{1 - \frac{4F_{ey} \cdot F_{ez} \cdot H}{(F_{ey} + F_{ez})^2}} \right] = 751.9 \cdot \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \quad \text{Rige} \quad (\text{Ec. E4-5})$$

La sección transversal está compuesta solamente de elementos no atiesados sometidos a compresión.

Por lo tanto: $Q_a = 1$

$$Q = Q_s \cdot (Q_a) = 0.6$$

Revisión del límite para la ecuación a emplear.

$$0.44(Q)(F_y) = 937.9 \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} > 751.9 \cdot \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \quad \text{por lo tanto aplica la ecuación E7-3.}$$

$$F_{cr} = 0.877 \cdot F_e = 659.4 \cdot \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \quad (\text{Ec. E7-3})$$

$$P_n = F_{cr} \cdot A_g = 18.8 \cdot \text{ton} \quad (\text{Ec. E7-1})$$

LRFD:

$$\phi_c = 0.9$$

$$\phi_c \cdot P_n = 16.9 \cdot \text{ton}$$

$$16.9 \text{ton} > 13.6 \text{ton} \quad \text{Ok}$$

ASD:

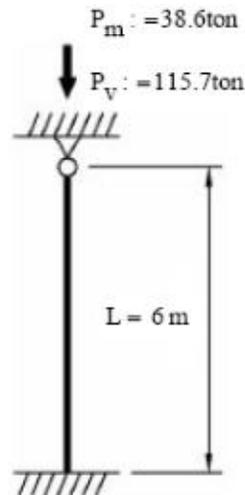
$$\Omega_c = 1.67$$

$$\frac{P_n}{\Omega_c} = 11.3 \cdot \text{ton}$$

$$11.3 \text{ton} > 9.1 \text{ton} \quad \text{Ok}$$

Ejemplo E.9: Diseño de un elemento HSS rectangular en compresión sin elementos esbeltos.

Seleccionar un elemento HSS rectangular que estará sometido a compresión, cuya longitud es de 6 m para soportar una carga axial muerta de 38.6 ton y una carga viva de 115.7 ton en compresión axial. La base se encuentra empotrada y el extremo superior articulado.



Solución:

Propiedades del material:

$$\begin{array}{llll} \text{ASTM A500} & F_y = 3200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} & F_u = 4000 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} & E = 2 \times 10^6 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \\ \text{grado B} & & & \end{array}$$

Cálculo de la resistencia requerida.

LRFD:

$$P_u = 1.2(P_m) + 1.6(P_v) = 231.4 \text{ ton}$$

ASD:

$$P_a = P_m + P_v = 154.3 \text{ ton}$$

Solución por tabla:

$$K = 0.8 \text{ por lo tanto } (KL)_x = (KL)_y = 0.8(6 \text{ m}) = 4.8 \text{ m.} \quad (\text{Tabla C-C2.2})$$

Entrando a la tabla 4-3 del AISC, para secciones rectangulares o a la 4-4, correspondiente a las secciones cuadradas.

Se propuso un HSS 12 x 10 x 1/2.

Determinación de la fuerza permisible en compresión axial.

LRFD:

$$\phi_c \cdot P_n = 305.3 \text{ ton} > 231.4 \text{ ton} \quad \text{Ok}$$

ASD:

$$\frac{P_n}{\Omega_c} = 203.2 \text{ ton} > 154.3 \text{ ton} \quad \text{Ok} \quad (\text{Tabla 4-3})$$

La fuerza permisible puede determinarse fácilmente usando las tablas del AISC. Los valores de la fuerza permisible pueden verificarse mediante cálculos manuales, como se mostrará a continuación.

Cálculo de la solución:

Propiedades geométricas:

$$A_g = 122.6 \text{ cm}^2$$

$$r_x = 11.6 \text{ cm}$$

$$r_y = 10.1 \text{ cm}$$

$$t_{\text{dis}} = 1.18 \text{ cm}$$

$$h = 12 \text{ in} - 3t_{\text{dis}} = 26.9 \text{ cm}$$

(Tabla 1-11)

Revisión de elementos esbeltos.

Nota:

Si no se conoce el radio de la esquina, "b" y "h" deben tomarse como la dimensión exterior menos tres veces el espesor de diseño. Esto generalmente es una suposición conservadora.

Cálculo de b/t para determinar el lado más esbelto.

$$\frac{h}{t_{\text{dis}}} = 22.8 < 1.4 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 35 \quad (\text{Tabla B4.1})$$

Por lo tanto, la sección no posee elementos esbeltos.

Ya que $r_y < r_x$ y $(KL)_x = (KL)_y$, r_y rige a la fuerza admisible.

Determinación de la ecuación a usar.

$$\frac{K_y \cdot L}{r_y} = 47.5$$

$4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 117.8 > 47.5$ por lo tanto, aplica la ecuación E3-2 del AISC.

$$F_e = \frac{\pi^2 \cdot E}{\left(\frac{K_y \cdot L}{r_y}\right)^2} = 8739.6 \cdot \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \quad (\text{Ec. E3-4})$$

$$F_{cr} = \left(0.658 \frac{F_y}{F_e}\right) \cdot F_y = 2745.3 \cdot \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \quad (\text{Ec. E3-2})$$

$$P_n = F_{cr} \cdot A_g = 336.6 \cdot \text{ton} \quad (\text{Ec. E3-1})$$

LRFD:

$$\phi_c = 0.9$$

$$\phi_c \cdot P_n = 302.9 \cdot \text{ton}$$

302.9ton > 231.4ton Ok

ASD:

$$\Omega_c = 1.67$$

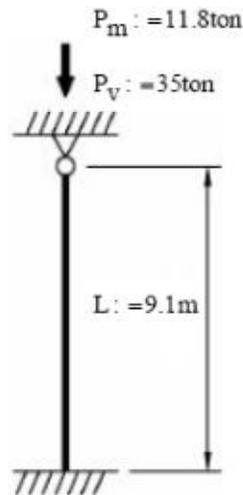
$$\frac{P_n}{\Omega_c} = 201.5 \cdot \text{ton}$$

201.5ton > 154.3ton Ok

Ejemplo E.10: Diseño de un elemento HSS rectangular en compresión con elementos esbeltos.

Seleccionar un elemento HSS 12 x 8 rectangular que estará sometido a compresión, cuya longitud es de 9.1 m para soportar una carga axial muerta de 11.8 ton y una carga viva de 35 ton en compresión axial. La base se encuentra empotrada y el extremo superior articulado.

Se seleccionó una columna con elementos esbeltos para demostrar el diseño de ese tipo de elementos.



Solución:

Propiedades del material:

$$\text{ASTM A500 grado B} \quad F_y = 3200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \quad F_u = 4000 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \quad E = 2 \times 10^6 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Cálculo de la resistencia requerida.

LRFD:

$$P_u = 1.2(P_m) + 1.6(P_v) = 70.2 \text{ ton}$$

ASD:

$$P_a = P_m + P_v = 46.8 \text{ ton}$$

Solución por tabla:

$$K = 0.8 \text{ por lo tanto } (KL)_x = (KL)_y = 0.8(9.1 \text{ m}) = 7.3 \text{ m.} \quad (\text{Tabla C-C2.2})$$

Entrando a la tabla 4-3 del AISC, buscando en la sección para elementos HSS 12 x 8 hasta encontrar la más ligera que poseyera una fuerza permisible igual o mayor a la requerida, en este caso fue un HSS 12 x 8 x 3/16.

Determinación de la fuerza permisible en compresión axial.

LRFD:

$$\phi_c \cdot P_n = 70.3 \text{ ton} > 70.2 \text{ ton} \quad \text{Ok}$$

ASD:

$$\frac{P_{nx}}{\Omega_c} = 46.7 \text{ ton} = 46.8 \text{ ton} \quad \text{Ok} \quad (\text{Tabla 4-3})$$

La fuerza permisible puede determinarse fácilmente usando las tablas del AISC. Los valores de la fuerza permisible pueden verificarse mediante cálculos manuales, como se mostrará a continuación, incluyendo ajustes para los elementos esbeltos.

Cálculo de la solución:

Propiedades geométricas:

$$A_g = 43.6 \text{ cm}^2$$

$$r_x = 11.6 \text{ cm}$$

$$r_y = 8.5 \text{ cm}$$

$$\frac{b}{t} = 43$$

(Tabla 1-11)

$$\frac{h}{t} = 66$$

$$t_{dis} = 0.44 \text{ cm}$$

Determinación de elementos esbeltos.

Cálculo del límite para la relación ancho-espesor.

$$\lambda_r = 1.4 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 35 < 43 \quad \text{por lo tanto el lado de 20.3 cm (8 in)} \quad (\text{Tabla B4.1})$$

y el de 30.5 cm (12 in) son esbeltos.

Note que para determinar la relación ancho-espesor, "b" se tomó como la dimensión exterior menos tres veces el espesor de diseño.

Para el perfil seleccionado.

$$b = 8 \text{ in} - 3t_{dis} = 19 \text{ cm}$$

$$h : = 12 \text{ in} - 3t_{\text{dis}} = 29.2 \text{ cm}$$

Para un miembro HSS con elementos esbeltos, la resistencia nominal de compresión (P_n), debe ser determinada en base al estado límite de pandeo por flexión. El pandeo por torsión no regirá a menos que la longitud no soportada para torsión exceda en gran medida a la longitud no soportada para flexión.

Cálculo del área efectiva (A_{eff}).

$$Q_a = \frac{A_{\text{eff}}}{A} \quad (\text{Ec. E7-16})$$

Donde:

A_{eff} = Área efectiva basada en el ancho efectivo reducido del alma (b_e).

Para patines cuadrados o rectangulares de secciones con elementos esbeltos y de espesor uniforme.

$$b_e = 1.92 \cdot t \cdot \sqrt{\frac{E}{f}} \left[1 - \frac{0.38}{\left(\frac{b}{t}\right)} \cdot \sqrt{\frac{E}{f}} \right] \leq b \quad (\text{Ec. E7-18})$$

Donde $f = P_n/A_{\text{eff}}$ pero de forma conservadora puede considerarse igual a F_y .

Para los lados de 20.3 cm (8 in).

$$b_e : = 1.92 \cdot t_{\text{dis}} \cdot \sqrt{\frac{E}{f}} \left[1 - \frac{0.38}{(43)} \cdot \sqrt{\frac{E}{f}} \right] = 16.5 \text{ cm} < b = 19 \text{ cm}$$

La longitud que no puede ser usada e: $l_1 : = b - b_e = 2.5 \text{ cm}$

Para los lados de 30.5 cm (12 in).

$$b_e : = 1.92 \cdot t_{\text{dis}} \cdot \sqrt{\frac{E}{f}} \left[1 - \frac{0.38}{(66)} \cdot \sqrt{\frac{E}{f}} \right] = 18.1 \text{ cm} < h = 29.2 \text{ cm}$$

La longitud que no puede ser usada e: $l_2 : = h - b_e = 11.1 \text{ cm}$

Por lo tanto $A_{\text{eff}} : = A_g - 2(t_{\text{dis}})(l_1) - 2(t_{\text{dis}})(l_2) = 31.6 \text{ cm}^2$

$$\text{Por lo tanto } Q = Q_a \quad Q_a : = \frac{A_{\text{eff}}}{A_g} = 0.7 \quad (\text{Ec. E7-16})$$

Determinación de la ecuación adecuada para F_{cr} .

$$\frac{K_y \cdot L}{r_y} = 85.6 < 4.71 \sqrt{\frac{E}{Q \cdot F_y}} = 138.3$$

Por lo tanto $F_{cr} = Q \cdot \left(0.658 \frac{Q \cdot F_y}{F_e} \right) \cdot F_y$. (Ec. E7-2)

$$F_e = \frac{\pi^2 \cdot E}{\left(\frac{K_y \cdot L}{r_y} \right)^2} = 2690.9 \cdot \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$
 (Ec. E3-4)

$$F_{cr} = Q \cdot \left(0.658 \frac{Q \cdot F_y}{F_e} \right) \cdot F_y = 1617.2 \cdot \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$P_n = F_{cr} \cdot A_g = 70.5 \cdot \text{ton}$$
 (Ec. E7-1)

LRFD:

$$\phi_c = 0.9$$

$$\phi_c \cdot P_n = 63.5 \cdot \text{ton}$$

$$63.5 \text{ton} < 70.3 \text{ton}$$

Ver nota
abajo

ASD:

$$\Omega_c = 1.67$$

$$\frac{P_n}{\Omega_c} = 42.2 \cdot \text{ton}$$

$$42.2 \text{ton} < 46.7 \text{ton}$$

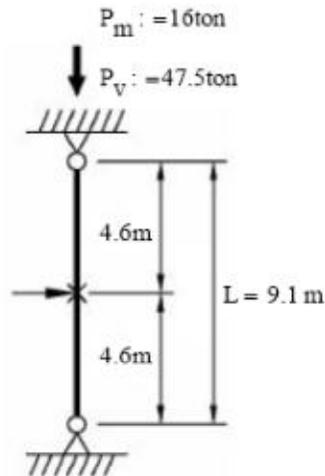
Ver nota
abajo

Nota:

Una suposición conservadora ($f = F_y$) fue hecha en la aplicación de la ecuación E7-18 del AISC. Una solución más exacta puede obtenerse iterando a partir del paso donde se calculó el área efectiva (A_{eff}), usando $f = P_n / A_{eff}$ hasta que el valor converja. Las tablas del AISC que proporcionan la fuerza de los elementos HSS fueron calculadas empleando este procedimiento iterativo.

Ejemplo E.11: Diseño de un elemento tubular en compresión.

Seleccionar un elemento tubular que estará sometido a compresión, cuya longitud es de 9.1 m para soportar una carga axial muerta de 16 ton y una carga viva de 47.5 ton en compresión axial. La columna está articulada en ambos extremos y respecto a ambos ejes, además se encuentra reforzada en el centro y en la dirección y-y.



Solución:

Propiedades del material:

$$\begin{array}{llll} \text{ASTM A53} & F_y = 2460 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} & F_u = 4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} & E = 2 \times 10^6 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \\ \text{grado B} & & & \end{array}$$

Cálculo de la resistencia requerida.

LRFD:

$$P_u = 1.2(P_m) + 1.6(P_v) = 95.2 \text{ ton}$$

ASD:

$$P_a = P_m + P_v = 63.5 \text{ ton}$$

Solución por tabla:

$$K = 1$$

(Tabla C-C2.2)

Por lo tanto $(KL)_x = 9.1 \text{ m}$ y $(KL)_y = 4.6 \text{ m}$. El pandeo respecto al eje x-x rige.

Entrando a la tabla 4-6 del AISC, con una longitud efectiva (KL) de 9.1 m y buscando en esta la sección más ligera que tuviera una fuerza permisible suficiente para soportar la fuerza actuante.

Se propuso un tubo estándar de 25.4 cm (10 in). La fuerza admisible en compresión axial fue:

LRFD:

$$\phi_c \cdot P_n = 97.5 \text{ ton} > 95.2 \text{ ton} \quad \text{Ok}$$

ASD:

$$\frac{P_n}{\Omega_c} = 64.9 \text{ ton} > 63.5 \text{ ton} \quad \text{Ok} \quad (\text{Tabla 4-6})$$

La fuerza permisible puede determinarse fácilmente usando las tablas del AISC. Los valores de la fuerza permisible pueden verificarse mediante cálculos manuales, como se mostrará a continuación.

Cálculo de la solución:

Propiedades geométricas:

$$A = 71.6 \text{ cm}^2$$

(Tabla 4-6)

$$r = 9.3 \text{ cm}$$

Todos los tubos de acero mostrados en la tabla 4-6 del AISC son compactos a los 2460 kg/cm², por lo que no fue necesario revisar el pandeo local.

$$\frac{K \cdot L}{r} = 97.8 < 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 134.3$$

$$F_e = \frac{\pi^2 \cdot E}{\left(\frac{K \cdot L}{r}\right)^2} = 2061.6 \cdot \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \quad (\text{Ec. E3-4})$$

$$F_{cr} = \left(0.658 \frac{F_y}{F_e}\right) \cdot F_y = 1492.9 \cdot \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \quad (\text{Ec. E3-2})$$

$$P_n = F_{cr} \cdot A = 106.9 \cdot \text{ton} \quad (\text{Ec. E3-1})$$

LRFD:

$$\phi_c = 0.9$$

$$\phi_c \cdot P_n = 96.2 \cdot \text{ton} > 95.2 \text{ ton} \quad \text{Ok}$$

ASD:

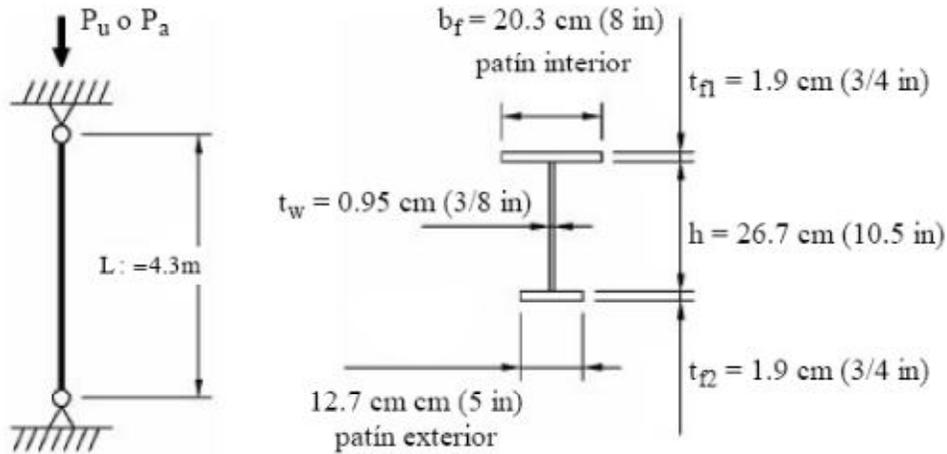
$$\Omega_c = 1.67$$

$$\frac{P_n}{\Omega_c} = 64 \cdot \text{ton} > 63.5 \text{ ton} \quad \text{Ok}$$

Note que el procedimiento es similar para el diseño de una columna de sección HSS circular, excepto en la parte del pandeo local que sería necesario revisar.

