

INGENIERÍA

CIVIL Y CONSTRUCCIÓN

Recursos en Ingeniería, Arquitectura, Construcción y Afines

Libros, Plantillas en Excel, Revit, Civil 3D, Autocad y más

[Clic aqui para ir al sitio web](#)

[Explore nuestra Tienda](#)



[Canal de WhatsApp \(Convenio Institucional\)](#)

DISEÑO ESTRUCTURAL EN ACERO



Luis F. Zapata Baglietto

Capítulo 1

Introducción

1.1 DISEÑO ESTRUCTURAL

Este texto tiene por objeto facilitar a los alumnos y a los profesionales de Ingeniería Estructural, varios de los conocimientos que se tienen sobre el comportamiento y diseño de las Estructuras de Acero.

Corresponde definir, entonces, lo que se conoce como Diseño Estructural: " *Una mezcla de Arte y Ciencia que combina los sentimientos intuitivos del ingeniero con los principios de la Estática, Dinámica, Mecánica de los Materiales, y el Análisis Estructural, para producir una estructura segura que sirva sus propósitos* " (1).

Se sabe que, a principios del siglo XIX, el diseño estructural era más arte que ciencia, pero el desarrollo de los conocimientos ha sido tan significativo en estos últimos tiempos, que se puede afirmar que, los modelos matemáticos propuestos para vaticinar el comportamiento de miembros estructurales individuales, sus conexiones, y los conjuntos estructurales y sus apoyos sobre el terreno son, ahora, de gran precisión, posibilitando que se puedan ajustar la exactitud de las cargas, usando combinaciones basadas en métodos estadísticos.

Ciertamente la labor operativa se ha multiplicado, pero con la ayuda de la computadora, se ha aliviado el trabajo de tal modo que se puede decir que las estructuras de acero son, en la actualidad, más seguras y mejor aprovechadas.

1.2 OPTIMIZACION

Antes de definir las diversas etapas del diseño, es preciso dar a conocer una idea de lo óptimo que se busca en todo trabajo. Este criterio que inicialmente fue solamente intuitivo o cualitativo va empezando a tener, en Ingeniería

Estructural, un significado más preciso, como:

- a) Costo mínimo;
- b) Peso mínimo;
- c) Tiempo de construcción mínimo;
- d) Trabajo mínimo;
- e) Máxima eficiencia operativa para el propietario.

Muchas veces, varios de estos criterios pueden estar combinados. En Perú, en el caso de las estructuras de acero, el criterio del peso mínimo quizás sea el más usado.

La optimización puede lograrse mediante la definición de una Función Objetivo que involucre una expresión (por ejemplo, el peso de las estructura) que se pretende minimizar, junto con las inecuaciones de restricciones relacionadas con los esfuerzos máximos, deformaciones permisibles y posibilidad de los materiales disponibles, que limitan las variables que intervienen en la función objetivo. Si hay una clara definición de las mismas es posible encontrar la solución de una estructura de menor peso, con la ayuda de métodos matemáticos que establecen ese óptimo mediante una búsqueda sistemática.

1.3 PROCEDIMIENTO DEL DISEÑO ESTRUCTURAL

La labor del diseño se compone de dos partes, la relacionada con los aspectos funcionales de la obra a ejecutar, y la que tiene que ver con el diseño de los componentes de las estructuras. En el primer caso, aspectos tales como la provisión de áreas adecuadas de trabajo, dimensiones mínimas, ventilación, iluminación, facilidades de transporte o de circulación, como son corredores, escaleras, ascensores; aire acondicionado, energía, posición de equipos, cuidado ambiental, estética, son temas a discutir con el cliente y los otros profesionales que estén relacionados con la construcción. Lo segundo, o sea el estudio del esqueleto estructural, se refiere a la selección de los miembros para transmitir las cargas con seguridad hasta el suelo.

Se recomienda el siguiente proceso iterativo :

1. Planeamiento:

Establecimiento de las condiciones funcionales a las que la estructura debe servir. Aquí se define el criterio de lo óptimo.

2. Configuración preliminar estructural:

Aquí es donde la experiencia y lo que se podría llamar el ingenio del

diseñador deben ser importantes. Se tiene que fijar la disposición de los miembros y sus tamaños iniciales para ser discutidos con el cliente y los otros profesionales.

3. Determinación de las cargas:

Estimadas inicialmente, pero conocidas con más precisión en las sucesivas iteraciones.

4. Selección preliminar de los miembros estructurales:

Que permita iniciar un análisis estructural en la siguiente etapa.

5. Análisis Estructural:

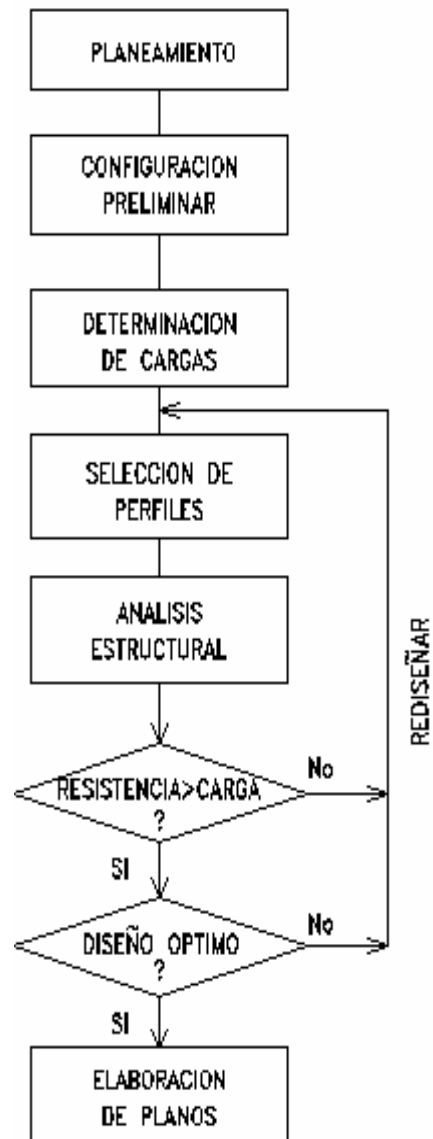
Se crea el modelo matemático más adecuado a la realidad del verdadero comportamiento estructural de la edificación. Se aplican los métodos de la Mecánica para determinar los esfuerzos internos que se esperan que se tendrán en los miembros estructurales, con el objeto de poder compararlos con la resistencia que deberán tener dichos miembros, cosa que se efectúa en el siguiente paso.

6. Evaluación:

Se debe preguntar si la resistencia o condiciones de servicio que se obtienen de acuerdo a un reglamento superan a las demandas que se establecen en los resultados de la etapa previa. Si hay un margen de seguridad adecuado y económico se puede dar por concluido el diseño; si no se va la siguiente etapa.

7. Rediseños:

Repetición de los pasos 3. a 6. para lograr cumplir los objetivos, mediante un proceso iterativo.



8. Decisión:

Queda, finalmente, decidir si es que se ha alcanzado el óptimo buscado en un diseño. Si se piensa que se ha logrado, entonces se da por concluido el proceso iterativo.

9. Elaboración de Planos de Diseño y las Especificaciones de trabajo

correspondientes. En algunos casos, son necesarios la presentación de maquetas o métodos de izaje; en otros casos se requiere la elaboración de los llamados Planos de Fabricación, que son aquellos en que se detalla cada miembro para que sean preparados en los talleres, así como todas sus conexiones.

1.4 CARGAS

Se tiene que pensar, antes de todo, que la determinación de las cargas que actúan sobre las estructuras no puede ser exacta en magnitud y en ubicación; aún cuando se conozca la exacta posición de la carga y su magnitud, queda siempre la interrogante de cómo se transmiten las cargas en los apoyos del miembro, por lo que muchas veces, son necesarias suposiciones que ponen en duda el sentido de la exactitud buscada. Se procede a definir algunas de las cargas más conocidas.

CARGA MUERTA

Es una carga de gravedad fija en posición y magnitud, y se define como el peso de todos aquellos elementos que se encuentran permanentemente en la estructura o adheridos a ella, como tuberías, conductos de aire, aparatos de iluminación, acabados de superficie, cubiertas de techos, cielos rasos suspendidos, etc. Se completa la información de estas cargas cuando se ha terminado el diseño. En la práctica, los reglamentos de construcción proporcionan tablas que ayudan al diseñador a tener una mejor idea de la magnitud de las mismas.

CARGA VIVA

Es aquella carga de gravedad que actúa sobre la estructura cuando ésta se encuentra ya en servicio y que puede variar en posición y valor durante la vida útil de la estructura. Algunos ejemplos pueden ser, las personas, muebles, equipo móvil, vehículos, y mercadería en depósito, etc.

Los reglamentos de construcción toman muy en cuenta la seguridad de

las construcciones y las cargas vivas son especificadas con cierto exceso de seguridad luego de cuidadosos estudios estadísticos y de pruebas.

En Perú, el **Reglamento Nacional de Construcciones** establece dichas cargas. En USA, es digno de mencionar el ANSI A58.1 (**American National Standards, Design Loads for Buildings and other Structures**) cuya última versión data de 1989 y donde, de acuerdo a la ocupación, se indican las Cargas Vivas Mínimas Uniformemente Repartidas.

Queda siempre, a responsabilidad del diseñador, establecer la posición de las cargas para que produzcan los máximos efectos sobre las estructuras.

A veces será necesario tener tramos parcialmente cargados para producir ciertos efectos máximos, por ejemplo, flexión en arcos parabólicos, o en el caso de pórticos, será necesario cargar ciertos paños para producir los máximos efectos en ciertas secciones de las vigas o de las columnas.

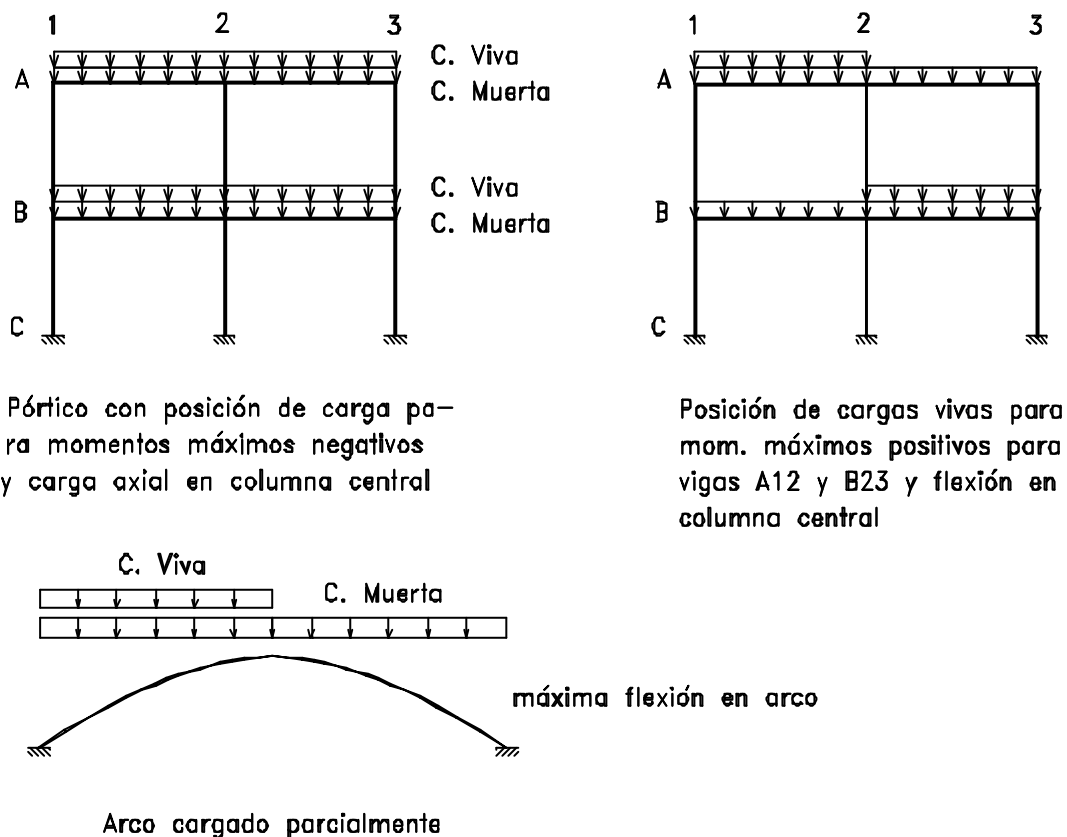


Fig. 1.2 Posición de las Cargas para producir máximos

Se ha pensado siempre en la posibilidad de que todo un piso no puede estar 100% cargado. Es por ello que, a continuación, se dan algunos extractos del ANSI A58.1 para definir la carga viva reducida de los elementos estructurales más importantes que tienen áreas tributarias significativas:

" Para cargas vivas de más de 100 psf (libras por pie cuadrado), aproximadamente 500 kg/m², y aquellos miembros que tengan más de 400 sq-ft (pies cuadrados), aproximadamente 37 m², estos se diseñarán para la carga viva reducida siguiente:

$$L = L_o (0.25 + 15 / \sqrt{A_i})$$

donde

L = carga viva reducida;

L_o = carga viva no reducida;

A_i = área de influencia ", en pies cuadrados.

" El área de influencia se considera como 4 veces el área tributaria de una columna, 2 veces el área tributaria de una viga e igual al área del tramo en una losa armada en dos sentidos. La carga viva reducida no será menor del 50% de la carga viva L_o para miembros que soporten un piso ni menor al 40% de la carga L_o en otros casos. La reducción de carga viva no podrá ser aplicada en áreas a ser ocupadas por reuniones públicas y para losas armadas en un sólo sentido cuando la carga viva sea 100 psf o menos. La reducción es para cargas vivas mayores a 100 psf o más y para garages y techos bajo circunstancias especiales. "

IMPACTO

Se define como impacto al efecto dinámico de las cargas vivas súbitamente aplicadas. No se consideran como cargas de impacto el transitar de personas o el movimiento de muebles y más bien tienen dicho efecto algunas cargas de equipos como elevadores o puentes grúas y equipos de arranque o detención instantáneos. Para considerar el impacto, el Reglamento AISC indica que las cargas vivas nominales serán incrementadas en un porcentaje como se indican a continuación:

Para estructuras con elevadores o elevadores de maquinarias	100%
Para estructuras con maquinaria, impulsada por eje o motor	20%
Para estructuras con maquinaria vibratoria o unidades de encendido automático no menos de	50%
Para tirantes de pisos o voladizos	33%
Para viga tecele móvil operada en cabina y todas sus conexiones	25%
Para viga tecele móvil operada manualmente y todas sus conexiones	10%

Para el diseño de las llamadas Vigas Carrileras y sus conexiones que soportan Puentes grúas, se considerarán las fuerzas horizontales provenientes

del frenado del carro-móvil (Ver Fig. 1.3) en la siguiente forma: 20% de la suma del peso levantado más el peso del carro-móvil.

Esta fuerza se considerará aplicada al tope del riel, actuando perpendicularmente a él y en ambos sentidos y distribuida de acuerdo a la rigidez lateral de la estructura que soporta el Puente grúa. Adicionalmente, debido a la aceleración o desaceleración del Puente grúa, se considerarán fuerzas en la dirección de las Vigas Carrilera que no serán menores a 10% de las cargas máximas aplicadas en las ruedas del Puente grúa.

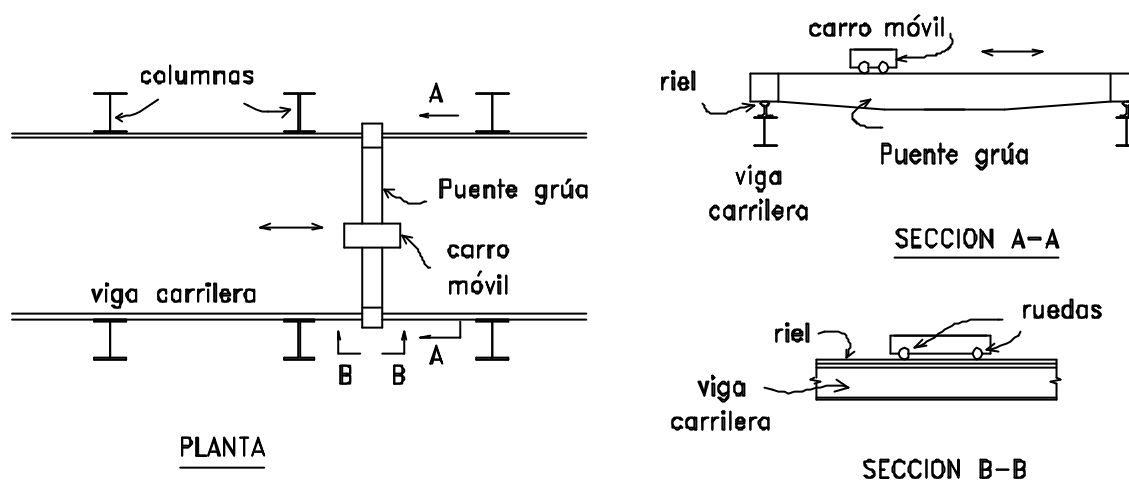


Fig. 1.3 Puente Grúa

CARGA DE NIEVE

Aunque en Perú la mayoría de las estructuras se construyen en zonas donde la nieve no es significativa, es recomendable que los techos de las estructuras que se encuentren a una altitud de más de 3000 m. sean diseñados para una sobrecarga de nieve de un peso específico no menor de 150 kg/m^3 , y un espesor no menor de 30 cm.

CARGAS DE VIENTO

Todas las estructuras están sujetas a la acción del viento y en especial las de más de 2 o 3 pisos de altura o en aquellas en las zonas donde la velocidad del viento es significativa o en las que debido a su forma, son más vulnerable a los efectos aerodinámicos. En el caso de las estructuras de acero, por su peso propio relativamente bajo y grandes superficies expuestas a la acción del viento, las cargas del viento pueden ser más importantes que las cargas debidas al sismo. En el Reglamento Nacional de Construcciones se trata muy brevemente este tipo de carga, por lo que en esta publicación, se ha creído

conveniente dar algunos conceptos y métodos de obtención de las cargas de viento, del trabajo " **Efecto del Viento sobre las Estructuras** ", desarrollado en la UNI (2).

Aunque el viento tiene naturaleza dinámica, es satisfactorio tratar al viento como una carga estática. Se entiende mejor los factores que actúan sobre la presión estática mediante la ecuación siguiente:

$$p = C_p \cdot C_r \cdot q$$

donde

p = Intensidad de la presión estática equivalente;

C_p = Coeficiente que depende de la forma de la estructura;

C_r = Coeficiente que depende de la magnitud de las velocidades de las ráfagas del viento y de la flexibilidad vertical.

q = Intensidad de la acción dinámica del viento, donde $q = 0.5 \rho \cdot v^2$ y

ρ = densidad del aire;

v = velocidad del viento de diseño a la altura H sobre el suelo en la cual p se calcula, o una altura característica de la estructura.

En esta publicación se tomarán en cuenta solamente los factores dependientes de la forma de la estructura y los coeficientes de ráfaga mas no así los de los coeficientes de topografía por ser casos especiales.

El flujo del viento alrededor de los edificios es un proceso extremadamente complejo y no puede ser descrito por reglas simples.

La amplia variedad en tamaño y forma de los mismos, tipo de exposición al viento, topografía local así como la naturaleza fortuita del viento tiende a complicar el problema. Las características de estos flujos sólo se pueden establecer a través de observaciones directas en tamaño natural o recurriendo a pruebas en túneles de viento. Sin embargo, la conducta puede ser fijada considerando algunas situaciones de flujo típicas.

Flujo típico del viento alrededor de edificios

Una situación de flujo típico se ilustra en la Figura 1.4 donde el viento está soplando sobre una cara del edificio con techo a dos aguas.

Los flujos son lentos o desacelerados a medida que se acercan al edificio, produciéndose una presión positiva en la cara de barlovento. Creada la obstrucción, por causa del edificio, este flujo se vuelca alrededor de las esquinas y del techo. El flujo separado (llega a ser separado de la superficie del edificio) en estos puntos y la baja presión, por debajo de la presión atmosférica, origina una presión negativa o succión en los muros extremos y en cierta porción de los techos. Una gran zona de baja presión de flujo

retardado es creada a sotavento del edificio, la cual produce una succión en el muro de sotavento y a sotavento del techo.

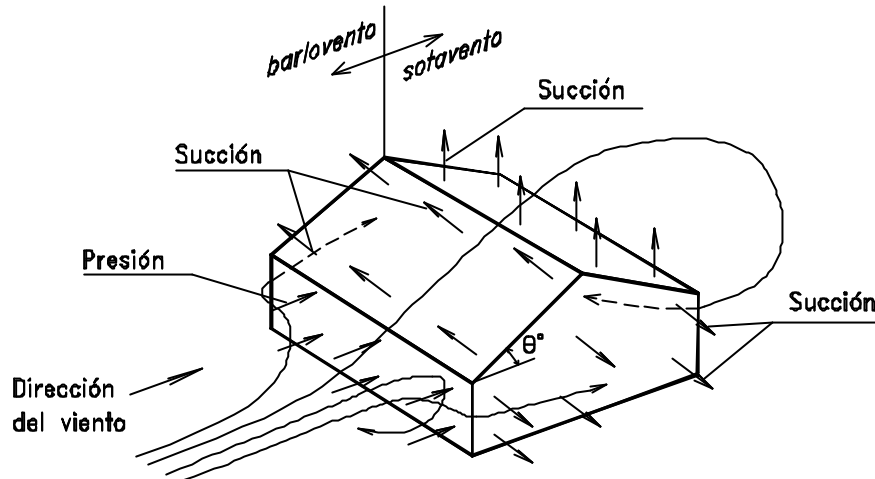


Fig. 1.4 Acción del Viento sobre una construcción con techo a dos aguas.

Las presiones en esta zona no son estables ni uniformes, sin embargo se ha establecido que los flujos no se alteran apreciablemente con un cambio en la velocidad del viento.

Las presiones actuantes en un techo dependen completamente de su inclinación; son generalmente positivas en la zona de barlovento para inclinaciones mayores de $\theta = 30$ grados pero para inclinaciones menores, la cara a barlovento del techo puede estar sujeta a succiones severas y que alcanzan un máximo a una inclinación de 10 grados aproximadamente. Bajo condiciones de vientos extremos estas succiones pueden vencer el peso propio requiriéndose para este caso, un adecuado sistema de anclaje.

Los resultados de diversos estudios realizados en un caso especial de forma de estructuras han conducido a la Tabla VI(a) " Cubiertas Simétricas de dos Aguas " que se da en la Pag. 1-12 para la determinación del Coeficiente C_p . Para otros casos se recomienda leer (2).

Velocidad del Viento:

Se deben considerar diversos aspectos en la selección de una velocidad de viento, sobre la cual se basan las cargas de diseño para edificios u otras estructuras. En ellos se incluyen la climatología del área geográfica, la rugosidad del terreno en general, el aspecto de la topografía local, la altura

del edificio y el nivel aceptable del riesgo de exceder la carga de diseño. La medición de datos de viento y el procedimiento para obtener velocidades básicas fueron discutidos anteriormente. Para el análisis estadístico de las velocidades máximas de viento, los datos deben ser confiables y constituir un grupo homogéneo. Para Perú, el SENAMHI es la entidad encargada de recoger sistemáticamente esta información. En los códigos modernos las velocidades básicas del viento de diseño están especificadas claramente en términos probabilísticos y con el conocimiento de probabilidad de ocurrencia de velocidades altas de viento, obtenidas de un análisis estadístico de los registros de velocidades de viento.

Existen algunos procedimientos básicos para el cálculo de estas probabilidades de ocurrencia de vientos extremos. La naturaleza de las variables propuestas para que funcione un modelo apropiado de viento extremo es proporcionada por las distribuciones probabilísticas de los valores altos. La selección de un intervalo medio de recurrencia (IMR) con la cual hay asociada una cierta velocidad básica del viento, depende de la función del edificio y las consecuencias de su falla. En este texto se recomienda se use un IMR de 50 años y se tome en cuenta el **Mapa Eólico** que se adjunta (Ver Pag. 1-11), donde se presentan las isotacas elaboradas en la UNI, y que permiten establecer la velocidad máxima esperada en diversos puntos del territorio nacional en un período de 50 años. Existe también una variación de la velocidad del viento con la altura de la edificación. Se sugiere consultar (2).

Cargas de diseño por Viento:

A continuación se da un resumen de la Propuesta de Cargas de Viento que se elaboró en la publicación (2):

" La ocurrencia de presiones o succiones p debidas al viento en superficies verticales horizontales o inclinadas de una edificación serán consideradas simultáneamente y se supondrán perpendiculares a la superficie sobre la cual actúan. La carga de viento depende de la forma. Dicha sobrecarga p sobre la unidad de superficie es un múltiplo de la presión dinámica q y se expresa así:

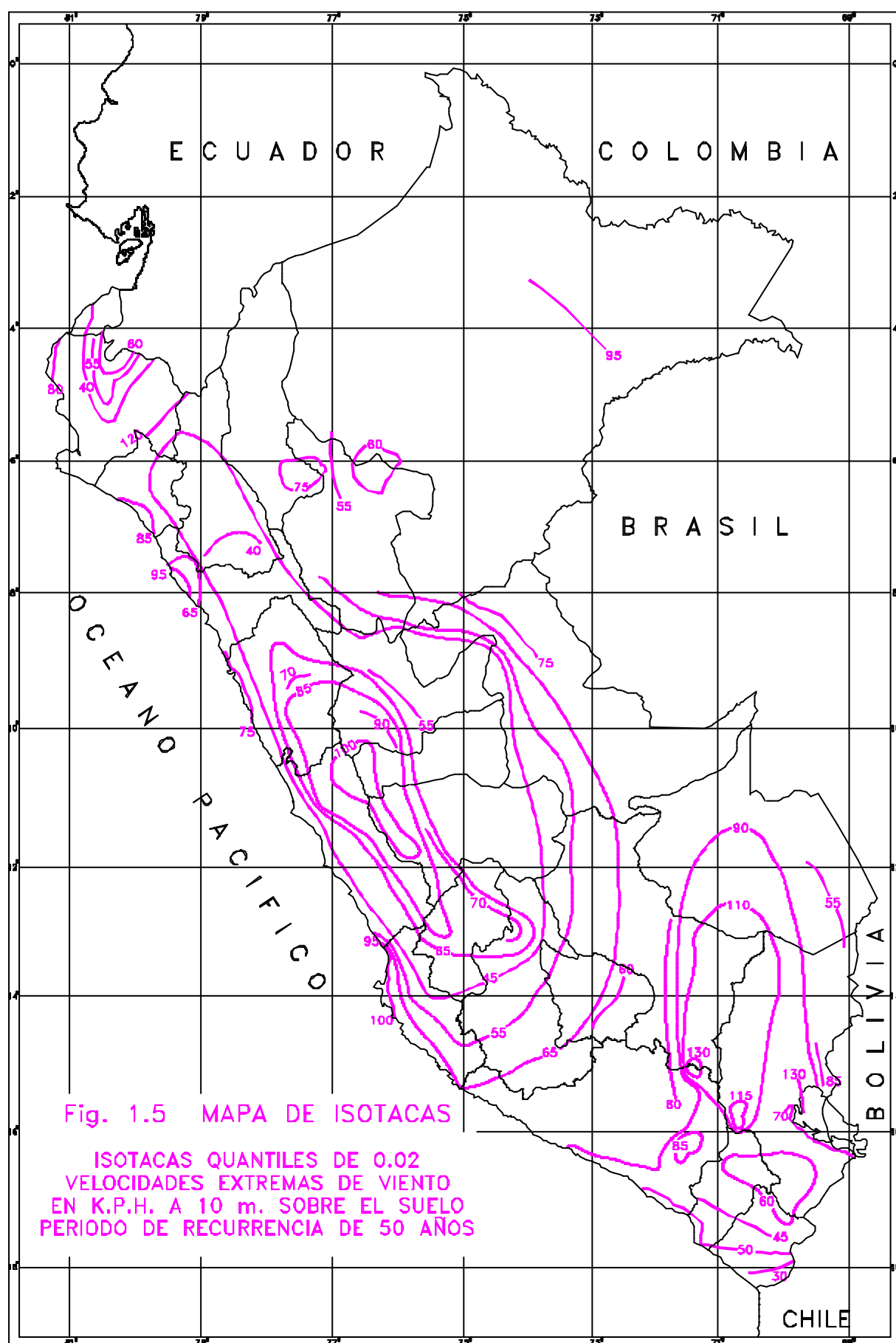
$$p = C_p C_r q \text{ (kg / m}^2\text{)} \quad (1.1)$$

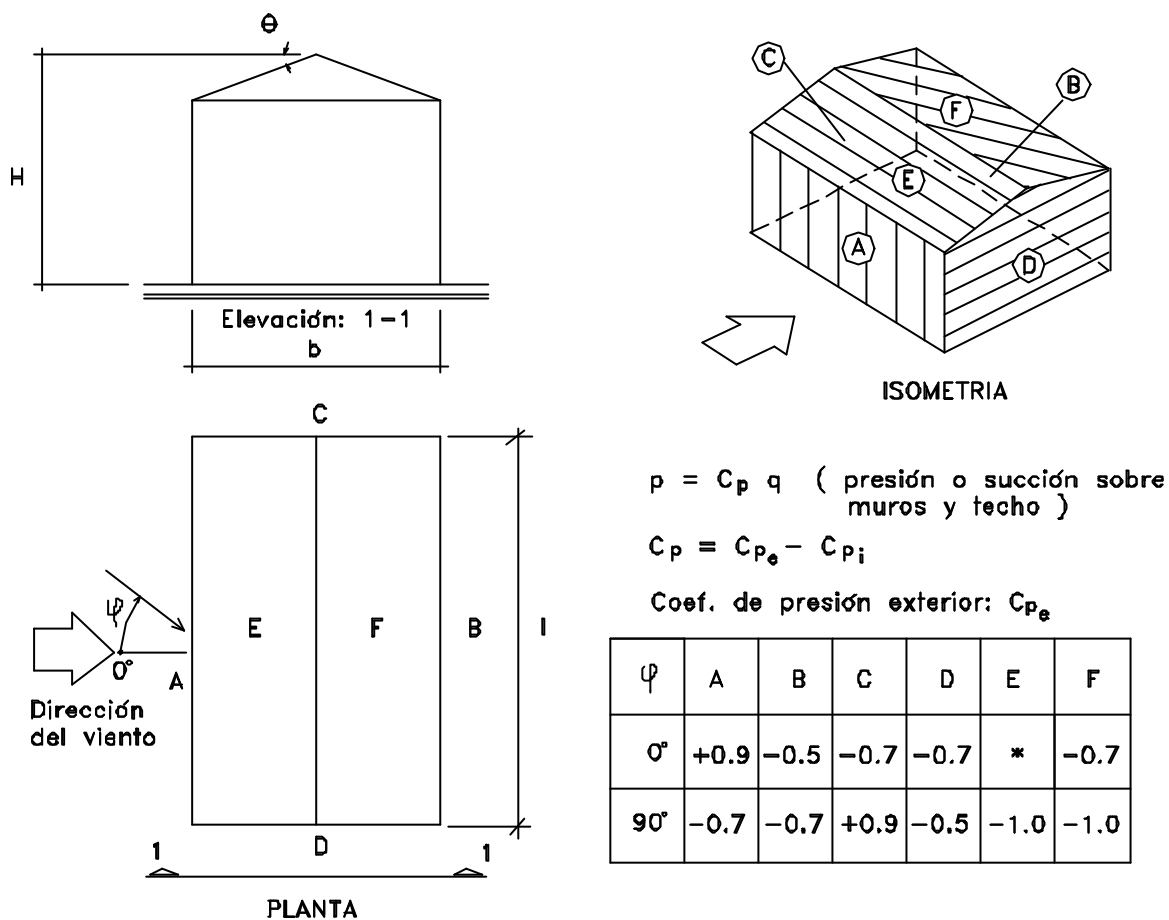
donde

C_p = coeficiente de presión y

C_r = es un coeficiente de ráfaga (ambos son números abstractos)

$$q = 0.005 v^2 \text{ (kg / m}^2\text{)}$$





* Coef. presión C_{pe} para la cubierta de barlovento (E)										
θ	0	10	20	30	40	50	60	70	80	90
C_{pe}	-1.0	-0.8	-0.4	0	+0.4	+0.5	+0.6	+0.7	+0.8	+0.9

Coeficiente de Presión interior: C_{pi}	$\psi=0$	$\psi=90$	n
Aberturas uniformemente distribuidas	± 0.3	± 0.3	0%
Aberturas predominantes en el lado A	+0.8	-0.5	>30%
" " " " " B	-0.5	-0.5	
" " " " " C	-0.5		
" " " " " D	-0.5	-0.5	

n = porcentaje de abertura en el muro

Fig. 1.6 Coeficiente de presión en cubiertas simétricas a dos aguas

en donde v está en kilómetros por hora. La velocidad básica del viento se obtendrá de los Mapas Eólicos. En ningún caso se tomarán presiones dinámicas menores de $q = 15 \text{ kg/m}^2$ ".