Ejemplo E.12: Elemento compuesto de sección I con diferentes tamaños de patín.

Calcular la fuerza permisible de un elemento compuesto sometido a compresión, con una longitud de 4.3 m. Los extremos están articulados. El patín exterior es una placa PL 3/4 x 5, el patín interior una PL 3/4 x 8 y el alma una PL 3/8 x 10 1/2. El material es ASTM A572 grado 50.



Datos:

$$G = 787000 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$h = 26.7 \text{ cm}$$

$$t_w = 0.95 \text{ cm}$$

$$b_{f1} = 20.3 \text{ cm}$$

$$t_{f1} = 1.9 \text{ cm}$$

$$b_{f2} = 12.7 \text{ cm}$$

$$t_{f2} = t_{f1} = 1.9 \text{ cm}$$

$$b_{\text{int}} = \frac{b_{f1}}{2} = 10.2 \text{ cm}$$

$$b_{\text{ext}} = \frac{b_{f2}}{2} = 6.4 \text{ cm}$$

$$d = t_{f1} + h + t_{f2} = 30.5 \text{ cm}$$

Solución:

Propiedades del material:

$$\begin{array}{llllll} \text{Sección} & \text{ASTM A572} & F_y: = 3500 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} & F_u: = 4500 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} & E = 2 \times 10^6 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \\ \text{compuesta} & \text{grado 50} & & & \end{array}$$

Nota para el usuario:

No hay tablas para secciones compuestas especiales.

Revisión para determinar si la sección tiene algún elemento esbelto.

Revisión de la esbeltez del patín exterior.

Cálculo de k_c .

$$k_c = \frac{4}{\sqrt{\frac{h}{t_w}}} = 0.75 \quad 0.35 \leq k_c \leq 0.76 \quad \text{Ok} \quad (\text{Tabla B4.1})$$

$$\frac{b_{\text{ext}}}{t_f} = 3.3 < \lambda_r = 0.64 \sqrt{\frac{k_c \cdot E}{F_y}} = 13.3$$

$$\frac{b}{t} < \lambda_r \quad \text{por lo tanto, el patín exterior no es esbelto.} \quad (\text{Tabla B4.1})$$

Revisión de la esbeltez del patín interior.

$$\frac{b_{\text{int}}}{t_f} = 5.3 > 13.3$$

$$\frac{b}{t} < \lambda_r \quad \text{por lo tanto, el patín interior no es esbelto.} \quad (\text{Tabla B4.1})$$

Revisión de la esbeltez del alma.

$$\frac{h}{t_w} = 28.1 < \lambda_r = 1.49 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 35.6$$

$$\frac{h}{t} < \lambda_r \quad \text{por lo tanto, el alma no es esbelta.} \quad (\text{Tabla B4.1})$$

Cálculo de las propiedades de la sección compuesta (ignorando soldaduras).

$$A_g = b_{f1} \cdot (t_{f1}) + h \cdot (t_w) + b_{f2} \cdot (t_{f2}) = 88.1 \cdot \text{cm}^2$$

$$y = \frac{\sum A_i \cdot y_i}{\sum A_i} \quad y = \frac{b_{f1} \cdot (t_{f1}) \left(h + t_{f2} + \frac{t_{f1}}{2} \right) + h \cdot (t_w) \left(\frac{h}{2} + t_{f2} \right) + b_{f2} \cdot (t_{f2}) \left(\frac{t_{f2}}{2} \right)}{b_{f1} \cdot (t_{f1}) + h \cdot (t_w) + b_{f2} \cdot (t_{f2})} = 17.6 \text{ cm}$$

Note que la ubicación del eje neutro fue medida a partir del fondo del patín exterior.

$$I_x = \left[\frac{b_{f1} \cdot (t_{f1})^3}{12} + b_{f1} \cdot (t_{f1}) \cdot \left(d - \frac{t_{f1}}{2} - y \right)^2 \right] + \left[\frac{t_w \cdot (h)^3}{12} + t_w \cdot (h) \cdot \left(y - \frac{h}{2} - t_{f2} \right)^2 \right] + \left[\frac{b_{f2} \cdot (t_{f2})^3}{12} + b_{f2} \cdot (t_{f2}) \cdot \left(y - \frac{t_{f2}}{2} \right)^2 \right]$$

$$I_x = 13863.1 \text{ cm}^4$$

$$r_x = \sqrt{\frac{I_x}{A_g}} = 12.5 \text{ cm}$$

$$I_y = \left[\frac{t_{f1} \cdot (b_{f1})^3}{12} \right] + \left[\frac{h \cdot (t_w)^3}{12} \right] + \left[\frac{t_{f2} \cdot (b_{f2})^3}{12} \right] = 1650.8 \text{ cm}^4$$

$$r_y = \sqrt{\frac{I_y}{A_g}} = 4.3 \text{ cm}$$

Cálculo del esfuerzo elástico crítico de pandeo por flexión (F_e).

$$\frac{K_x L}{r_x} = 34.3 \quad F_e = \frac{\pi^2 \cdot E}{\left(\frac{K_x L}{r_x} \right)^2} = 16805.4 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \quad \text{No rige} \quad (\text{Ec. E3-4})$$

Cálculo del esfuerzo elástico crítico para pandeo por flexo-torsión.

No es probable que rijan, pero se revisó para ilustrar el cálculo.

$$J = \sum \left(\frac{b \cdot t^3}{3} \right) \quad J = \frac{(b_{f1})(t_{f1})^3}{3} + \frac{(h)(t_w)^3}{3} + \frac{(b_{f2})(t_{f2})^3}{3} = 83.1 \text{ cm}^4$$

$$h_o = d - \frac{t_{f1}}{2} - \frac{t_{f2}}{2} = 28.6 \text{ cm}$$

$$C_w = \frac{t_{\Omega} \cdot (h_o)^2}{12} \left[\frac{(b_{\Omega})^3 (b_{\Sigma})^3}{(b_{\Omega})^3 + (b_{\Sigma})^3} \right] = 213105.2 \cdot \text{cm}^6$$

Ubicación del centro de cortante.

Debido a la simetría, el centroide y el centro de cortante coinciden en el eje "y".

Por lo tanto $x_o = 0$

$$e = h_o \left[\frac{(b_{\Omega})^3}{(b_{\Omega})^3 + (b_{\Sigma})^3} \right] = 23 \cdot \text{cm}$$

Note que la ubicación del centro de cortante fue medida a partir del centro del patín exterior. Por lo tanto, se adicionó la mitad del espesor del patín para determinar la localización del centro de cortante medida a partir del fondo del patín exterior.

$$e + \frac{t_{\Omega}}{2} = 23.9 \cdot \text{cm}$$

Por lo tanto $y_o = \left(e + \frac{t_{\Omega}}{2} \right) - y = 6.3 \cdot \text{cm}$

$$r_o^2 = x_o^2 + y_o^2 + \frac{I_x + I_y}{A_g} \quad r_o = \sqrt{x_o^2 + y_o^2 + \frac{I_x + I_y}{A_g}} = 14.7 \cdot \text{cm} \quad (\text{Ec. E4-7})$$

$$H = 1 - \frac{x_o^2 + y_o^2}{r_o^2} = 0.8 \quad (\text{Ec. E4-8})$$

Ya que los extremos están articulados, $K = 1$. (Tabla C-C2.2)

$$\frac{K_y \cdot L}{r_y} = 99.3$$

$$F_{ey} = \frac{\pi^2 \cdot E}{\left(\frac{K_y \cdot L}{r_y} \right)^2} = 2001.1 \cdot \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \quad (\text{Ec. E4-10})$$

$$F_{ez} = \left[\frac{\pi^2 \cdot E \cdot C_w}{(K_z \cdot L)^2} + G \cdot J \right] \cdot \frac{1}{A_g \cdot r_o^2} = 4628.4 \cdot \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \quad (\text{Ec. E4-11})$$

$$F_e := \left(\frac{F_{ey} + F_{ez}}{2H} \right) \left[1 - \sqrt{1 - \frac{4F_{ey} \cdot F_{ez} \cdot H}{(F_{ey} + F_{ez})^2}} \right] = 1791.5 \cdot \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \quad \text{Rige} \quad (\text{Ec. E4-5})$$

Rige el pandeo por torsión y flexo-torsión.

$$0.44F_y = 1540 \cdot \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} < 1791.5 \cdot \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \quad \text{por lo tanto aplica la ecuación E3-2.}$$

$$F_{cr} := \left(0.658 \frac{F_y}{F_e} \right) \cdot F_y = 1545 \cdot \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \quad (\text{Ec. E3-2})$$

$$P_n := F_{cr} \cdot A_g = 136.1 \cdot \text{ton} \quad (\text{Ec. E3-1})$$

LRFD:

$$\phi_c := 0.9$$

$$\phi_c \cdot P_n = 122.5 \cdot \text{ton}$$

ASD:

$$\Omega_c := 1.67$$

$$\frac{P_n}{\Omega_c} = 81.5 \cdot \text{ton}$$

4.4 - Elementos en flexión

Ejemplo F.1-1a: Diseño de un perfil W sometido a flexión con pandeo en el eje fuerte, continuamente arriostrado.

Seleccionar un perfil W ASTM A992 para una viga que salva un claro simple de 11 m. Limitar el elemento a un peralte máximo nominal de 46 cm. Limitar la deflexión por carga viva a $L/360$. Las cargas nominales se conforman de una carga muerta uniforme de 0.7 ton/m y una carga viva uniforme de 1.1 ton/m. Suponer que la viga está continuamente arriostrada.

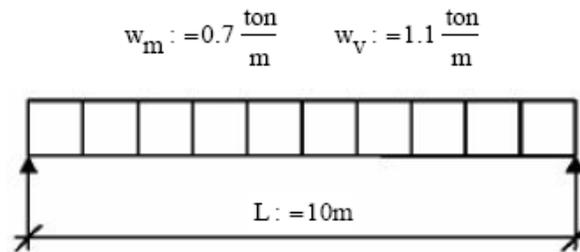


Diagrama de cargas y arriostramiento en la viga (arriostrada en toda su longitud).

Solución:

Propiedades del material:

Perfil W ASTM A992 $F_y = 3500 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$ $F_u = 4500 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$ $E = 2 \times 10^6 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$

Cálculo de la resistencia ante flexión requerida.

LRFD:

$$w_u = 1.2(w_m) + 1.6(w_v) = 2.6 \cdot \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

$$M_u = \frac{w_u \cdot L^2}{8} = 32.5 \cdot \text{ton} \cdot \text{m}$$

ASD:

$$w_a = w_m + w_v = 1.8 \cdot \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

$$M_a = \frac{w_a \cdot L^2}{8} = 22.5 \cdot \text{ton} \cdot \text{m}$$

Cálculo del momento de inercia requerido para el criterio por carga viva de $L/360$.

$$\Delta_{\text{máx}} = \frac{L}{360} = 2.778 \cdot \text{cm}$$

$$I_{x\text{req}} = \frac{5 \cdot w_v \cdot L^4}{384E \cdot \Delta_{\text{máx}}} = 25781.3 \cdot \text{cm}^4$$

Se seleccionó un perfil W 18 x 50 de la tabla 3-2.

$$I_x = 33300 \cdot \text{cm}^4 > 25781.3 \text{cm}^4 \quad \text{Ok} \quad (\text{Tabla 3-2})$$

De acuerdo a la sección F2 de las notas para el usuario, la sección es compacta. Debido a que la viga está continuamente arriostrada y es compacta, solamente aplica el estado límite de rendimiento.

LRFD:

$$\phi_b \cdot M_{px} = 52.4 \text{ton} \cdot \text{m}$$

$$52.4 \text{ton} \cdot \text{m} > 32.5 \text{ton} \cdot \text{m} \quad \text{Ok}$$

ASD:

$$\frac{M_{px}}{\Omega_b} = 34.9 \text{ton} \cdot \text{m} \quad (\text{Tabla 3-2})$$

$$34.9 \text{ton} \cdot \text{m} > 22.5 \text{ton} \cdot \text{m} \quad \text{Ok}$$

Ejemplo F.1-1b: Diseño de un perfil W sometido a flexión con pandeo en el eje fuerte, continuamente arriostrado.

El ejemplo F1-1a puede resolverse fácilmente utilizando las tablas del Manual para Construcción en Acero AISC. Alternativamente, este problema puede resolverse aplicando directamente los requisitos del AISC.

Solución:

Propiedades del material:

$$\begin{array}{llll} \text{Perfil} & \text{ASTM A992} & F_y = 3500 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} & F_u = 4500 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} & E = 2 \times 10^6 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \\ \text{W 18 x 50} & & & & \end{array}$$

Propiedades geométricas:

$$Z_x = 1655.1 \text{ cm}^3 \quad (\text{Tabla 1-1})$$

Resistencia requerida del ejemplo F.1-1a.

LRFD:

$$M_u = 32.5 \cdot \text{ton} \cdot \text{m}$$

ASD:

$$M_a = 22.5 \cdot \text{ton} \cdot \text{m}$$

Cálculo de la resistencia nominal para flexión (M_n).

De acuerdo a la sección F2 de las notas para el usuario, la sección es compacta. Debido a que la viga está continuamente arriostrada y es compacta, solamente aplica el estado límite de rendimiento.

$$M_n = M_p = F_y Z_x \quad (\text{Ec. F2-1})$$

$$M_n = F_y Z_x = 57.9 \cdot \text{ton} \cdot \text{m}$$

Cálculo de la fuerza permisible de flexión.

LRFD:

$$\phi_b = 0.9$$

$$\phi_b M_n = 52.1 \cdot \text{ton} \cdot \text{m} > 32.5 \text{ ton} \cdot \text{m} \quad \text{Ok}$$

ASD:

$$\Omega_b = 1.67$$

$$\frac{M_n}{\Omega_b} = 34.7 \cdot \text{ton} \cdot \text{m} > 22.5 \text{ ton} \cdot \text{m} \quad \text{Ok}$$

Ejemplo F.1-2a: Diseño de un perfil W sometido a flexión con pandeo en el eje fuerte, arriostrado en los tercios.

Verificar la resistencia del perfil W 18 x 50 seleccionado para la viga del ejemplo F.1-1a si la viga se encuentra arriostrada en los extremos y tercios en lugar de estar continuamente arriostrada.

$$w_m = 0.7 \frac{\text{ton}}{\text{m}} \quad w_v = 1.1 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

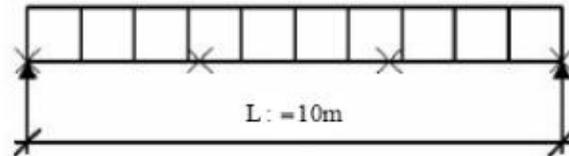


Diagrama de cargas y arriostramiento en la viga (arriostrada en los extremos y tercios).

Solución:

Resistencia requerida para flexión a la mitad del claro, del ejemplo F.1-1a.

LRFD:

ASD:

$$M_u = 32.5 \cdot \text{ton} \cdot \text{m}$$

$$M_a = 22.5 \cdot \text{ton} \cdot \text{m}$$

$$L_b = \frac{L}{3} = 3.3 \text{ m}$$

Por inspección, rige el segmento de en medio. Para una viga uniformemente cargada arriostrada en los extremos y tercios, $C_b = 1.01$ en el segmento de en medio (tabla 3-1). Conservadoramente se despreció el pequeño ajuste para este caso.

Obtención de la fuerza permisible de la tabla 3-10.

Entrando a la tabla 3-10 y buscando la intersección de la curva correspondiente al perfil W 18 x 50 con una longitud no arriostrada de 3.3 m. Se obtuvo la fuerza permisible para la escala apropiada de las columnas de la izquierda.

LRFD:

ASD:

$$\phi_b \cdot M_n = 41.8 \text{ ton} \cdot \text{m}$$

$$\frac{M_n}{\Omega_b} = 27.8 \text{ ton} \cdot \text{m}$$

$$41.8 \text{ ton} \cdot \text{m} > 32.5 \text{ ton} \cdot \text{m} \quad \text{Ok}$$

$$27.8 \text{ ton} \cdot \text{m} > 22.5 \text{ ton} \cdot \text{m} \quad \text{Ok} \quad (\text{Tabla 3-10})$$

Ejemplo F.1-2b: Diseño de un perfil W sometido a flexión con pandeo en el eje fuerte, arriostrado en los tercios.

El ejemplo F1-2a fue resuelto utilizando las tablas del Manual para Construcción en Acero AISC. Alternativamente, este problema puede resolverse aplicando directamente los requisitos del AISC.

Solución:

Propiedades del material:

$$\begin{array}{l} \text{Perfil} \\ \text{W 18 x 50} \end{array} \quad \text{ASTM A992} \quad F_y = 3500 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \quad F_u = 4500 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \quad E = 2 \times 10^6 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Propiedades geométricas:

$$S_x = 1456.8 \text{ cm}^3 \quad (\text{Tabla 1-1})$$

Resistencia requerida del ejemplo F.1-2a.

LRFD:

$$M_u = 32.5 \text{ ton}\cdot\text{m}$$

ASD:

$$M_a = 22.5 \text{ ton}\cdot\text{m}$$

Cálculo de la resistencia nominal para flexión (M_n).

Cálculo de C_b .

Para el estado límite de pandeo lateral-torsional, el factor de modificación para momento no uniforme puede determinarse empleando la ecuación F1-1 del AISC.

$$C_b = \frac{12.5M_{\text{máx}}}{2.5M_{\text{máx}} + 3M_A + 4M_B + 3M_C} \cdot R_m \leq 3.0 \quad (\text{Ec. F1-1})$$

Para el segmento central de la viga, los momentos requeridos por la ecuación F1-1 pueden calcularse como un porcentaje del momento máximo en la mitad del claro; así: $M_{\text{máx}} = 1$, $M_A = 0.972$, $M_B = 1$, $M_C = 0.972$.

$R_m = 1$ para elementos doblemente simétricos.

Por lo tanto.

$$C_b := \frac{12.5M_{\text{máx}}}{2.5M_{\text{máx}} + 3M_A + 4M_B + 3M_C} \cdot R_m = 1.01$$

Para los segmentos extremos de la viga, los momentos requeridos por la ecuación F1-1 pueden calcularse como un porcentaje del momento máximo en la mitad del claro; así: $M_{\text{máx}} = 0.889$, $M_A = 0.306$, $M_B = 0.556$, $M_C = 0.75$.

$R_m = 1$ para elementos doblemente simétricos.

Por lo que.

$$C_b := \frac{12.5M_{\text{máx}}}{2.5M_{\text{máx}} + 3M_A + 4M_B + 3M_C} \cdot R_m = 1.5$$

Así, rige el centro del claro, con la mayor resistencia requerida y el menor C_b .

$$L_p := 1.8\text{m}$$

(Tabla 3-2)

$$L_r := 5.2\text{m}$$

Nota:

La fórmula más conservadora para L_r está en la sección F2 de las notas para el usuario del AISC puede generar resultados muy conservadores para el rendimiento.

Para una viga compacta con una longitud no arriostrada $L_p < L_b \leq L_r$.

El menor, ya sea el estado límite de rendimiento ante flexión o el estado límite de pandeo lateral-torsional inelástico, controla la resistencia nominal.

$M_p = 57.9\text{ ton}\cdot\text{m}$ (del ejemplo F.1-1b).

$$M_n = C_b \left[M_p - (M_p - 0.7F_y S_x) \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] \leq M_p \quad (\text{Ec. F2-2})$$

$$M_n := C_b \left[M_p - (M_p - 0.7F_y S_x) \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] = 48.4\text{ ton}\cdot\text{m} < M_p = 57.9\text{ ton}\cdot\text{m}$$

Cálculo de la fuerza permisible de flexión.

LRFD:

$$\phi_b = 0.9$$

$$\phi_b \cdot M_n = 43.5 \cdot \text{ton} \cdot \text{m} > 32.5 \text{ton} \cdot \text{m} \quad \text{Ok}$$

ASD:

$$\Omega_b = 1.67$$

$$\frac{M_n}{\Omega_b} = 29 \cdot \text{ton} \cdot \text{m} > 22.5 \text{ton} \cdot \text{m} \quad \text{Ok}$$

Ejemplo F.1-3a: Diseño de un perfil W sometido a flexión con pandeo en el eje fuerte, arriostrado en la mitad del claro.

Verificar la resistencia del perfil W 18 x 50 seleccionado para la viga del ejemplo F.1-1a si la viga se encuentra arriostrada en los extremos y en el centro en lugar de estar continuamente arriostrada.

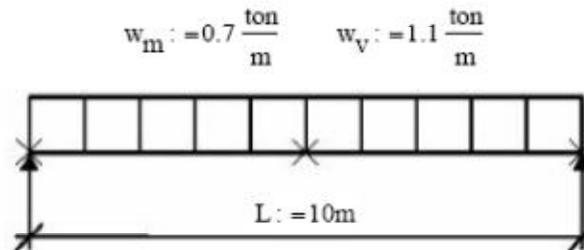


Diagrama de cargas y arriostramiento en la viga (arriostrada en los extremos y en el centro).

Solución:

Resistencia requerida para flexión a la mitad del claro, del ejemplo F.1-1a.

LRFD:

$$M_u = 32.5 \cdot \text{ton} \cdot \text{m}$$

$$L_b = \frac{L}{2} = 5 \text{ m}$$

ASD:

$$M_a = 22.5 \cdot \text{ton} \cdot \text{m}$$

Para una viga uniformemente cargada arriostrada en los extremos y en el centro, $C_b = 1.3$ (tabla 3-1). Hay muchas formas para hacer ajustes en la tabla 3-10 al contar con un C_b mayor a 1.

Procedimiento A.

Los momentos permisibles de las partes inclinadas y curvas de las líneas en la tabla 3-10 pueden ser multiplicadas por C_b , pero no deben exceder los valores de la sección horizontal ($\phi_b M_n$ para LRFD y M_n / Ω_b para ASD).

Obtención de la fuerza permisible de un elemento W 18 x 50 con una longitud no arriostrada de 5 m de la tabla 3-10.

Entrando a la tabla 3-10 y buscando la intersección de la curva correspondiente al perfil W 18 x 50 con una longitud no arriostrada de 5 m. Obteniéndose así la fuerza permisible para la escala apropiada de las columnas de la izquierda.

LRFD:

$$\phi_b \cdot M_n = 30.7 \text{ ton-m}$$

$$\phi_b \cdot M_p = 52.4 \text{ ton-m} \quad (\text{límite superior en } C_b M_n)$$

Ajuste por C_b .

$$(1.3)(30.7 \text{ ton-m}) = 39.9 \text{ ton-m}$$

Revisión del límite.

$$39.9 \text{ ton-m} \leq \phi_b \cdot M_p = 52.4 \text{ ton-m} \quad \text{Ok}$$

Revisión de la fuerza admisible contra la resistencia requerida.

$$39.9 \text{ ton-m} > 32.5 \text{ ton-m} \quad \text{Ok}$$

ASD:

$$\frac{M_n}{\Omega_b} = 20.3 \text{ ton-m}$$

$$\frac{M_p}{\Omega_b} = 34.8 \text{ ton-m} \quad (\text{límite superior en } C_b M_n)$$

Ajuste por C_b .

$$(1.3)(20.3 \text{ ton-m}) = 26.4 \text{ ton-m}$$

Revisión del límite.

$$26.4 \text{ ton-m} \leq \frac{M_p}{\Omega_b} = 34.8 \text{ ton-m} \quad \text{Ok}$$

Revisión de la fuerza admisible contra la resistencia requerida.

$$26.4 \text{ ton-m} > 22.5 \text{ ton-m} \quad \text{Ok}$$

(Tabla 3-10)

Procedimiento B.

Para la selección preliminar, la resistencia requerida puede ser dividida por C_b y compararse directamente con las resistencias de la tabla 3-10. Los elementos seleccionados de esta manera deben revisarse para asegurar que la resistencia requerida no exceda la fuerza permisible por momento plástico de la sección.

Cálculo del ajuste para la resistencia requerida.

LRFD:

$$M'_u = \frac{M_u}{C_b} = 25 \text{ ton-m}$$

ASD:

$$M'_a = \frac{M_a}{C_b} = 17.3 \text{ ton-m}$$

Obtención de la fuerza permisible de un elemento W 18 x 50 con una longitud no arriostrada de 5 m de la tabla 3-10.

LRFD:

$$\phi_b \cdot M_n = 30.7 \text{ ton}\cdot\text{m} \quad 25 \text{ ton}\cdot\text{m}$$

$$30.7 \text{ ton}\cdot\text{m} > 25 \text{ ton}\cdot\text{m} \quad \text{Ok}$$

$$\phi_b \cdot M_p = 52.4 \text{ ton}\cdot\text{m}$$

$$52.4 \text{ ton}\cdot\text{m} > 32.5 \text{ ton}\cdot\text{m} \quad \text{Ok}$$

ASD:

$$\frac{M_n}{\Omega_b} = 20.3 \text{ ton}\cdot\text{m} \quad (\text{Tabla 3-10})$$

$$20.3 \text{ ton}\cdot\text{m} > 17.3 \text{ ton}\cdot\text{m} \quad \text{Ok}$$

$$\frac{M_p}{\Omega_b} = 34.8 \text{ ton}\cdot\text{m} \quad (\text{Tabla 3-10})$$

$$34.8 \text{ ton}\cdot\text{m} > 22.5 \text{ ton}\cdot\text{m} \quad \text{Ok}$$

Ejemplo F.1-3b: Diseño de un perfil W sometido a flexión con pandeo en el eje fuerte, arriostrado en la mitad del claro.

El ejemplo F1-3a fue resuelto utilizando las tablas del Manual para Construcción en Acero AISC. Alternativamente, este problema puede resolverse aplicando directamente los requisitos del AISC.

Solución:

Propiedades geométricas:

$$r_{ts} = 5 \text{ cm}$$

$$S_x = 1456.8 \text{ cm}^3$$

$$J = 51.6 \text{ cm}^4$$

$$h_o = 44.2 \text{ cm}$$

(Tabla 1-1)

Resistencia requerida del ejemplo F.1-3a.

LRFD:

ASD:

$$M_u = 32.5 \text{ ton}\cdot\text{m}$$

$$M_a = 22.5 \text{ ton}\cdot\text{m}$$

Cálculo de la resistencia nominal para flexión (M_n).

Cálculo de C_b .

$$C_b = \frac{12.5M_{\text{máx}}}{2.5M_{\text{máx}} + 3M_A + 4M_B + 3M_C} \cdot R_m \leq 3.0 \quad (\text{Ec. F1-1})$$

Los momentos requeridos por la ecuación F1-1 pueden calcularse como un porcentaje del momento máximo en la mitad del claro; así: $M_{\text{máx}} = 1$, $M_A = 0.438$, $M_B = 0.75$, $M_C = 0.938$.

$R_m = 1$ para elementos doblemente simétricos.

Por lo tanto.

$$C_b = \frac{12.5M_{\text{máx}}}{2.5M_{\text{máx}} + 3M_A + 4M_B + 3M_C} \cdot R_m = 1.3$$

$$L_p = 1.8\text{m}$$

(Tabla 3-2)

$$L_T = 5.2\text{m}$$

Para una viga compacta con una longitud no arriostrada de $L_b > L_T$, el estado límite de pandeo lateral-torsional inelástico aplica.

Cálculo de F_{cr} con $L_b = 5\text{ m}$.

$$F_{cr} = \frac{C_b \cdot \pi^2 \cdot E}{\left(\frac{L_b}{r_{ts}}\right)^2} \cdot \sqrt{1 + 0.078 \cdot \frac{J \cdot c}{S_x \cdot h_o} \cdot \left(\frac{L_b}{r_{ts}}\right)^2} \quad \text{donde } c = 1 \text{ para perfiles I doblemente simétricos.} \quad (\text{Ec. F2-4})$$

Por lo tanto.

$$F_{cr} = \frac{C_b \cdot \pi^2 \cdot E}{\left(\frac{L_b}{r_{ts}}\right)^2} \cdot \sqrt{1 + 0.078 \cdot \frac{J \cdot c}{S_x \cdot h_o} \cdot \left(\frac{L_b}{r_{ts}}\right)^2} = 3266.9 \cdot \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$M_n = F_{cr} \cdot S_x \leq M_p \quad (\text{Ec. F2-3})$$

$$M_n = F_{cr} \cdot S_x = 47.6 \cdot \text{ton} \cdot \text{m} < M_p = 57.9 \cdot \text{ton} \cdot \text{m}$$

Cálculo de la fuerza permisible de flexión.

LRFD:

$$\phi_b = 0.9$$

$$\phi_b \cdot M_n = 42.8 \cdot \text{ton} \cdot \text{m} > 32.5 \cdot \text{ton} \cdot \text{m} \quad \text{Ok}$$

ASD:

$$\Omega_b = 1.67$$

$$\frac{M_n}{\Omega_b} = 28.5 \cdot \text{ton} \cdot \text{m} > 22.5 \cdot \text{ton} \cdot \text{m} \quad \text{Ok}$$

Ejemplo F.3a: Perfil W sometido a flexión con patines no compactos y pandeo en el eje fuerte.

Seleccionar un perfil W ASTM A992 para una viga que salva un claro simple de 12 m. Las cargas nominales se conforman de una carga muerta uniforme de 0.1 ton/m y dos cargas vivas concentradas de 8 ton actuando en los tercios de la viga. La viga está continuamente arriostrada. Además calcular la deflexión.

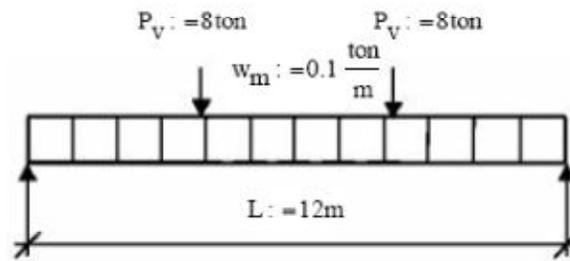


Diagrama de cargas y arriostramiento en la viga (arriostrada en toda su longitud).

Solución:

Propiedades del material:

Perfil W ASTM A992 $F_y = 3500 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$ $F_u = 4500 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$ $E = 2 \times 10^6 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$

Cálculo de la resistencia ante flexión requerida en el centro del claro.

LRFD:

$$w_u = 1.2(w_m) = 0.12 \cdot \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

$$P_u = 1.6(P_v) = 12.8 \cdot \text{ton}$$

$$M_u = \frac{w_u \cdot L^2}{8} + \frac{P_u \cdot L}{3} = 53.4 \cdot \text{ton} \cdot \text{m}$$

ASD:

$$w_a = w_m = 0.1 \cdot \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

$$P_a = P_v = 8 \cdot \text{ton}$$

$$M_a = \frac{w_a \cdot L^2}{8} + \frac{P_a \cdot L}{3} = 33.8 \cdot \text{ton} \cdot \text{m}$$

Selección de la sección más ligera con la resistencia requerida de la tabla 3-2.

Se seleccionó un perfil W 21 x 48.

(Tabla 3-2)

La viga tiene un patín no compacto en compresión para $F_y = 3500 \text{ kg/cm}^2$ como se indica en la nota "f" de la tabla 3-2. Dicha nota también se encuentra en la tabla 1-1.

Revisión de la fuerza permisible.

LRFD:

$$\phi_b \cdot M_n = \phi_b \cdot M_{px} = 55 \text{ ton}\cdot\text{m}$$

$$55 \text{ ton}\cdot\text{m} > 53.4 \text{ ton}\cdot\text{m} \quad \text{Ok}$$

ASD:

$$\frac{M_n}{\Omega_b} = \frac{M_{px}}{\Omega_b} = 36.6 \text{ ton}\cdot\text{m} \quad (\text{Tabla 3-2})$$

$$36.6 \text{ ton}\cdot\text{m} > 33.8 \text{ ton}\cdot\text{m} \quad \text{Ok}$$

Nota:

El valor de M_{px} en la tabla 3-2 incluye las reducciones de fuerza debido a la naturaleza no compacta del perfil.

Cálculo de la deflexión.

$$I_x = 39916.6 \text{ cm}^4 \quad (\text{Tabla 3-2})$$

$$\Delta_{\text{máx}} = \frac{5 \cdot w_m \cdot L^4}{384 E \cdot I_x} + \frac{P_v \cdot L^3}{28 E \cdot I_x} = 6.5 \cdot \text{cm}$$

Esta deflexión puede ser comparada con el límite apropiado de deflexión para la aplicación. La deflexión a menudo será más crítica que la fuerza en el diseño de la viga.

Ejemplo F.3b: Perfil W sometido a flexión con patines no compactos y pandeo en el eje fuerte.

Verificar los resultados del ejemplo F.3a realizando los cálculos de acuerdo a las disposiciones del AISC.

Solución:

Propiedades del material:

$$\begin{array}{llll} \text{Perfil} & \text{ASTM A992} & F_y := 3500 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} & F_u := 4500 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} & E := 2 \times 10^6 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \\ \text{W 21 x 48} & & & & \end{array}$$

Propiedades geométricas:

$$\begin{array}{l} S_x := 1524 \text{cm}^3 \\ Z_x := 1753.4 \text{cm}^3 \end{array} \quad \text{(Tablas 1-1 y 3-2)}$$

Revisión de la esbeltez en el patín.

$$\lambda = \frac{b_f}{2t_f} = 9.47 \quad \text{(Tabla 1-1)}$$

Los límites para la relación ancho-espesor para el patín en compresión son:

$$\begin{array}{l} \lambda_{pf} := 0.38 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 9.1 \\ \lambda_{rf} := 1.0 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 23.9 \end{array} \quad \text{(Tabla B4.1)}$$

$\lambda_{rf} < \lambda < \lambda_{pf}$; por lo tanto, El patín en compresión no es compacto. Esto puede determinarse con la nota "f" de la tabla 1-1 del AISC.

Cálculo de la resistencia nominal para flexión (M_n).

Ya que la viga está continuamente arriostrada, y por lo tanto no está sometida a pandeo lateral-torsional, la fuerza permisible está regida por la sección F3.

$$M_p := F_y \cdot Z_x = 61.4 \text{ ton}\cdot\text{m}$$

$$M_n = \left[M_p - (M_p - 0.7F_y S_x) \left(\frac{\lambda - \lambda_{pf}}{\lambda_{rf} - \lambda_{pf}} \right) \right] = 60.7 \cdot \text{ton}\cdot\text{m} \quad (\text{Ec. F3-1})$$

Cálculo de la fuerza permisible de flexión.

LRFD:

$$\phi_b = 0.9$$

$$\phi_b \cdot M_n = 54.7 \cdot \text{ton}\cdot\text{m} > 53.4 \cdot \text{ton}\cdot\text{m} \quad \text{Ok}$$

ASD:

$$\Omega_b = 1.67$$

$$\frac{M_n}{\Omega_b} = 36.4 \cdot \text{ton}\cdot\text{m} > 33.8 \cdot \text{ton}\cdot\text{m} \quad \text{Ok}$$

Cabe señalar que estos valores de fuerza admisible son muy parecidos a los valores tabulados en la tabla 3-2 del AISC, con las consideraciones correspondientes para el patin no compacto.

Ejemplo F.6: Elemento HSS sometido a flexión con patín compacto.

Seleccionar un elemento HSS cuadrado ASTM A500 grado B para una viga con claro de 2.3 m. Las cargas nominales se conforman de una carga muerta uniforme de 0.2 ton/m y una carga viva uniforme de 0.6 ton/m. Limitar la deflexión por carga viva a $L/240$. Suponer que la viga está continuamente arriostrada.