" Las presiones pueden ser positivas (**presión**) o negativas (**succión**), determinadas por un coeficiente C_p , positivo o negativo y serán consideradas como diferenciales con relación a la presión atmosférica normal. Ver Tablas correspondientes. "

" **Presiones interiores:** Cuando el porcentaje de abertura " n " de alguna de las paredes de la construcción sea mayor de 30% de la parte de área expuesta que corresponde a dicha planta, en adición a las presiones o succiones exteriores se deberán considerar presiones o succiones calculadas según la ecuación (1.1) con valores C_{pi} siguientes:"

Si la abertura se encuentra al lado de barlovento $C_{pi} = 0.8$

Si la abertura se encuentra al lado de sotavento $C_{pi} = -0.5$

Para valores de " n " menores de 30%, se considerarán para el cálculo de las presiones internas los valores de C_{pi} más desfavorables entre los especificados a continuación:

Si la abertura se encuentra al lado de barlovento $C_{pi} = 0.8n/30 \pm (1-n/30)$

Si la abertura se encuentra al lado de sotavento $C_{pi} = -0.5n/30 \pm (1-n/30)$

Si la construcción no tiene aberturas, se tomará $C_{pi} = \pm 0.3$

" Coeficientes de Ráfaga: Para estructuras cuya esbeltez o dimensiones horizontales reducidas las hacen sensibles a las ráfagas de corta duración y cuyos períodos largos favorecen a la ocurrencia de oscilaciones importantes como por ejemplo, edificios de relación de aspecto de 5 a 1 y con período fundamental de más de 2 segundos o con altura de más de 60 m, se recomienda usar un Coeficiente de Ráfaga $C_r = 1.7$ en la ecuación (1.1) ".

En el Apéndice de este Capítulo se da un Ejemplo completo para determinar las acciones de viento sobre una estructura típica.

CARGAS DE SISMO

Los terremotos producen movimientos horizontales y verticales. Los movimientos horizontales son los que generan en la estructuras los efectos más significativos. Cuando el suelo se mueve, la inercia de la masa de la estructura tiende a resistir tal movimiento, como se muestra en la Fig. 1.7.

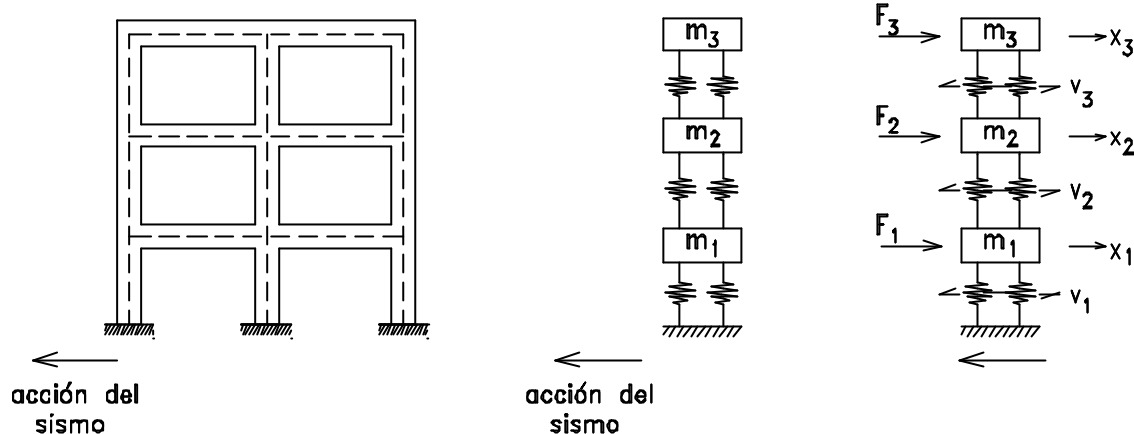


Fig. 1.7

Así por el Principio de D'Alembert:

$$\begin{bmatrix} m_1 & 0 & 0 \\ 0 & m_2 & 0 \\ 0 & 0 & m_3 \end{bmatrix} * \begin{Bmatrix} \ddot{x}_1 \\ \ddot{x}_2 \\ \ddot{x}_3 \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} k_1 + k_2 & -k_2 & 0 \\ -k_2 & k_2 + k_3 & -k_3 \\ 0 & -k_3 & k_3 \end{bmatrix} * \begin{Bmatrix} x_1 \\ x_2 \\ x_3 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} m_1 \ddot{x}_g(t) \\ m_2 \ddot{x}_g(t) \\ m_3 \ddot{x}_g(t) \end{Bmatrix}$$

$$M \ddot{X} + K X = F$$

Conocidos los valores de X , se pueden determinar las fuerzas de corte del piso

$$V_i = K_i (X_i - X_{i-1})$$

$$V_{base} = K_1 X_1$$

y las fuerzas de piso $F_i = V_i - V_{i-1}$.

Este análisis es dificultoso para edificaciones, además de las incertidumbres que se desprenden de las hipótesis a considerar para lograr el modelo matemático. Es por ello que muchos reglamentos aceptan tomar en cuenta sólo la carga C.W, aplicada horizontalmente, prescrita en forma empírica.

Esta carga se representa con la expresión

$$H = \frac{Z U S C}{R_d} W \quad (1.2)$$

donde:

1.4 CARGAS**1 - 15**

Z = Factor de zonificación sísmica:

$Z = 1.0$ (zona 1);

$Z = 0.7$ (zona 2);

$Z = 0.3$ (zona 3).

U = Factor de uso e importancia:

$U = 1.0$, Edificaciones Categoría C: Edificaciones de departamentos y oficinas, hoteles, casas habitación, comercio;

$U = 1.3$, Edificaciones Categoría B: Hospitales, centrales telefónicas, colegios, museos, etc.

S = Factor del tipo de suelo:

Suelo I, $S = 1.0$, suelo duro (roca, grava densa, grava arenosa dura);

Suelo II, $S = 1.2$, suelo intermedio (arena densa, suelo cohesivo duro o firme);

Suelo III, $S = 1.4$, suelo blando (suelos granulares sueltos, suelos cohesivos medianos o blandos)

C = Coeficiente Sísmico:

$$C = 0.8 / (T / T_s + 1) \quad \text{donde} \quad 0.16 \leq C \leq 0.40$$

T = Período fundamental de vibración de la estructura

T_s = Período predominante del suelo:

Suelo I, $T_s = 0.3$ seg;

Suelo II, $T_s = 0.6$ seg;

Suelo III, $T_s = 0.9$ seg

W = Carga permanente sobre la construcción que se calculará adicionando a la carga muerta un cierto porcentaje de la carga viva.

$$W = W(c.m.) + \alpha W(c.v.)$$

Tipo de edificación	α
A	1.0
B	0.5
C	0.25
Depósitos	0.8
Azoteas	0.25
Tanques y Silos	1.0

R_d = Factor de reducción por ductilidad. La respuesta inelástica de la edificación es ocasionada por movimientos sísmicos severos, disipando así energía a través de la formación sucesiva de rótulas. Debido a la complejidad del análisis inelástico se ha desarrollado el llamado Método del Factor de Ductilidad; se supone un comportamiento elástico de la edificación aún para movimientos severos y la respuesta obtenida es a partir de esa respuesta elástica pero dividida por un factor de ductilidad (Ver Fig. 1.8).

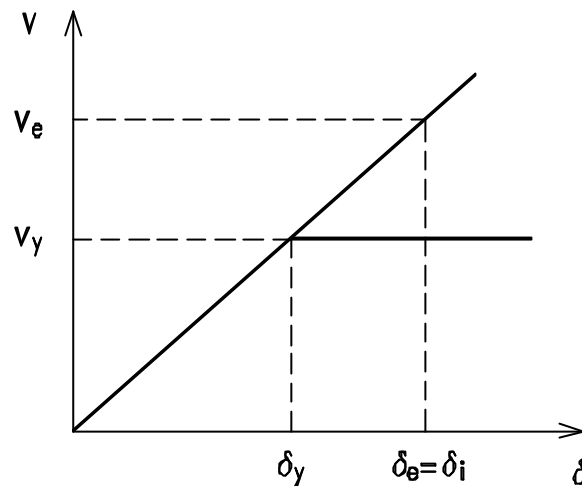


Fig. 1.8

$$u = \frac{\delta_i}{\delta_y} = \frac{V_e}{V_y}$$

Si $V_{\text{diseño}} = V_y$ $R_d = V_e / V_y$ ó $V_y = V_e / R_d$.

El factor de ductilidad toma en cuenta las características de la rigidez propia de la estructura y su capacidad de disipar energía.

1.5 TIPOS DE PERFILES ESTRUCTURALES

Hay varios tipos de elementos de acero que se emplean en las construcciones. Los llamados **Productos Laminados en Caliente** y que pueden ser **productos no planos** (perfiles ángulos, canales, perfiles alas anchas, tubos, varillas lisas, etc.) y los **productos planos**, que son las planchas.

De las planchas, sean éstas laminadas en caliente o en frío, se obtienen los llamados **Perfiles Plegados**, y los **Perfiles Soldados** que son un segundo tipo de perfiles más empleado en la práctica.

De las planchas o de los perfiles laminados en caliente o plegados o soldados se pueden formar **Secciones Combinadas** soldándolos o uniéndolos; estas secciones integran un tercer tipo.

Cuando cualquiera de los perfiles mencionados arriba se unen con el concreto se dice que se forman **Secciones Compuestas**. Hay vigas compuestas y columnas compuestas. Estos elementos integran un cuarto tipo.

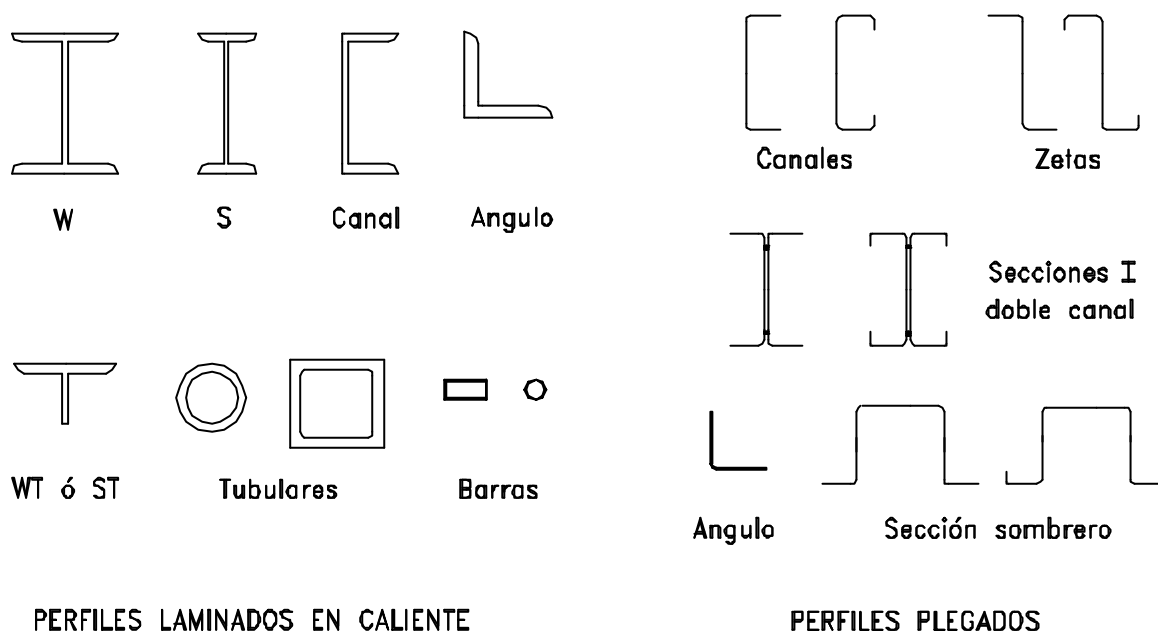


Fig. 1.9 Secciones de los diferentes tipos de perfiles.

Los perfiles laminados en caliente tienen una designación para su apropiada descripción, así C6x10.5, significa un canal de 6" de peralte y un peso de 10.5 lb/pie, o un ángulo L2"x2"x3/16, o un perfil W18x40 que es un perfil alas anchas de 18" de peralte y de 40 lb/pie, etc. Esta nomenclatura corresponde a la designación de perfiles recomendada por el AISC.

Los perfiles soldados, usados en Perú, tiene la designación adoptada por ITINTEC 341-154. Estos perfiles fueron estudiados en la UNI (3).

Los perfiles plegados no serán materia de esta publicación ya que por la limitación de la misma no permite desarrollar la teoría que sustenta su comportamiento ni las especificaciones AISI correspondientes. Estos perfiles fueron estudiados en la UNI (4).

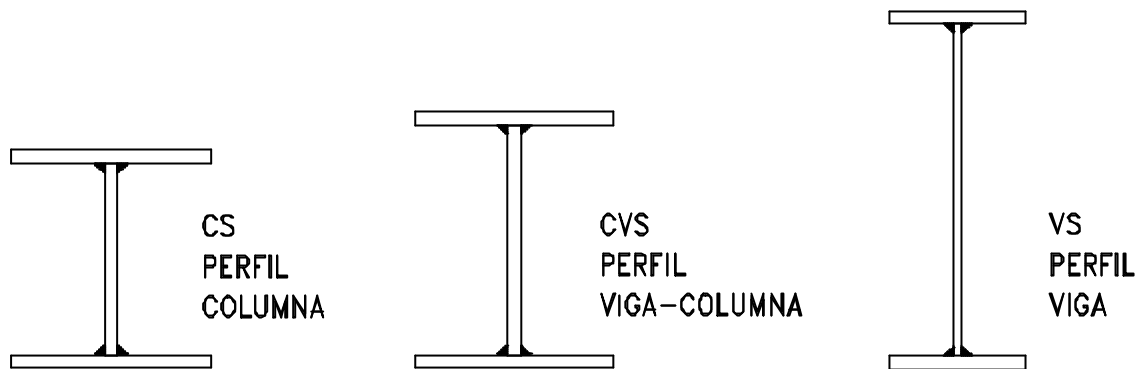


Fig. 1.10 Perfiles Soldados

Ver más explicación sobre los Perfiles Soldados en el Apéndice.

1.6 TIPOS DE ESTRUCTURAS DE ACERO

En general tres son los tipos de estructuras de acero más conocidos: Los **Pórticos**, las **Armaduras**, y las **Estructuras Laminares**. Todas ellas contienen **esqueletos** formados de miembros de alma llena o de alma de celosía.

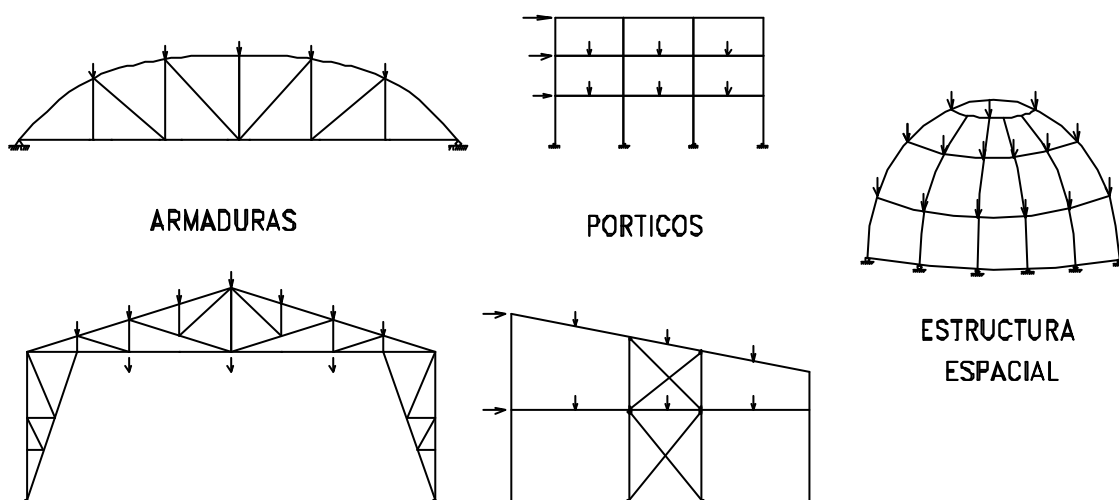


Fig. 1.11 Tipos de Estructuras de Acero

La principal diferencia entre las estructuras aporticadas y las armaduras es que éstas últimas transmiten sólo acciones axiales a través de sus miembros y se cuida, entonces, que sus nudos sean libres de rotar y por lo tanto incapaces de transmitir momentos y que las cargas transversales reposen en los nudos solamente. Los pórticos pueden tener nudos rígidos o semirígidos (Cap. 9) y sus miembros soportan flexiones. Las estructuras laminares son estructuras espaciales donde se procura que los mayores esfuerzos se transmitan a lo largo de su superficie obteniendo provecho así del comportamiento espacial.

Los pórticos, en realidad tienen, en el caso de edificios, un comportamiento tridimensional, sin embargo, en muchos casos son estudiados, conservadoramente, como estructuras bidimensionales.

Las armaduras puede tener comportamiento en un plano, o un comportamiento espacial como ocurre en las Torres de Transmisión o en Torres de Antenas. En esta publicación no se tratarán las estructuras laminares, ni es tema el caso de los Puentes.

1.7 LAS ESPECIFICACIONES AISC COMO REGLAMENTO DE DISEÑO

En primer lugar, para apreciar un documento tan importante, se debe conocer qué es el **Instituto Americano de la Construcción en Acero (AISC)**.

Se trata de un instituto de investigación, redacción de normas y de divulgación de los conocimientos que sobre el uso del acero se van adquiriendo. Fue fundado en 1912 y desde 1921 ha elaborado 9 versiones de las **"Especificaciones para el Diseño, Construcción y Montaje de Estructuras de Acero para Edificaciones"**. El AISC está integrado por los productores de perfiles, por los usuarios y por individuos que se encuentran interesados en el desarrollo del acero como material para la construcción.

Una Especificación es un conjunto de reglas que tienen por objeto conseguir una estructura segura y estable en el tiempo. Es imposible que las especificaciones involucren todos los aspectos de la seguridad de una estructura particular por lo que se dice que "el diseñador es el que tiene la última responsabilidad para una estructura segura".

Las Especificaciones AISC mencionadas anteriormente son reconocidas en Perú a falta de unas Especificaciones nacionales, de acuerdo a los indicado por el Reglamento Nacional de Construcciones.

Dos son los enfoques del Diseño estructural en acero conforme a lo disponible a la fecha:

"Diseño por Esfuerzos Permisibles", conocido por sus siglas **ASD** (Allowable Stress Design)

"Diseño por Estados Límites", conocido por sus siglas **LRFD** (Load and Resistance Factor Design).

Las versiones más recientes de los reglamentos que amparan estas dos filosofías de diseño fueron dadas a conocer en 1989 y 1986, respectivamente.

El método ASD ya tiene más de 100 años de aplicación; con él se procura conseguir que los esfuerzos unitarios actuantes reales en los miembros estructurales sean menores que los esfuerzos unitarios permisibles, aconsejados por el reglamento.

Sin embargo, durante las dos últimas décadas, el diseño estructural se está moviendo hacia un procedimiento más racional basado en conceptos de probabilidades y denominándose "estado límite" aquella condición de la estructura en la cual cesa cumplir su función.

Los estados límites se dividen en dos categorías: **Resistencia y Servicio**. El primer estado tiene que ver con el comportamiento para máxima resistencia dúctil, pandeos, fatiga, fractura, volteo o deslizamiento. El segundo estado tiene que ver con la funcionalidad de la estructura, en situaciones tales como deflexiones, vibraciones, deformación permanente y rajaduras. Lo que se pretende, entonces, es conseguir que la estructura no sobrepase los estados límites mencionados, pero como es imposible conseguir riesgo **cero** en la práctica, el diseñador se debe conformar con un probabilidad adecuada, basada ciertamente en métodos estadísticos, que se denominan "Métodos de Confiabilidad de momentos de primer orden-segundo orden" para no sobrepasar la resistencia de los elementos, que es lo que más preocupa al diseñador.

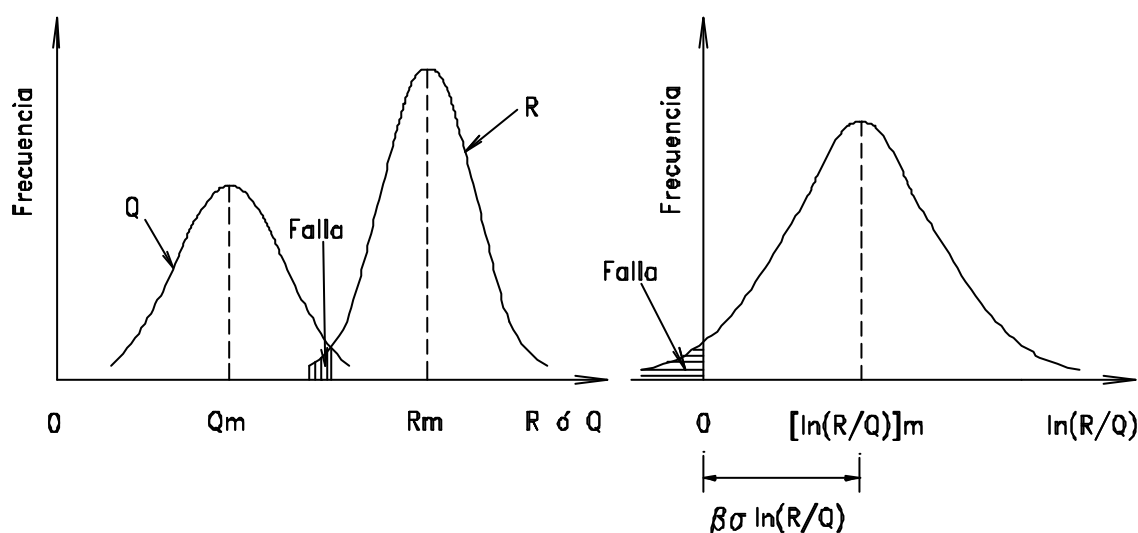


Fig. 1.12 Conceptos de probabilidades para la determinación del Índice de Confiabilidad

Tales métodos asumen que la Carga Q y la Resistencia R son variables aleatorias, como se muestran en la Fig. 1.12. Cuando R excede Q se tendrá un margen de seguridad, pero también puede darse el caso contrario $R < Q$ que se muestra en el área achurada, y que es el caso de Falla. Sería conve-

niente ahora, explicar el otro gráfico donde se muestra un dominio "ln(R/Q) vs. frecuencia "; se observa que cuando $R < Q$, el área achurada, el caso de falla, indica que la relación es menor a la unidad. La distancia de la media del ln(R/Q) es la llamada desviación estandar σ . Sea β un índice llamado índice de confiabilidad; cuando más grande sea β , más seguridad habrá que R sea mayor que Q . Se procura ser consistente con β , ajustándolo para los casos de resistencia de miembros o de sus conexiones y las posibles cargas; se ha creído conveniente valores de 2 a 4 para este índice.

Aceptando entonces este criterio de base estadística, se puede expresar el requerimiento de seguridad estructural como sigue:

$$\phi R_n \geq \sum \gamma_i Q_i$$

donde la parte izquierda de la inequación representa la **Resistencia** del componente o sistema, y la parte derecha representa la **Carga máxima esperada** o sus máximos efectos. La Resistencia Nominal R_n es reducida por un factor menor que la unidad ϕ (Factor de Resistencia) para obtener la **"Resistencia de Diseño"** llamada también la **"resistencia usable"**. Al otro lado de la inequación, las cargas son factorizadas por sus respectivos factores de mayorización γ_i para tener las **"cargas factorizadas"** con el objeto de prever cualquier exceso en las mismas.

AISC-Diseño por Factores de Carga y Resistencia

Durante la última década ha ganado terreno en USA la adopción de esta filosofía de diseño (en Canadá desde 1974), en especial para el caso de las estructuras de acero, desde la divulgación de las Especificaciones AISC-86 (5) correspondientes y que están basadas en los siguientes criterios:

- a) Un modelo basado en probabilidades.
- b) Calibración de los resultados con los que se obtiene en el método ASD, con el objeto que las estructuras no sean muy diferentes entre ambos métodos.

El método LRFD tiene como antecedente, para los factores de mayorización de las cargas, los valores dados en 1982 por los Estandares ANSI. Dichos factores están relacionados con el tipo de carga y en especial con la Combinación de Carga a considerar.

A continuación se da una Tabla donde se muestran las diversas combinaciones con la numeración AISC respectiva. Se le adiciona un comentario para indicar, en la combinación correspondiente, la posible ocurrencia del tipo de carga esperado, en la vida útil de la estructura.

Fórmula AISC-LRFD	Combinación de Carga	Máxima posibilidad de carga en la vida útil de 50 años
(A4.1)	1.4 D	Carga muerta D durante la construcción
(A4.2)	1.2 D + 1.6 L + 0.5 (S ó L _r ó R)	Carga viva L
(A4.3)	1.2 D + 1.6 (L _r ó S ó R) + (0.8 W ó 0.5 L)	Carga en el techo
(A4.4)	1.2 D + 1.3 W + 0.5 L + 0.5 (L _r ó S ó R)	Carga de viento W aditiva a la carga muerta
(A4.5)	1.2 D + 1.5 E + (0.5 L ó 0.2 S)	Carga de sismo aditiva a la carga muerta
(A4.6)	0.9 D - (1.3 W ó 1.5 E)	W ó E opuesta a la carga muerta

S = Carga de nieve; L_r = carga viva sobre el techo; R = carga inicial de lluvia en techos planos cuando falla el desagüe.