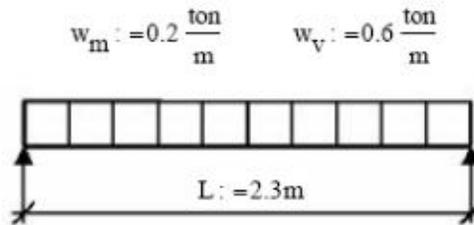


Diagrama de cargas y arriostramiento en la viga (arriostrada en toda la longitud).

Solución:

Propiedades del material:

Perfil HSS cuadrado	ASTM A500 grado B	$F_y = 3200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$	$F_u = 4000 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$	$E = 2 \times 10^6 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$
---------------------	-------------------	--	--	---

Cálculo de la resistencia requerida.

LRFD:

$$w_u = 1.2(w_m) + 1.6(w_v) = 1.2 \cdot \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

$$M_u = \frac{w_u \cdot L^2}{8} = 0.8 \cdot \text{ton} \cdot \text{m}$$

ASD:

$$w_a = w_m + w_v = 0.8 \cdot \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

$$M_a = \frac{w_a \cdot L^2}{8} = 0.5 \cdot \text{ton} \cdot \text{m}$$

Cálculo del momento de inercia mínimo requerido.

$$\Delta_{\text{máx}} = \frac{L}{240} = 0.958 \cdot \text{cm}$$

$$I_{\text{req}} = \frac{5 \cdot w_v \cdot L^4}{384 E \cdot \Delta_{\text{máx}}} = 114.1 \cdot \text{cm}^4$$

Selección de un perfil HSS que tuviera un I_x mínimo de 114.1 cm^4 , usando la tabla 1-12 del AISC, y que además poseyera una fuerza admisible adecuada, empleando la tabla 3-13 del AISC.

Se seleccionó un perfil HSS 3 x 3 x 1/4.

$$I_x = 125.7 \text{ cm}^4 > I_{\text{req}} = 114.1 \text{ cm}^4 \text{ Ok} \quad (\text{Tabla 1-12})$$

Obtención de la fuerza requerida con ayuda de la tabla 3-13.

LRFD:

$$\phi_b \cdot M_n = 1.18 \text{ ton-m}$$

$$1.18 \text{ ton-m} > 0.8 \text{ ton-m} \text{ Ok}$$

ASD:

$$\frac{M_n}{\Omega_b} = 0.79 \text{ ton-m} \quad (\text{Tabla 3-13})$$

$$0.79 \text{ ton-m} > 0.5 \text{ ton-m} \text{ Ok}$$

Ejemplo F.10: Elemento WT sometido a flexión.

Seleccionar un perfil WT ASTM A992 grado B para una viga con un claro simple de 1.8 m. La punta del vástago del perfil WT está en tensión. Las cargas nominales se conforman de una carga muerta uniforme de 0.1 ton/m y una carga viva uniforme de 0.4 ton/m. No hay límite de deflexión para el elemento. Suponer soporte lateral en toda la longitud.

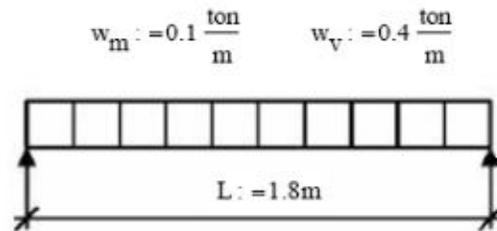


Diagrama de cargas y refuerzo en la viga
(soporte lateral en toda la longitud).

Solución:

Propiedades del material:

$$\text{Perfil WT} \quad \text{ASTM A992} \quad F_y = 3500 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \quad F_u = 4500 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \quad E = 2 \times 10^6 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

grado B

Cálculo de la resistencia por flexión requerida.

LRFD:

$$w_u = 1.2(w_m) + 1.6(w_v) = 0.76 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

$$M_u = \frac{w_u \cdot L^2}{8} = 0.3 \cdot \text{ton} \cdot \text{m}$$

ASD:

$$w_a = w_m + w_v = 0.5 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

$$M_a = \frac{w_a \cdot L^2}{8} = 0.2 \cdot \text{ton} \cdot \text{m}$$

Se propuso un perfil W 5 x 6.

Propiedades geométricas:

$$I_x = 181.1 \text{ cm}^4$$

$$Z_x = 36.1 \text{ cm}^3$$

$$S_x = 20 \text{ cm}^3$$

$$b_f = 10.1 \text{ cm}$$

(Tabla 1-8)

$$t_f = 0.5 \text{ cm}$$

$$y_c = 3.5 \text{ cm}$$

$$S_{xc} = \frac{I_x}{y_c} = 51.7 \text{ cm}^3$$

Cálculo de la resistencia nominal de flexión (M_n).

Estado límite de rendimiento ante flexión.

$$M_p = F_y Z_x \leq 1.6 M_y \text{ para vástagos en tensión.} \quad (\text{Ec. F9-2})$$

$$1.6 M_y = 1.6 F_y S_x$$

$$1.6 F_y S_x = 1.1 \text{ ton}\cdot\text{m}$$

$$M_p = F_y Z_x = 1.3 \text{ ton}\cdot\text{m} > 1.1 \text{ ton}\cdot\text{m}$$

Por lo tanto se usó.

$$M_p = 1.1 \text{ ton}\cdot\text{m}$$

$$M_n = M_p = 1.1 \text{ ton}\cdot\text{m} \quad \text{Rige} \quad (\text{Ec. F9-1})$$

Estado límite de pandeo lateral-torsional.

Debido a que el perfil WT está totalmente arriostrado y a que el vástago se encuentra en tensión, no fue necesario revisar el estado límite de pandeo lateral-torsional. Cabe señalar que si el vástago estuviera en compresión, debe revisarse la ecuación F9-4 aunque se tengan elementos totalmente arriostrados, ya que la ecuación converge al estado límite de pandeo en el alma cuando la longitud no soportada es cero. Véase el comentario de la sección F9.

Estado límite de pandeo local en el patín.

Revisión de la compacidad en el patín.

$$\lambda = \frac{b_f}{2t_f} = 10.1$$

$$\lambda_p := 0.38 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 9.1 < \lambda = 10.1 \text{ por lo tanto el patin no es compacto. (Tabla B4.1)}$$

Revisión de la esbeltez en el patin.

$$\lambda_r := 1 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 23.9 > \lambda = 10.1 \text{ por lo tanto el patin no es esbelto. (Tabla B4.1)}$$

Cálculo del esfuerzo critico por pandeo local en el patin.

Para una sección "T", con un patin no compacto, el esfuerzo critico es:

$$F_{cr} := F_y \left[1.19 - 0.5 \left(\frac{b_f}{2t_f} \right) \sqrt{\frac{F_y}{E}} \right] = 3425.602 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \quad (\text{Ec. F9-7})$$

Cálculo de la resistencia nominal de flexión.

$$M_n := F_{cr} S_{xc} = 1.8 \cdot \text{ton} \cdot \text{m} \quad \text{No rige} \quad (\text{Ec. F9-6})$$

Por lo tanto, se usó.

$$M_n = 1.1 \cdot \text{ton} \cdot \text{m}$$

Cálculo de la fuerza permisible de flexión.

LRFD:

$$\phi_b := 0.9$$

$$\phi_b \cdot M_n = 1 \cdot \text{ton} \cdot \text{m} > 0.3 \text{ton} \cdot \text{m} \quad \text{Ok}$$

ASD:

$$\Omega_b := 1.67$$

$$\frac{M_n}{\Omega_b} = 0.7 \cdot \text{ton} \cdot \text{m} > 0.2 \text{ton} \cdot \text{m} \quad \text{Ok}$$

Ejemplo F.11: Ángulo simple sometido a flexión.

Seleccionar un ángulo simple ASTM A36 para un claro simple de 1.8 m. La pierna vertical del ángulo simple está abajo y la punta se encuentra en tensión. Las cargas nominales se conforman de una carga muerta uniforme de 0.1 ton/m y una carga viva uniforme de 0.2 ton/m. No hay límite de deflexión para el ángulo. De manera conservadora suponga $C_b = 1$. Considere flexión respecto al eje geométrico x-x y que no hay restricción ante el desplazamiento lateral-torsional.

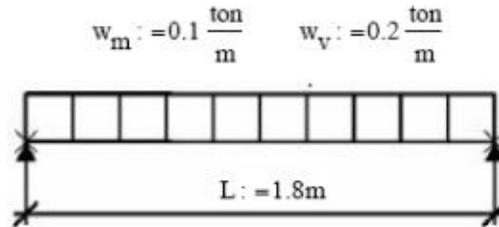


Diagrama de cargas y refuerzo en la viga (arriostrada solamente en los extremos).

Solución:

Propiedades del material:

Ángulo simple ASTM A36 $F_y = 2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$ $F_u = 4000 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$ $E = 2 \times 10^6 \cdot \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$

Cálculo de la resistencia por flexión requerida.

LRFD:

$$w_u = 1.2(w_m) + 1.6(w_v) = 0.44 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

$$M_u = \frac{w_u \cdot L^2}{8} = 0.2 \cdot \text{ton} \cdot \text{m}$$

ASD:

$$w_a = w_m + w_v = 0.3 \cdot \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

$$M_a = \frac{w_a \cdot L^2}{8} = 0.1 \cdot \text{ton} \cdot \text{m}$$

Se propuso un elemento L 4 x 4 x 1/4.

Propiedades geométricas:

$$b = 10.2 \text{cm}$$

$$t = 0.6 \text{cm}$$

$$S_x = 16.9 \text{cm}^3$$

(Tabla 1-7)

$$S_z = 6.9 \text{ cm}^3$$

Cálculo de la resistencia nominal de flexión (M_n).

Para todos los cálculos, M_y se consideró como 0.8 veces el momento de rendimiento calculado empleando el módulo de sección geométrico.

$$M_y = 0.8 \cdot S_x \cdot F_y = 0.3 \cdot \text{ton} \cdot \text{m}$$

Estado límite de rendimiento ante flexión.

$$M_n = 1.5 \cdot M_y = 0.5 \cdot \text{ton} \cdot \text{m} \quad \text{Rige} \quad (\text{Ec. F10-1})$$

Estado límite de pandeo lateral-torsional.

Determinación de M_e .

Para pandeo respecto a uno de los ejes geométricos de un ángulo de piernas iguales sin restricción lateral-torsional continua y con tensión máxima en la punta, se usa la ecuación F10-4b.

$$M_e = \frac{0.66 \cdot E \cdot b^4 \cdot C_b}{L^2} \cdot \left[\sqrt{1 + 0.78 \left(\frac{L \cdot t}{b^2} \right)^2} + 1 \right] = 6.2 \cdot \text{ton} \cdot \text{m} > M_y = 0.3 \cdot \text{ton} \cdot \text{m} \quad (\text{Ec. F10-4b})$$

Por lo tanto, la ecuación F10-3 es aplicable.

$$M_n = \left(1.92 - 1.17 \sqrt{\frac{M_y}{M_e}} \right) M_y \leq 1.5 M_y \quad (\text{Ec. F10-3})$$

$$M_n = \left(1.92 - 1.17 \sqrt{\frac{M_y}{M_e}} \right) M_y = 0.6 \cdot \text{ton} \cdot \text{m} > 1.5 M_y = 0.5 \cdot \text{ton} \cdot \text{m}$$

Por lo tanto.

$$M_n = 0.5 \cdot \text{ton} \cdot \text{m}$$

LRFD:

$$\phi_b = 0.9$$

$$\phi_b \cdot M_n = 0.5 \cdot \text{ton} \cdot \text{m} > 0.2 \text{ton} \cdot \text{m} \quad \text{Ok}$$

ASD:

$$\Omega_b = 1.67$$

$$\frac{M_n}{\Omega_b} = 0.3 \cdot \text{ton} \cdot \text{m} > 0.1 \text{ton} \cdot \text{m} \quad \text{Ok}$$

Nota:

En este ejemplo se supuso que la punta de la pierna vertical del elemento estaba en tensión. Si la punta de la pierna sobresaliente se encontrara en compresión, como en este ejemplo, el estado límite de pandeo local en la pierna deberá revisarse.

El diseñador también debe considerar la posibilidad de que la condición de extremos restringidos para un ángulo simple podría ocasionar accidentalmente que la pierna saliente se encuentre sometida a compresión.

Ejemplo F.12: Barra de sección rectangular con pandeo en el eje fuerte.

Seleccionar una barra de sección rectangular ASTM A36 para un claro de 3.7 m. La barra está restringida en los extremos y en el centro del claro. Conservadoramente usar $C_b = 1$. Limitar el peralte del elemento a 12.7 cm. Las cargas nominales son el total de una carga muerta uniforme de 0.7 ton/m y una carga viva uniforme de 2 ton/m.

$$w_m = 0.7 \frac{\text{ton}}{\text{m}} \quad w_v = 2 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

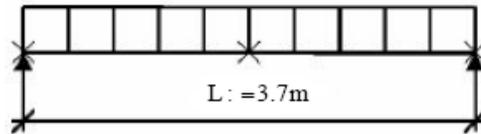


Diagrama de cargas y arriostamiento en la viga (arriostada en los extremos y en el centro).

Solución:

Propiedades del material:

Barra rectangular ASTM A36 $F_y = 2530 \cdot \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$ $F_u = 4000 \cdot \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$ $E = 2 \times 10^6 \cdot \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$

Cálculo de la resistencia por flexión requerida.

LRFD:

$$w_u = 1.2(w_m) + 1.6(w_v) = 4 \cdot \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

$$M_u = \frac{w_u \cdot L^2}{8} = 6.9 \cdot \text{ton} \cdot \text{m}$$

ASD:

$$w_a = w_m + w_v = 2.7 \cdot \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

$$M_a = \frac{w_a \cdot L^2}{8} = 4.6 \cdot \text{ton} \cdot \text{m}$$

Se propuso una barra de 12.7 cm x 7.6 cm (5 in x 3 in).

Propiedades geométricas:

$$b = 7.6 \text{ cm}$$

$$d = 12.7 \text{ cm}$$

$$t = 7.6 \text{ cm}$$

$$S_x = \frac{b \cdot d^2}{6} = 204.3 \cdot \text{cm}^3$$

$$Z_x = \frac{b \cdot d^2}{4} = 306.5 \cdot \text{cm}^3$$

Cálculo de la resistencia nominal de flexión (M_n).

Estado límite de rendimiento ante flexión.

Revisión del límite.

$$K = 0.5$$

$$L_b = K \cdot L = 1.9 \cdot \text{m}$$

$$\frac{L_b \cdot d}{t^2} \leq \frac{0.08E}{F_y}$$

$$\frac{L_b \cdot d}{t^2} = 40.7 < \frac{0.08E}{F_y} = 63.2 \quad \text{por lo tanto, el estado límite de rendimiento aplica.}$$

$$M_n = M_p = F_y \cdot Z_x \leq 1.6M_y \quad (\text{Ec. F11-1})$$

$$1.6M_y = 1.6F_y \cdot S_x$$

$$1.6 \cdot F_y \cdot S_x = 8.3 \cdot \text{ton} \cdot \text{m}$$

$$M_p = F_y \cdot Z_x = 7.8 \cdot \text{ton} \cdot \text{m} < 8.3 \cdot \text{ton} \cdot \text{m}$$

Por lo tanto se usó.

$$M_p = 7.8 \cdot \text{ton} \cdot \text{m}$$

$$M_n = M_p = 7.8 \cdot \text{ton} \cdot \text{m}$$

Estado límite de pandeo lateral-torsional.

Como se calculó arriba, $\frac{I_b \cdot d}{t^2} \leq \frac{0.08E}{F_y}$, por lo tanto, no aplica el estado límite de pandeo lateral-torsional.

LRFD:

$$\phi_b = 0.9$$

$$\phi_b \cdot M_n = 7 \cdot \text{ton} \cdot \text{m} > 6.9 \text{ton} \cdot \text{m} \quad \text{Ok}$$

ASD:

$$\Omega_b = 1.67$$

$$\frac{M_n}{\Omega_b} = 4.6 \cdot \text{ton} \cdot \text{m} = 4.6 \text{ton} \cdot \text{m} \quad \text{Ok}$$

Ejemplo F.13: Barra de sección circular sometida a pandeo.

Seleccionar una barra de sección circular ASTM A36 para salvar un claro de 0.8 m. La barra no está arriostrada. Asumir que $C_b = 1$. Limitar el diámetro a 5.1 cm. Las cargas nominales se conforman de una carga muerta concentrada de 0.05 ton y una carga viva concentrada de 0.1 ton en el centro del claro. El peso de la barra es despreciable.

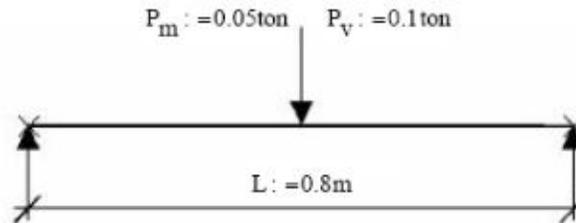


Diagrama de cargas y arriostramiento en la viga (arriostrada solamente en los extremos).

Solución:

Propiedades del material:

Barra circular ASTM A36 $F_y = 2530 \cdot \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$ $F_u = 4000 \cdot \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$ $E = 2 \times 10^6 \cdot \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$

Cálculo de la resistencia por flexión requerida.

LRFD:

$$P_u = 1.2(P_m) + 1.6(P_v) = 0.22 \cdot \text{ton}$$

$$M_u = \frac{P_u \cdot L}{4} = 0.04 \cdot \text{ton} \cdot \text{m}$$

ASD:

$$P_a = P_m + P_v = 0.15 \cdot \text{ton}$$

$$M_a = \frac{P_a \cdot L}{4} = 0.03 \cdot \text{ton} \cdot \text{m}$$

Se propuso una barra con un diámetro de 2.54 cm (1 in).

Propiedades geométricas:

$$d = 2.54 \text{ cm}$$

$$t = 7.6 \text{ cm}$$

$$S_x = \frac{\pi \cdot d^3}{32} = 1.6 \cdot \text{cm}^3$$

$$Z_x = \frac{d^3}{6} = 2.7 \cdot \text{cm}^3$$

Cálculo de la resistencia nominal de flexión (M_n).

Estado límite de rendimiento ante flexión.

$$M_n = M_p = F_y Z_x \leq 1.6 M_y \quad (\text{Ec. F11-1})$$

$$1.6 M_y = 1.6 F_y S_x$$

$$1.6 \cdot F_y \cdot S_x = 0.065 \cdot \text{ton} \cdot \text{m}$$

$$F_y Z_x = 0.069 \cdot \text{ton} \cdot \text{m} > 0.065 \text{ton} \cdot \text{m}$$

Por lo tanto.

$$M_n = 0.065 \cdot \text{ton} \cdot \text{m}$$

Estado límite de pandeo lateral-torsional.

Este estado límite no necesita considerarse para secciones circulares.

Cálculo de la fuerza de flexión permisible.

LRFD:

$$\phi_b = 0.9$$

$$\phi_b \cdot M_n = 0.06 \cdot \text{ton} \cdot \text{m} > 0.04 \text{ton} \cdot \text{m} \quad \text{Ok}$$

ASD:

$$\Omega_b = 1.67$$

$$\frac{M_n}{\Omega_b} = 0.04 \cdot \text{ton} \cdot \text{m} > 0.03 \text{ton} \cdot \text{m} \quad \text{Ok}$$

Ejemplo F.14: Perfil Z asimétrico con pandeo en el eje fuerte.

Determinar la fuerza permisible del perfil Z ASTM A36 mostrado, para una viga con un claro simple de 5.5 m. El perfil Z está arriostrado en una longitud de 1.8 m a partir del centro. Suponer $C_b = 1$. Las cargas nominales se conforman de una carga muerta uniforme de 0.04 ton/m y una carga viva uniforme de 0.1 ton/m. El perfil de la viga se muestra abajo.

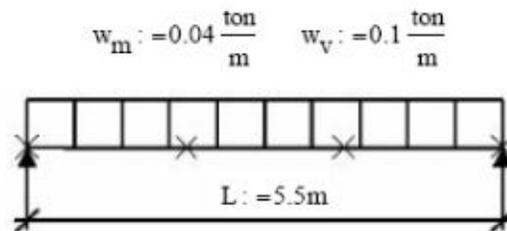
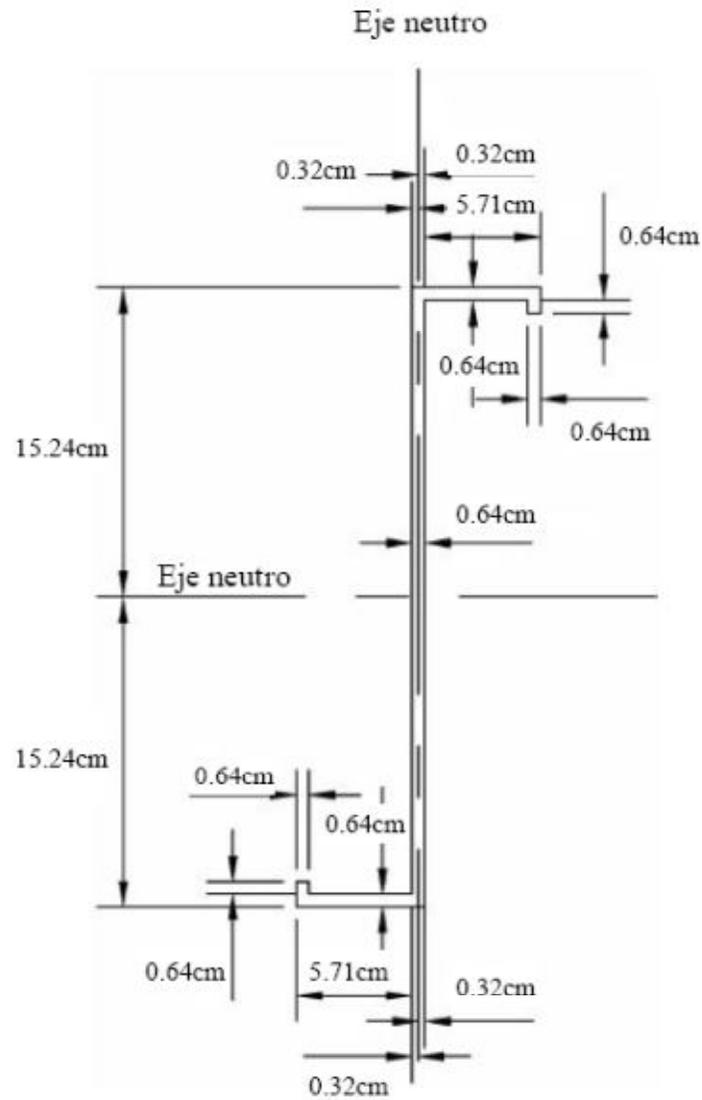


Diagrama de cargas y arriostramiento en la viga
(arriostrada en los extremos y tercios).



Solución:

Propiedades del material:

Perfil Z ASTM A36 $F_y = 2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$ $F_u = 4000 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$ $E = 2 \times 10^6 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$

Propiedades geométricas:

$b_f = 6.4 \text{ cm}$

$h = 29.2 \text{ cm}$

$t_w = 0.64 \text{ cm}$

$t_f = t_w = 0.64 \text{ cm}$

$$A : = 2(6.35\text{cm})(t_f) + 2(0.635\text{cm})(t_f) + (29.21\text{cm})(t_w) = 27.6 \cdot \text{cm}^2$$

$$I_x = 2 \left[\frac{(0.64\text{cm})(t_f)^3}{12} + (0.64\text{cm})(t_f) \left[\left(15.24 - 0.64 - \frac{0.635}{2} \right) \text{cm} \right]^2 \right] \\ + 2 \left[\frac{(6.4\text{cm})(t_f)^3}{12} + (6.4\text{cm})(t_f) \left[\left(15.24 - \frac{0.64}{2} \right) \cdot \text{cm} \right]^2 \right] + \frac{(t_w)(h)^3}{12}$$

$$I_x = 3318.8 \cdot \text{cm}^4$$

$$y : = 15.24\text{cm}$$

$$S_x : = \frac{I_x}{y} = 217.8 \cdot \text{cm}^3$$

$$I_y = 2 \left[\frac{(t_f)(0.64\text{cm})^3}{12} + (0.64\text{cm})(t_f) [(6.4 - 0.64)\text{cm}]^2 \right] \\ + 2 \left[\frac{(t_f)(6.4\text{cm})^3}{12} + (6.4\text{cm})(t_f) \left[\left(\frac{6.4 - 0.64}{2} \right) \cdot \text{cm} \right]^2 \right] + \frac{(h)(t_w)^3}{12}$$

$$I_y = 123.8 \cdot \text{cm}^4$$

$$r_y : = \sqrt{\frac{I_y}{A}} = 2.1 \cdot \text{cm}$$

$$r_{ts} : = \frac{b_f}{\sqrt{12 \left(1 + \frac{h \cdot t_w}{6 \cdot b_f \cdot t_f} \right)}} = 1.4 \cdot \text{cm}$$

Cálculo de la resistencia ante flexión requerida.

LRFD:

$$w_u : = 1.2(w_m) + 1.6(w_v) = 0.21 \cdot \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

$$M_u : = \frac{w_u \cdot L^2}{8} = 0.8 \cdot \text{ton} \cdot \text{m}$$

ASD:

$$w_a : = w_m + w_v = 0.14 \cdot \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

$$M_a : = \frac{w_a \cdot L^2}{8} = 0.5 \cdot \text{ton} \cdot \text{m}$$

Estado limite de rendimiento ante flexión.

$$F_n : = F_y = 2530 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \quad (\text{Ec. F12-2})$$

$$M_n : = F_n \cdot S_x = 5.5 \cdot \text{ton} \cdot \text{m} \quad (\text{Ec. F12-1})$$

Estado limite de pandeo local.

No hay disposiciones específicas para el pandeo local en perfiles Z dentro del AISC. Por eso se usaron las disposiciones para canales laminados de la tabla B4.1 del AISC.

Revisión de la esbeltez en los patines.

Despreciando de forma conservadora el doblez del extremo:

$$\lambda : = \frac{b_f}{t_f} = 10$$

$$\lambda_p : = 0.38 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 10.7 > \lambda = 10 \quad \text{por lo tanto el patín es compacto. (Tabla B4.1)}$$

Revisión de la esbeltez en el alma.

$$\lambda : = \frac{h}{t_w} = 45.6$$

$$\lambda_p : = 3.76 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 105.7 > \lambda = 45.6 \quad \text{por lo tanto el alma es compacta (Tabla B4.1)}$$

Por lo tanto, el estado limite para pandeo local no aplica.

Estado limite de pandeo lateral-torsional.

Por las notas para el usuario de la sección F12, se tomó el esfuerzo crítico de pandeo lateral-torsional como la mitad del correspondiente al canal equivalente.

Cálculo de los límites para la longitud no soportada.

Para el arriostramiento en una longitud de 1.8 m a partir del centro.

$$L_b : = 1.8 \text{m}$$

$$L_p : = 1.76 \cdot r_y \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 104.7 \cdot \text{cm} < L_b = 180 \cdot \text{cm} \quad (\text{Ec. F2-5})$$

$$L_r = 1.95r_{ts} \cdot \left(\frac{E}{0.7F_y} \right) \cdot \sqrt{\frac{J_c}{S_x \cdot h_o}} \cdot \sqrt{1 + \sqrt{1 + 6.76 \left(\frac{0.7F_y \cdot S_x \cdot h_o}{E \cdot J_c} \right)^2}} \quad (\text{Ec. F2-6})$$

Por las notas para el usuario de la sección F2, el término de la raíz cuadrada en la ecuación F2-4 puede considerarse igual a 1 de forma conservadora, por lo tanto.

$$L_r = \pi \cdot r_{ts} \cdot \sqrt{\frac{E}{0.7 \cdot F_y}} = 147 \cdot \text{cm} < L_b = 180 \cdot \text{cm}$$

Cálculo de la mitad del esfuerzo crítico de pandeo lateral-torsional correspondiente al canal equivalente.

$L_b > L_r$, por lo tanto.

$$F_{cr} = (0.5) \cdot \frac{C_b \cdot \pi^2 \cdot E}{\left(\frac{L_b}{r_{ts}} \right)^2} \cdot \sqrt{1 + 0.078 \left(\frac{J_c}{S_x \cdot h_o} \right) \left(\frac{L_b}{r_{ts}} \right)^2} \quad (\text{Ec. F2-4})$$

Conservadoramente tomando el término de la raíz cuadrada como 1.

$$C_b = 1$$

$$F_{cr} = (0.5) \cdot \frac{C_b \cdot \pi^2 \cdot E}{\left(\frac{L_b}{r_{ts}} \right)^2} = 590.6 \cdot \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$F_n = F_{cr} \leq F_y \quad (\text{Ec. F12-3})$$

$$F_{cr} = 590.6 \cdot \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} < F_y = 2530 \cdot \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \quad \text{Ok}$$

$$M_n = F_n \cdot S_x = 1.3 \cdot \text{ton} \cdot \text{m} \quad \text{Rige} \quad (\text{Ec. F12-1})$$

Cálculo de la fuerza permisible.

LRFD:

$$\phi_b = 0.9$$

$$\phi_b \cdot M_n = 1.2 \cdot \text{ton} \cdot \text{m} > 0.8 \text{ton} \cdot \text{m} \quad \text{Ok}$$

ASD:

$$\Omega_b = 1.67$$

$$\frac{M_n}{\Omega_b} = 0.8 \cdot \text{ton} \cdot \text{m} > 0.5 \text{ton} \cdot \text{m} \quad \text{Ok}$$

4.5 - Elementos sometidos a fuerzas combinadas

Ejemplo H.1a: Perfil W sujeto a una combinación de compresión y flexión respecto a ambos ejes (marco reforzado).

Verificar si un perfil W 14 x 99 posee una fuerza permisible suficiente para soportar las fuerzas axiales y momentos enlistados abajo, obtenidos de un análisis de segundo orden que incluye los efectos P- δ . La longitud no soportada es de 4.3 m y el elemento tiene extremos articulados. $KL_x = KLy = L_b = 4.3$ m.

LRFD:

$$P_u : = 181 \text{ ton}$$

$$M_{ux} : = 34.6 \text{ ton-m}$$

$$M_{uy} : = 11.1 \text{ ton-m}$$

ASD:

$$P_a : = 121 \text{ ton}$$

$$M_{ax} : = 23.1 \text{ ton-m}$$

$$M_{ay} : = 7.4 \text{ ton-m}$$

Solución:

Propiedades del material:

$$\text{W 14 x 99} \quad \text{ASTM A992} \quad F_y : = 3500 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \quad F_u : = 4500 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Obtención de los parámetros para fuerzas combinadas de la tabla 6-1.

LRFD:

$$p_1 : = \frac{1.95}{10^3} \text{ para } 4.3 \text{ m}$$

$$b_{x1} : = \frac{9.98}{10^3} \text{ para } 4.3 \text{ m}$$

$$b_{y1} : = \frac{20.6}{10^3} \text{ ton-m}$$

ASD:

$$p_2 : = \frac{2.93}{10^3} \text{ para } 4.3 \text{ m}$$

$$b_{x2} : = \frac{15.04}{10^3} \text{ para } 4.3 \text{ m (Tabla 6-1)}$$

$$b_{y2} : = \frac{31}{10^3} \text{ ton-m}$$

Revisión del límite para la ecuación H1-1a.

$$\phi_c \cdot P_n = 512.6 \text{ ton}$$

$$\frac{P_u}{\phi_c \cdot P_n} = \frac{181 \text{ ton}}{512.6 \text{ ton}}$$

$$\frac{181 \text{ ton}}{512.6 \text{ ton}} = 0.35$$

Ya que $\frac{P_u}{\phi_c \cdot P_n} > 0.2$

$$p_1 \cdot P_u + b_{x1} \cdot M_{ux} + b_{y1} \cdot M_{uy} \leq 1$$

$$p_1 \cdot P_u + b_{x1} \cdot M_{ux} + b_{y1} \cdot M_{uy} = 0.93 < 1 \text{ Ok}$$

Revisión del límite para la ecuación H1-1a.

$$\frac{P_n}{\Omega_c} = 340.7 \text{ ton} \quad (\text{Tabla 4-1})$$

$$\frac{P_u}{\frac{P_n}{\Omega_c}} = \frac{121 \text{ ton}}{340.7 \text{ ton}}$$

$$\frac{121 \text{ ton}}{340.7 \text{ ton}} = 0.36$$

Ya que $\frac{P_u}{\frac{P_n}{\Omega_c}} > 0.2$

$$p_2 \cdot P_u + b_{x2} \cdot M_{ax} + b_{y2} \cdot M_{ay} \leq 1$$

$$p_2 \cdot P_u + b_{x2} \cdot M_{ax} + b_{y2} \cdot M_{ay} = 0.93 < 1 \text{ Ok}$$

La tabla 6.1 simplifica el cálculo de la ecuación H1-1a y H1-1b. Una aplicación directa de estas ecuaciones se muestra en el ejemplo H.2.

Ejemplo H.1b: Columna con perfil W sujeta a una combinación de compresión y momento flexionante respecto a ambos ejes (marco reforzado).

Verificar si un perfil W 14 x 99 posee una fuerza permisible suficiente para soportar las fuerzas axiales y momentos enlistados abajo, obtenidos de un análisis de segundo orden que incluye dichos efectos. La longitud no soportada es de 4.3 m y el elemento tiene extremos articulados. $KL_x = KLy = L_b = 4.3$ m.

LRFD:

$$P_u = 181 \cdot \text{ton}$$

$$M_{ux} = 34.6 \cdot \text{ton} \cdot \text{m}$$

$$M_{uy} = 11.1 \cdot \text{ton} \cdot \text{m}$$

ASD:

$$P_a = 121 \cdot \text{ton}$$

$$M_{ax} = 23.1 \cdot \text{ton} \cdot \text{m}$$

$$M_{ay} = 7.4 \cdot \text{ton} \cdot \text{m}$$

Solución:

Propiedades del material:

$$W 14 \times 99 \quad \text{ASTM A992} \quad F_y = 3500 \cdot \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \quad F_u = 4500 \cdot \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Obtención de los parámetros para fuerzas combinadas de las tablas del AISC.