D, L, L_r, S, W, E son las cargas de servicio establecidas por los reglamentos. Luego de aplicadas las combinaciones anteriores se tienen los efectos máximos últimos Q que intervienen en los estados límites.

Se debe considerar, para efectos del diseño estructural, la combinación de cargas que origine los mayores resultados, es decir la combinación que produzca la mayor solicitación a la estructura en general o al miembro en particular. Se debe encontrar la envolvente de esfuerzos internos, ya sea por flexión, corte, acciones normales, de tracción o compresión, así como de los esfuerzos combinados. Al mencionar esfuerzos en el método LRFD, se advierte no confundir con los llamados esfuerzos unitarios que se dan en el método ASD. Esfuerzos son las acciones internas que se generan en los miembros y que requieren un tipo definido de resistencia.

Factor de Resistencia ϕ_9

En la inecuación que sirve de base para asegurar que los efectos factorizados sobre la estructura son menores que la resistencia confiable de sus miembros, la resistencia nominal para un tipo de esfuerzo de un elemento estructural puede tener una dispersión estadística de su comportamiento comprobado por estudios teóricos y de laboratorio, lo que se toma en cuenta por el llamado

Factor de Resistencia. ϕ_{10} es menor que la unidad y sus valores para determinado tipo de solicitación estarán definidos por el conocimiento que se

tenga del comportamiento real del miembro o la conexión considerada. A continuación se dan algunos valores de f para miembros o conectores. Los otros valores de f se irán dando a lo largo del texto.

Valor de f	Miembro o Conector
0.90	Sección total en tracción
0.75	Sección neta de conexión en tracción
0.90	Miembros en flexión
0.85	Miembros en compresión axial
0.75	Pernos en tracción

¿ Por qué usar el Método AISC-LRFD ?

Se presenta, aquí, algunas de sus ventajas:

1. Es una herramienta adicional para que el diseñador no difiera en su concepto de solución que emplea en diseño de concreto armado, por ejemplo.
2. LRFD aparece más racional y por lo tanto se acerca más a la realidad de lo que ocurre en la vida útil de la estructura.
3. El uso de varias combinaciones de cargas conduce a economía de la solución, porque se acerca con más exactitud a lo que ocurra.
4. Facilita el ingreso de las bases de diseño conforme más información esté disponible.
5. Es posible introducir algunos cambios en los factores γ_i o f cuando se conoce con mayor exactitud la naturaleza de las cargas. Esto tiene importancia cuando existen cargas no usuales, o mejor conocimiento de la resistencia.
6. Futuros ajustes y calibraciones serán más fáciles de hacer.

En esta publicación se adoptará el uso de las Especificaciones AISC-LFRD (5). Se recomienda emplear para un mejor seguimiento, el Manual of Steel Construction, versión 1986 (5) y el trabajo denominado "Especificaciones AISC en Diagramas de Flujo" (6).

■ EJEMPLO 1.1

Determinar la Carga Factorizada (Carga Mayorizada, Carga Ultima) axial en la columna de un edificio sobre la que actúan las siguientes cargas de servicio: $D = 100$ t; $L = 150$ t; L_r ó S ó $R = 30$ t; $W = 60$ t; $E = 50$ t (t=toneladas)

SOLUCION

<u>Combinación de Carga</u>		<u>Carga axial factorizada</u>
A4.1	1.4(100)	= 140 t
A4.2	1.2(100)+1.6(150)+0.5(30)	= 375
A4.3a	1.2(100)+1.6(30)+0.5(150)	= 243
A4.3b	1.2(100)+1.6(30)+0.8(60)	= 216
A4.4	1.2(100)+1.3(60)+0.5(150)+0.5(30)	= 288
A4.5a	1.2(100)+1.5(50)+0.5(150)	= 270
A4.5b	1.2(100)+1.5(50)+0.2(30)	= 201
A4.6a	0.9(100)-1.3(60)	= 12
A4.6b	0.9(100)-1.5(50)	= 15

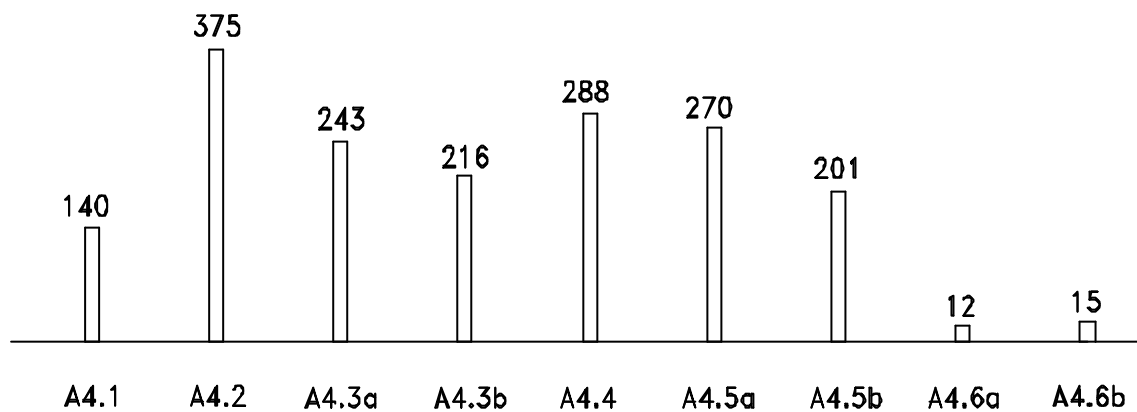
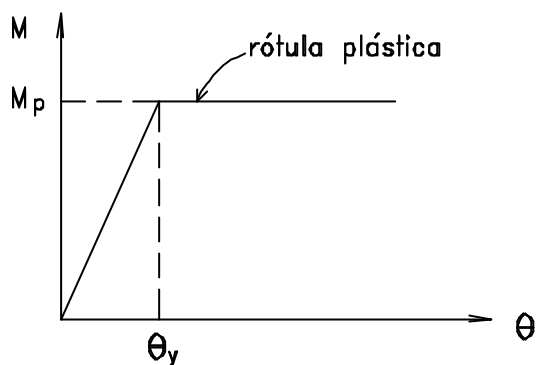


Fig. 1.13

Resultado: la carga última mayor es 375 t. Se observa, en el gráfico, la gran variación que puede ocurrir en las posibles cargas de la columna del edificio.

1.8 ANALISIS ESTRUCTURAL

Para determinar las acciones internas en los miembros de las estructuras se tienen que analizar las mismas para los efectos de las cargas y sus combinaciones. Toda estructura debe comportarse obedeciendo las Leyes de la Mecánica. En la Ingeniería Estructural se conocen dos métodos de análisis: Elástico e Inelástico. El primero de ellos supone que las deformaciones son proporcionales a las cargas aplicadas. En el método inelástico se considera que las deformaciones no son proporcionales a las cargas aplicadas lo que obliga a un seguimiento, paso por paso, para poder definir el comportamiento de la estructura en un instante dado. Con el objeto de poder explicar los métodos de análisis mencionados, veamos el caso de un ejemplo muy simple, el comportamiento de una viga de acero empotrada en sus dos extremos y con una carga uniformemente repartida que se incrementa continuamente.



(a) Comportamiento idealizado elasto-plástico

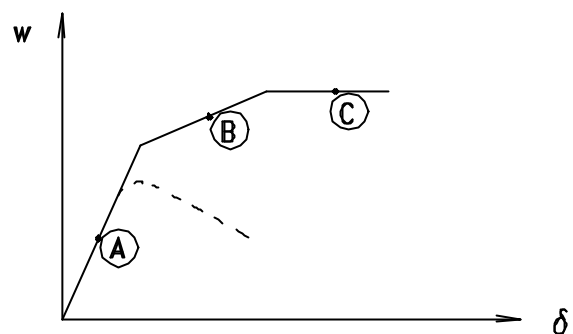
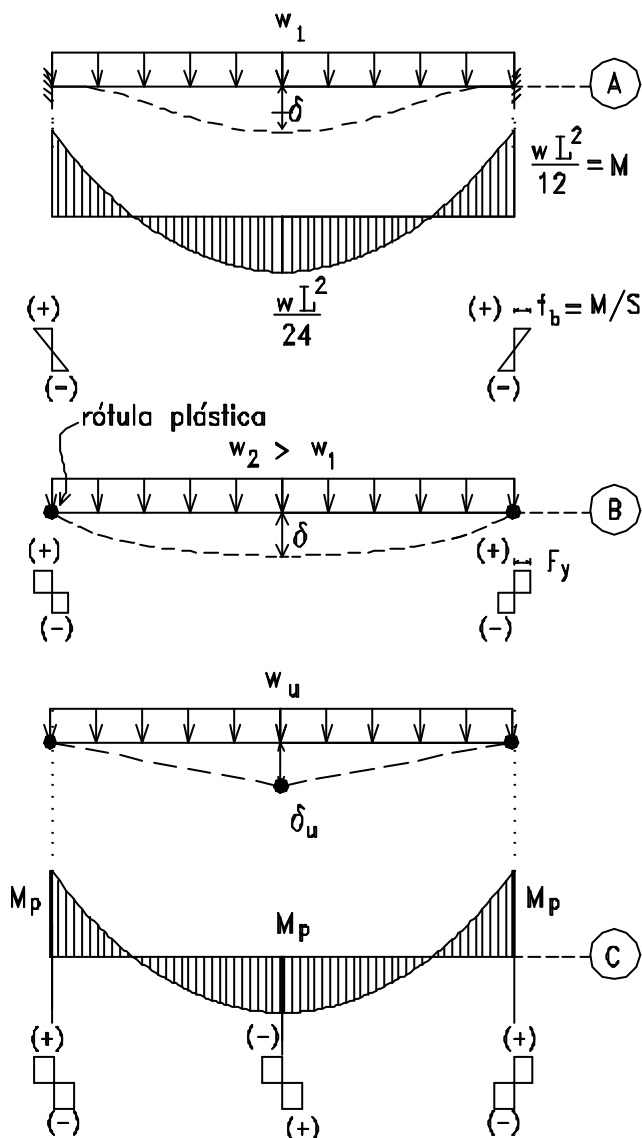
(b) Seguimiento w vs δ

Fig. 1.14



Estado Elástico
(cargas de servicio)

Diagrama de Momentos flectores

Comportamiento de las secciones

Estado Inelástico
Comportamiento de la viga
(en un instante del incremento de la carga aplicada)

Estado plástico
(mecanismo de Falla)
Cargas Máximas aplicables

Diagrama de Momentos Ultimos

Comportamiento de las secciones

Fig. 1.15

En la Fig. 1-14 se muestra el comportamiento de una sección de la viga sometida a un creciente aumento del momento flector.

Debido a la ductilidad del acero se observa que la sección tiene un comportamiento inicial elástico y luego plástico, que ocurre cuando se ha llegado al máximo momento que puede soportar la viga, que es el momento plástico M_p , con una rotación grande. Se ha formado una rótula plástica.

Cuando a la viga se le aplica la carga uniformemente repartida en forma creciente se observa, en el gráfico siguiente, primero un comportamiento elástico, luego un comportamiento inelástico (cuando se han formado ya dos rótulas plásticas en los apoyos) y finalmente, cuando se forma la última rótula plástica, en el centro del tramo, se puede decir que la viga llega a su mecanismo de falla, a su carga última (Ver Fig. 1.15).

Este comportamiento aquí explicado para un caso especial, es típico para todas las estructuras de acero, siempre que no ocurran algunos problemas como pandeos, fatigas o fallas frágiles. Se conocen las teorías del comportamiento de las estructuras en los estados típicos mencionados lo que permite que se puedan efectuar los análisis denominados Elástico, Inelástico y Plástico.

El Análisis Elástico es el más empleado, quizás por ser el más antiguo. Este análisis se ha facilitado mucho con la aplicación del análisis matricial desarrollado en programas de computación lo que permite tener resultados rápidos y confiables.

El Análisis Plástico tiene una antigüedad de unos 30 años y es, definitivamente, el más racional, porque permite establecer con certeza la carga última que va a ser capaz de resistir la estructura y así seleccionar los elementos estructurales de acuerdo a un factor de seguridad. Sin embargo, no es muy usado por dos motivos: se supone un crecimiento proporcional y simultáneo de todas las cargas (lo que en caso de sismos está lejos de la realidad) y los reglamentos obligan a la formación de las rótulas plásticas en determinadas secciones (preferido en vigas que en columnas, por ejemplo) lo que hace que ya no se conozca con exactitud las verdaderas cargas últimas.

El Análisis Inelástico es bastante más reciente y está en continuo desarrollo en la actualidad. Requiere un seguimiento del comportamiento.

En esta publicación se va a dar preferencia al Análisis Elástico de Primer Orden (considera la geometría inicial de la estructura para la determinación de los esfuerzos internos) para poder determinar los efectos de las cargas sobre las estructuras que se presentarán para la explicación de los distintos comportamientos. Se usarán los Programas "PORTICO" y "ARMADURA" así como sus generadores de datos "PORT.DAT" y "ARMA.DAT" respectivos, cuando se considere necesario. Estos programas fueron desarrollados en la UNI (7).

El Método LRFD tal como se aplicará en esta publicación, planteará el

análisis elástico de las estructuras sean éstas Armaduras o Pórticos (también vigas simples o continuas), incrementando las cargas de acuerdo a las combinaciones de cargas LRFD y comparando con los Estados Límites de Resistencia de Diseño de los miembros y sus conexiones para definir si se cumplen que no se sobrepasen estos últimos.

A continuación un Ejemplo que permite ilustrar el análisis y las cargas últimas (cargas factorizadas).

■ EJEMPLO 1.2

Realizar el análisis para la estructura mostrada y determinar los esfuerzos factorizados utilizando el Método LRFD-AISC.

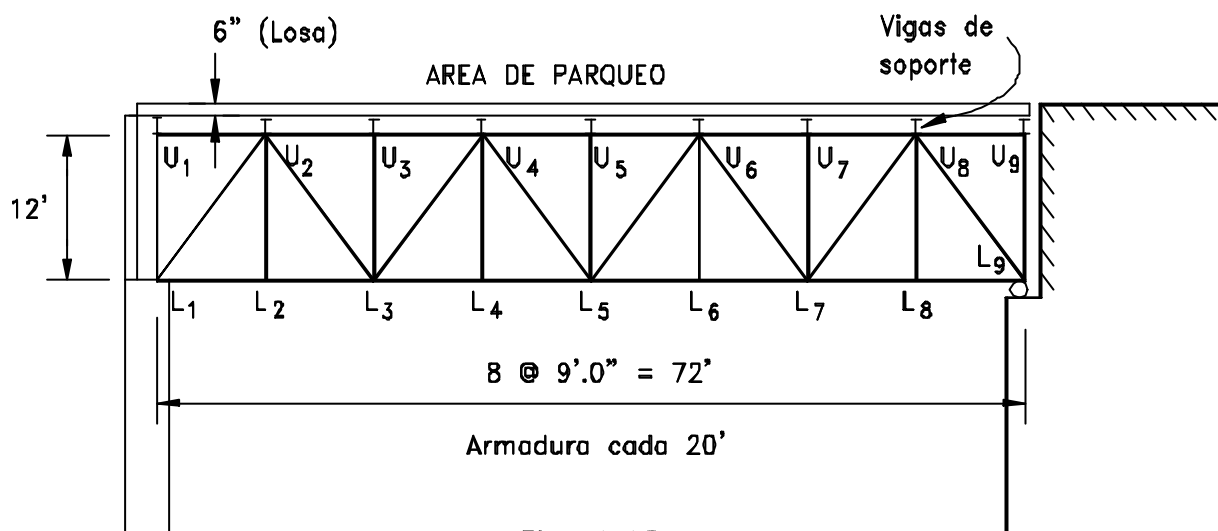


Fig. 1.16

Para lo cual se pide encontrar el esfuerzo máximo utilizando los Factores de Carga para los miembros: U₄-U₅, U₅-L₅, U₄-L₅, L₄-L₅, considerando que un miembro puede estar sujeto a fuerzas de tracción o compresión y empleando las siguientes combinaciones de carga:

CASO 1	1.4D	(A4-1) - AISC - LRFD
CASO 2	1.2D + 1.6L	(A4-2) - AISC - LRFD
CASO 3	0.9D + 1.6L	Supuesta por el diseñador

Las cargas de servicio son:

L : Carga viva, suponer 18 carros @4000 lb/carro/(20'*72') = 50 psf

D : Carga muerta:

1. Peso del concreto (150 lb/pie³), espesor 6" = 75 psf
2. Suponer peso de vigas y armadura = 10 psf

psf = lb/pie²

Carga muerta total

= 85 psf

SOLUCION

Para el cálculo de las cargas aplicadas en los nudos de la armadura, se considera el área tributaria:

$$\text{Area tributaria de U1 y U9} = 20' \times 4.5' = 90 \text{ pie}^2$$

$$\text{Area tributaria de U2 a U8} = 20' \times 9' = 180 \text{ pie}^2$$

Combinación de Carga	Nudo	Carga Ultima aplicada
1.4D	U1 y U9	10.71 Kips
1.4D	U2 a U8	21.42
1.2D + 1.6L	U1 y U9	16.38
1.2D + 1.6L	U2 a U8	32.76
0.9D + 1.6L	U1 y U9	14.09
0.9D + 1.6L	U2 a U8	28.17

Se realiza el análisis de la armadura para cada combinación de carga y se obtienen los siguientes esfuerzos, para las barras U4-U5, U5-L5, U4-L5:

Barra	CASO 1	CASO 2	CASO 3
U4-U5	-128.52 kips	-196.56 kips	-169.02 kips
U5-L5	-21.42	-32.76	-28.17
L4-L5	120.49	184.28	158.46

(+) tracción (-) compresión

Para la barra U4-L5, es necesario analizarla mediante líneas de influencia, como se muestra en la figura:

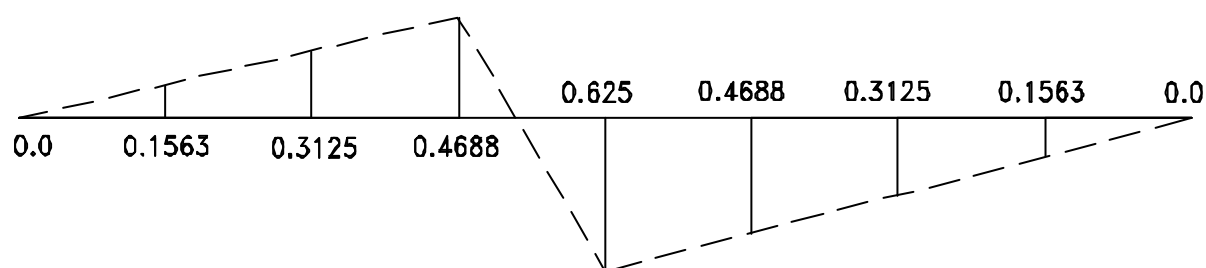
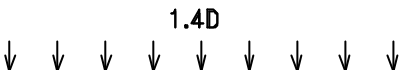
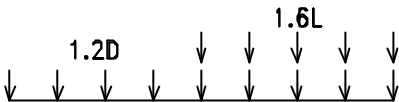


Fig. 1.17 Línea de influencia para la barra U4-L5

CASO	Diagrama de cargas	Carga Aplicada
1.4D		13.39 kips
1.2D + 1.6L		33.98 kips
0.9D + 1.6L		- 4.90 kips

Finalmente, se tienen los esfuerzos máximo factorizados en cada barra, como sigue:

ELEMENTO	CARGA ULTIMA	COMBINACION
U4-U5	-196.56 kips	CASO 2
U5-L5	-32.76	"
U4-L5	33.98	"
	-4.90	CASO 3
L4-L5	184.28	CASO 2

Observar que la barra U4-L5 pasa de tracción a compresión.

■ EJEMPLO PRACTICO

Se desea cubrir un Techo con Armaduras Metálicas de Acero, $F_y = 2530 \text{ kg/cm}^2$ (36 ksi), cuyos miembros sean ángulos dobles de lados iguales y sus conexiones soldadas. La cubierta será de Canalón de 7.30 m. Las armaduras están separadas 6.00 m. Existe además una carga en el nudo central de la brida inferior (proveniente de un Tecle) de 3000 kg, incluido el factor de impacto. Determinar las Cargas de Servicio y los Esfuerzos Factorizados. Dar un Esquema Final de dichos esfuerzos en todas las barras. Ver Fig. 1.18.

SOLUCION

Cargas de Servicio:

Peso del Canalón	= 25 kg/m ² ;	
Peso Estructura Metálica (estimado)	= 15 kg/m ² ;	
Carga viva sobre el techo (RNC)	= 30 kg/m ²	
Carga Muerta en cada nudo del techo	= (25+15)*3.5*6	= $P_d = 840 \text{ kg} = 0.84 \text{ t}$
Carga Viva en cada nudo del techo	= 30*3.5*6	= $P_l = 630 \text{ kg} = 0.63 \text{ t}$

Análisis de la Armadura:

Se realiza el análisis de la Armadura mediante el Programa "ARMADURA", con la geometría, numeración de nudos, numeración de barras, conectividad y los 3 estados de carga que se ven en la Fig. 1.18. Los resultados se muestran en los Esquemas siguientes.

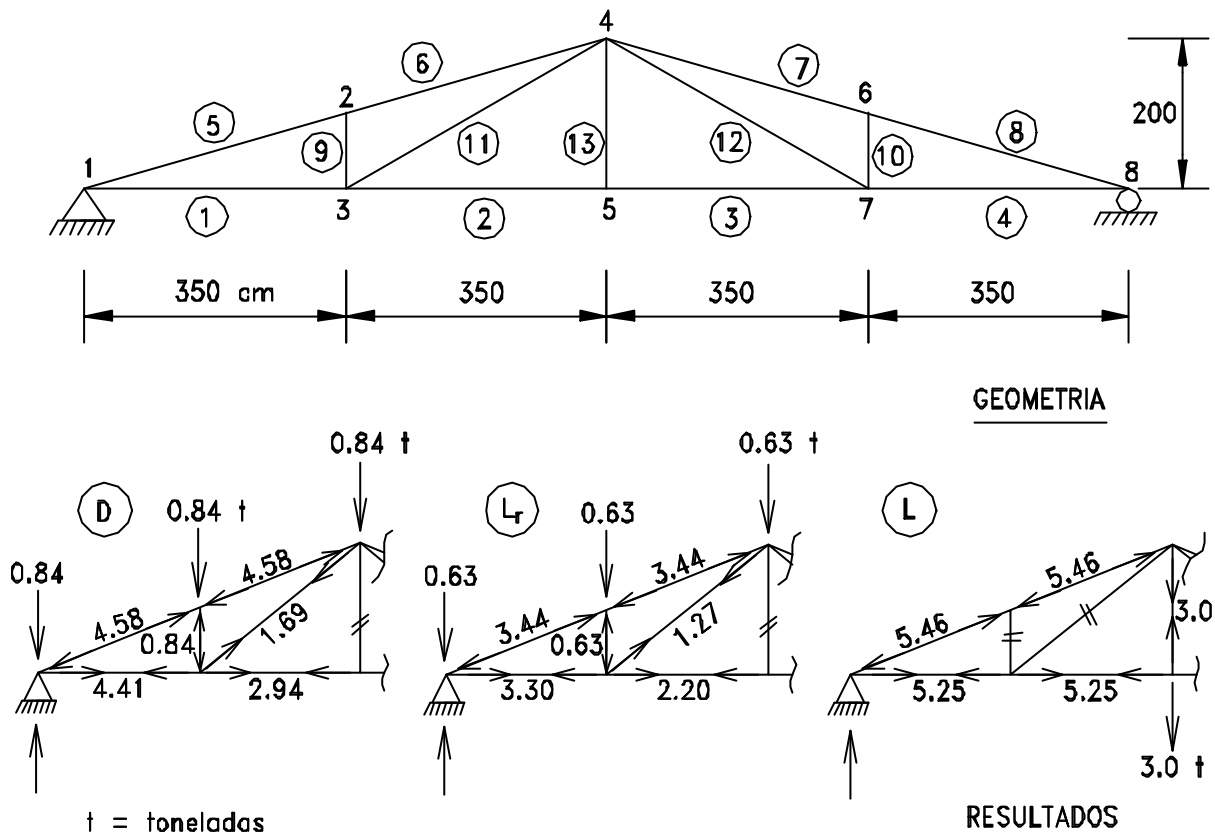


Fig. 1.8

Determinación de los esfuerzos factorizados en las barras:

A manera de ejemplo se presenta las 3 combinaciones de carga posibles en **algunas barras**. Al final se da un esquema donde aparecen los máximos esfuerzos en las barras que servirán para la selección de los ángulos dobles en los Capítulos 3 y 6.

COMBINACION A4.1 1.4D

BARRA 1	$1.4 \cdot 4.41$	$= 6.17 \text{ t}$
BARRA 5	$1.4 \cdot 4.58$	$= 6.41$
BARRA 9	$1.4 \cdot 0.84$	$= 1.18$
BARRA 11	$1.4 \cdot 1.69$	$= 2.37$
BARRA 13	$1.4 \cdot 0.00$	$= 0.00$

COMBINACION A4.2 $1.2D + 1.6L + 0.5L_r$

BARRA 1	$1.2*4.41 + 1.6*5.25 + 0.5*3.30$	= 15.68 t
BARRA 5	$1.2*4.58 + 1.6*5.46 + 0.5*3.44$	= 15.95
BARRA 9	$1.2*0.84 + 1.6*0.00 + 0.5*0.63$	= 1.32
BARRA 11	$1.2*1.69 + 1.6*0.00 + 0.5*1.27$	= 2.66
BARRA 13	$1.2*0.00 + 1.6*3.00 + 0.5*0.00$	= 4.80

COMBINACION A4.3 $1.2D + 1.6L_r + 0.5L$

BARRA 1	$1.2*4.41 + 1.6*3.30 + 0.5*5.25$	= 13.20
BARRA 5	$1.2*4.58 + 1.6*3.44 + 0.5*5.46$	= 13.73
BARRA 9	$1.2*0.84 + 1.6*0.63 + 0.5*0.00$	= 2.02
BARRA 11	$1.2*0.00 + 1.6*1.27 + 0.5*0.00$	= 2.03
BARRA 13	$1.2*0.00 + 1.6*0.00 + 0.5*3.00$	= 1.50

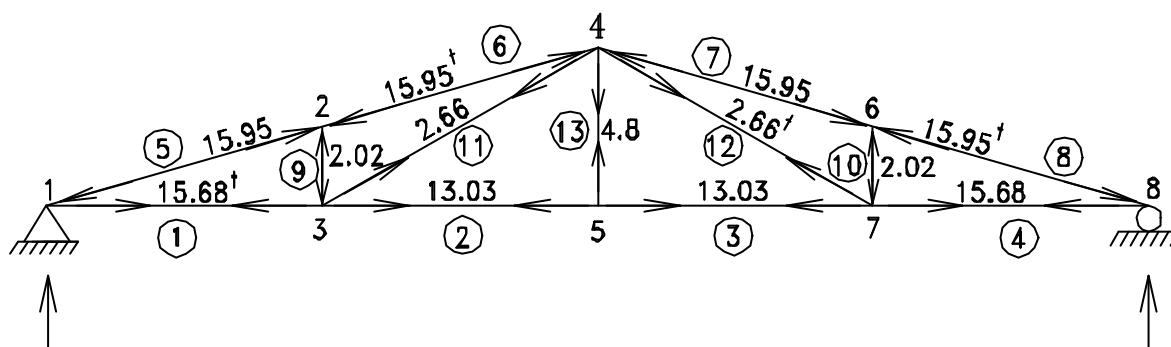


Fig. 1.19 Esquema de Esfuerzos Factorizados en las barras de la armadura

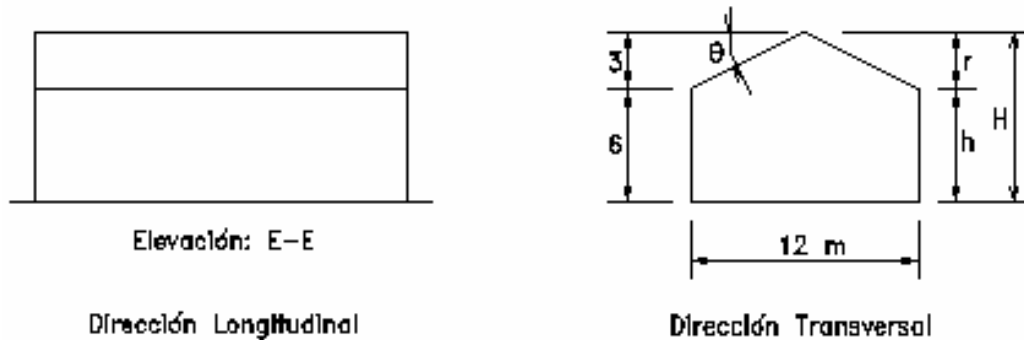
Nota.-Todo resultado de un análisis estructural donde se buscan los esfuerzos máximos, debe ser presentado en un Esquema de Esfuerzos Factorizados como el que se muestra en la Fig. 1.19, para que sirva de base a la selección de perfiles en una etapa posterior.