LRFD:

$$\text{Para } KLy = 4.3 \text{ m.}$$

$$P_{c1} = \phi_c \cdot P_n = 512.6 \text{ ton}$$

$$\text{Para } L_b = 4.3 \text{ m.}$$

$$M_{cx1} = \phi \cdot M_{nx} = 88.8 \text{ ton} \cdot \text{m}$$

$$M_{cy1} = \phi \cdot M_{ny} = 43 \text{ ton} \cdot \text{m}$$

$$M_{cy1} : = 43 \text{ ton} \cdot \text{m}$$

ASD:

$$\text{Para } KLy = 4.3 \text{ m.}$$

$$P_{c2} = \frac{P_n}{\Omega_c} = 340.7 \text{ ton} \quad (\text{Tabla 4-1})$$

$$\text{Para } L_b = 4.3 \text{ m.}$$

$$M_{cx2} = \frac{M_{nx}}{\Omega} = 59.2 \text{ ton} \cdot \text{m} \quad (\text{Tabla 3-10})$$

$$M_{cy2} = \frac{M_{ny}}{\Omega} = 28.6 \text{ ton} \cdot \text{m} \quad (\text{Tabla 3-2})$$

$$M_{cy2} : = 28.6 \text{ ton} \cdot \text{m}$$

$$\frac{P_u}{\phi_c \cdot P_n} = \frac{181 \text{ ton}}{512.6 \text{ ton}}$$

$$\frac{181 \text{ ton}}{512.6 \text{ ton}} = 0.35$$

Ya que $\frac{P_u}{\phi_c \cdot P_n} > 0.2$

Se usó la ecuación H1.1a.

$$P_{r1} : = P_u = 181 \cdot \text{ton}$$

$$M_{rx1} : = M_{ux} = 34.6 \cdot \text{ton} \cdot \text{m}$$

$$M_{ry1} : = M_{uy} = 11.1 \cdot \text{ton} \cdot \text{m}$$

$$\frac{P_{r1}}{P_{c1}} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{rx1}}{M_{cx1}} + \frac{M_{ry1}}{M_{cy1}} \right) \leq 1$$

$$\frac{P_{r1}}{P_{c1}} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{rx1}}{M_{cx1}} + \frac{M_{ry1}}{M_{cy1}} \right) = 0.93 < 1 \text{ Ok}$$

$$\frac{P_u}{\frac{P_n}{\Omega_c}} = \frac{121 \text{ ton}}{340.7 \text{ ton}}$$

$$\frac{121 \text{ ton}}{340.7 \text{ ton}} = 0.36$$

Ya que $\frac{P_u}{\frac{P_n}{\Omega_c}} > 0.2$

Se usó la ecuación H1.1a.

$$P_{r2} : = P_a = 121 \cdot \text{ton}$$

$$M_{rx2} : = M_{ax} = 23.1 \cdot \text{ton} \cdot \text{m}$$

$$M_{ry2} : = M_{ay} = 7.4 \cdot \text{ton} \cdot \text{m}$$

$$\frac{P_{r2}}{P_{c2}} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{rx2}}{M_{cx2}} + \frac{M_{ry2}}{M_{cy2}} \right) \leq 1 \text{ (Ec. H1-1a)}$$

$$\frac{P_{r2}}{P_{c2}} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{rx2}}{M_{cx2}} + \frac{M_{ry2}}{M_{cy2}} \right) = 0.93 < 1 \text{ Ok}$$

Ejemplo H.2: Columna con perfil W sujeta a una combinación de compresión y momento flexionante respecto a ambos ejes (sección H2 del AISC).

Verificar si el perfil W 14 x 99 mostrado en el ejemplo H.1 posee una fuerza permisible suficiente para soportar las fuerzas axiales y momentos enlistados abajo, usando la sección H2.1 del AISC. Este ejemplo se incluye ante todo para ilustrar el uso de la sección H2 del AISC. $KL_x = KL_y = L_b = 4.3$ m.

LRFD:

$$P_u = 181 \cdot \text{ton}$$

$$M_{ux} = 34.6 \cdot \text{ton} \cdot \text{m}$$

$$M_{uy} = 11.1 \cdot \text{ton} \cdot \text{m}$$

ASD:

$$P_a = 121 \cdot \text{ton}$$

$$M_{ax} = 23.1 \cdot \text{ton} \cdot \text{m}$$

$$M_{ay} = 7.4 \cdot \text{ton} \cdot \text{m}$$

Solución:

Propiedades del material:

$$\text{W 14 x 99} \quad \text{ASTM A992} \quad F_y = 3500 \cdot \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \quad F_u = 4500 \cdot \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Propiedades geométricas:

$$A = 187.7 \text{cm}^2$$

$$S_x = 2572.8 \text{cm}^3$$

$$S_y = 904.6 \text{cm}^3$$

(Tabla 1-1)

Cálculo de los esfuerzos requeridos por flexión y carga axial.

LRFD:

$$f_{a1} = \frac{P_u}{A} = 9643 \cdot \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

$$f_{bw1} = \frac{M_{ux}}{S_x} = 13448.4 \cdot \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

ASD:

$$f_{a2} = \frac{P_a}{A} = 6446.5 \cdot \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

$$f_{bw2} = \frac{M_{ax}}{S_x} = 8978.5 \cdot \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

$$f_{bz1} = \frac{M_{uy}}{S_y} = 12270.6 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

$$f_{bz2} = \frac{M_{ay}}{S_y} = 8180.4 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

Cálculo de los esfuerzos permisibles por flexión y carga axial a partir de las fuerzas permisibles del ejemplo H.1b.

LRFD:

$$F_{a1} = \phi_c \cdot F_{cr} = \frac{\phi_c \cdot P_n}{A} = \frac{512.6 \text{ton}}{187.7 \text{cm}^2}$$

$$F_{a1} = \frac{512.6 \text{ton}}{187.7 \text{cm}^2} = 27309.5 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

$$F_{bw1} = \frac{\phi_b \cdot M_{nx}}{S_x} = \frac{88.8 \text{ton} \cdot \text{m}}{2572.8 \text{cm}^3}$$

$$F_{bw1} = \frac{88.8 \text{ton} \cdot \text{m}}{2572.8 \text{cm}^3} = 34514.9 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

$$F_{bz1} = \frac{\phi_b \cdot M_{ny}}{S_y} = \frac{43 \text{ton} \cdot \text{m}}{904.6 \text{cm}^3}$$

$$F_{bz1} = \frac{43 \text{ton} \cdot \text{m}}{904.6 \text{cm}^3} = 47534.8 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

ASD:

$$F_{a2} = \frac{F_{cr}}{\Omega_c} = \frac{P_n}{\Omega_c \cdot A} = \frac{340.7 \text{ton}}{187.7 \text{cm}^2}$$

$$F_{a2} = \frac{340.7 \text{ton}}{187.7 \text{cm}^2} = 18151.3 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

$$F_{bw2} = \frac{M_{nx}}{\Omega_b \cdot S_x} = \frac{59.2 \text{ton} \cdot \text{m}}{2572.8 \text{cm}^3}$$

$$F_{bw2} = \frac{59.2 \text{ton} \cdot \text{m}}{2572.8 \text{cm}^3} = 23010 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

$$F_{bz2} = \frac{M_{ny}}{\Omega_b \cdot S_y} = \frac{28.6 \text{ton} \cdot \text{m}}{904.6 \text{cm}^3}$$

$$F_{bz2} = \frac{28.6 \text{ton} \cdot \text{m}}{904.6 \text{cm}^3} = 31616.2 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

Como se muestra en el cálculo del F_{bz} para el LRFD arriba, el esfuerzo permisible de flexión puede exceder el esfuerzo de rendimiento en los casos donde la fuerza permisible está regida por el rendimiento y la fuerza de rendimiento es calculada usando el módulo de sección plástico.

Cálculo de la relación de esfuerzos combinados.

LRFD:

$$\left| \frac{f_a}{F_a} + \frac{f_{bw}}{F_{bw}} + \frac{f_{bz}}{F_{bz}} \right| \leq 1$$

$$\left| \frac{f_{a1}}{F_{a1}} + \frac{f_{bw1}}{F_{bw1}} + \frac{f_{bz1}}{F_{bz1}} \right| = 1 = 1 \quad \text{Ok}$$

ASD:

$$\left| \frac{f_a}{F_a} + \frac{f_{bw}}{F_{bw}} + \frac{f_{bz}}{F_{bz}} \right| \leq 1 \quad (\text{Ec. H2-1})$$

$$\left| \frac{f_{a2}}{F_{a2}} + \frac{f_{bw2}}{F_{bw2}} + \frac{f_{bz2}}{F_{bz2}} \right| = 1 = 1 \quad \text{Ok}$$

Una comparación de estos resultados con los del ejemplo H.1 muestra que la ecuación H1-1a produce valores menos conservadores que la ecuación H2-1 cuando se permite su uso.

Nota:

Esta revisión está hecha en un punto. El diseñador debe por lo tanto seleccionar que punto a lo largo de la longitud es crítico, o revisar diversos puntos si es que el punto crítico no puede ser determinado fácilmente.

Ejemplo H.3: Perfil W sometido a una combinación de flexión y carga axial de tensión.

Seleccionar un perfil W ASTM A992 con un peralte nominal de 35.56 cm (14 in) para soportar fuerzas nominales de 13 ton para el caso de carga muerta y 40 ton para el caso de carga viva en tensión axial, así como los siguientes momentos nominales.

$$M_{xm} = 4.4 \text{ ton-m} \quad M_{xv} = 13.3 \text{ ton-m}$$

$$M_{ym} = 1.6 \text{ ton-m} \quad M_{yv} = 4.7 \text{ ton-m}$$

La longitud no soportada es de 9 m y los extremos están articulados. Suponer que las conexiones están hechas sin agujeros.

Solución:

Propiedades del material:

$$\text{ASTM A992} \quad F_y = 3500 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \quad F_u = 4500 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \quad E = 2 \times 10^6 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Cálculo de la resistencia requerida.

LRFD:

$$P_u = 1.2(P_m) + 1.6(P_v) = 79.6 \text{ ton}$$

$$M_{ux} = 1.2(M_{xm}) + 1.6(M_{xv}) = 26.6 \text{ ton-m}$$

$$M_{uy} = 1.2(M_{ym}) + 1.6(M_{yv}) = 9.4 \text{ ton-m}$$

ASD:

$$P_a = P_m + P_v = 53 \text{ ton}$$

$$M_{ax} = M_{xm} + M_{xv} = 17.7 \text{ ton-m}$$

$$M_{ay} = M_{ym} + M_{yv} = 6.3 \text{ ton-m}$$

Revisión de si un perfil W 14 x 82 tiene la fuerza permisible suficiente.

Propiedades geométricas:

$$A_g = 154.8 \text{ cm}^2$$

$$S_x = 2015.6 \text{ cm}^3$$

$$S_y = 480.1 \text{ cm}^3$$

$$Z_x = 2277.8 \text{ cm}^3$$

(Tablas 1-1 y 3-2)

$$Z_y : = 734.1 \text{ cm}^3$$

$$I_y : = 6160.2 \text{ cm}^4$$

$$L_p : = 2.7 \text{ m}$$

$$L_r : = 10.1 \text{ m}$$

Cálculo de la resistencia nominal bruta de tensión.

$$P_n : = F_y \cdot A_g = 541.8 \text{ ton} \quad (\text{Ec. D2-1})$$

Cabe señalar que para un elemento con agujeros, la resistencia de ruptura en dicho elemento debe calcularse además empleando la ecuación D2-2.

Cálculo de la resistencia nominal de flexión para pandeo respecto al eje x-x.

Estado límite de rendimiento.

$$M_{nx} = M_p \quad M_p : = F_y \cdot Z_x = 79.7 \text{ ton}\cdot\text{m} \quad (\text{Ec. F2-1})$$

Estado límite de pandeo lateral-torsional.

$$L_b : = 9 \text{ m}$$

Ya que $L_p < L_b < L_r$, aplica la ecuación F2-2.

Cálculo del factor de modificación para el pandeo lateral-torsional.

De la tabla 3-1 del AISC, $C_b = 1.14$, sin considerar los efectos benéficos de la fuerza de tensión. Sin embargo, C_b puede incrementar su valor debido a que la columna se encuentra bajo tensión axial.

$$P_{ey} : = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_y}{L_b^2} = 150.1 \text{ ton}$$

LRFD:

$$\sqrt{1 + \frac{P_u}{P_{ey}}} = 1.24$$

ASD:

$$\sqrt{1 + \frac{1.5P_a}{P_{ey}}} = 1.24$$

$$C_b = 1.24(1.14) = 1.41$$

$$M_n = C_b \left[M_p - (M_p - 0.7F_y S_x) \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] \leq M_p \quad (\text{Ec. F2-2})$$

$$M_n = C_b \left[M_p - (M_p - 0.7F_y S_x) \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] = 76.2 \cdot \text{ton} \cdot \text{m} < M_p = 79.7 \cdot \text{ton} \cdot \text{m}$$

Por lo tanto se usó:

$$M_{nx} = -M_n = 76.2 \cdot \text{ton} \cdot \text{m} \quad \text{Rige}$$

Estado límite de pandeo local.

De acuerdo a la tabla 1-1, la sección transversal es compacta para $F_y = 3500 \text{ kg/cm}^2$; por lo tanto, el estado límite para pandeo local no aplica.

Cálculo de la resistencia nominal de flexión de pandeo respecto al eje y-y.

Estado límite de rendimiento.

Ya que el perfil W 14 x 82 tiene patines compactos, solo el estado límite de rendimiento aplica.

$$M_{ny} = M_p = F_y Z_y \leq 1.6 F_y S_y \quad (\text{Ec. F6-1})$$

$$M_{ny} = F_y Z_y = 25.7 \cdot \text{ton} \cdot \text{m} < 1.6 F_y S_y = 26.9 \cdot \text{ton} \cdot \text{m}$$

Por lo tanto se usó:

$$M_{ny} = 25.7 \cdot \text{ton} \cdot \text{m}$$

LRFD:

$$\phi_b = \phi_t = 0.9$$

$$P_{c1} = \phi_t \cdot P_n = 487.6 \cdot \text{ton}$$

ASD:

$$\Omega_b = \Omega_t = 1.67$$

$$P_{c2} = \frac{P_n}{\Omega_t} = 324.4 \cdot \text{ton}$$

$$M_{cx1} := \phi_b \cdot M_{nx} = 68.6 \text{ ton}\cdot\text{m}$$

$$M_{cx2} := \frac{M_{nx}}{\Omega_b} = 45.6 \text{ ton}\cdot\text{m}$$

$$M_{cy1} := \phi_b \cdot M_{ny} = 23.1 \text{ ton}\cdot\text{m}$$

$$M_{cy2} := \frac{M_{ny}}{\Omega_b} = 15.4 \text{ ton}\cdot\text{m}$$

Revisión del límite para la ecuación H1-1a.

LRFD:

$$\frac{P_r}{\phi_t \cdot P_n} = \frac{P_u}{\phi_t \cdot P_n} = \frac{79.6 \text{ ton}}{487.6 \text{ ton}}$$

$$\frac{79.6 \text{ ton}}{487.6 \text{ ton}} = 0.16 < 0.2$$

ASD:

$$\frac{P_r}{\Omega_t} = \frac{P_a}{\Omega_t} = \frac{53 \text{ ton}}{324.4 \text{ ton}}$$

$$\frac{53 \text{ ton}}{324.4 \text{ ton}} = 0.16 < 0.2$$

Por lo tanto, aplica la ecuación H1-1b.

$$\frac{P_r}{2P_c} + \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1 \quad (\text{Ec. H1-1b})$$

LRFD:

$$\frac{P_u}{2P_{c1}} + \left(\frac{M_{ux}}{M_{cx1}} + \frac{M_{uy}}{M_{cy1}} \right) \leq 1$$

$$\frac{P_u}{2P_{c1}} + \left(\frac{M_{ux}}{M_{cx1}} + \frac{M_{uy}}{M_{cy1}} \right) = 0.88 < 1 \text{ Ok}$$

ASD:

$$\frac{P_a}{2P_{c2}} + \left(\frac{M_{ax}}{M_{cx2}} + \frac{M_{ay}}{M_{cy2}} \right) \leq 1$$

$$\frac{P_a}{2P_{c2}} + \left(\frac{M_{ax}}{M_{cx2}} + \frac{M_{ay}}{M_{cy2}} \right) = 0.88 < 1 \text{ Ok}$$

Ejemplo H.4: Perfil W sometido a una combinación de flexión y carga axial de compresión.

Seleccionar un perfil W ASTM A992 con un peralte nominal de 25.4 cm (10 in) para soportar fuerzas nominales axiales de compresión de 2.3 ton para el caso de carga muerta y 6.8 ton para el caso de carga viva. La longitud no soportada es de 4.3 m y los extremos están articulados. Además el elemento posee los siguientes momentos nominales requeridos, que no incluyen efectos de segundo orden.

$$M_{xm} : = 2 \text{ ton}\cdot\text{m}$$

$$M_{xv} : = 6 \text{ ton}\cdot\text{m}$$

$$M_{ym} : = 0.28 \text{ ton}\cdot\text{m}$$

$$M_{yv} : = 0.83 \text{ ton}\cdot\text{m}$$

Solución:

Propiedades del material:

$$\text{ASTM A992} \quad F_y = 3500 \cdot \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \quad F_u = 4500 \cdot \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \quad E = 2 \times 10^6 \cdot \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Cálculo de la resistencia requerida, sin considerar los efectos de segundo orden.

LRFD:

$$P_u : = 1.2(P_m) + 1.6(P_v) = 13.6 \text{ ton}$$

$$M_{ux} : = 1.2(M_{xm}) + 1.6(M_{xv}) = 12 \text{ ton}\cdot\text{m}$$

$$M_{uy} : = 1.2(M_{ym}) + 1.6(M_{yv}) = 1.7 \text{ ton}\cdot\text{m}$$

ASD:

$$P_a : = P_m + P_v = 9.1 \text{ ton}$$

$$M_{ax} : = M_{xm} + M_{xv} = 8 \text{ m}\cdot\text{ton}$$

$$M_{ay} : = M_{ym} + M_{yv} = 1.1 \text{ ton}\cdot\text{m}$$

Se propuso un perfil W 10 x 33.

Propiedades geométricas:

$$A : = 62.6 \text{ cm}^2$$

$$S_x : = 573.5 \text{ cm}^3$$

$$S_y : = 150.8 \text{ cm}^3$$

$$Z_x : = 635.8 \text{ cm}^3$$

$$Z_y : = 229.4 \text{ cm}^3$$

(Tablas 1-1 y 3-2)

$$I_x : = 7117.6 \text{ cm}^4$$

$$I_y : = 1523.4 \text{ cm}^4$$

$$L_b : = 4.3 \text{ m}$$

$$L_p : = 2.1 \text{ m}$$

$$L_T : = 6.6 \text{ m}$$

Cálculo de la fuerza axial permisible.

Para la condición de extremos articulados, $K = 1$.

(Tabla C-C2.2)

Debido a que $KL_x = KL_y = 4.3 \text{ m}$ y $r_x > r_y$, el eje y-y rige.

LRFD:

ASD:

$$P_{c1} = \phi_c \cdot P_n = 114.8 \text{ ton}$$

$$P_{c2} = \frac{P_n}{\Omega_c} = 76.2 \text{ ton} \quad (\text{Tabla 4-1})$$

Cálculo de las resistencias requeridas por flexión incluyendo la amplificación por efectos de segundo orden.