1 EJEMPLO PRACTICO

Cálculo de las presiones producidas por el viento en una nave industrial con techo a dos aguas.

1. DATOS

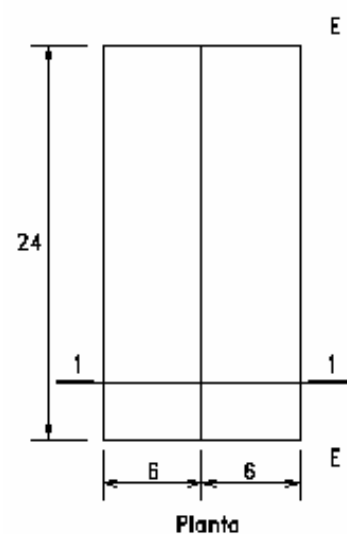
La nave se localiza en Ica. Su geometría y dimensiones son las indicadas en la figura.



El ejemplo servirá para analizar tres tipos de casos:

- A) Cerrada, sin aberturas
- B) Sin muro en la parte frontal
- C) Sin muro en la parte lateral

Cada modelo con sus respectivas direcciones de viento.

*SOLUCION*2. VELOCIDAD DE DISEÑO

Tomando en cuenta su ubicación y considerando la estructura como permanente, del Mapa Eólico (Ver Pag. 1 - 11), se obtiene:

$$v = 55 \text{ km/h} \quad (1)$$

3. PRESION DINAMICA

$$q = 0.005 v^2 = 0.005 (55)^2 = 15 \text{ kg/m}^2$$

EJEMPLO PRACTICO

A) EDIFICACION CERRADA, SIN ABERTURA**A.1 VIENTO TRANSVERSAL A LA CONSTRUCCION****4. COEFICIENTES DE PRESION**

Los coeficientes de presión exterior se obtienen de la Pag. 1 - 12 y son:

PARA LOS MUROS:

$$C1 = -0.90$$

$$C2 = -0.70$$

$$C3 = -0.50$$

PARA EL TECHO:

Superficie Barlovento:

$$\tan ? = f/(0.5*B) = 3/6 = 0.5, \quad ? = \arctan (0.5) = 26.6^\circ$$

$$C4 = 0.04B - 1.2 = 0.04*(26.6) - 1.2$$

$$C4 = -0.14$$

Superficie de Sotavento:

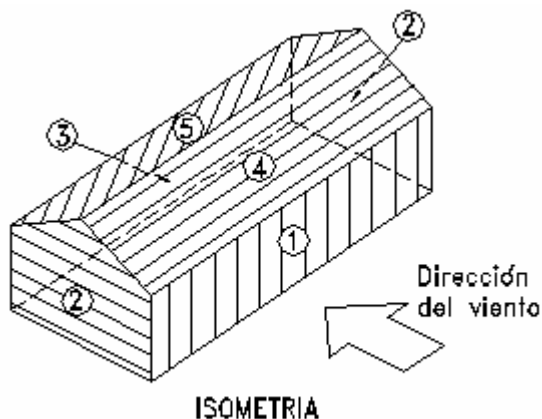
$$C5 = -0.70$$

Como la estructura se considera cerrada ($n = 0$), las presiones interiores se tomarán en cuenta con el C_{pi} más desfavorable.

$$C_{pi} = \pm 0.30$$

El efecto combinado de las presiones exteriores e interiores se toma aplicando:

$\underline{C1} = 0.90 - (+0.3)$	$= 0.6$	ó	$\underline{C1} = 0.90 - (-0.30)$	$= 1.2$;	$\underline{C1} = 1.2$
$\underline{C2} = -0.70 - (+0.3)$	$= -1.0$	ó	$\underline{C2} = -0.70 - (-0.30)$	$= -0.4$;	$\underline{C2} = -1.0$
$\underline{C3} = -0.50 - (+0.3)$	$= -0.8$	ó	$\underline{C3} = -0.50 - (-0.30)$	$= -0.2$;	$\underline{C3} = -0.8$
$\underline{C4} = -0.14 - (+0.3)$	$= -0.44$	ó	$\underline{C4} = -0.14 - (-0.30)$	$= -0.16$;	$\underline{C4} = -0.44$
$\underline{C5} = -0.70 - (+0.3)$	$= -1.0$	ó	$\underline{C5} = -0.70 - (-0.30)$	$= -0.4$;	$\underline{C5} = -1.0$



5. PRESIONES

Las presiones se calculan aplicando

$$p = \underline{C} * q$$

Con el valor de q ya obtenido y considerando los coeficientes de presión que produzcan el mayor efecto se tiene:

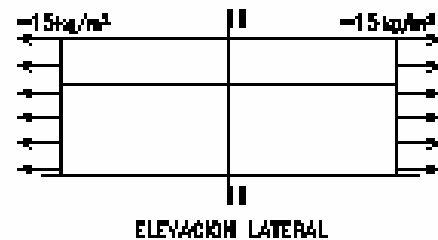
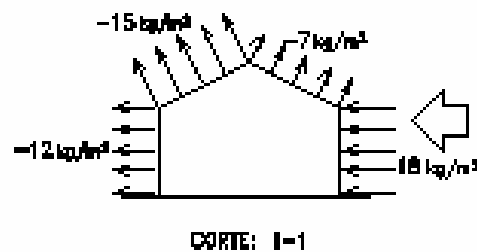
$$p_1 = 15 * 1.2 = 18 \text{ kg/m}^2$$

$$p_2 = 15 * (-1.0) = -15 \text{ kg/m}^2$$

$$p_3 = 15 * (-0.8) = -12 \text{ kg/m}^2$$

$$p_4 = 15 * (-0.44) = -7 \text{ kg/m}^2$$

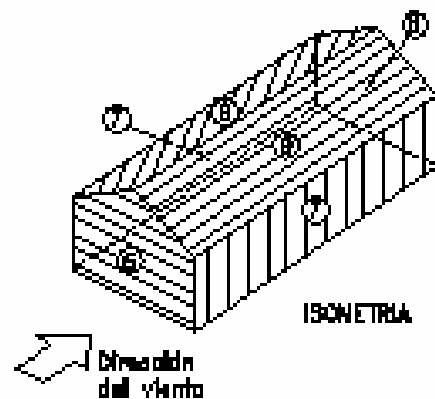
$$p_5 = 15 * (-1.0) = -15 \text{ kg/m}^2$$

4. COEFICIENTES DE PRESION

De acuerdo al Art. 9 (V) de la referencia (2)

$$C_6 = 0.90 \quad C_8 = -0.50$$

$$C_7 = -0.70 \quad C_9 = -1.00$$



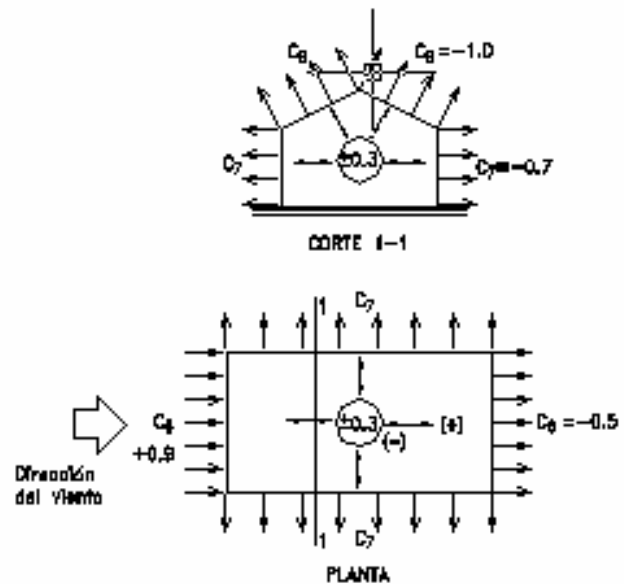
Las presiones interiores se consideran para $n = 0$, con un coeficiente: $C_{pi} = \pm 0.3$: por lo tanto, para los efectos combinados las presiones interiores y exteriores, se tomará:

$$\underline{C}_6 = 0.9 + 0.3 = 1.2$$

$$\underline{C}_7 = -0.7 - 0.3 = -1.0$$

$$\underline{C}_8 = -0.5 - 0.3 = -0.8$$

$$\underline{C}_9 = -1.0 - 0.3 = -1.3$$

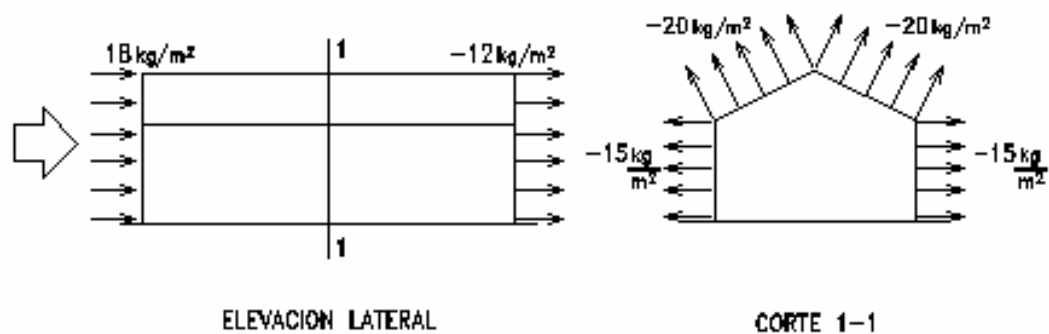


5. PRESIONES

Los valores serán los siguientes:

$$p_6 = 15 \cdot 1.2 = 18 \text{ kg/m}^2 \quad p_8 = 15 \cdot (-0.8) = -12 \text{ kg/m}^2$$

$$p_7 = 15 \cdot (-1.0) = -15 \text{ kg/m}^2 \quad p_9 = 15 \cdot (-1.3) = -20 \text{ kg/m}^2$$



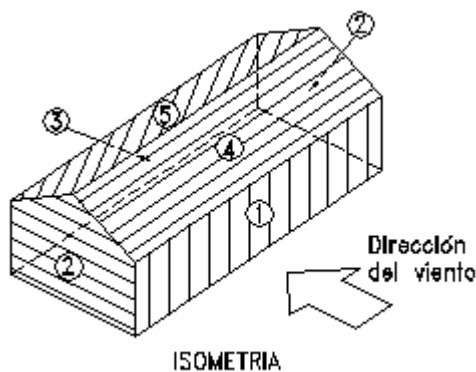
B) EDIFICACION SIN MURO EN LA PARTE FRONTAL**B.1 VIENTO TRANSVERSAL A LA CONSTRUCCION****4. COEFICIENTES DE PRESION**

Como en el caso anterior:

$$C_1 = 0.90 \quad C_4 = -0.14$$

$$C_2 = -0.70 \quad C_5 = -0.70$$

$$C_3 = -0.50$$



Según el Art. 10 de la Referencia (2), y con la abertura en un costado (paralela al viento), la presión interior se considera:

$C_{pi} = -0.5$; luego, el efecto combinado de las presiones exteriores e interiores será: $\underline{C} = C_{pe} - C_{pi}$

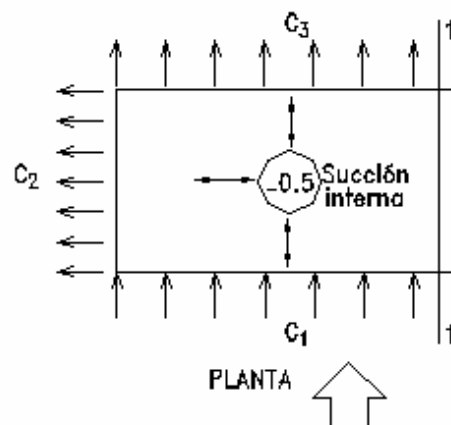
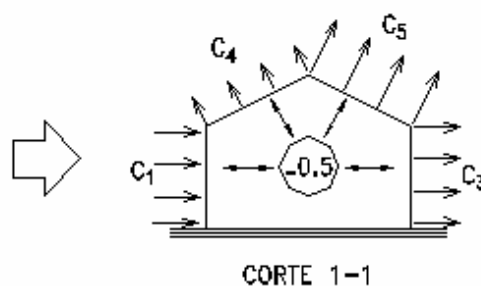
$$\underline{C}_1 = 0.9 - (-0.5) = 1.4; \quad \underline{C}_1 = 1.4$$

$$\underline{C}_2 = -0.7 - (-0.5) = -0.2; \quad \underline{C}_2 = -0.7$$

$$\underline{C}_3 = -0.5 - (-0.5) = 0.0; \quad \underline{C}_3 = -0.5$$

$$\underline{C}_4 = -0.14 - (-0.5) = 0.36; \quad \underline{C}_4 = 0.36$$

$$\underline{C}_5 = -0.7 - (-0.5) = -0.2; \quad \underline{C}_5 = -0.7$$



5. PRESIONES

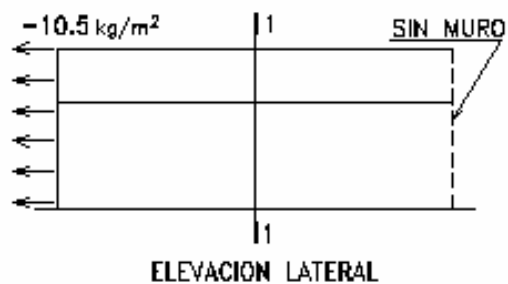
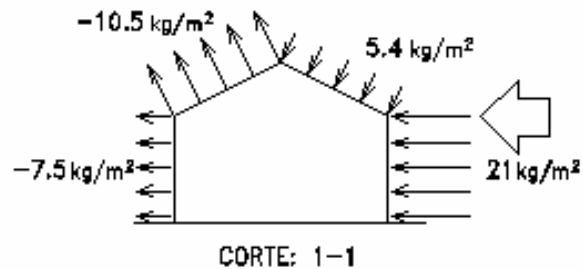
$$p_1 = 15 \cdot (1-4) = 21.0 \text{ kg/m}^2$$

$$p_2 = 15 \cdot (-0.7) = -10.5 \text{ kg/m}^2$$

$$p_3 = 15 \cdot (-0.5) = -7.5 \text{ kg/m}^2$$

$$p_4 = 15 \cdot (0.36) = 5.4 \text{ kg/m}^2$$

$$p_5 = 15 \cdot (-0.7) = -10.5 \text{ kg/m}^2$$



B.2 VIENTO LONGITUDINAL A LA CONSTRUCCION

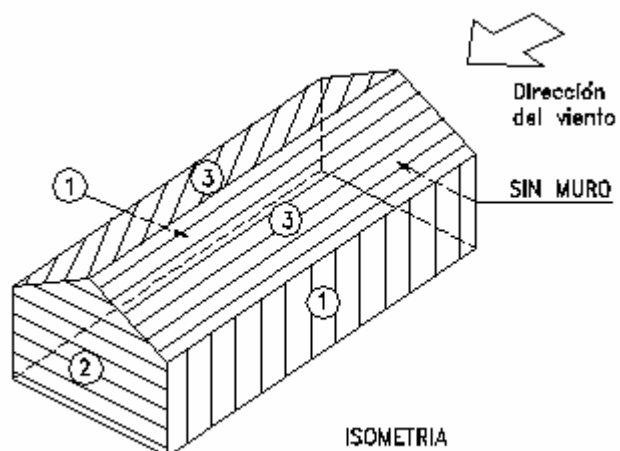
B.2.1 Abertura en el barlovento

4. COEFICIENTES DE PRESION

$$C_1 = -0.70$$

$$C_2 = -0.50$$

$$C_3 = -1.00$$

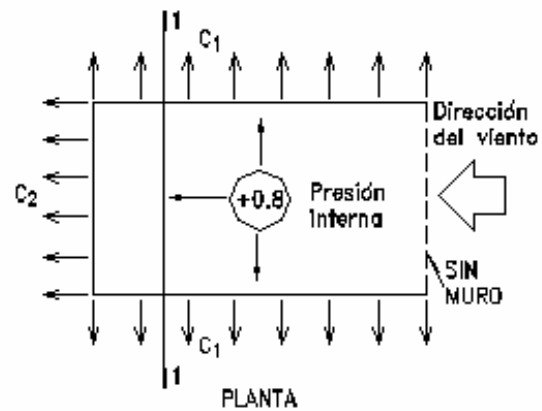


Las presiones interiores se consideran tomando: $C_{pi} = \pm 0.80$, y el efecto combinado de las presiones interiores y exteriores es:

$$\underline{C}_1 = -0.7 - (0.8) = -1.5$$

$$\underline{C}_2 = -0.5 - (0.8) = -1.3$$

$$\underline{C}_3 = -1.0 - (0.8) = -1.8$$

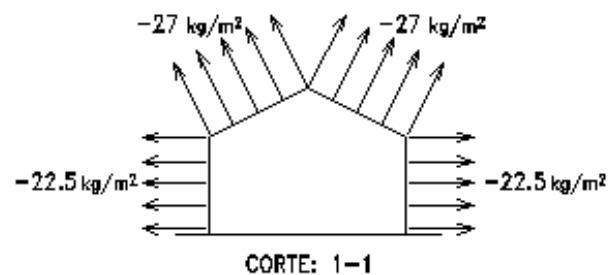


5. PRESIONES

$$p_1 = 15 * (-1.5) = -22.5 \text{ kg/m}^2$$

$$p_2 = 15 * (-1.3) = -19.5 \text{ kg/m}^2$$

$$p_3 = 15 * (-1.8) = -27.0 \text{ kg/m}^2$$



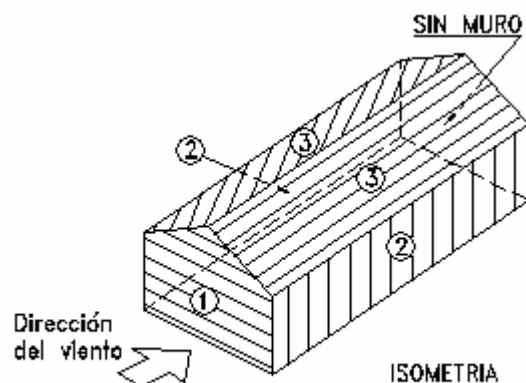
B.2.2 Abertura en el Sotavento

4. COEFICIENTES DE PRESIONES

$$C_1 = 0.90$$

$$C_2 = -0.70$$

$$C_3 = -1.0$$



EJEMPLO PRACTICO

1 - 39

Las presiones interiores se consideran tomando:

$$C_{pi} = -0.50$$

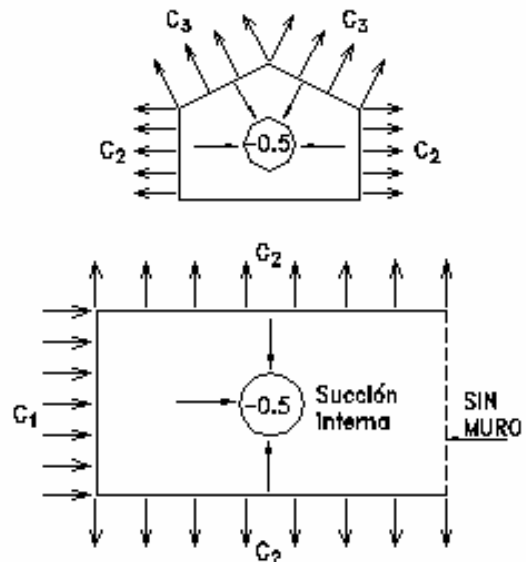
El efecto combinado de presiones interiores y exteriores será:

$$\underline{C} = C_{pe} - C_{pi}$$

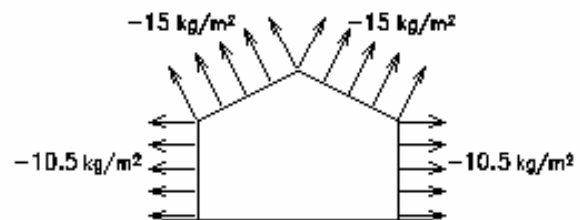
$$\underline{C}_1 = 0.9 - (-0.5) = 1.4; \quad \underline{C}_1 = 1.4$$

$$\underline{C}_2 = -0.7 - (-0.5) = -0.2; \quad \underline{C}_2 = -0.7$$

$$\underline{C}_3 = -1.0 - (-0.5) = -0.5; \quad \underline{C}_3 = -1.0$$



5. PRESIONES

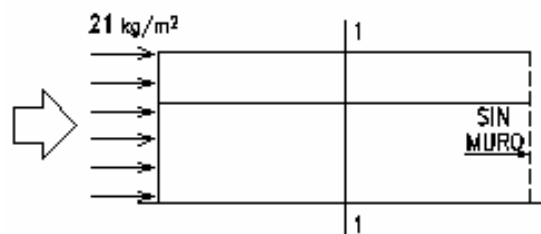


CORTE: 1-1

$$p_1 = 15 \cdot (1.4) = 21.0 \text{ kg/m}^2$$

$$p_2 = 15 \cdot (-0.7) = 10.5 \text{ kg/m}^2$$

$$p_3 = 15 \cdot (-1.0) = 15.0 \text{ kg/m}^2$$



ELEVACION LATERAL

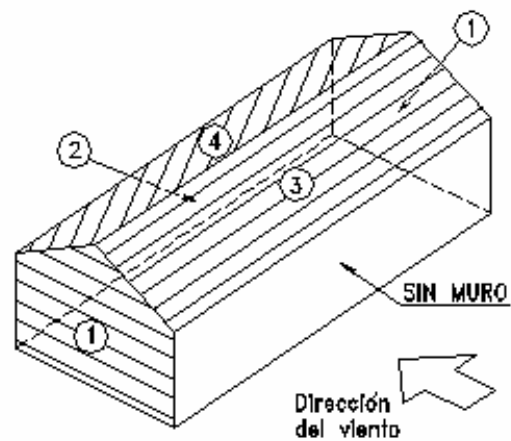
C) CONSTRUCCION SIN MURO EN UNA CARA LONGITUDINAL**C.1 VIENTO TRANSVERSAL A LA CONSTRUCCION****C.1.1 Abertura en el Barlovento****4. COEFICIENTES DE PRESION**

$$C_1 = -0.70$$

$$C_2 = -0.50$$

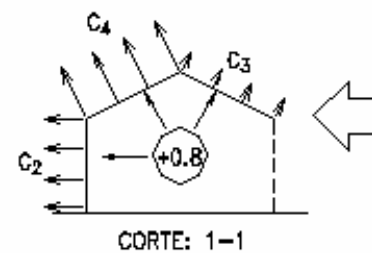
$$C_3 = -0.14$$

$$C_4 = -0.70$$



Las presiones interiores se consideran:

$$C_{pi} = + 0.80$$

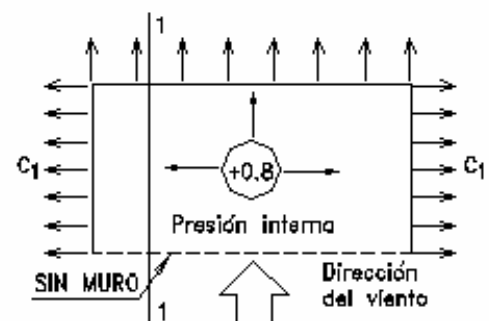


$$\underline{C}_1 = -0.70 - (0.8) = -1.5$$

$$\underline{C}_2 = -0.50 - (0.8) = -1.3$$

$$\underline{C}_3 = -0.14 - (0.8) = -0.94$$

$$\underline{C}_4 = -0.70 - (0.8) = -1.5$$



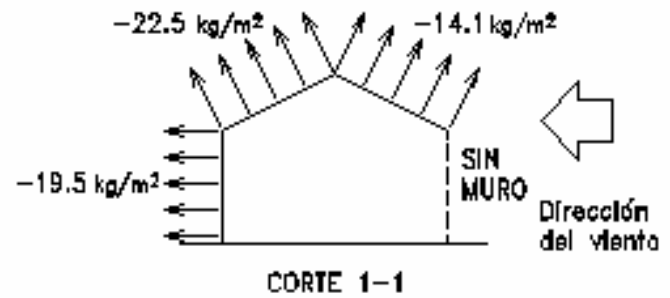
5. PRESIONES

$$p_1 = 15 * (-1.5) = -22.5 \text{ kg/m}^2$$

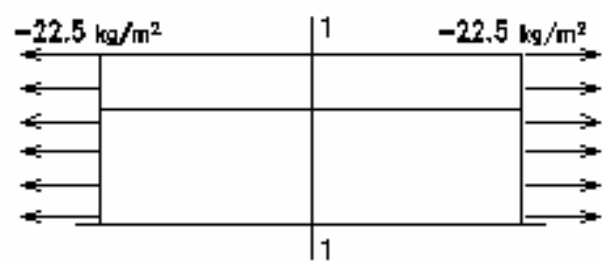
$$p_2 = 15 * (-1.3) = -19.5 \text{ kg/m}^2$$

$$p_3 = 15 * (-0.94) = -14.1 \text{ kg/m}^2$$

$$p_4 = 15 * (-1.5) = -22.5 \text{ kg/m}^2$$



CORTE 1-1



ELEVACION LATERAL

C.1.2 Abertura en el Sotavento

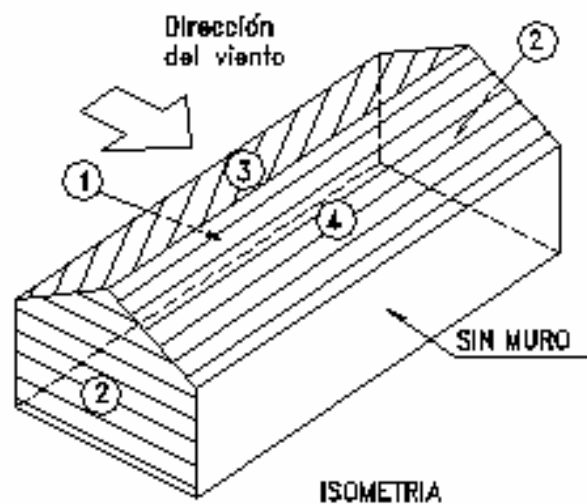
4. COEFICIENTES DE PRESION

$$C_1 = -0.90$$

$$C_2 = -0.70$$

$$C_3 = -0.14$$

$$C_4 = -0.70$$



ISOMETRIA

Las presiones interiores se consideran tomando:

$$C_{pi} = -0.50$$

El efecto combinado de presiones interiores y exteriores será:

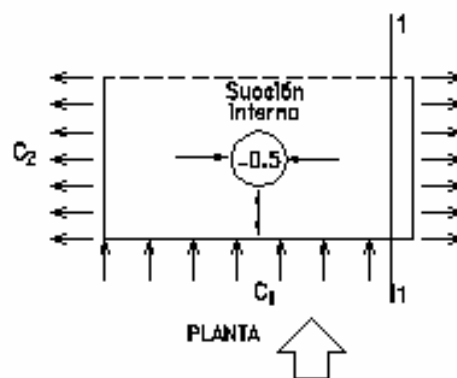
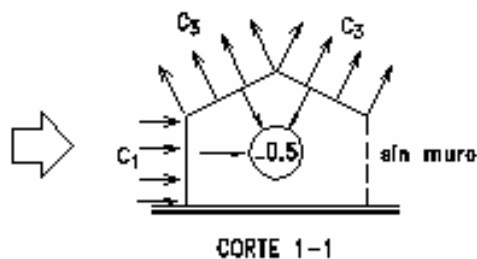
$$\underline{C} = C_{pe} - C_{pi}$$

$$\underline{C}_1 = 0.90 - (-0.5) = 1.4; \quad \underline{C}_1 = 1.4$$

$$\underline{C}_2 = -0.70 - (-0.5) = -0.2; \quad \underline{C}_2 = -0.7$$

$$\underline{C}_3 = -0.14 - (-0.5) = 0.36; \quad \underline{C}_3 = 0.36$$

$$\underline{C}_4 = -0.70 - (-0.5) = -0.2; \quad \underline{C}_4 = -0.70$$



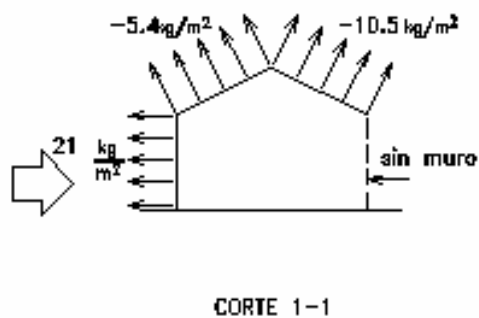
5. PRESIONES

$$p_1 = 15 \cdot (1.4) = 21.0 \text{ kg/m}^2$$

$$p_2 = 15 \cdot (-0.7) = -10.5 \text{ kg/m}^2$$

$$p_3 = 15 \cdot (0.36) = 5.4 \text{ kg/m}^2$$

$$p_4 = 15 \cdot (-0.7) = -10.5 \text{ kg/m}^2$$



C.2 VIENTO LONGITUDINAL A LA CONSTRUCCION

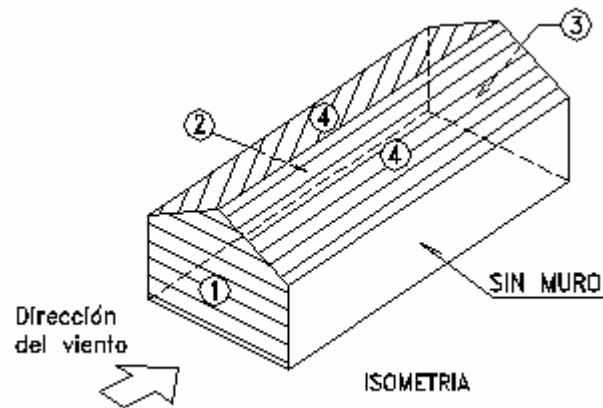
4. COEFICIENTES DE PRESION

$$C_1 = 0.9$$

$$C_2 = -0.7$$

$$C_3 = -0.5$$

$$C_4 = -1.0$$



Las presiones interiores se consideran tomando:

$$C_{pi} = 0.90$$

El efecto combinado de presiones interiores y exteriores será:

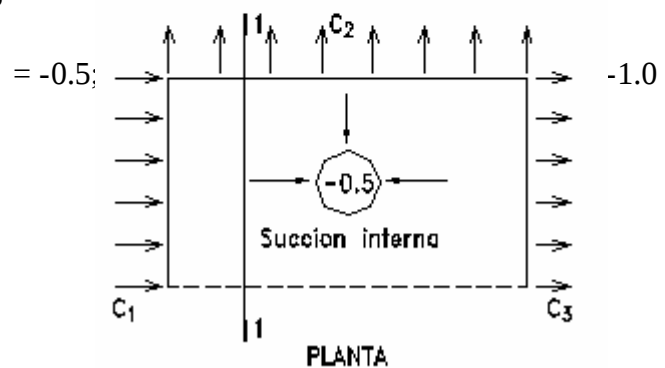
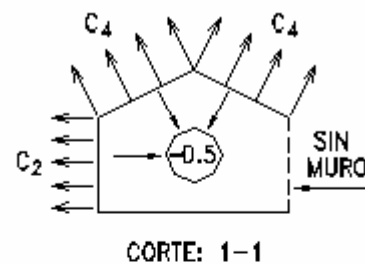
$$\underline{C} = C_{pe} - C_{pi}$$

$$\underline{C}_1 = 0.90 - (-0.5) = 1.4; \quad \underline{C}_1 = 1.4$$

$$\underline{C}_2 = -0.7 - (-0.5) = -0.2; \quad \underline{C}_2 = -0.7$$

$$\underline{C}_3 = -0.5 - (-0.5) = 0.0; \quad \underline{C}_3 = -0.5$$

$$\underline{C}_4 = -1.0 - (-0.5)$$



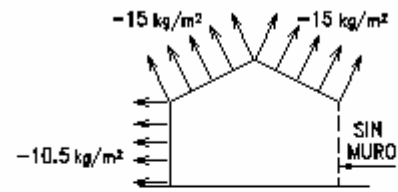
5. PRESIONES

$$p_1 = 15 \cdot (1.4) = 21.0 \text{ kg/m}^2$$

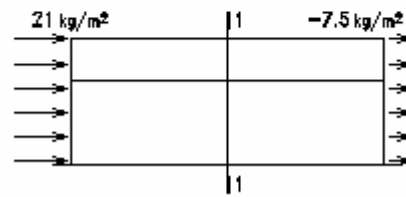
$$p_2 = 15 \cdot (-0.7) = -10.5 \text{ kg/m}^2$$

$$p_3 = 15 \cdot (-0.5) = -7.5 \text{ kg/m}^2$$

$$p_4 = 15 \cdot (-1.0) = -15.0 \text{ kg/m}^2$$



CORTE: 1-1

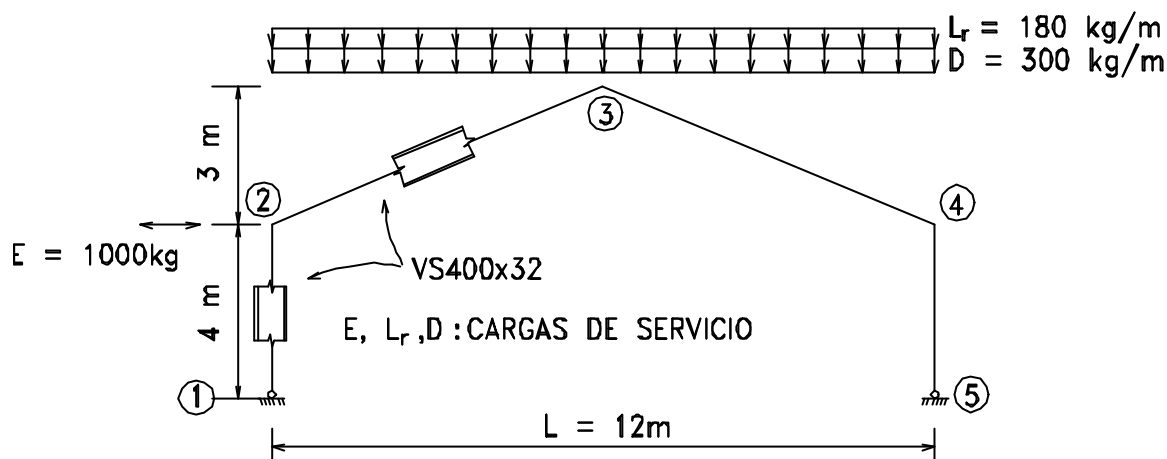


ELEVACION LATERAL

A continuación se presentan algunos Problemas para que sean solucionados por el lector. Lo mismo se hará en los siguientes capítulos.

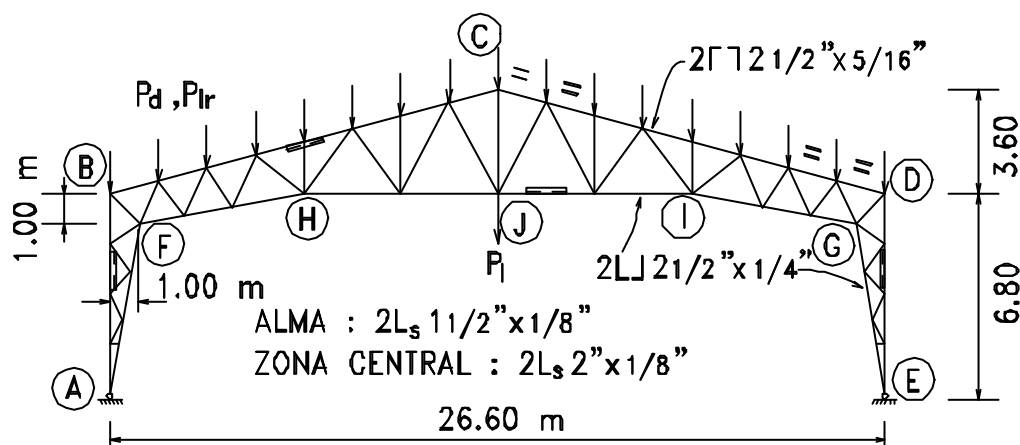
PROBLEMAS

- 1.1 Analizar los esfuerzos que se producen en la siguiente estructura: Pórtico a dos aguas



Dibujar los diagramas de momentos flectores, esfuerzos cortantes y normales, usando las combinaciones AISC-LRFD correspondientes. Indicar las máximas reacciones de apoyo. Dar una idea de los nudos 1, 2 y 3.

- 1.2



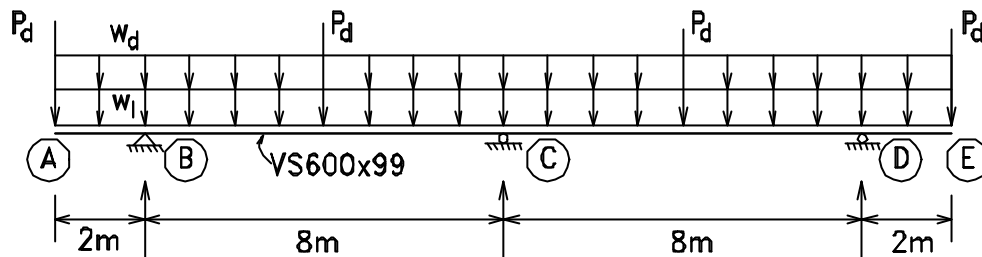
Analizar y determinar los máximos esfuerzos de tracción y compresión que se producen en todas las barras de la armadura tipo pórtico a dos aguas de celosía.

$P_d = 300 \text{ kg}$; $P_{lr} = 70 \text{ kg}$; $P_1 = 3000 \text{ kg}$ (viga tecele colgada)

Usar las combinaciones AISC-LRFD, P_d , P_1 y P_{lr} son cargas de servicio

- Dar un esquema de la estructura con las cargas factorizadas.
- Dar un esquema de cómo serían los nudos A, B, F, H y C.

1.3



Analizar la viga continua mostrada.

Dar esquemas de Diagramas de momentos flectores, esfuerzos cortantes factorizados, según AISC-LRFD.

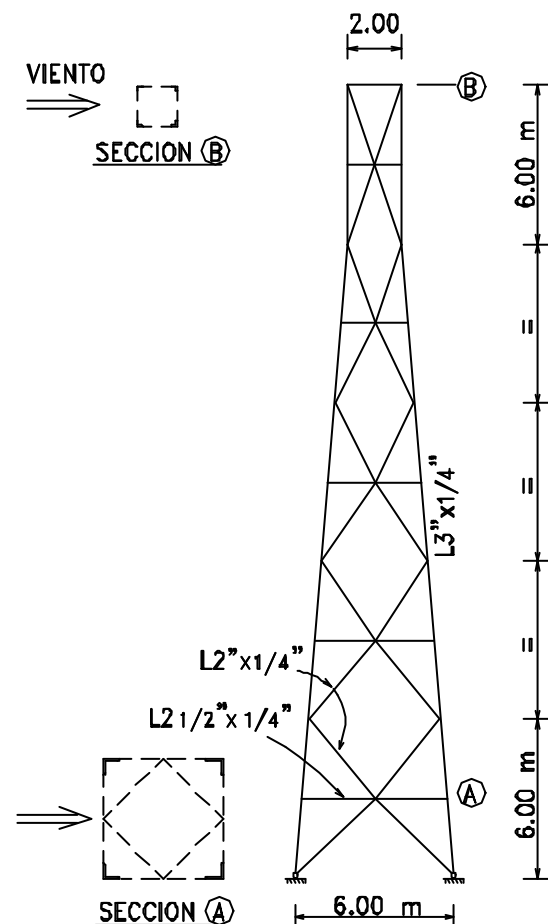
Las cargas vivas pueden ocupar parcialmente los tramos entre apoyos.

Las cargas de servicio son: $w_d = 3 \text{ t/m}$, $w_l = 5 \text{ t/m}$, $P_d = 2 \text{ t}$

1.4 Para la torres de antena:

- (a) Determinar las acciones del viento si:
 - 1) Velocidad básica del viento 120 km/hora
 - 2) Area expuesta en cada cara: 15% del área "sólida"
 - 3) Factor de forma: $C_d = 2.8$
- (b) Peso de la torre: 100 kg/m a lo largo de la altura
- (c) Analizar y determinar los esfuerzos factorizados máximos de tracción y compresión en cada barra
- (d) Dibujar un esquema con los esfuerzos factorizados

Nota: Para el análisis, usar L_s indicados



Capítulo 2

El Material Acero y sus propiedades

"Para su bien o para su mal el material acero es uno de los materiales que más ha influido en la vida del hombre; es agente de adelanto y civilización, de destrucción y miseria, de bienestar y libertad, de poder y opresión. El arado y la espada, que caracterizan a la humanidad, son de acero". (8)

2.1 ACEROS ESTRUCTURALES

El hierro químicamente puro, no tiene aplicación en la Ingeniería Civil. El hierro para ser acero tiene que ser fusionado, es decir, combinado con otros elementos como carbono, manganeso, cobre, silicio, molibdeno, níquel, cromo y tener un mínimo de impurezas, fósforo y azufre, para que sea un material utilizable. El acero es aquella aleación del hierro que puede forjarse sin tratamiento previo ni posterior.

El mineral hierro no se encuentra puro en la naturaleza, generalmente se encuentra oxidado, por lo que es necesario un proceso de reducción, con el carbono y aire a presión, en los Altos Hornos, y dada la afinidad del O con el C, se genera CO_2 . El producto que resulta toma el nombre de *Arrabio*, que debe ser transformado en Acero mediante los llamados Hornos Convertidores. La técnica desarrollada en la Siderurgia permite asegurar que los aceros de hoy sean productos confiables en sus propiedades.

Clases de Acero

Luego de pasar por los Hornos Convertidores, el acero de acuerdo al tratamiento y al cuidado del proceso se clasifica en:

Aceros calmados.- Son aquellos aceros a los que se les ha extraído la mayor cantidad de oxígeno de los gases de su solidificación, lo que origina un producto con un alto grado de uniformidad en su estructura cristalina. Es un acero de alta soldabilidad adecuado para planchas y perfiles gruesos que están sometidos a fuertes tensiones internas por las soldaduras.

Aceros semicalmados.- Son los aceros parcialmente calmados. Se utilizan en la manufactura de perfiles estructurales, barras y planchas.

Aceros efervescentes.- Son aceros débilmente desoxidados. Presentan un alto grado de segregación de elementos.

Aceros Estructurales

De todos los tipos de acero que se pueden producir, los que más interesan para la construcción son los Aceros Estructurales, adecuados para resistir esfuerzos, los que deben seguir cuidadosamente las indicaciones de las normas de fabricación correspondientes. Los Aceros Estructurales que se usan en Ingeniería Civil además de su calidad demandan economía. No hay construcción en Ingeniería Civil que sea competitiva con el acero estructural caro.

En este texto se van a seguir las Normas ASTM para la descripción de los diferentes Grados de Aceros que ofrece el mercado internacional, tanto para perfiles como para pernos y soldaduras.

Sin embargo, cuando se crea oportuno, se mencionarán también las Normas ITINTEC-PERU. Existen similitudes entre ambas Normas, como por ejemplo, la similitud que hay en el caso del acero Sider E-24 de planchas, con el acero ASTM A36.

En un mundo cada vez más interrelacionado es conveniente emplear designaciones de material de alcance internacional para poder aprovechar la potencia de los más recientes desarrollos, en especial cuando se presentan nuevos conocimientos. Queda siempre al diseñador la obligación de utilizar el material nacional similar.

Propiedades Físico-Mecánicas del Acero Estructural

Para tener una idea de las características del comportamiento del acero en resistencia y deformación es necesario estandarizar un Ensayo Esfuerzo-Deformación de un espécimen en tracción, y los resultados mostrarlos en un diagrama como el de la Figura 2.1. Se debe advertir que un ensayo similar para un espécimen de ensayo en compresión dará resultados muy parecidos. La peculiaridad de estos ensayos es que son obtenidos a velocidad lenta y a temperatura ambiente como se espera que ocurra en la

generalidad de los casos en la práctica. Resultados muy distintos se encontrarían si esas condiciones variaran.

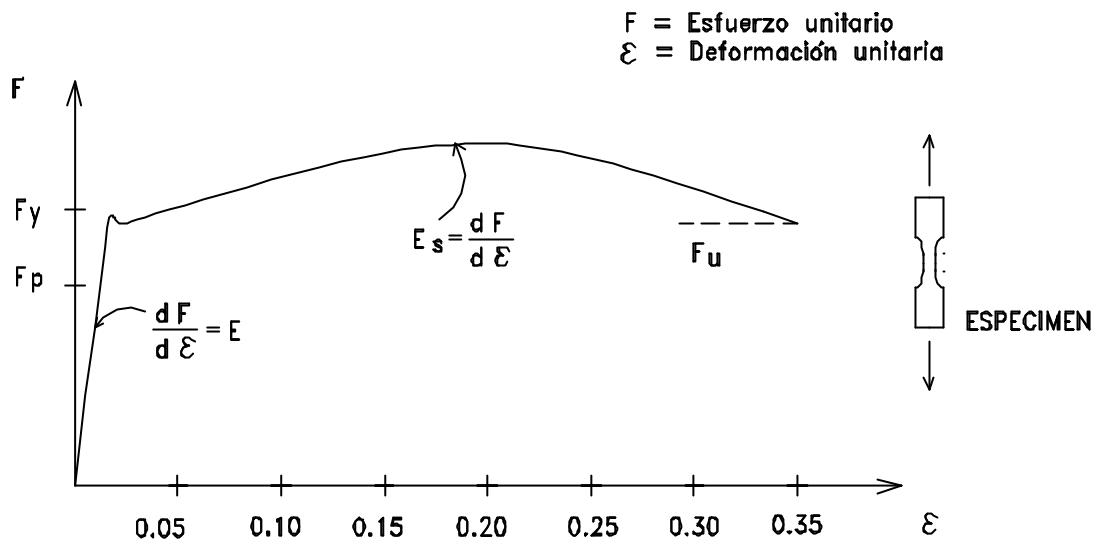


Fig. 2.1 Curva Esfuerzo unitario vs. Deformación unitaria

Se verán, a continuación, las propiedades más importantes:

1. **Punto de Fluencia: F_y** , cuando se termina la proporcionalidad entre esfuerzos y deformaciones en un espécimen libre de esfuerzos residuales. Los aceros estructurales mantienen un rango definido de esfuerzo constante vs. deformación en este nivel de esfuerzo unitario.
2. **Resistencia a la fluencia: F_y** , en ciertos aceros es necesario definir un concepto similar al anterior cuando no hay un Punto preciso de fluencia. Ocurre con aceros de alta resistencia o con tratamiento en frío. Se acepta, entonces como un valor adecuado lo indicado en la Fig. 2.2.

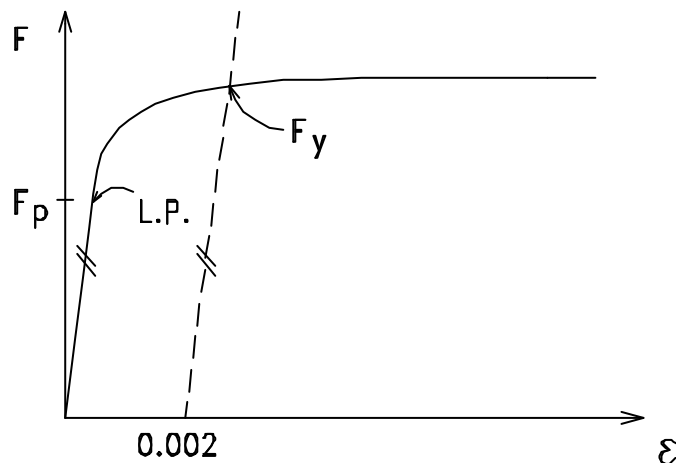


Fig. 2.2

3. **Límite de Proporcionalidad: F_p** , en ensayos con aceros no tratados térmicamente (recocido) y que son la mayoría, se observa que se pierde la proporcionalidad antes de llegar al Punto de Fluencia y ello se debe a la presencia de los llamados *Esfuerzos Residuales* que se generan en el elemento cuando éste se enfría luego de su laminado en caliente. Los esfuerzos residuales, que pueden ser de compresión o de tracción, se suman algebraicamente a los esfuerzos del ensayo y cambian el comportamiento esperado en el espécimen. Como hay estructuras que van a ser estudiadas en el rango elástico, es conveniente que se conozca el Límite de Proporcionalidad, así:

$F_p = F_y - 10 \text{ ksi}$ ($F_y - 705 \text{ kg/cm}^2$) para perfiles laminados en caliente,
 $F_p = F_y - 16 \text{ ksi}$ ($F_y - 1130 \text{ kg/cm}^2$) para perfiles soldados.

4. **Resistencia a la Fractura: F_u** , el esfuerzo de falla del espécimen.
($F_u = 58 \text{ ksi}$ para Acero A36, $F_u = 4080 \text{ kg/cm}^2$)
5. **Ductilidad:** Propiedad del acero que permite que se deforme grandemente antes de fracturarse.
6. **Módulo de Elasticidad: E** , la relación entre el esfuerzo y la deformación en el rango elástico. $E = 29,500 \text{ ksi}$ (2100000 kg/cm^2) para todos los aceros, cualquiera sea su Grado o aleación, por lo que se considera que es la característica que los agrupa y los diferencia apropiadamente.
7. **Módulo en la Zona de Endurecimiento por Deformación: E_s** , aproximadamente 490000 Kg/cm^2 . Este endurecimiento final explica la resistencia encontrada en elementos de acero que han sobrepasado la zona plástica.
8. **Relación de Poisson $\mu = e_t/e_l$** , se denomina a la relación entre la deformación transversal y la longitudinal del acero para un determinado rango de esfuerzos: $\mu = 0.3$. Se usa para definir el comportamiento de planchas cuando son sometidas a fuerzas de borde.
9. **Módulo de Elasticidad en Corte: G** , Relación entre el esfuerzo en corte aplicado y la deformación correspondiente en el rango elástico. De la teoría de elasticidad se conoce la siguiente relación:
 $G = E / [2(1+\mu)]$, $G = 11,300 \text{ ksi}$ (800000 kg/cm^2) para los aceros estructurales.
10. **Tenacidad del acero:** capacidad para absorber energía y se mide por el área encerrada dentro de la curva Esfuerzo-Deformación.

11. Densidad específica del acero: 7.85

12. **Soldabilidad:** capacidad del acero a ser soldado y depende de la composición química del material y es muy sensitiva al contenido del carbono en su masa. Hay aceros que no son soldables o difícilmente soldables, por lo que requieren un tratamiento especial.

Además del ensayo a la tracción que se ha mostrado, hay otros ensayos normalizados que permiten discernir la calidad del acero que se piensa usar y que brevemente se explican a continuación:

- **Ensayo de Doblado**, para averiguar la ductilidad del acero para el plegado de las planchas en la formación de perfiles livianos.
- **Ensayo de Entalladura**, para conocer la fragilidad del material.
- **Ensayo a la Fatiga**, que tiene por objeto conocer el comportamiento que tendrá del acero bajo cambios de cargas frecuentes.

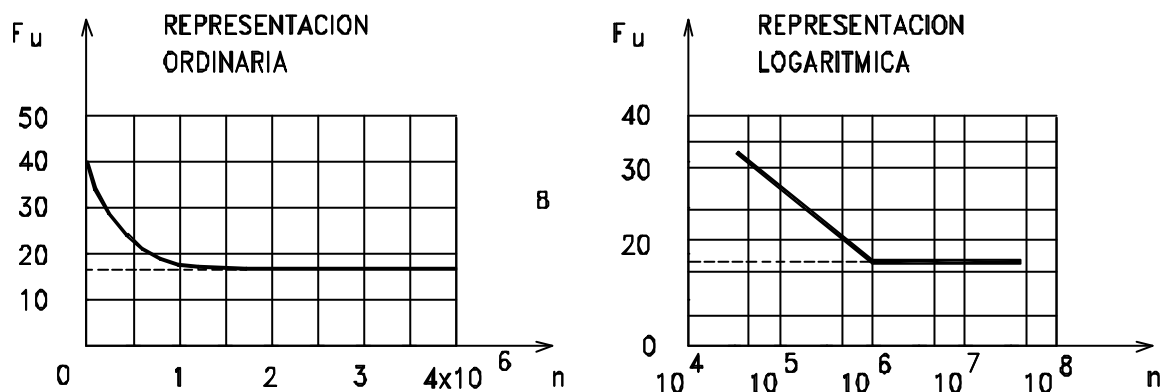


Fig. 2.3 Línea o Diagrama de Woehler

Cambios de las propiedades con temperaturas elevadas

Como se ve en la Fig. 2.4, el Punto de Fluencia del acero se mantiene prácticamente constante en los primeros 300 grados pero disminuye notablemente a mayores temperaturas. Lo mismo ocurre con el Módulo de Elasticidad, aumentando las deformaciones hasta el colapso.

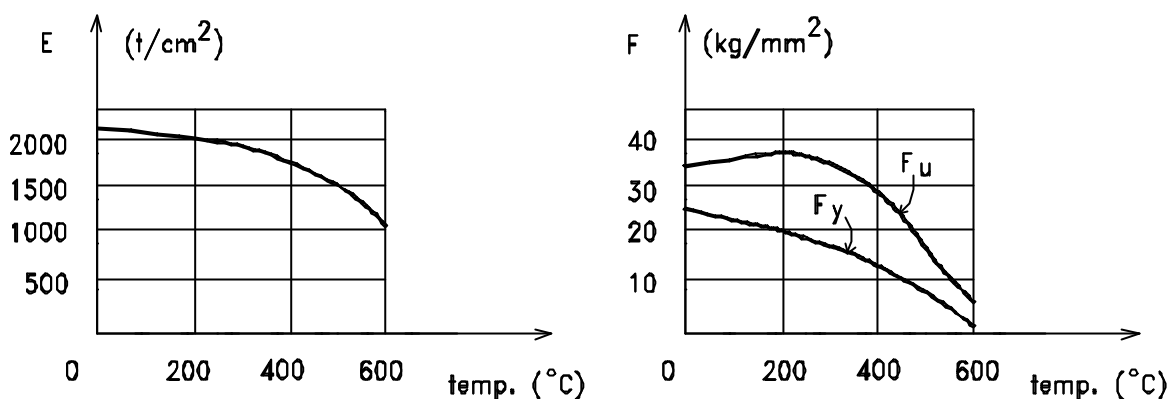


Fig. 2.4

Tratamientos térmicos del acero

El tratamiento térmico del acero permite cambiar las propiedades del acero. Se conocen tres tratamientos. *Templado*, cuando el material se enfría rápidamente, se tiene un acero de un Punto de Fluencia alto pero de baja ductilidad. *Revenido*, es otro proceso similar pero no tan rápido. Finalmente, *Recocido*, en que se calienta el material en un horno hasta altas temperaturas, para después enfriarlo lentamente con el objeto de retirarle los esfuerzos residuales de la etapa de laminación o del proceso de soldadura.

Tratamiento mecánico del acero

Cuando se aumenta el laminado de las planchas de acero se mejora la resistencia.

Mayor laminado = Mayor Resistencia

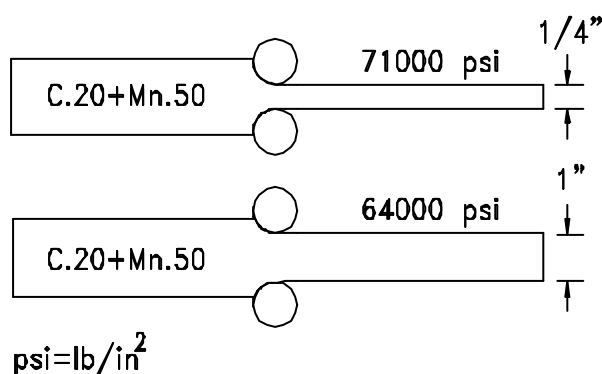


Fig. 2.5

La explicación es que las moléculas se orientan en una sola dirección y su fuerza molecular tienen una única dirección. Lo mismo ocurre con el *trefilado*, cuando las varillas son alargadas en frío pasando huecos de menor diámetro hasta convertirse en hilos (para ser usados en cables) aumentando la resistencia o punto de Fluencia varias veces.

Composición Química del Acero y su influencia en las propiedades

Se aumenta el C para mantener la misma resistencia

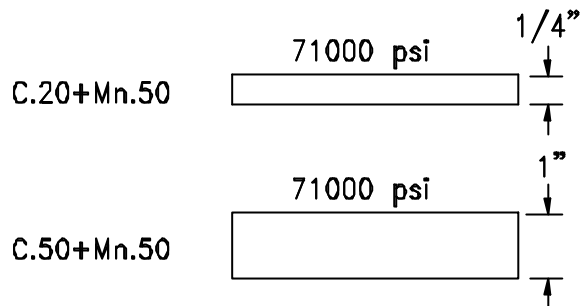


Fig. 2.6

Los aditivos más importantes del acero para muchas de sus propiedades mecánicas son el carbono y el manganeso. Por ejemplo para obtener una resistencia de 71000 psi el productor podría tener un acero con un análisis de 0.20 C y 0.5 Mn cuando produce una plancha de 1/4", pero un incremento de C sería necesario para tener la misma resistencia en una plancha de 1".

En este caso se pierde ductilidad siendo el material más frágil y de menos soldabilidad. Los siguientes elementos usados en aleaciones de acero proporcionan las siguientes características:

Cromo: mejora la resistencia a la corrosión, da mayor resistencia al desgaste.

Cobre: mejora la resistencia a la corrosión y la ductilidad del acero.

Manganeso: presente en todos los aceros estructurales, mejora la resistencia, ductilidad e influye favorablemente en los tratamientos térmicos.

Molibdeno: mejora la resistencia en altas temperaturas y la resistencia a la corrosión.

Níquel: impide la fragilidad en temperaturas bajas y mejora la resistencia a la corrosión.

Silicio: mejora la resistencia.

Los contenidos de **Fósforo** y **Azufre** deben ser mantenidos debajo del 0.1% en peso, por ser elementos indeseables en el acero.

Los aceros estructurales más conocidos son los *Aceros al Carbono* y son los más económicos; los denominados *Aceros de Alta Resistencia* tienen un Punto de Fluencia mayor pero son más caros y consiguen esa resistencia con la adición de otros elementos químicos y/o tratamientos.

Los Aceros al Carbono se dividen en cuatro categorías de acuerdo a la cantidad de carbono: *bajo carbono* (menos de 0.15%); *moderado carbono*

(0.15-0.29%); *medio carbono* (0.30-0.59%); y *alto carbono* (0.6-1.7%). Los Aceros Estructurales están en la categoría de moderado carbono para asegurar que sean soldables.

Los Aceros de Alta Resistencia pueden estar dentro de las siguientes categorías: Aceros de Baja Aleación o Aceros Aleados.

Las Especificaciones ASTM reconocen 14 Grados de Acero en total. Entre de los aceros al Carbono, el más conocido es el A36, y entre los aceros de Alta Resistencia, los aceros ASTM A242, A572 y A588. A continuación se da una Tabla con alguna de sus propiedades más significativas.

Tabla 2.1

Designación ASTM	F _y ksi (t/cm ²)	F _u ksi (t/cm ²)	Máximo espesor en planchas, in.	Uso en perfiles ASTM A6, grupos
A36	36(2.53)	58(4.08)	8	todos
A242	42 46 50	63 67 70	de 1.5 a 4 de 3/4 a 1.5 hasta 3/4	4,5 3 1,2
A572 Grado 42	42	63	hasta 6	todos
A572 Grado 50	50	65	hasta 4	todos
A572 Grado 60	60	75	hasta 1.25	1,2
A572 Grado 65	65	80	hasta 1.25	1

ksi: kip/in² t/cm²: toneladas/cm²

Los grupos indicados se refieren a ASTM A6, norma que controla el proceso para la fabricación de perfiles laminados (W,S,C,M,L)

Usos de los aceros estructurales ASTM

- A36 Para propósitos generales en estructuras, especialmente de edificaciones, soldadas o empernadas.
- A242 Para puentes empernados o soldados, resistente a la oxidación.
- A572 Para perfiles estructurales, planchas, y barras para edificaciones empernadas o soldadas; puentes soldados sólo en los Grados 42 y 50.

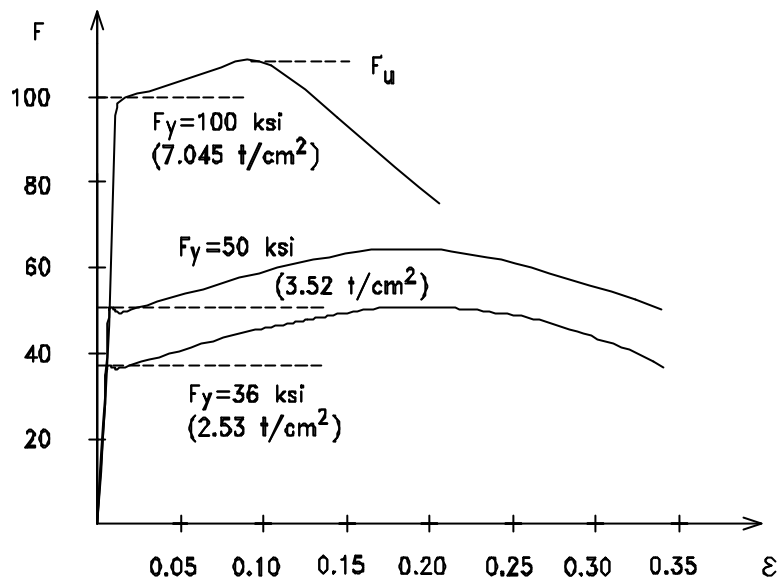


Fig. 2.7 Curvas Esfuerzo-Deformación Típicas de aceros ASTM.

Las curvas mostradas en la Figura 2.7 describen el comportamiento típico de los diversos aceros que son fabricados en la actualidad; lejos están los días en que se producía un sólo tipo de acero A7 ($F_y = 33$ ksi). El diseñador debe estar preparado para el buen uso de tantas posibilidades. En este texto se mencionará con frecuencia el acero ASTM A36.

Aceros Estructurales en Perú

Son producidos por Sider-Perú en su planta de Chimbote y por Aceros Arequipa S.A. en su planta de Pisco. Uno de sus productos, la palanquilla, que se usa para el proceso de laminación de Angulos y varillas lisas, es de material bastante parecido al del Acero ASTM A36.

Sider-Perú fabrica, también, productos laminados planos, con la denominación ITINTEC P.341-083 y los suministra ya sea en forma de bobinas EG-24 o planchas PGE-24; su Punto de Fluencia es $F_y = 2400$ kg/cm²; su Esfuerzo de Fractura es $F_u = 4200$ kg/cm² y su ductilidad es 21% (en probetas de 200 mm); es similar al acero ASTM A36.

Con relación a los productos no planos, en Perú se laminan Angulos hasta de 4 pulgadas, de lados iguales, canales pequeños y varillas lisas; se manufacturan tubos electrosoldados hasta de 4 pulgadas y se ha comenzado la fabricación de Perfiles Estructurales Soldados de acuerdo a las normas ITINTEC 341-154. La tecnología del uso de estos últimos perfiles fue desarrollada en la UNI (3), (9). Estos perfiles soldados serán ampliamente tratados en este texto.

2.2 MATERIAL PARA PERNOS

En el mercado nacional se cuenta, a la fecha, con pernos denominados Grados 2, 5 y 8 y que corresponden a las designaciones ASTM A307, A325 y A490, respectivamente.

Pernos ASTM A307: El material tiene una resistencia de fractura de 60ksi (4200kg/cm²) y su uso está restringido a estructuras livianas donde no sea importante el deslizamiento en las juntas, ni donde haya vibraciones, y para miembros secundarios (correas, arriostres de elementos, etc.).

Pernos ASTM A325: El material es acero de contenido medio de carbono, templado y recocido, con un contenido máximo de 0.30% C.

Tabla 2.2

Diámetros pulg.	F _u		F _y	
	ksi	(t/cm ²)	ksi	(t/cm ²)
1/2 a 1	120	(8.43)	92	(6.43)
1.1/8 a 1.1/2	105	(7.38)	80	(5.62)

Es el tipo de pernos que más se usa en estructuras de acero, en especial por su versatilidad ya que son adecuados para *juntas sin deslizamiento*. También se emplean en las uniones denominadas *contacto*.

Pernos ASTM A490: El material es acero de 0.53% de contenido de carbono, templado en aceite y recocido. Resistencia de fractura de 115 ksi a 130 ksi, de acuerdo al diámetro.

2.3 MATERIAL PARA ELECTRODOS

Como se tratará en el Capítulo 5, los electrodos se emplean como material de relleno en las uniones soldadas en dos tipos de procesos de soldaduras: Arco Protegido y Arco Sumergido. En Perú se producen la mayoría de tipos de electrodos. A continuación se presenta una Tabla donde se indican la designación y las características de resistencia de los electrodos más usados.

Tabla 2.3

Proceso		Mínimo	
Arco Protegido	Arco Sumergido	F_y (ksi)	F_u (ksi)
E60XX		50	62 min
	F6X-EXXX	50	62-80
E70XX		60	72 min
	F7X-XXX	70	70-90
E80XX		67	80 min
	F8X-XXX	68	80-100
E100XX		87	100 min
	F10X-XXX	88	110-130
E110XX		97	110 min
	F11X-XXX	98	110-130

ksi : kip / in²

2.4 RESISTENCIA A LA CORROSION DEL ACERO

Una de las desventajas más comúnmente atribuidas al acero estructural es su envejecimiento y corrosión, produciéndose un cambio en sus propiedades y una pérdida en los espesores originales. Para evitarlo se han desarrollado diversos protectores como capas de pinturas, galvanizados, etc. que permiten un mantenimiento y alargamiento en la vida útil de las estructuras de acero. En estos últimos años se han desarrollado aleaciones del acero que permiten asegurar una protección bastante efectiva contra la oxidación dando origen a un material adecuado al intemperismo.

El acero al carbono es el más vulnerable a la oxidación. Se mejora su comportamiento añadiendo cobre. Sin embargo con otras aleaciones se consigue lo mismo a menor costo (Ni, Cr, etc). Con estas aleaciones, el acero expuesto a la intemperie desarrolla una película que lo protege de posteriores oxidaciones.

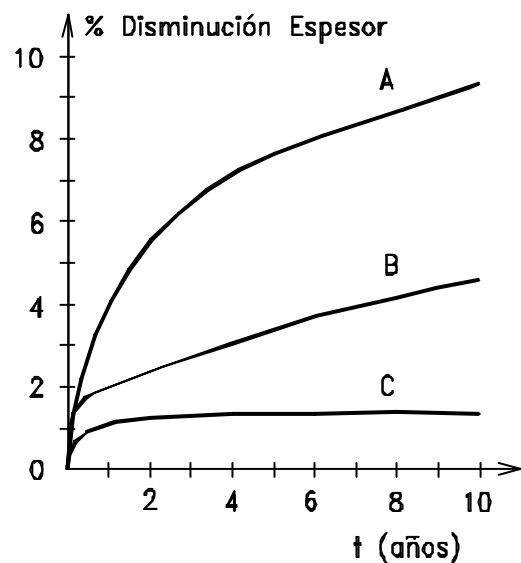


Fig. 2.8 Gráfico comparativo de durabilidad de los aceros contra la corrosión

- A: Acero Estructural al Carbono
 B: Acero Estructural al Carbono más cobre
 C: Acero aleado (Cr-Si-Cu-P)

Capítulo 3

Miembros en Tracción

3.1 INTRODUCCION

Se denominan **Miembros en Tracción Axial** a los elementos de las estructuras en los cuales se generan esfuerzos internos que evitan que se separen los extremos cuando están sometidos a una fuerza axial. Son los miembros más simples de diseñar porque no tienen problemas de estabilidad interna, como ocurre con las columnas sometidas a compresión axial o a flexocompresión, o con las vigas sometidas a flexión, que pueden pandear.

Son miembros que permiten los máximos valores de la capacidad del acero en su resistencia ya que son eficientes. Sin embargo, en ellos las **conexiones son muy importantes**.

Para asegurar un buen comportamiento del miembro en tracción en sus **conexiones**, se deben tratar asuntos relacionados con:

- a) el Factor de Resistencia del miembro ($f = 0.75$, por la inseguridad del comportamiento de las conexiones),
- b) las áreas netas y las cadenas de falla en huecos,
- c) los conceptos de *áreas netas efectivas* y
- d) *bloques de corte*.

Estos dos últimos temas se relacionan con el deseo de evitar fallas conocidas recientemente.

Los miembros en tracción se encuentran, con frecuencia, en la mayoría de las estructuras de acero. Son elementos principales en puentes, en armaduras de techados, en torres de antenas, en torres de líneas de

transmisión y en arriostramientos de edificios.

Pueden ser miembros simples o armados (unión de dos o más elementos simples). Se prefieren los miembros simples porque requieren menos trabajo de fabricación; sin embargo, a veces es necesario unirlos por las siguientes razones:

- La resistencia de uno no es suficiente
- La relación de esbeltez debe ser disminuida, para cumplir las Especificaciones y evitar vibraciones no tolerables
- Las condiciones de las conexiones así lo requieren
- Disminuir los efectos de flexión.

A continuación se muestran las secciones de elementos más frecuentemente usados como miembros en tracción, dejando de lado, por ahora los cables, que serán tratados después.

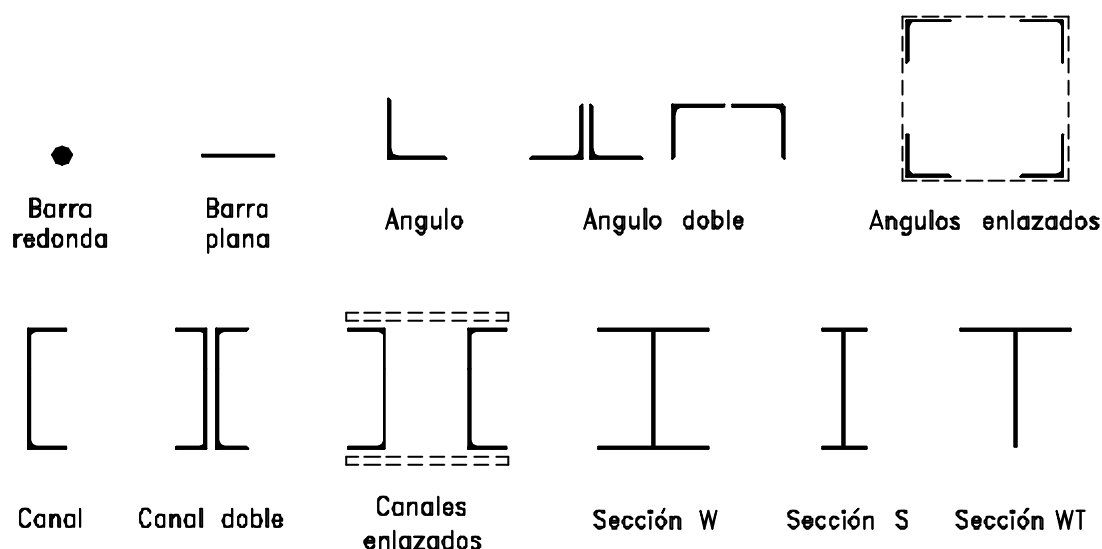


Fig. 3.1 Secciones Transversales Típicas de Miembros en Tracción.

3.2 RESISTENCIA DE MIEMBROS DE ACERO EN TRACCION

La resistencia de miembros de acero en tracción está definida por el *estado límite* que manda en el caso particular. En el caso de Miembros en Tracción, los estados límites son dos:

1. **Fluencia** en el área total de la sección, A_g , fuera de las conexiones.
2. **Fractura** en la sección neta efectiva, A_e , en la zona de las conexiones.

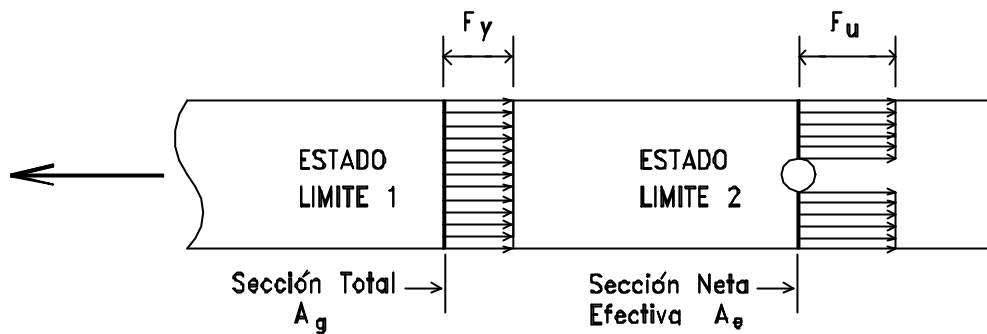


Fig. 3.2

Se puede expresar, entonces, como **Resistencia Nominal de Miembros en Tracción**: P_{nf}

- Caso Límite de Fluencia en la sección total: $P_{nf} = F_y A_g$, donde F_y : Punto de fluencia del acero y A_g : Área total de la sección transversal.
- Caso Límite de Fractura en la sección efectiva de las conexiones:
 $P_{nr} = F_u \cdot A_e$, donde F_u : Esfuerzo de fractura en la sección neta efectiva.
 Considerando el **Factor de Resistencia f_t correspondiente, se tiene la Resistencia de Diseño de Miembros en Tracción** en cada caso:

$$\begin{aligned} f_t P_{nf} &= f_t F_y A_g & f_t P_{nr} &= f_t F_u A_e \\ f_t &= 0.90 & f_t &= 0.75 \end{aligned}$$

Cumplirá el reglamento, la **menor** de las resistencias indicadas. Aquí cabe la pregunta de por qué no considerar F_u en ambos casos: Se ha preferido F_y para la sección de la mayor longitud del miembro para que las deformaciones (aumentos de longitud) no sean grandes, en cambio, en las conexiones, el tramo abarcado es corto con relación a todo el miembro, y se puede esperar que llegue a F_u sin deformaciones apreciables en longitudes.

Procede, ahora definir qué es el **Area Neta** y el **Area Neta Efectiva**: En las conexiones, en que se emplean pernos, se requieren huecos, los que se obtienen punzonando o drilando el material, obligándose a reducir el área total a un área neta luego de retirar el área de los huecos. Se considera que las operaciones mencionadas producen huecos con huelgos de 1/16" (0.16 cm) mayor que el diámetro del conector; sin embargo, para los cálculos del área neta se deben considerar huecos de un diámetro de 1/8" (0.32 cm) mayor que el diámetro del conector, para tomar en cuenta que el material cercano a los huecos se daña con estas operaciones.

En el caso de soldaduras no hay pérdida de área en la sección transversal. No procede el concepto del área neta en conexiones soldadas.

En los casos en que los huecos estén alternados o no se acepta:

Definición de Cadena Crítica

Caso (a):

La sección crítica será la sección A-A y su ancho neto $W_n = W_g - 2D$ o generalizando $W_n = W_g - S D_i$ siendo: n = número de huecos.

Caso (b):

(En el caso de huecos alternados)

Si la falla ocurre en la sección B-B, el ancho neto será: $W_n = W_g - D$

Caso (c):

Si la falla ocurre en la cadena C-C, el ancho neto será:

$W_n = W_g - S D_i + S s^2 / 4g$ (Fórmula de Cochrane).

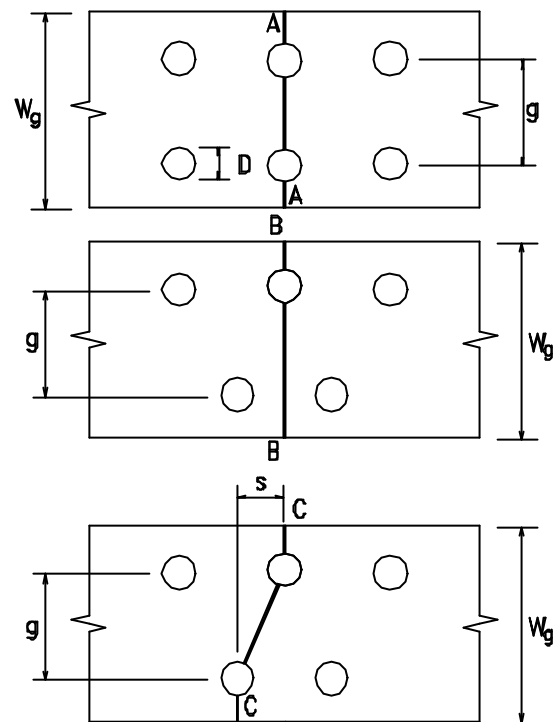


Fig. 3.3

El término $s^2 / 4g$ se añadirá tantas veces como espaciamientos transversales existan en el recorrido de la cadena.

En los casos (b) y (c) la falla puede ocurrir en la sección B-B o en la C-C, la de menor W_n , por lo que hay que investigar siempre la Cadena Crítica, la que ofrezca menor ancho neto.

El Área neta será, en este caso $A_n = W_n * t$ (t = espesor de la plancha).

Cuando existan huecos, AISC-LRFD considera un área neta nunca superior al **85% del área total de la sección**.

■ EJEMPLO 3.1

Determinar el Ancho neto y el Área efectiva de la conexión. Ver Fig. 3.4

Diámetro de los pernos: 3/4", Espesor de la plancha: 9.5 mm (3/8").

$F_u = 4.08 \text{ t/cm}^2$

Además, determinar la resistencia de diseño. $f_t P_{nr} = ?$

SOLUCION

$$D = 3/4" + 1/8" = 2.23 \text{ cm}$$

$$W_g = \text{ancho total de la Plancha} = 20.0 \text{ cm}$$

Cadena ABDE:

$$\begin{aligned} W_g &= 20.0 \\ -SD_i &= 2 \cdot 2.23 = -4.46 \\ +s^2/4g &= 5^2/(4 \cdot 10) = 0.63 \\ 16.17 \text{ cm} & \quad (\text{crítico}) \end{aligned}$$

Cadena HFG:

$$\begin{aligned} W_g &= 20.0 \\ -SD_i &= -2.23 \\ 17.17 \text{ cm.} \end{aligned}$$

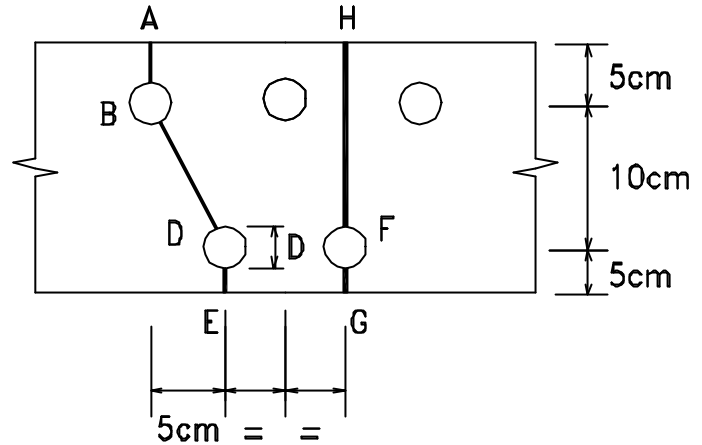


Fig. 3.4

$$\text{Area máxima, según AISC: } 0.85 \cdot 20 \cdot 0.95 = 16.15 \text{ cm}^2$$

$$\text{Area neta crítica} = 16.15 \cdot 0.95 = 15.36 \text{ cm}^2$$

Resistencia de Diseño en la conexión:

$$P_{nr} = f_t \cdot A_e \cdot F_u = 0.75 \cdot 15.36 \cdot 4.08 = 47 \text{ t}$$

Area Neta Efectiva: A_e

La distribución de esfuerzos es uniforme lejos de los conectores, pero en la conexión, el área neta A_n no será completamente efectiva, a no ser que todos los componentes de la sección estén completamente conectados. En la mayoría de los casos, sólo algunos de los componentes están unidos como se ilustra a continuación:

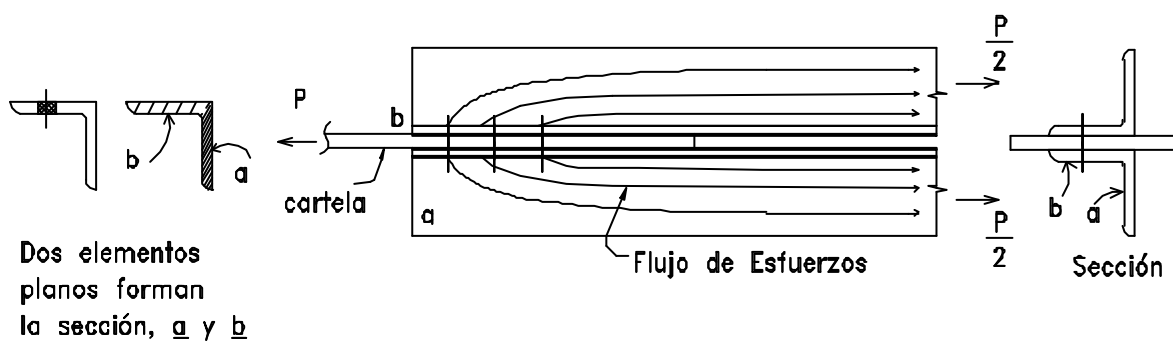


Fig. 3.5

Los esfuerzos deben trasladarse del componente "a" al "b" para llegar, a través de los conectores, a la plancha. Las secciones planas no permanecen planas en las conexiones (lo que se llama *atraso de corte*, **shear lag**). Ver la trayectoria de las líneas de esfuerzos.

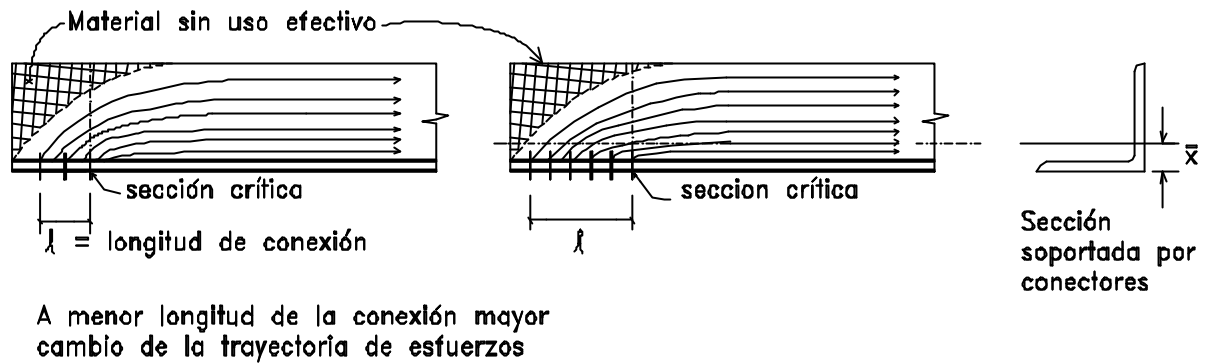


Fig. 3.6

La conexión larga tiene más material efectivo en la sección crítica. El mismo concepto es aplicable a las conexiones soldadas. $A_e = U A_n$ $U \leq 1.0$

Según AISC-LRFD, Sección B3: $A_e = U \cdot A_n$, donde $U = 1 - \bar{x} / l$. Con el fin de no calcular U en cada caso se dan valores promedios para U :

Valores promedios de U :

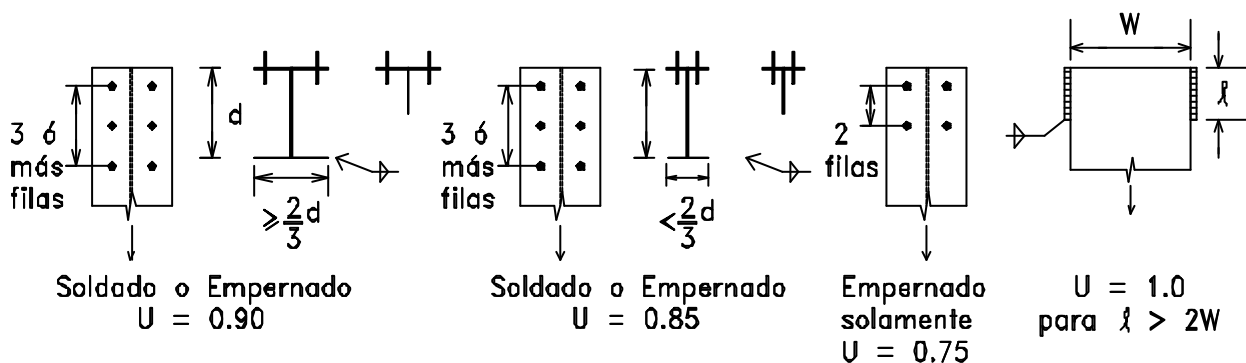


Fig. 3.7

Si todos los elementos planos son conectados, $U = 1.0$

■ EJEMPLO 3.2

Determinar el valor de U para la conexión mostrada

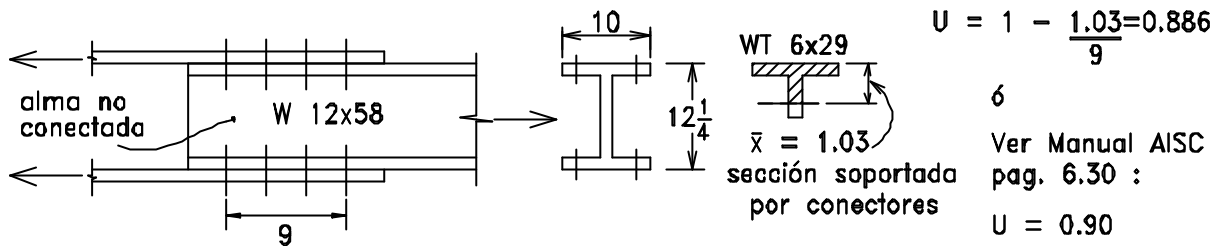


Fig. 3.8

Los valores U dados en las Especificaciones son un promedio basado en las fórmula $U = 1 - \bar{x} / l$; esta fórmula fue desarrollada en la Universidad de Illinois en la década de los 50.

Bloque de Corte

Este tipo de falla se encontró que ocurría en las llamadas vigas *copadas* y es ahora aparente que este estado límite también controla en algunos casos el comportamiento en los extremos conectados de los miembros en tracción.