Uso del procedimiento llamado "análisis elástico de primer orden amplificado" de la sección C2.1b. Ya que el elemento no está sometido a desplazamiento lateral, solo fue necesario añadir la amplificación por efectos P- δ .

$$B_1 = \frac{C_m}{1 - \alpha \left(\frac{P_r}{P_{e1}} \right)} \quad (\text{Ec. C2-2})$$

$$C_m : = 1$$

Amplificación de la flexión en el eje x-x.

$$P_{e1} : = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_x}{(K \cdot L_x)^2} = 771.6 \cdot \text{ton} \quad (\text{Ec. C2-5})$$

LRFD:

$$\alpha_1 = 1$$

$$B_{11} = \frac{C_m}{1 - \alpha_1 \left(\frac{P_u}{P_{e1}} \right)} = 1.02$$

$$M_{ux} = B_{11} \cdot M_{ux} = 12.2 \cdot \text{ton}\cdot\text{m}$$

ASD:

$$\alpha_2 = 1.6$$

$$B_{12} = \frac{C_m}{1 - \alpha_2 \left(\frac{P_a}{P_{e1}} \right)} = 1.02 \quad (\text{Ec. C2-2})$$

$$M_{ax} = B_{12} \cdot M_{ax} = 8.2 \cdot \text{ton}\cdot\text{m}$$

Amplificación de la flexión en el eje y-y.

$$P_{e1} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_y}{(K \cdot L_y)^2} = 165.1 \cdot \text{ton} \quad (\text{Ec. C2-5})$$

LRFD:

$$\alpha_1 = 1$$

$$B_{11} = \frac{C_m}{1 - \alpha_1 \left(\frac{P_u}{P_{e1}} \right)} = 1.09$$

$$M_{uy} = B_{11} \cdot M_{uy} = 1.8 \cdot \text{ton}\cdot\text{m}$$

ASD:

$$\alpha_2 = 1.6$$

$$B_{12} = \frac{C_m}{1 - \alpha_2 \left(\frac{P_a}{P_{e1}} \right)} = 1.1 \quad (\text{Ec. C2-2})$$

$$M_{ay} = B_{12} \cdot M_{ay} = 1.2 \cdot \text{ton}\cdot\text{m}$$

Cálculo de la resistencia nominal de pandeo respecto al eje x-x.

Estado límite de rendimiento.

$$M_{nx} = M_p \quad M_p = F_y \cdot Z_x = 22.3 \cdot \text{ton}\cdot\text{m} \quad (\text{Ec. F2-1})$$

Estado límite de pandeo lateral-torsional.

Ya que $L_p < L_b < L_r$, aplica la ecuación F2-2.

De la tabla 3-1, $C_b = 1.14$. (Tabla 3-1)

$$M_{nx} = C_b \left[M_p - (M_p - 0.7F_y S_x) \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] \leq M_p \quad (\text{Ec. F2-2})$$

$$M_{nx} = C_b \cdot \left[M_p - (M_p - 0.7F_y S_x) \left(\frac{L_b - L_p}{L_T - L_p} \right) \right] = 20.8 \cdot \text{ton}\cdot\text{m} < M_p = 22.3 \cdot \text{ton}\cdot\text{m}$$

Por lo tanto se usó:

$$M_{nx} = 20.8 \cdot \text{ton}\cdot\text{m} \quad \text{Rige}$$

Estado límite de pandeo local.

De acuerdo con la tabla 1-1, el elemento es compacto para $F_y = 3500 \text{ kg/cm}^2$; por lo tanto, el estado límite para pandeo local no aplica.

Cálculo de la resistencia nominal de flexión de pandeo respecto al eje y-y.

Ya que el perfil W 10 x 33 tiene patines compactos, solo el estado límite de rendimiento aplica.

$$M_{ny} = M_p = F_y Z_y \leq 1.6 F_y S_y \quad (\text{Ec. F6-1})$$

$$M_{ny} = F_y Z_y = 8 \cdot \text{ton}\cdot\text{m} < 1.6 F_y S_y = 8.4 \cdot \text{ton}\cdot\text{m}$$

Por lo tanto se usó:

$$M_{ny} = 8 \cdot \text{ton}\cdot\text{m}$$

LRFD:

$$\phi_b = 0.9$$

$$M_{cx1} = \phi_b \cdot M_{nx} = 18.7 \cdot \text{ton}\cdot\text{m}$$

$$M_{cy1} = \phi_b \cdot M_{ny} = 7.2 \cdot \text{ton}\cdot\text{m}$$

ASD:

$$\Omega_b = 1.67$$

$$M_{cx2} = \frac{M_{nx}}{\Omega_b} = 12.5 \cdot \text{ton}\cdot\text{m}$$

$$M_{cy2} = \frac{M_{ny}}{\Omega_b} = 4.8 \cdot \text{ton}\cdot\text{m}$$

Revisión del límite para la ecuación H1-1a.

LRFD:

$$\frac{P_r}{P_{c1}} = \frac{P_u}{\phi_c \cdot P_n} = \frac{13.6\text{ton}}{114.8\text{ton}}$$

$$\frac{13.6\text{ton}}{114.8\text{ton}} = 0.12 < 0.2$$

Por lo tanto, se empleó la ecuación H1-1b.

$$\frac{P_r}{2P_c} + \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1$$

$$\frac{P_u}{2P_{c1}} + \left(\frac{M_{ux}}{M_{cx1}} + \frac{M_{uy}}{M_{cy1}} \right) \leq 1$$

$$\frac{P_u}{2P_{c1}} + \left(\frac{M_{ux}}{M_{cx1}} + \frac{M_{uy}}{M_{cy1}} \right) = 0.96 < 1 \text{ Ok}$$

ASD:

$$\frac{P_r}{P_{c2}} = \frac{P_a}{\frac{P_n}{\Omega_c}} = \frac{9.1\text{ton}}{76.2\text{ton}}$$

$$\frac{9.1\text{ton}}{76.2\text{ton}} = 0.12 < 0.2$$

Por lo tanto, se empleó la ecuación H1-1b.

$$\frac{P_r}{2P_c} + \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1 \quad (\text{Ec. H1-1b})$$

$$\frac{P_a}{2P_{c2}} + \left(\frac{M_{ax}}{M_{cx2}} + \frac{M_{ay}}{M_{cy2}} \right) \leq 1$$

$$\frac{P_a}{2P_{c2}} + \left(\frac{M_{ax}}{M_{cx2}} + \frac{M_{ay}}{M_{cy2}} \right) = 0.97 < 1 \text{ Ok}$$

Ejemplo H.5a: Elemento HSS rectangular sometido a una fuerza de torsión.

Determinar la fuerza de torsión permisible de un elemento HSS 6 x 4 x 1/4 ASTM A500 grado B.

Solución:

Propiedades del material:

$$\begin{array}{l} \text{HSS} \\ 6 \times 4 \times 1/4 \end{array} \quad \begin{array}{l} \text{ASTM A500} \\ \text{grado B} \end{array} \quad F_y = 3200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \quad F_u = 4000 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \quad E = 2 \times 10^6 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Propiedades geométricas:

$$t = 0.59 \text{ cm}$$

$$C = 165.5 \text{ cm}^3$$

$$\frac{h}{t} = 22.8 \quad (\text{Tabla 1-11})$$

$$\frac{b}{t} = 14.2$$

Evaluación de la esbeltez del elemento para determinar la ecuación adecuada del esfuerzo crítico.

$$\frac{h}{t} > \frac{b}{t} \quad \text{por lo tanto } \frac{h}{t} \text{ rige.}$$

$$\frac{h}{t} \leq 2.45 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$22.8 < 2.45 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 61.3 \quad \text{por lo tanto, se usó la ecuación H3-3.}$$

$$F_{cr} = 0.6 \cdot F_y = 1920 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \quad (\text{Ec. H3-3})$$

Cálculo de la resistencia nominal de torsión.

$$T_n = F_{cr} \cdot C = 3.2 \cdot \text{ton} \cdot \text{m} \quad (\text{Ec. H3-1})$$

LRFD:

$$\phi_T : -0.9$$

$$\phi_T T_n = 2.86 \cdot \text{ton}\cdot\text{m}$$

ASD:

$$\Omega_T : -1.67$$

$$\frac{T_n}{\Omega_T} = 1.903 \cdot \text{ton}\cdot\text{m}$$

Nota:

Para una guía más completa en el diseño por torsión, ver la guía de diseño 9 del AISC, "Análisis Torsional de Elementos Estructurales de Acero".

Ejemplo H.5b: Elemento HSS circular sometido a una fuerza de torsión.

Determinar la fuerza de torsión permisible de un elemento HSS 5 x 0.25 ASTM A500 grado B, que tiene 4.3 m de longitud.

Solución:

Propiedades del material:

$$\begin{array}{llll} \text{HSS} & \text{ASTM A500} & F_y = 2900 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} & F_u = 4000 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} & E = 2 \times 10^6 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \\ 5 \times 0.25 & \text{grado B} & & & \end{array}$$

Propiedades geométricas:

$$t = 0.59 \text{ cm}$$

$$D = 12.7 \text{ cm}$$

$$C = 130.3 \text{ cm}^3$$

$$\frac{D}{t} = 21.5$$

(Tabla 1-13)

Cálculo del esfuerzo crítico como el mayor de:

$$F_{cr} = \frac{1.23E}{\frac{5}{\sqrt{\frac{L}{D} \left(\frac{D}{t}\right)^4}}} = 9153.3 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \quad (\text{Ec. H3-2a})$$

$$Y: \quad F_{cr} = \frac{0.6E}{\left(\frac{D}{t}\right)^2} = 12015.8 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \quad (\text{Ec. H3-2b})$$

Sin embargo, F_{cr} no debe exceder de $0.6F_y$, por lo tanto.

$$F_{cr} = 0.6 \cdot F_y = 1740 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Cálculo de la resistencia nominal de torsión.

$$T_n = F_{cr} \cdot C = 2.3 \cdot \text{ton} \cdot \text{m} \quad (\text{Ec. H3-1})$$

LRFD:

$$\phi_T = 0.9$$

$$\phi_T T_n = 2 \cdot \text{ton} \cdot \text{m}$$

ASD:

$$\Omega_T = 1.67$$

$$\frac{T_n}{\Omega_T} = 1.4 \cdot \text{ton} \cdot \text{m}$$

Nota:

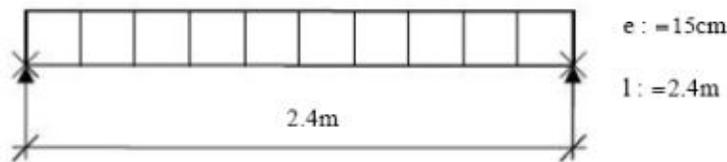
Para una guía más completa en el diseño por torsión, ver la guía de diseño 9 del AISC, "Análisis Torsional de Elementos Estructurales de Acero".

Ejemplo H.5c: Elemento HSS rectangular sometido a una combinación de flexión y fuerza de torsión.

Verificar la resistencia de un elemento HSS 6 x 4 x 1/4 ASTM A500 grado B cargado como se muestra. La viga está simplemente apoyada con extremos fijos en torsión.

$$w_m = 0.7 \frac{\text{ton}}{\text{m}} \text{ aplicada 15 cm de la línea central.}$$

$$w_v = 2 \frac{\text{ton}}{\text{m}} \text{ aplicada 15 cm de la línea central.}$$



Solución:

Propiedades del material:

$$\begin{array}{llll} \text{HSS} & \text{ASTM A500} & F_y = 3200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} & F_u = 4000 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} & E = 2 \times 10^6 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \\ 6 \times 4 \times 1/4 & \text{grado B} & & & \end{array}$$

Propiedades geométricas:

$$t = 0.59 \text{cm}$$

$$Z_x = 139.8 \text{cm}^3$$

$$\frac{h}{t} = 22.8$$

$$\frac{b}{t} = 14.2$$

(Tabla 1-11)

Cálculo de las resistencias requeridas.

LRFD:

$$w_u = 1.2(w_m) + 1.6(w_v) = 4.04 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

$$V_r = V_u = \frac{w_u \cdot l}{2}$$

ASD:

$$w_a = w_m + w_v = 2.7 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

$$V_r = V_a = \frac{w_u \cdot l}{2}$$

$$V_u := \frac{w_u \cdot l}{2} = 4.8 \cdot \text{ton}$$

$$V_a := \frac{w_a \cdot l}{2} = 3.2 \cdot \text{ton}$$

$$M_r = M_u = \frac{w_u \cdot l^2}{8}$$

$$M_r = M_a = \frac{w_a \cdot l^2}{8}$$

$$M_u := \frac{w_u \cdot l^2}{8} = 2.9 \cdot \text{ton} \cdot \text{m}$$

$$M_a := \frac{w_a \cdot l^2}{8} = 1.9 \cdot \text{ton} \cdot \text{m}$$

$$T_r = T_u = \frac{w_u \cdot l \cdot e}{2}$$

$$T_r = T_a = \frac{w_a \cdot l \cdot e}{2}$$

$$T_u := \frac{w_u \cdot l \cdot e}{2} = 0.7 \cdot \text{ton} \cdot \text{m}$$

$$T_a := \frac{w_a \cdot l \cdot e}{2} = 0.5 \cdot \text{ton} \cdot \text{m}$$

Cálculo de la resistencia nominal ante cortante.

$$h := 15.24 \text{cm} - 3(t) = 13.5 \cdot \text{cm}$$

$$A_w := 2ht = 15.9 \cdot \text{cm}^2$$

$$k_v := 5$$

Cálculo del coeficiente de cortante para el alma.

$$\frac{h}{t_w} = 22.8 < 1.10 \sqrt{\frac{k_v E}{F_y}} = 61.5 \quad \text{por lo tanto, } C_v := 1 \quad (\text{Ec. G2-3})$$

$$V_n := 0.6 \cdot F_y \cdot A_w \cdot C_v = 30.5 \cdot \text{ton} \quad (\text{Ec. G2-1})$$

Cálculo de la fuerza cortante permisible.

LRFD:

ASD:

$$\phi_v := 0.9$$

$$\Omega_v := 1.67$$

$$V_{c1} := \phi_v \cdot V_n = 27.5 \cdot \text{ton}$$

$$V_{c2} := \frac{V_n}{\Omega_v} = 18.3 \cdot \text{ton}$$

Cálculo de la resistencia nominal ante flexión.

Estado límite de rendimiento ante flexión.

$$M_n = M_p \quad M_n := F_y \cdot Z_x = 4.5 \cdot \text{ton}\cdot\text{m} \quad (\text{Ec. F7-1})$$

Estado límite de pandeo local en el patín.

$$\frac{b}{t} = 14.2 < 1.12 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 28 \quad \text{por lo tanto el patín es compacto y el estado límite de pandeo local no aplica.} \quad (\text{Tabla B4.1})$$

Estado límite de pandeo local en el alma.

$$\frac{h}{t} = 22.8 < 2.42 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 60.5 \quad \text{por lo tanto el alma es compacta y el estado límite de pandeo local no aplica.} \quad (\text{Tabla B4.1})$$

Por lo tanto $M_n = 4.5 \text{ ton}\cdot\text{m}$, siendo regido por el estado límite de rendimiento ante flexión.

Cálculo de la fuerza de flexión permisible.

LRFD:

$$\phi_b := 0.9$$

$$M_{c1} := \phi_b \cdot M_n = 4 \cdot \text{ton}\cdot\text{m}$$

ASD:

$$\Omega_b := 1.67$$

$$M_{c2} := \frac{M_n}{\Omega_b} = 2.7 \cdot \text{ton}\cdot\text{m}$$

Tomando la fuerza de torsión permisible del ejemplo H.5a.

$$T_{c1} := \phi_T \cdot T_n = 2.9 \cdot \text{ton}\cdot\text{m}$$

$$T_{c2} := \frac{T_n}{\Omega_T} = 1.9 \cdot \text{ton}\cdot\text{m}$$

Revisión de la combinación de resistencias.

LRFD:

$$\left(\frac{P_r}{P_c} + \frac{M_r}{M_c} \right) + \left(\frac{V_r}{V_c} + \frac{T_r}{T_c} \right)^2 \leq 1 \quad (\text{Ec. H3-6})$$

$$\left(0 + \frac{M_u}{M_{c1}} \right) + \left(\frac{V_u}{V_{c1}} + \frac{T_u}{T_{c1}} \right)^2 = 0.91 < 1 \text{ Ok}$$

ASD:

$$\left(\frac{P_r}{P_c} + \frac{M_r}{M_c} \right) + \left(\frac{V_r}{V_c} + \frac{T_r}{T_c} \right)^2 \leq 1 \quad (\text{Ec. H3-6})$$

$$\left(0 + \frac{M_a}{M_{c2}} \right) + \left(\frac{V_a}{V_{c2}} + \frac{T_a}{T_{c2}} \right)^2 = 0.91 < 1 \text{ Ok}$$

Ejemplo H.6: Perfil W sometido a una carga de torsión.

Este ejemplo de diseño fue tomado de la guía de diseño 9 del AISC - Análisis Torsional de Elementos Estructurales de Acero. Como se muestra abajo, un perfil W 10 x 49 con un claro de 4.6 m y que soporta cargas concentradas ubicadas a la mitad del claro que actúan con una excentricidad de 15 cm respecto al centro de cortante. Determinar los esfuerzos en la sección transversal, así como la adecuación de la sección para que soporte las cargas.

$P_m = 1 \text{ ton}$ aplicada 15 cm de la línea central.

$P_v = 3.4 \text{ ton}$ aplicada 15 cm de la línea central.

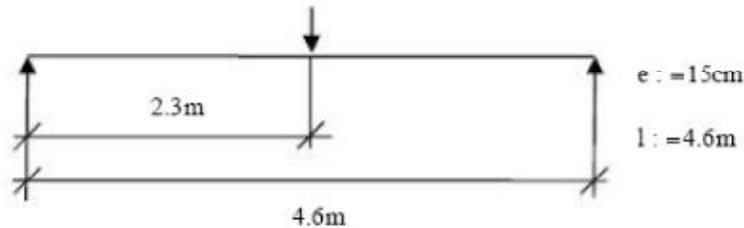


Diagrama de la viga cargada.

Suponer que para las condiciones de apoyo, los extremos se encuentran fijos ante flexión y torsión. La carga excéntrica puede considerarse mediante un momento torsionante y una carga aplicada a través del centro de cortante.

Solución:

Propiedades del material:

$$W 10 \times 49 \quad \text{ASTM A992} \quad F_y = 3500 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \quad F_u = 4500 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \quad E = 2 \times 10^6 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$G = 787000 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Propiedades geométricas:

$$I_x = 11321.5 \text{ cm}^4$$

$$S_x = 894.7 \text{ cm}^3$$

$$t_f = 1.42 \text{ cm}$$

$$t_w = 0.86 \text{ cm}$$

(Tabla 1-1)

$$J : = 57.9 \text{cm}^4$$

$$C_w : = 2070 \text{in}^6 = 555869.244 \cdot \text{cm}^6$$

Propiedades adicionales para torsión:

$$S_{w1} : = 1373.6 \text{cm}^4$$

$$a : = 157.7 \text{cm}$$

$$W_{no} : = 152.3 \text{cm}^2$$

(Apéndice A)

$$Q_f : = 213 \text{cm}^3$$

$$Q_w : = 494.9 \text{cm}^3$$

Cálculo de la resistencia requerida.

LRFD:

$$P_u : = 1.2(P_m) + 1.6(P_v) = 6.64 \text{ ton}$$

$$V_u : = \frac{P_u}{2} = 3.3 \cdot \text{ton}$$

$$M_u : = \frac{P_u \cdot l}{4} = 7.6 \cdot \text{ton} \cdot \text{m}$$

$$T_u : = P_u \cdot e = 1 \cdot \text{ton} \cdot \text{m}$$

ASD:

$$P_a : = P_m + P_v = 4.4 \cdot \text{ton}$$

$$V_a : = \frac{P_a}{2} = 2.2 \cdot \text{ton}$$

$$M_a : = \frac{P_a \cdot l}{4} = 5.1 \cdot \text{ton} \cdot \text{m}$$

$$T_a : = P_a \cdot e = 0.7 \cdot \text{ton} \cdot \text{m}$$

Cálculo de los esfuerzos normales y por cortante para flexión.

LRFD:

$$\sigma_{bxu} : = \frac{M_u}{S_x} = 853.5 \cdot \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

(Compresión en la parte superior,
tensión en la parte inferior)

$$\tau_{bwu} : = \frac{V_u \cdot Q_w}{I_x \cdot t_w} = 168.8 \cdot \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

ASD:

$$\sigma_{bxa} : = \frac{M_a}{S_x} = 565.6 \cdot \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \quad (\text{Ec. 4.5})$$

(Compresión en la parte superior,
tensión en la parte inferior)

$$\tau_{bwa} : = \frac{V_a \cdot Q_w}{I_x \cdot t_w} = 111.8 \cdot \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \quad (\text{Ec. 4.6})$$

$$\tau_{bfu} = \frac{V_u Q_f}{I_x t_f} = 44 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \qquad \tau_{bfa} = \frac{V_u Q_f}{I_x t_f} = 29.1 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \qquad (\text{Ec. 4.6})$$

Cálculo de los esfuerzos de torsión.

Las siguientes expresiones fueron tomadas del Apéndice B de la Guía 9 de diseño del AISC - Análisis Torsional de Elementos Estructurales de Acero, con $\alpha = 0.5$ para el caso 3.

$$\frac{l}{a} = 2.9$$

A la mitad del claro ($z/l = 0.5$).

Empleando las gráficas para θ , θ'' , θ' y θ''' , los valores seleccionados fueron.

Para θ :	$\theta \left(\frac{G \cdot J}{T_r} \right) \cdot \left(\frac{1}{1} \right) = 0.09$	Solución para:	$\theta = 0.09 \cdot \frac{T_r \cdot l}{G \cdot J}$
Para θ'' :	$\theta'' \left(\frac{G \cdot J}{T_r} \right) \cdot a = -0.44$	Solución para:	$\theta'' = -0.44 \cdot \frac{T_r \cdot l}{G \cdot J \cdot a}$
Para θ' :	$\theta' \left(\frac{G \cdot J}{T_r} \right) = 0$	Por lo tanto:	$\theta' = 0$
Para θ''' :	$\theta''' \left(\frac{G \cdot J}{T_r} \right) \cdot a^2 = -0.5$	Solución para:	$\theta''' = -0.5 \cdot \frac{T_r \cdot l}{G \cdot J \cdot a^2}$

En el apoyo ($z/l = 0$).

Para θ :	$\theta \left(\frac{G \cdot J}{T_r} \right) \cdot \left(\frac{1}{1} \right) = 0$	Por lo tanto:	$\theta = 0$
Para θ'' :	$\theta'' \left(\frac{G \cdot J}{T_r} \right) \cdot a = 0$	Por lo tanto:	$\theta'' = 0$
Para θ' :	$\theta' \left(\frac{G \cdot J}{T_r} \right) = 0.28$	Por lo tanto:	$\theta' = 0.28 \cdot \frac{T_r}{G \cdot J}$
Para θ''' :	$\theta''' \left(\frac{G \cdot J}{T_r} \right) \cdot a^2 = -0.22$	Solución para:	$\theta''' = -0.22 \cdot \frac{T_r \cdot l}{G \cdot J \cdot a^2}$

En los cálculos anteriores puede observarse que el esfuerzo de torsión aplicado es negativo de acuerdo a la convención de signos usada.

Cálculo de $\frac{T_r}{G \cdot J}$ para usarlo más adelante.

LRFD:

$$\begin{aligned} \frac{T_u}{G \cdot J} &= \frac{-1 \times 10^5 \text{ kg} \cdot \text{cm}}{\left(787000 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}\right) (57.9 \text{ cm}^4)} \\ &= -2.2 \times 10^{-3} \frac{\text{rad}}{\text{cm}} \end{aligned}$$

ASD:

$$\begin{aligned} \frac{T_a}{G \cdot J} &= \frac{-7 \times 10^4 \text{ kg} \cdot \text{cm}}{\left(787000 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}\right) (57.9 \text{ cm}^4)} \\ &= -1.5 \times 10^{-3} \frac{\text{rad}}{\text{cm}} \end{aligned}$$

Cálculo de los esfuerzos cortantes debidos a torsión pura.

$$\tau_t = G \cdot t \cdot \theta' \quad (\text{Ec. 4.1})$$

LRFD:

A la mitad del claro.

$$\theta' = 0; \quad \tau_{ut} = 0$$

En el apoyo, para el alma:

$$\begin{aligned} \tau_{utw} &= 787000 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \cdot (0.86 \text{ cm}) \\ &(0.28) \left(-2.2 \times 10^{-3} \frac{\text{rad}}{\text{cm}} \right) \end{aligned}$$

$$\tau_{utw} = -416.9 \cdot \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

En el apoyo, para el patín:

$$\begin{aligned} \tau_{utf} &= 787000 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \cdot (1.42 \text{ cm}) \\ &(0.28) \left(-2.2 \times 10^{-3} \frac{\text{rad}}{\text{cm}} \right) \end{aligned}$$

ASD:

A la mitad del claro.

$$\theta' = 0; \quad \tau_{at} = 0$$

En el apoyo, para el alma:

$$\begin{aligned} \tau_{atw} &= 787000 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \cdot (0.86 \text{ cm}) \\ &(0.28) \left(-1.5 \times 10^{-3} \frac{\text{rad}}{\text{cm}} \right) \end{aligned}$$

$$\tau_{atw} = -284.3 \cdot \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

En el apoyo, para el patín:

$$\begin{aligned} \tau_{atf} &= 787000 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \cdot (1.42 \text{ cm}) \\ &(0.28) \left(-1.5 \times 10^{-3} \frac{\text{rad}}{\text{cm}} \right) \end{aligned}$$

$$\tau_{utf} = -688.4 \cdot \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$\tau_{atf} = -469.4 \cdot \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Cálculo de los esfuerzos cortantes debidos al pandeo.

$$\tau_t = \frac{-E \cdot S_{wl} \cdot \theta'''}{t_f} \quad (\text{Ec. 4.2a})$$

LRFD:

ASD:

A la mitad del claro.

A la mitad del claro.

$$\tau_{uw1} = \frac{-\left(2 \times 10^6 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}\right) \cdot (1373.6 \text{ cm}^4)}{1.42 \text{ cm}} \cdot \left[\frac{-0.5 \cdot \left(-2.276 \times 10^{-3} \frac{\text{rad}}{\text{cm}}\right)}{(157.7 \text{ cm})^2} \right]$$

$$\tau_{aw1} = \frac{-\left(2 \times 10^6 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}\right) \cdot (1373.6 \text{ cm}^4)}{1.42 \text{ cm}} \cdot \left[\frac{-0.5 \cdot \left(-1.517 \times 10^{-3} \frac{\text{rad}}{\text{cm}}\right)}{(157.7 \text{ cm})^2} \right]$$

$$\tau_{uw1} = -85.6 \cdot \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$\tau_{aw1} = -58.3 \cdot \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

En el apoyo.

En el apoyo.

$$\tau_{uw2} = \frac{-\left(2 \times 10^6 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}\right) \cdot (1373.6 \text{ cm}^4)}{1.42 \text{ cm}} \cdot \left[\frac{-0.22 \cdot \left(-2.276 \times 10^{-3} \frac{\text{rad}}{\text{cm}}\right)}{(157.7 \text{ cm})^2} \right]$$

$$\tau_{aw2} = \frac{-\left(2 \times 10^6 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}\right) \cdot (1373.6 \text{ cm}^4)}{1.42 \text{ cm}} \cdot \left[\frac{-0.22 \cdot \left(-1.517 \times 10^{-3} \frac{\text{rad}}{\text{cm}}\right)}{(157.7 \text{ cm})^2} \right]$$

$$\tau_{uw2} = -37.7 \cdot \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$\tau_{aw2} = -25.7 \cdot \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Cálculo de los esfuerzos normales debidos al pandeo.

$$\sigma_w = E W_{no} \theta'' \quad (\text{Ec. 4.3a})$$

LRFD:

ASD:

A la mitad del claro.

A la mitad del claro.

$$\sigma_{uw} = 2 \times 10^6 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \cdot (152.3 \text{ cm}^2) \left[\frac{-0.44 \left(-2.2 \times 10^{-3} \frac{\text{rad}}{\text{cm}} \right)}{157.7 \text{ cm}} \right]$$

$$\sigma_{aw} = 2 \times 10^6 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \cdot (152.3 \text{ cm}^2) \left[\frac{-0.44 \left(-1.5 \times 10^{-3} \frac{\text{rad}}{\text{cm}} \right)}{157.7 \text{ cm}} \right]$$

$$\sigma_{uw} = 1869.7 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$\sigma_{aw} = 1274.8 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

En el apoyo.

En el apoyo.

Ya que $\theta'' = 0$, $\sigma_{uw} = 0$

Ya que $\theta'' = 0$, $\sigma_{aw} = 0$

Cálculo de los esfuerzos combinados.

La sumatoria de esfuerzos resultó de la siguiente forma.

Sumatoria de esfuerzos (kg/cm ²)							
LRFD							
Ubicación	Esfuerzos normales			Esfuerzos cortantes			
	σ_{uw}	σ_{ub}	f_{un}	τ_{ut}	τ_{uw}	τ_{ub}	f_{uv}
Mitad del claro							
Patin	±1869.7	±853.5	±2723.2	0	-85.6	±44	-129.6
Alma	---	---	---	0	---	±168.8	-168.8
Apoyo							
Patin	0	0	0	-688.4	-37.7	±44	-770.1
Alma	---	---	---	-416.9	---	±168.8	-585.7
Máximo			±2723.2				-770.1

Sumatoria de esfuerzos (kg/cm ²)							
Ubicación	ASD						
	σ_{av}	σ_{ab}	f_{ax}	τ_{ax}	τ_{av}	τ_{ab}	f_{av}
Mitad del claro							
Patín	± 1274.8	± 565.6	± 1840.4	0	-58.3	± 29.1	-87.4
Alma	---	---	---	0	---	± 111.8	-111.8
Apoyo							
Patín	0	0	0	-469.4	-25.7	± 44	-539.1
Alma	---	---	---	-284.3	---	± 168.8	-453.1
Máximo			± 1840.4				-539.1

LRFD:

El esfuerzo normal máximo debido a flexión y torsión ocurre a la mitad del claro y en el borde del patín, cuyo valor es de 2723.2 kg/cm².

El esfuerzo cortante máximo debido a flexión y torsión ocurre en el apoyo y a la mitad del patín, cuyo valor es de 770.1 kg/cm².

Cálculo de la fuerza permisible.

LRFD:

$$\phi_T = 0.9$$

Esfuerzos normales.

Estado límite de rendimiento.

$$F_n = F_y = 3500 \cdot \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \quad \text{Rige}$$

Estado límite de pandeo lateral-torsional.

$$C_b = 1.32$$

ASD:

El esfuerzo normal máximo debido a flexión y torsión ocurre a la mitad del claro y en el borde del patín, cuyo valor es de 1840.4 kg/cm².

El esfuerzo cortante máximo debido a flexión y torsión ocurre en el apoyo y a la mitad del patín, cuyo valor es de 539.1 kg/cm².

ASD:

$$\Omega_T = 1.67$$

Esfuerzos normales.

Estado límite de rendimiento.

$$F_n = F_y = 3500 \cdot \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \quad \text{Rige} \quad (\text{Ec. H3-7})$$

Estado límite de pandeo lateral-torsional.

$$C_b = 1.32 \quad (\text{Tabla 3-1})$$

Cálculo de F_n usando los valores de la tabla 3-10, con $L_b = 4.6$ m y $C_b = 1$.

$$\phi_b = 0.9$$

$$\phi_b \cdot M_n = 28.5 \text{ ton-m}$$

$$F_n = F_{cr} = C_b \cdot \frac{\phi_b \cdot M_n}{\phi_b \cdot S_x}$$

$$F_{cr} = 1.32 \cdot \frac{2.85 \times 10^3 \text{ ton-cm}}{0.9 \cdot 894.7 \text{ cm}^3}$$

$$F_{cr} = 4705.9 \cdot \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} > F_y \quad \text{No rige}$$

$$\phi_T F_n = 3150 \cdot \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} > f_{un} \quad \text{Ok}$$

Estado limite de rendimiento ante cortante.

$$F_n = 0.6 \cdot F_y = 2100 \cdot \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Fuerza cortante de diseño.

$$\phi_T F_n = 1890 \cdot \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} > f_{uv} \quad \text{Ok}$$

Cálculo de la máxima rotación bajo cargas de servicio.

La máxima rotación ocurre a la mitad del claro. El esfuerzo de torsión por la carga de servicio fue:

$$P = P_m + P_v = 4.4 \text{ ton}$$

$$T = -P \cdot e = -0.7 \cdot \text{ton-m}$$

Cálculo de F_n usando los valores de la tabla 3-10, con $L_b = 4.6$ m y $C_b = 1$.

$$\Omega_b = 1.67$$

$$\phi_b \cdot M_n = 19.1 \text{ ton-m} \quad (\text{Tabla 3-10})$$

$$F_n = F_{cr} = C_b \cdot \Omega_b \cdot \frac{M_n}{S_x} \quad (\text{Ec. H3-9})$$

$$F_{cr} = 1.32 \cdot 1.67 \cdot \frac{1.91 \times 10^3 \text{ ton-cm}}{894.7 \text{ cm}^3}$$

$$F_{cr} = 4705.9 \cdot \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} > F_y \quad \text{No rige}$$

$$\frac{F_n}{\Omega_b} = 2095.8 \cdot \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} > f_{un} \quad \text{Ok}$$

Estado limite de rendimiento ante cortante.

$$F_n = 0.6 \cdot F_y = 2100 \cdot \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \quad (\text{Ec. H3-8})$$

Fuerza cortante permisible.

$$\frac{F_n}{\Omega_T} = 1257.5 \cdot \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} > f_{uv} \quad \text{Ok}$$

(Ec. 4.1)

La rotación máxima es:

$$\theta = 0.9 \cdot \frac{T \cdot l}{G \cdot J} = -0.6 \cdot \text{rad}$$

$$\theta = -34.4^\circ$$

Conclusiones

Como se observó a lo largo de este trabajo terminal, se presentaron algunas de las diferentes ayudas de diseño contenidas en las especificaciones AISC; también se trataron temas relacionados con el diseño de elementos de acero, las consideraciones que se hacen para el mismo y las principales solicitudes a las que se encuentran sometidos los elementos.

La importancia de dichas ayudas de diseño radica en simplificar la realización del diseño mediante cálculos manuales, ya que las especificaciones del AISC poseen una cantidad considerable de ecuaciones para el diseño de elementos, el cual se complica de no contar con las ayudas de diseño que agilizan y simplifican la aplicación de esas expresiones.

Como se mencionó al principio, existen en el mercado diversos programas para el análisis y diseño de elementos estructurales, como pueden ser STAAD, ETABS, SAP, entre otros, los cuales pueden realizar una gran cantidad de diseños en tiempos relativamente cortos, pero estos diseños pueden resultar erróneos, por ejemplo, en lo referente a economía y/o seguridad, debido a que no se tengan los conocimientos suficientes para darles una interpretación adecuada, o proporcionarles los datos de forma correcta.

Adicionalmente este trabajo puede ser de ayuda para los cursos de estructuras metálicas.

Cabe mencionar que a pesar de que este trabajo no incluye el diseño de conexiones, estas también son de vital importancia, ya que de no diseñarse adecuadamente, las condiciones de apoyo supuestas para el análisis y diseño de los elementos podrían diferir, originando errores en el dimensionamiento de los mismos.

Bibliografía

American Institute of Steel Construction (AISC) 2005.

William T., Segui (2000) “Diseño de estructuras de acero con LRFD”. International Thomson Editores, México.