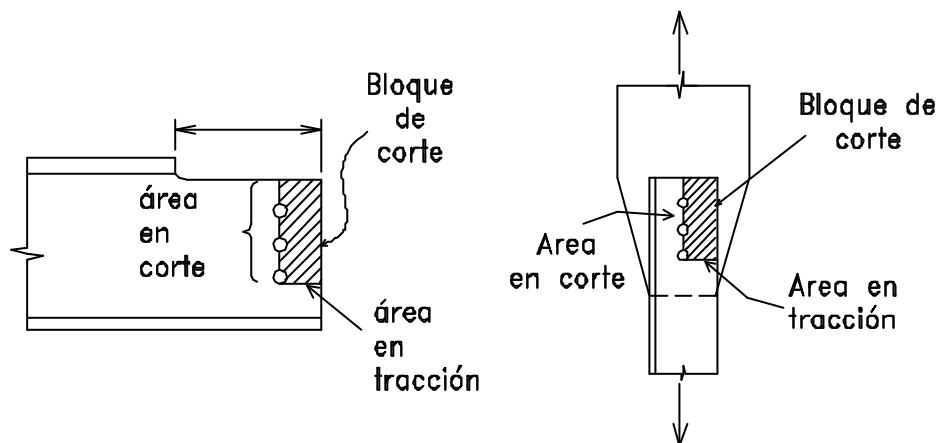


Fig. 3.9

Esto se debe a que, ahora, se usan menos conectores con pernos de alta resistencia y más altos esfuerzos de aplastamiento, por lo que el *bloque de corte* es cada vez más reducido en el material unido y puede constituir una falla prematura. Cosa parecida ocurre con los cordones de soldadura, ahora más cortos por los mayores esfuerzos que pueden soportar.

En las conexiones de extremos, la senda de la menor resistencia no siempre será controlada por A_n o A_e , mas bien existe una senda de falla que envuelve dos planos, **Tracción en uno y Corte en el otro** plano perpendicular, puede ser más crítica como se muestra en las figuras.

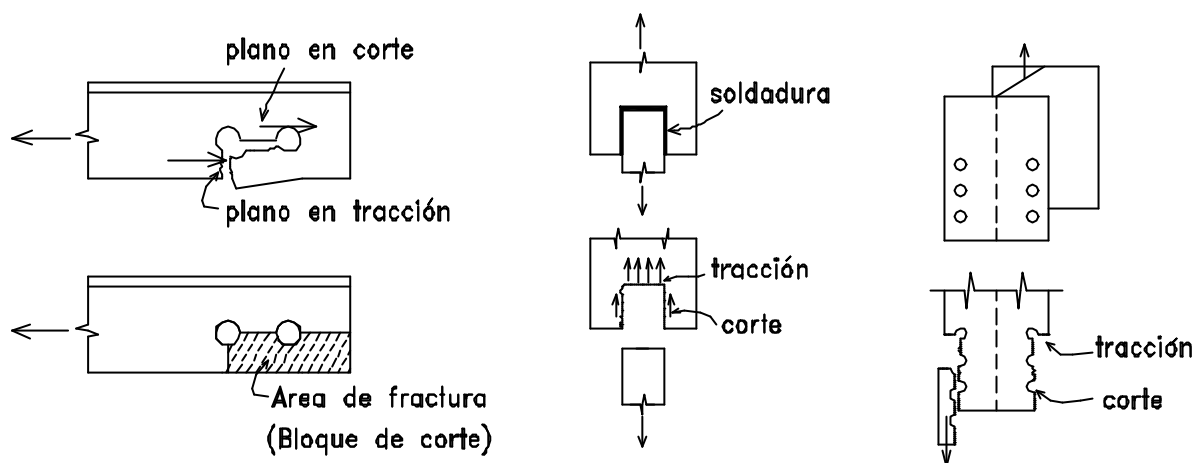


Fig. 3.10

La falla que involucra tracción en un plano y corte simultáneo en otro perpendicular se llama **bloque de corte**. Una vez que ocurre una fractura en un plano (sería coincidencia que pasara lo mismo en los dos planos simultáneamente), la fuerza entera se transfiere al otro plano para completarse la falla. Las comparaciones con pruebas indican que un modelo que se basa en la fractura de la sección neta en un plano, con la fluencia en la sección total en el otro plano perpendicular, da buenos resultados en el vaticinio de la falla. Por consiguiente, hay dos posibles formas de falla:

- Fractura de tracción (F_u) con fluencia de corte ($0.6F_y$) ó
- Fractura de corte ($0.6F_u$) con fluencia de tracción (F_y).

El plano que tiene la mayor resistencia (soporta la mayor fuerza) es el que controla; la razón es porque se acerca más a la realidad. Para el *Bloque de Corte* se define el área fracturada por la línea de centros de los conectores. En este caso los resultados de experimentos concuerdan mejor si se consideran los huecos iguales al diámetro de los pernos aumentados en 1/16" (0.16 cm), solamente, en vez de 1/8" (0.32 cm).

■ EJEMPLO 3.3

Para determinar el Bloque de Corte de la Conexión en la Fig. 3.11:

A_{vg} = área total en corte = $b \cdot t$

A_{ns} = área neta en corte = $t [b - 2.1/2 (d + h)]$

A_{tg} = área total en tracción = $s \cdot t$

A_{nt} = área neta en tracción = $t [s - 1/2 (d + h)]$

f_t = 0.75, factor de resistencia.

h = huelgo = $1/16"$ (0.16 cm), en vez de 0.32 cm

d = diámetro del conector

t = espesor

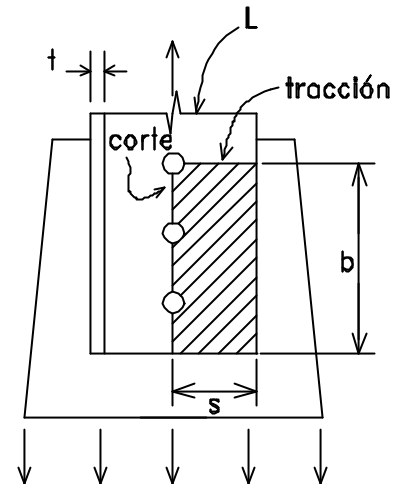


Fig. 3.11

Resistencia de Diseño del Bloque de Corte:

- Fractura de tracción + Fluencia de corte:

$$\phi P_{bc} = 0.75 (F_u A_{nt} + 0.6 F_y A_{vg})$$

-Fractura de corte + Fluencia de tracción:

$$\phi P_{bc} = 0.75 (0.6 F_u A_{ns} + F_y A_{tg}).$$

Nota: Si no es aparente cuál es el plano de fractura se usa el mayor de los resultados de las dos ecuaciones dadas anteriormente.

■ EJEMPLO 3.4

Determinar la Resistencia de Diseño del bloque de corte. Compare con la Resistencia de Diseño del perfil. Ver Tablas de Propiedades de Perfiles Soldados.

Perfil Soldado CS300x74; Acero $F_y = 2.53 \text{ t/cm}^2$; $F_u = 4.08 \text{ t/cm}^2$

$A = 94.5 \text{ cm}^2$; $t_f = 0.95 \text{ cm}$; Pernos = $3/4"$ (1.90 cm); Huelgo = $1/16"$ (0.16 cm).

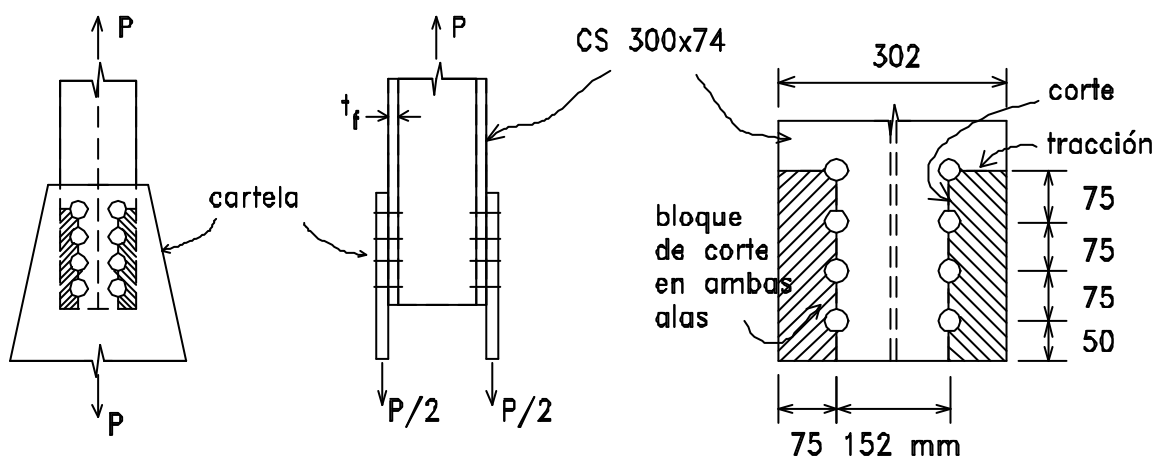


Fig. 3.12

SOLUCION

- Bloque de Corte:

Fractura de Tracción + Fluencia de Corte:

$$f_t P_{bc} = 4 * 0.75 * 0.95 [\{ 7.5 - 1/2 * (1.90 + .16) \} * 4.08 + 27.5 * 0.6 * 2.53]$$

$$f_t P_{bc} = 194.2 \text{ t}$$

Fractura de Corte + Fluencia de Tracción:

$$f_t P_{bc} = 4 * 0.75 * 0.95 [\{ 27.5 - 3.5 * (1.90 + .16) \} * 0.6 * 4.08 + 7.5 * 2.53]$$

$$f_t P_{bc} = 195.6 \text{ t} \dots\dots \text{controla}$$

- Fluencia en la sección del perfil: $f_t P_{nf} = 0.9 * 2.53 * 94.5 = 215.2 \text{ t}$ - Fractura en el área efectiva:

$$f_t P_{nr} = 0.75 * 0.9 * [94.5 - 4 * (1.90 + 0.32) * 0.95] * 4.08 = 237.0 \text{ t}$$

Controla el *bloque de corte* : $f_t P_{bc} = 195.6 \text{ t}$

■ EJEMPLO 3.5

Determine la Resistencia de Diseño de la cartela sobre la cual se encuentra soldado el ángulo de la Figura. Acero A36. $F_y = 36 \text{ ksi}$, $F_u = 58 \text{ ksi}$

SOLUCION

- Fluencia en la sección total de los Ls:

$$f P_{nf} = 0.9 * 4.22 \text{ in}^2 * 36 = 137 \text{ kips}$$

- Fractura en los Ls:

$$U = 1 - 0.888 / 5 = 0.82$$

$$f P_{nr} = 0.75 * 0.82 * 4.22 * 58 = 150 \text{ kips}$$

- Bloque de corte en la cartela:

Fractura de Tracción + Fluencia de corte:

$$f_t P_{bc} = 0.75 * (3/8) [58 * 3 + 0.6 * 36 (5 + 2)]$$

$$f_t P_{bc} = 91.5 \text{ kips}$$

Fractura de corte + Fluencia de Tracción:

$$f_t P_{bc} = 0.75 * (3/8) [0.6 * 58 * 7 + 3 * 36]$$

$$f_t P_{bc} = 98.9 \text{ kips}$$

Controla: Bloque de corte! $f_t P_{bc} = 98.9 \text{ kips}$

Mejoraría si se aumentara el contacto entre el ángulo y la cartela.

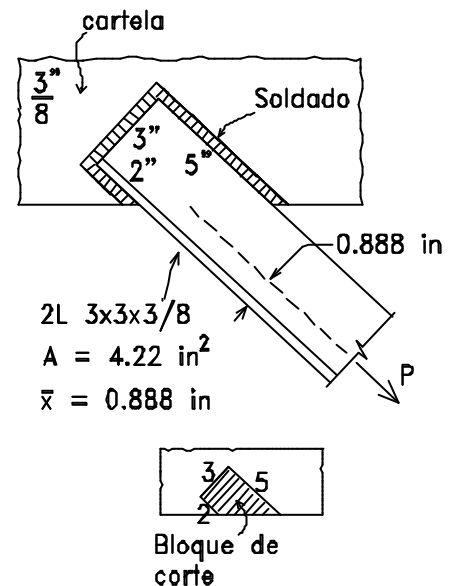


Fig. 3.13

3.3 RELACION DE ESBELTEZ DE MIEMBROS EN TRACCION: L/r

Aunque los miembros en tracción no están sujetos a pandeos, las **Especificaciones AISC-LRFD en su Sección B7, establece que L/r en miembros traccionados no deberá exceder 300**, preferiblemente (excepto para varillas, las que no tienen esta limitación). La razón para el empleo de este límite aconsejable es para facilitar la fabricación y el manipuleo durante el montaje, así como evitar la formación de ondas por el calor, si se tienen enlaces soldados entre los perfiles. Se requiere, incluso, una relación L/r menor para miembros que estarán expuestos al viento o a su propio peso que le ocasione flexión, o que estén sujetos a maquinarias que producen vibraciones.

A continuación se dan un par de Ejemplos prácticos de miembros en tracción.

■ EJEMPLO 3.6

Seleccionar la varilla lisa redonda para la brida inferior de la *vigueta de celosía* que se muestra en la figura.

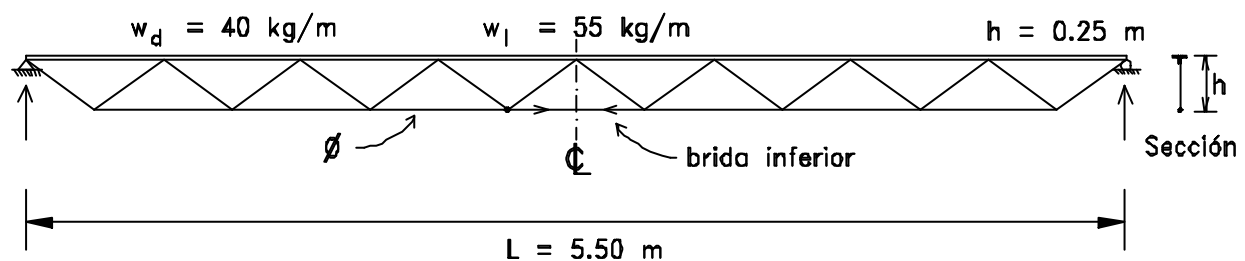


Fig. 3.14

SOLUCION

- Determinación de las cargas últimas: $w_u = 1.2 \cdot 40 + 1.6 \cdot 55 = 136 \text{ kg/m}$
- Determinación del esfuerzo máximo:

$$T_u \cong M / (0.95 \cdot h) \cong 1/8 \cdot 136 \cdot 5.50^2 / (0.95 \cdot 0.25) = 2165 \text{ kg}$$
- Si se emplea acero con $F_y = 2530 \text{ kg/cm}^2$: $A_g = 2165 / (.9 \cdot 2530) = 0.92 \text{ cm}^2$

Se puede usar una varilla de 1/2" $A_g = 1.27 \text{ cm}^2$

■ EJEMPLO 3.7

Determinar el perfil adecuado (ángulos dobles) para la brida inferior y la 1a. diagonal de la Armadura de bridas paralelas de la Figura 3.15.

$F_y = 2530 \text{ kg/cm}^2$. Las cargas aplicadas últimas se muestran en la Figura.

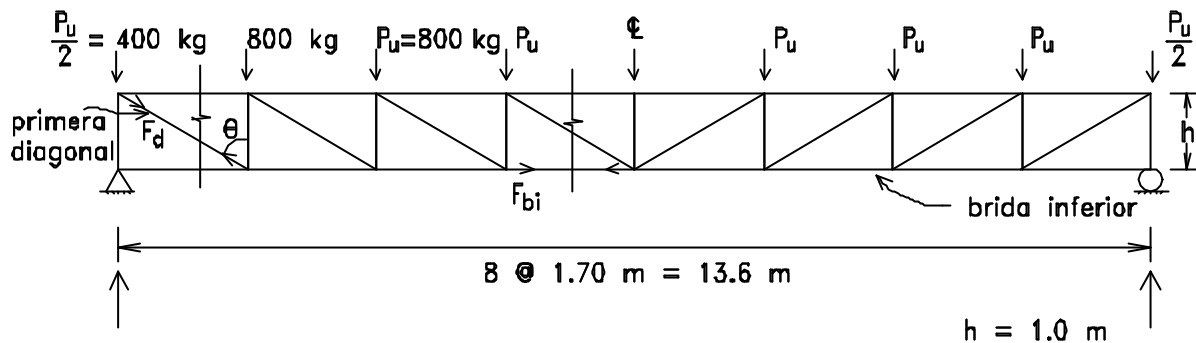


Fig. 3.15

SOLUCION

1. Determinación de los esfuerzos factorizados en las barras indicadas:

a) En la Brida inferior: $F_{bi} = M / (.95 \cdot h)$; $R_a = 3200 \text{ kg}$
 $M = (3200 - 400) \cdot 3 \cdot 1.7 - 800 \cdot 1.7 \cdot (2 + 1) = 10200 \text{ kg-m}$
 $F_{bi} = 10200 / (.95 \cdot 1.0) = 10736 \text{ kg}$

b) En la 1ra. Diagonal: $F_d = (3200 - 400) / 0.51 = 5522 \text{ kg}$ $\cos \theta = 0.51$

2. Diseño de los miembros indicados:

Ver Tablas de Angulos Dobles en el Apéndice

a) Para la brida inferior:
 $A_t = 10736 / (.9 \cdot 2530) = 4.77 \text{ cm}^2 \dots\dots$ 2Ls 1.1/2x1/8
 $r_y = 2.984 \text{ cm}$

b) Para la primera diagonal:
 $A_t = 5522 / (.9 \cdot 2530) = 2.45 \text{ cm}^2 \dots\dots$ 2Ls 1x1/8
 $r_x = 0.772 \text{ cm}$

Ahora se deben verificar si los perfiles seleccionados cumplen las Especificaciones relacionadas con las **conexiones**, es decir, el área neta efectiva, falla del bloque de corte y los esfuerzos de fractura.

Suponiendo que se trata de una armadura con conexiones soldadas se puede considerar que no hay disminución del área total en los miembros.

- En la brida inferior no hay cambio en la trayectoria de los esfuerzos y los lados de los ángulos en sus empalmes son soldados unos a otros, por lo que $U = 1.0$, es decir el área neta efectiva es igual al área total. Valen los 2L 1.1/2x1/8.

- En la primera diagonal, como se acostumbra a soldar sólo un lado del ángulo a las cartelas, el área neta efectiva disponible en la conexión será:
 $3.026 \times 0.9 = 2.72 \text{ cm}^2$. ($U = 0.9$)

Resistencia de Diseño en la conexión:

$0.75 \times 2.72 \times 4080 = 8579 \text{ kg}$ que resulta mayor que el esfuerzo de tracción factorizada (5522 kg) en el elemento. Con relación a la Resistencia de Diseño $f_t P_{nr}$ a considerar en la conexión en este miembro, queda aún por determinar la resistencia a la falla del bloque de corte en la cartela y la resistencia de la soldadura que no se efectuará en esta ocasión.

- Verificación de las relaciones de esbeltez:
 - a) Brida inferior: $L/r_y = 1360/2.984 = 455$ mayor que 300; sería conveniente arriostrar la brida inferior con una línea de arriostramiento al centro de la armadura.
 - b) Diagonal: $L_d = 100/\cos\theta = 196 \text{ cm}$; $L_d/r_x = 196/0.772 = 253$ menor que 300.

Usar los 2L 1x1/8 colocando un enlace al centro. Verificar posteriormente bloque de corte y soldadura.

3.4 OTROS MIEMBROS EMPLEADOS EN TRACCION

Además de los perfiles, que se usan en la mayoría de las armaduras y estructuras de celosía, existen dos tipos de elementos, los cables y las varillas roscadas que se tratarán a continuación:

Cables y Alambres

Un cable consiste en uno o más grupos de alambres o de torones de acero para formar un elemento flexible capaz de resistir grandes fuerzas de tracción. Un *torón* es un grupo de alambres de acero que son mantenidos helicoidalmente alrededor de un alambre central. En construcción se define al *cable* como un conjunto de torones alrededor de un núcleo central (generalmente son seis) también mantenidos helicoidalmente. Si el núcleo central es otro torón se forma un "cable de alma rígida", usado frecuentemente en concreto pretensado. Si el núcleo central es un alma de cáñamo entonces se tiene un cable bastante flexible, muy usado para el izaje de piezas en el montaje de estructuras o para las llamadas *tenso-estructuras*;

también para ascensores, etc.

La gran resistencia de los cables se debe a que los alambres han sido sometidos a *trefilado* (ver Cap.2) que es un tratamiento en frío del acero que aumenta la resistencia de los mismos.

Tienen diámetros nominales en pulgadas, generalmente, y son los fabricantes los que proporcionan las fuerzas últimas de sus cables, obtenidas en pruebas.

Queda al diseñador establecer cuál es la capacidad permisible a usar en cada aplicación específica, es decir determinar los factores de seguridad adecuados para cada caso; así, para ascensores se usa un factor de seguridad del orden de 6, además de una vida útil especificada por los fabricantes de los ascensores. Para su uso en estructuras es común un factor de seguridad del orden de 2.

Como desventajas se mencionan su alto costo y la dificultad de sus empalmes y uniones. A pesar de ello, por su practicidad es el material en tracción más usado en el mundo; por ejemplo en la industria de petróleo, marina, etc.

Varillas con extremos roscados

Muy empleadas como elementos de arriostramiento en tracción. Las varillas pueden roscarse en sus extremos, sin embargo hay una pérdida de sección en esas zonas. En algunos casos se engrosa el diámetro.

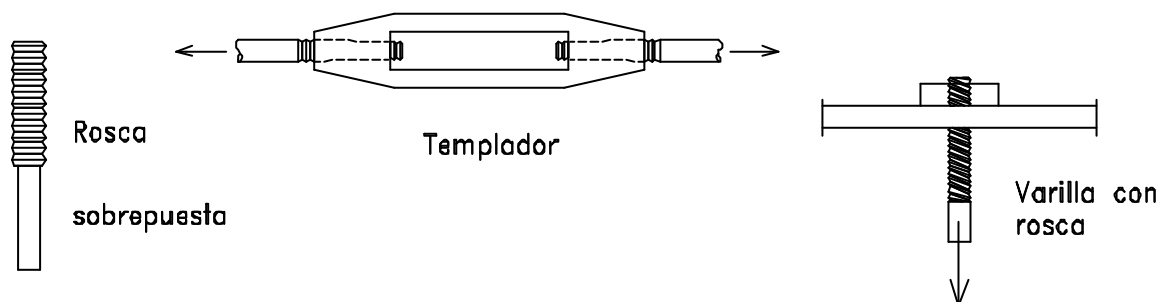


Fig. 3.16

En esta forma se mejora su comportamiento, en especial en torres ubicadas en zonas sísmicas.

Donde más se emplean las varillas roscadas, pero sin aumentar el diámetro en las zonas roscadas es, en los llamados *pernos de anclaje*, que sirven para sujetar las planchas de apoyo y están sometidos a corte y en muchos casos a corte-tracción; deben transmitir sus esfuerzos por aplastamiento al concreto circundante y por adherencia.

■ EJEMPLO PRACTICO

En la armadura presentada en la Página 1 - 29, determinar los elementos en tracción, formados por ángulos dobles.

Acero con $F_y = 2.53 \text{ t/cm}^2$, $F_u = 4.08 \text{ t/cm}^2$. Se usarán conexiones soldadas.

SOLUCION

Para una mejor comprensión se repite el Esquema de los esfuerzos factorizados de las barras.

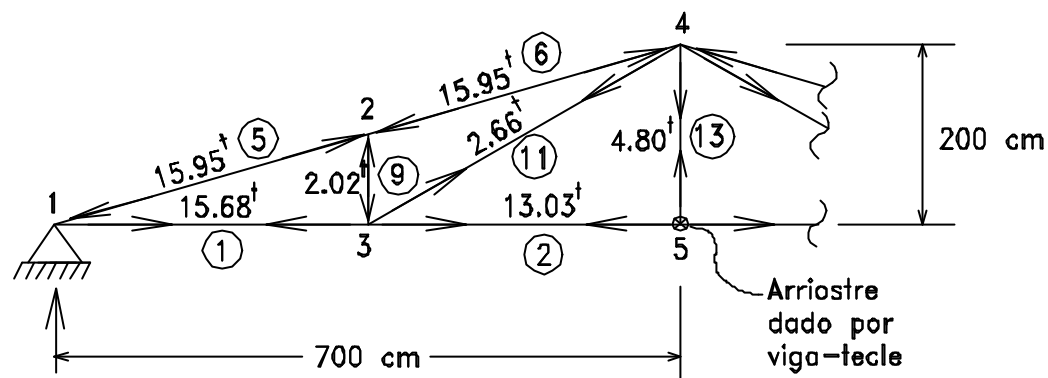


Fig. 3.17

Brida Inferior:

Se usará un sólo tipo de perfil para la brida inferior.

$$P_u = 15.68 \text{ t}$$

$$A_g = \frac{15.68}{0.9 \cdot 2.53} = 6.88 \text{ cm}^2; \text{ En Tablas del Apéndice: } \underline{2Ls1.1/2x3/16} \text{ (6.774 cm}^2\text{)}$$

$$r_x = 1.161 \text{ cm}$$

$$r_y = 2.925 \text{ cm}$$

$$\text{Verificación en las conexiones: } f_t P_{nr} = 0.75 \cdot 0.9 \cdot 6.774 \cdot 4.08 = 18.66 \text{ t}$$

$$\text{Verificación esbetez: } L_x = 350 \text{ cm} \dots L_x/r_x = 350/1.161 = 301 = 300 \text{ O.K!}$$

$$L_y = 700 \text{ cm} \dots L_y/r_y = 700/2.925 = 239 < 300 \text{ O.K! (Arriostre en el centro)}$$

Diagonal 11:

$$P_u = 2.66 \text{ t}$$

$$A_g = \frac{2.66}{0.9 \cdot 2.53} = 1.16 \text{ cm}^2 \dots \text{ Use } \underline{2Ls1x1/8} \text{ (3.02 cm}^2\text{, área mínima)}$$

$$r_x = 0.772 \text{ cm}$$

$$L_x = L_y = 400 \text{ cm; } L_x/r_x = 400/0.772 = 518 \text{ mal!}$$

$$\text{Cambie a } \underline{2Ls1.1/2x1/8}: L_x/r_x = 400/1.181 = 338 \pm \text{O.K!}$$

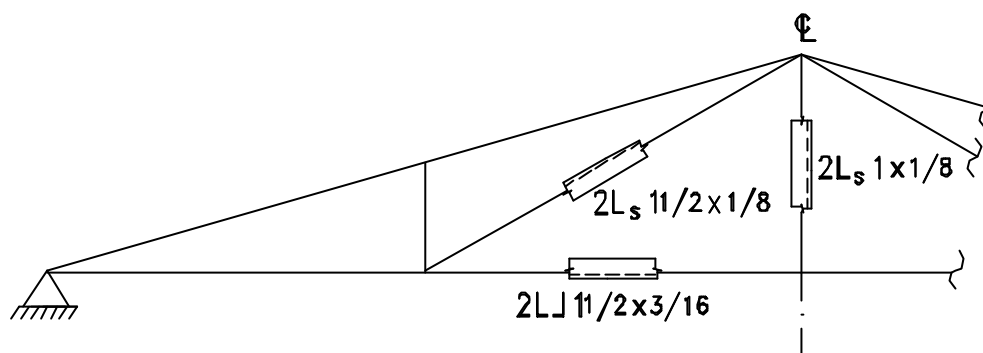
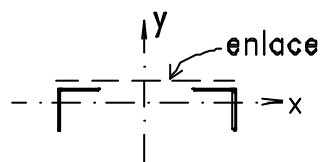
Montante Central (barra 13):

$$P_u = 4.8 \text{ t}$$

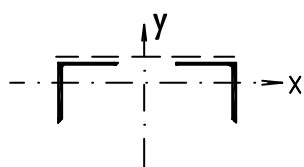
$$A_g = \frac{4.80}{0.9 \cdot 2.53} = 2.1 \text{ cm}^2 \dots\dots \underline{2L_s 1 \times 1/8}; L_x/r_x = 200/0.772 = 259 < 300 \dots\dots \text{O.K!}$$

Esquema :

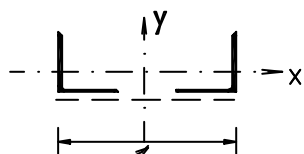
Solución – Miembros en tracción

SECCIONES

Montante central



Diagonal



Brida inferior

Distancia controlada por separación de la Brida Superior
Ver Cap. 6. (Para la continuación de este ejemplo)

Fig. 3.18

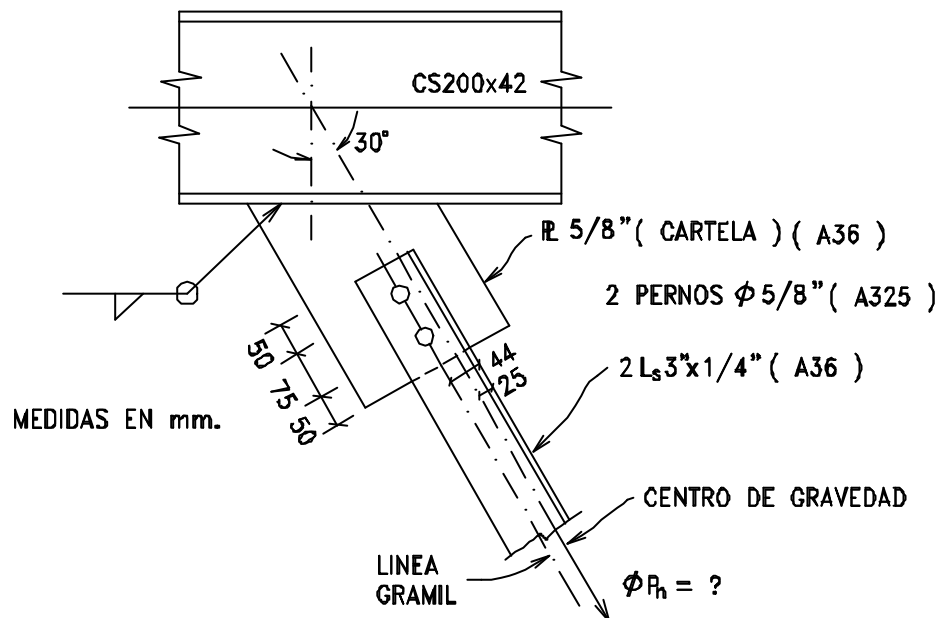
PROBLEMAS

3.1 En el 2do. problema propuesto en el Capítulo 1 (Pag. 1 - 32), seleccionar todos los miembros en tracción, suponiendo lo siguiente:

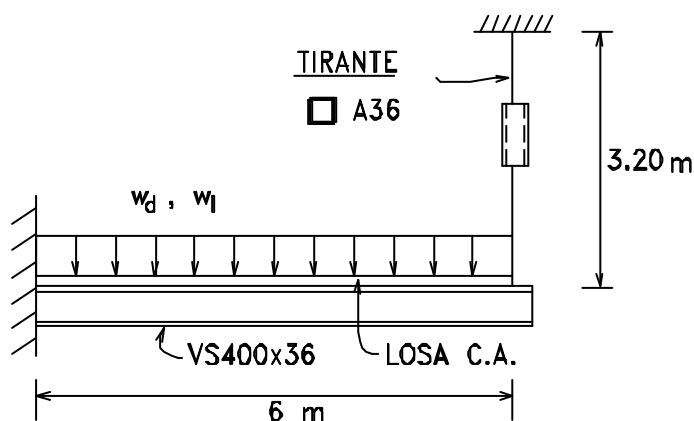
- (a) Angulos dobles de Acero con $F_y = 2.53 \text{ t/cm}^2$
- (b) La viga tece arriostra la brida inferior en el nudo J, alrededor del eje Y
- (c) Las uniones son soldadas íntegramente

Dibujar un esquema de la Armadura indicando posición y tipo de ángulos dobles para los elementos en tracción.

3.2 Determinar $f P_n$ que resisten los ángulos dobles indicados en la figura.



3.3



Seleccionar sección tubular para el tirante, formado por 2 L_s soldados entre si.

Cargas de servicio:

$$w_d = 3 \text{ t/m}$$

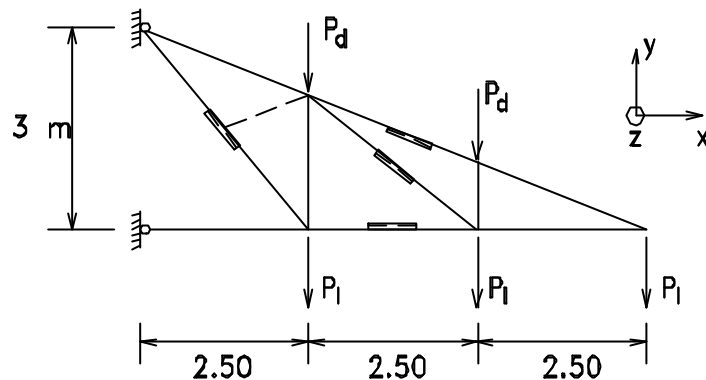
$$w_l = 5 \text{ t/m}$$

Nota: No considerar conexiones en este caso

3 - 18 DISEÑO ESTRUCTURAL EN ACERO

LUIS F. ZAPATA BAGLIETTO

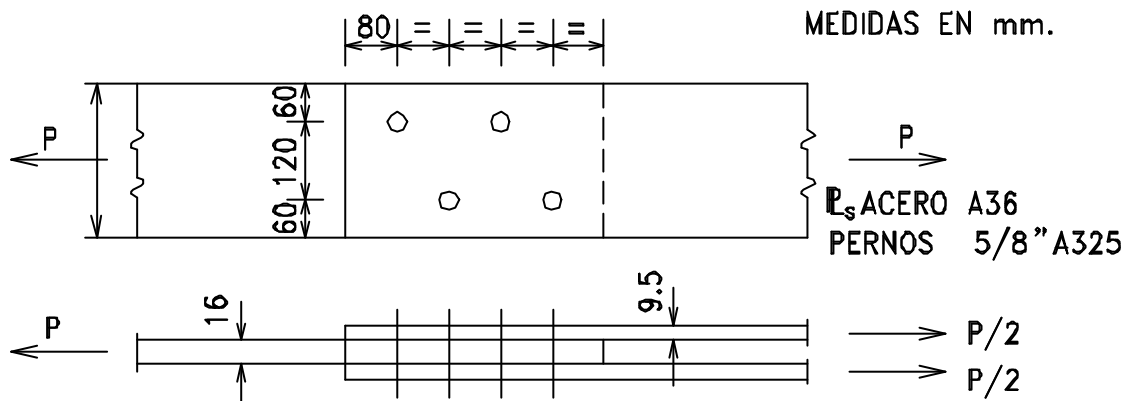
- 3.4** Seleccionar los miembros en tracción de la armadura del volado mostrada en la figura. Los perfiles serán Ls dobles de Acero A36. Método AISC-LRFD.



No hay Desplazamiento de nudos en Z.

Cargas de servicio: $P_d = 2 \text{ t}$; $P_l = 3 \text{ t}$

3.5



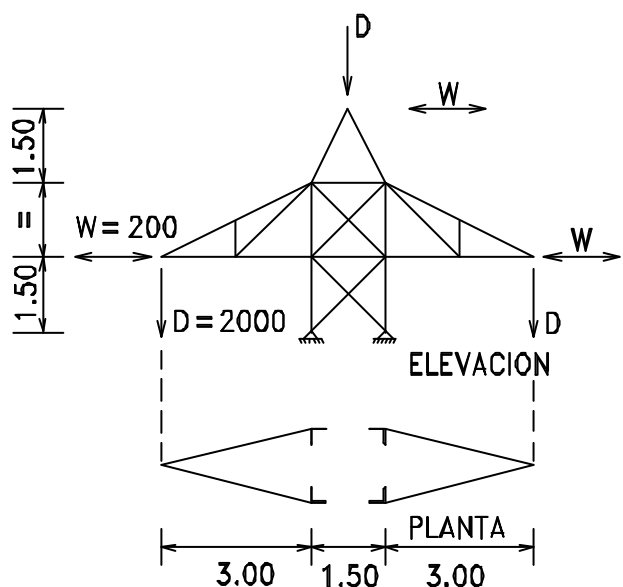
Encontrar cuál es la carga factorizada que puede aplicarse a la Junta mostrada.

- 3.6** La figura muestra la parte superior de una Torre de Línea de Transmisión Eléctrica, conformada por Ls simples empernados con pernos ASTM A325 de $\varnothing 5/8"$. Ls Acero A36

Seleccionar las barras en tracción, según AISC-LRFD.

W y D son cargas de servicio, kg

Inicialmente suponga L3"x1/4" para patas y L2"x3/16" para brazos y diagonales.



Capítulo 4

Conectores Estructurales - Pernos

4.1 TIPOS DE CONECTORES

En el Capítulo 2 de este texto se vio el tema relacionado con los materiales que se emplean en las estructuras de acero y se hizo una breve descripción de los conectores. Ahora se tratarán los **Conectores Mecánicos** conocidos como **Pernos**, dejando de lado los Remaches que por su obsolescencia ya no tienen importancia práctica en las conexiones estructurales.

En este Capítulo se describirán en detalle los pernos, en especial para definir su resistencia y comportamiento dentro de las conexiones; también su instalación en el ensamblaje de los miembros para formar conjuntos estructurales. No se debe olvidar que una estructura de acero son miembros que se unen para formar un todo capaz de resistir las cargas aplicadas, lo que indica la importancia de los conectores y las uniones. En el siguiente Capítulo se estudiarán las Soldaduras.

En este Capítulo se plantearán, a manera de ejemplos, sólo conexiones elementales, dejando las Conexiones Viga a Columna, Planchas de Apoyo y las Conexiones en Armaduras para el Capítulo 9.

4.2 PERNOS

Los más usados son: los **pernos comunes**, cuya designación es **ASTM A307**, y los **pernos de Alta Resistencia** **ASTM A325** y **ASTM A490**. Los primeros son fabricados de acero al carbono, en cambio los de Alta Resistencia, son de aceros tratados o aleados que le dan características especiales para su resistencia, sobretodo en la rosca y la tuerca. Ver Tabla 4.1

Tabla 4.1 Propiedades del material de los pernos

Designación ASTM	Diámetro del perno (pulg.)	Carga de prueba		Resistencia a la fractura	
		ksi	t/cm ²	ksi	t/cm ²
A307, acero de bajo C Grado A y B	1/4 a 4	-	-	60	4.2
A325, acero de A.R. Tipos 1, 2, 3	1/2 a 1	92	6.45	120	8.4
Tipos 1, 2, 3	1.1/8 a 1.1/2	81	5.70	105	7.4
A490, acero aleado y tratado	1/2 a 1.1/2	130	9.15	150	10.55

El tipo 1 es el perno para condiciones normales. Los tipos 2 y 3 son especiales para condiciones atmosféricas no favorables.

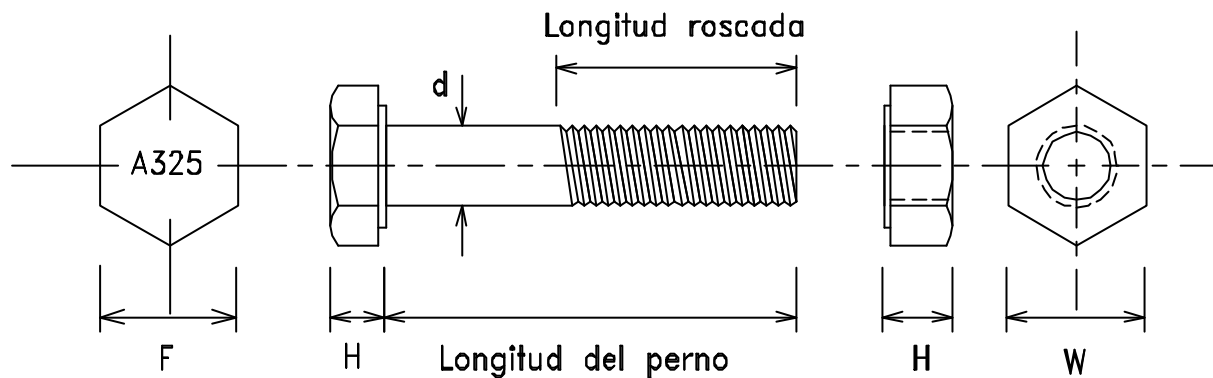


Fig. 4.1

Tabla 4.2 Dimensiones de pernos A325 y A490

Diámetro (pulg.)	Area	Dimensiones del Perno (pulg.)			Dimensiones de la tuerca (pulg.)	
d	cm ²	Ancho F	Alto H	Largo rosca	Ancho W	Alto H
1/2	1.27	7/8	5/16	1	7/8	31/64
5/8	1.98	1.1/16	25/64	1.1/4	1.1/16	39/64
3/4	2.85	1.1/4	15/32	1.3/8	1.1/4	47/64
7/8	3.88	1.7/16	35/64	1.1/2	1.7/16	55/64
1	5.07	1.5/8	39/64	1.3/4	1.5/8	63/64
1.1/8	6.41	1.13/16	11/16	2	1.13/16	1.7/64
1.1/4	7.79	2	25/32	2	2	1.7/32
1.3/8	9.58	2.3/16	27/32	2.1/4	2.3/16	1.11/32
1.1/2	11.40	2.3/8	15/16	2.1/4	2.3/8	1.15/16

4.2.1 Descripción de las conexiones con Pernos de Alta Resistencia

En 1947 se formó en USA el "Consejo de Investigación de Juntas Empernadas y Remachadas" que organizó un programa de estudios de pernos cuyo principal objetivo era conocer el comportamiento de dos tipos de uniones: Las "Juntas Contacto" y las "Juntas Fricción", que se distinguen entre ellas porque en las primeras, se ajustan los pernos ligeramente, sin preocuparse de los deslizamientos entre las piezas en las conexiones (los pernos entran en contacto con los huecos); en cambio, en las segundas, se ajustan los pernos fuertemente, lo que une las piezas de tal forma que se puede decir que no hay deslizamiento en la junta y es por ello que, en la actualidad, se prefiere denominarlas "Juntas sin Deslizamiento". Ciertamente que la transmisión de fuerzas entre las piezas unidas, difiere de las Juntas Contacto.

Para el caso de las Juntas sin Deslizamiento, el ajuste de los pernos debe ser tal que se llegue a desarrollar dentro de los mismos una fuerza de engrase que se denomina Tracción Mínima de Perno que se indica en la Tabla siguiente.

Tabla 4.3 Mínima Tracción en los Pernos para Ajuste Completo

Tamaño de pernos (pulg.)	Pernos A325		Pernos A490	
	kips	t	kips	t
1 / 2	12	5.40	15	6.80
5 / 8	19	8.60	24	10.90
3 / 4	28	12.70	35	15.85
7 / 8	39	17.65	49	22.20
1	51	23.10	68	29.00
1.1 / 8	56	25.40	80	36.25
1.1 / 4	71	32.15	102	46.20
1.3 / 8	85	38.50	121	54.80
1.1 / 2	103	46.65	148	67.00

t = toneladas

Procedimiento de instalación:

Para las Juntas Contacto en las que no se pretende tener un ajuste más allá de lo que se consigue con una Llave de boca, el procedimiento de instalación es el convencional. Pero para pernos que van a formar una Junta sin Deslizamiento se requiere un equipo y procedimientos especiales para su instalación con el objeto de asegurar un ajuste completo (Ver valores dados en la Tabla 4.3). Se procederá a describir dos de estos procedimientos.

Método de la Vuelta de Tuerca: Es el más simple. Consiste en dar una rotación adicional (ver Tabla 4.4) a la tuerca desde la posición lograda con la Llave de boca, del tal modo que, por alargamiento del perno, se consigue el ajuste y la fuerza mínima de engrape dentro del mismo. Se requieren llaves de gran brazo de palanca.

Tabla 4.4 Rotación adicional de la tuerca para el ajuste adecuado.

Disposición de las caras de las piezas unidas			
Longitud del perno	Normal al eje del perno	Una cara con una inclinación de no más de 1:20	Ambas caras con inclinación de no más de 1:20
Hasta 4 diámetros	1 / 3 vuelta	1 / 2 vuelta	2 / 3 vuelta
Entre 5 y 8 diámetros	1 / 2 vuelta	2 / 3 vuelta	5 / 6 vuelta
Entre 9 y 12 diámetros	2 / 3 vuelta	5 / 6 vuelta	1 vuelta

Nota: La longitud del perno se mide desde debajo de la cabeza hasta el extremo roscado.

Uso de las Llaves Calibradas: Son llaves de accionamiento manual o mecánico que son calibradas para conseguir el torque que se requiere para ajustar los pernos. Estas deben ser calibradas diariamente. Son ahora muy precisas, lo que adolecían antes.

Hay otros procedimientos que no se describen aquí por ser de marca de fábrica.

4.2.2 Trasmisión de Esfuerzos en Uniones empernadas típicas

En las Figuras de la siguiente página se presentan algunas de las conexiones más frecuentes en que se emplean pernos. Estas conexiones se pueden realizar con **Juntas Contacto** o con **Juntas sin Deslizamiento**. Se observa que los pernos pueden estar sometidos a corte simple o doble (cuando son dos los planos de corte). También, los pernos pueden tener esfuerzos de tracción o esfuerzos combinados de corte y tracción.

Este último caso ocurre cuando la Junta recibe la acción simultánea de momento y esfuerzo cortante, o de cargas inclinadas.

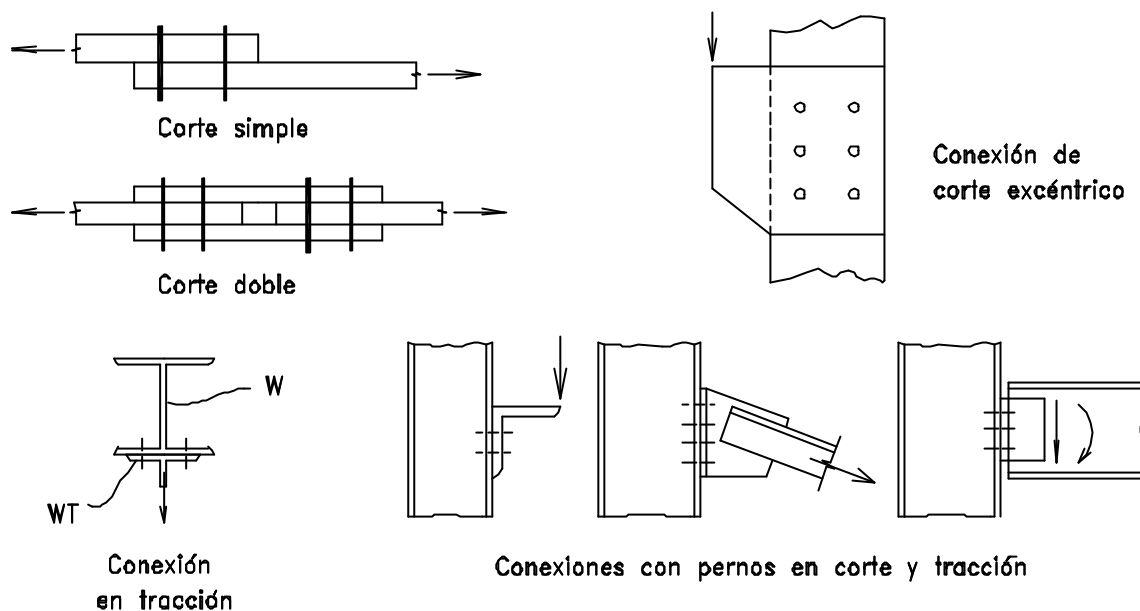


Fig. 4.2

En las Figuras que siguen se muestra cómo se transmiten las fuerzas entre los elementos de las conexiones cuando se trata de Juntas Contacto o Juntas sin Deslizamiento. Una Junta Contacto con pin es el mejor ejemplo para mostrar cómo se transmiten los esfuerzos.

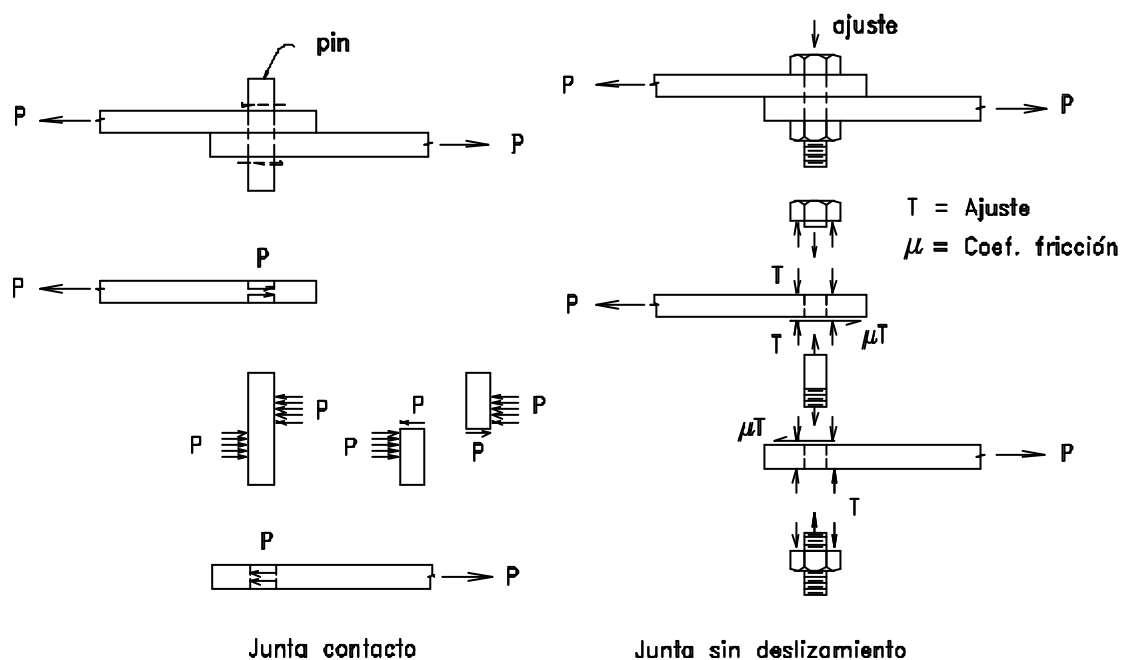


Fig. 4.3

En las Figura 4.4 se presentan los posibles modos de falla de las uniones empernadas. En el Capítulo anterior se describió el modo de falla conocido como Bloque de Corte por lo que no se presenta aquí. Los posibles modos de falla originarán los Estados Límites que deben ser tomados en cuenta para verificar las Resistencias de Diseño que se necesitan en la conexiones.

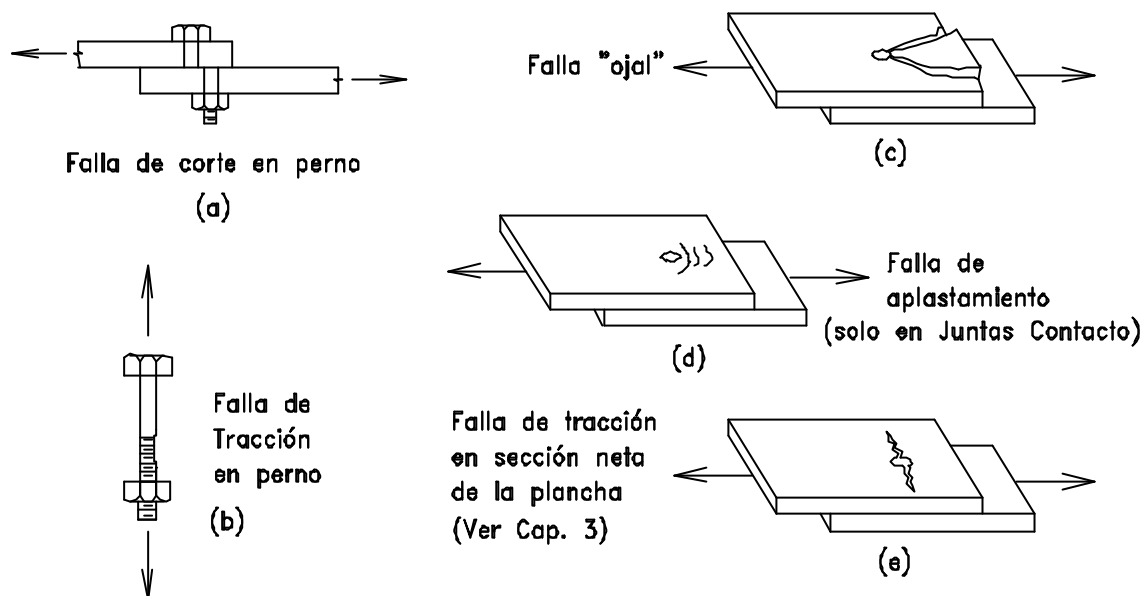


Fig. 4.4

4.2.3 Estados Límite en una Unión Empernada.

4.2.3.1 Juntas Contacto

a) Resistencia a la Tracción de los Pernos: La resistencia nominal de un perno es: (Ver Fig. 4.4b)

$$R_n = F_{bu} A_n$$

donde

F_{bu} es la resistencia de fractura de fluencia del acero con que está hecho el perno.

A_n es el área de la sección roscada del perno y que es el 75% del área del vástago del perno A_b por lo que:

$$R_n = F_{bu} (0.75 A_b)$$

b) Resistencia al Corte de los pernos: La resistencia nominal del perno es:
(Ver Fig. 4.4a)

$$R_n = m A_b (0.6 F_{bu})$$

donde

$0.6F_{bu}$ es la resistencia a la fractura por corte del material con que está fabricado el perno,

A_b es el área transversal del perno y

m el número de áreas de corte que se encuentran en la conexión.

Cuando la parte roscada del perno es atravesada por un plano de corte se debe considerar el $A_n = 0.7 A_b$. Entonces, en ese caso:

$$R_n = 0.45 m A_b F_{bu}$$

c) Resistencia al Aplastamiento: Se relaciona con las deformaciones de la pieza unida alrededor del hueco. La falla tipo "ojal" está íntimamente relacionada con esta resistencia.

Se dan las siguientes definiciones:

$f_p = P/(d t)$, Esfuerzo de aplastamiento.

$\alpha = 0$, caso conservador.

F_u Resistencia a la Fractura del material de la plancha

t Espesor de plancha

$$R_n = 2t (L - d/2) f_{up}$$

donde

f_{up} resistencia de fractura al corte del material = $0.70F_u$ y

d diámetro del perno

$$R_n = 1.4d t (L/d - 1/2) F_u$$

que puede ser aproximada por $R_n = F_u d t (L/d) \equiv L t F_u$.

Hay que recordar que las Especificaciones AISC establecen (Ver Pag. 4 - 10) la mínima distancia entre pernos es $L = 2.67d$ y por lo tanto:

$$R_n = 3.0F_u d t$$

que es la expresión básica para prevenir la falla ojal.

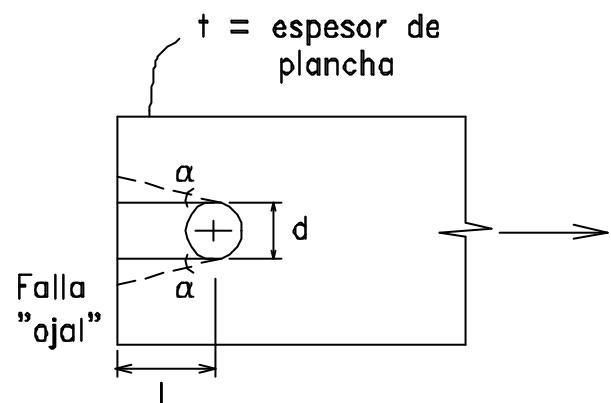


Fig. 4.5

La Especificación LRFD-J3.6 reduce R_n , y conociendo que se acostumbra usar $L = 1.5d$ para los pernos de extremo y $L = 3d$ para los pernos internos se toma: $R_n = 2.4F_u d t$.

Si se trata de huecos alargados:

$$R_n = 2.0F_u d t$$

Se deduce, entonces, que cuando se desea incrementar la resistencia contra el aplastamiento o la falla tipo ojal se debe incrementar el espesor de las piezas unidas o el espaciado centro a centro de los huecos.

Especificaciones AISC-LRFD para conectores mecánicos en Juntas Contacto

La filosofía de las Especificaciones LRFD es:

$$\phi R_n \geq S_y Q$$

Asimismo se acepta que para cargas concéntricas, cada perno toma su parte proporcional. Particularmente para el caso de un conector: $\phi R_n \geq P_u$, donde P_u es la carga última (factorizada) para un conector.

Los Factores de resistencia establecidos son:

$\phi = 0.75$ para pernos en tracción,
 $\phi = 0.65$ para pernos en corte y
 $\phi = 0.75$ para el caso de aplastamiento.

- Resistencia de Diseño de Pernos en Corte:

$$\phi R_n = 0.65(0.60F_{bu}) m A_b$$

cuando la zona roscada está excluida de los planos de corte, y

$$\phi R_n = 0.65(0.45F_{bu}) m A_b$$

cuando la zona roscada está incluida.

- Resistencia de Diseño para Pernos en Tracción:

$$\phi R_n = 0.75 F_{bu}(0.75A_b)$$

Para ambos casos se proporciona a continuación la Tabla 4.5 para facilidad del diseñador.

Tabla 4.5 Resistencia de Diseño de Pernos ASTM A325 y A490 (Según AISC-LRFD)

Conector	F_{bu}		Tracción		Corte	
	ksi	t/cm ²	ksi	t/cm ²	ksi	t/cm ²
			($\phi = 0.75$)		($\phi = 0.65$)	
Pernos A325, con rosca no excluida	120	8.4	67.5	4.6	35.1	2.5
Pernos A325, con rosca excluida	120	8.4	67.5	4.6	46.8	3.3
Pernos A490, con rosca no excluida	150	10.5	84.4	5.9	45.2	3.2
Pernos A490, con rosca excluida	150	10.5	84.4	5.9	58.5	4.1

t/cm²: toneladas/cm²

- Resistencia de Diseño al Aplastamiento:
Según LRFD J3.1a:

- a) Para condiciones usuales (huecos estandar, ranurados cortos, distancia a los bordes de 1.5d y entre ellos: 3d; con dos o más pernos en la dirección de la carga) según:

$$f R_n = f(2.4d t F_u); \quad f = 0.75$$

- b) Mismas condiciones que a) pero huecos ranurados largos perpendiculares a la dirección del esfuerzo:

$$f R_n = f(2.0L t F_u); \quad f = 0.75 \quad t = \text{espesor}$$

- c) Para el perno más cercano al borde con condiciones distintas a las anteriores: (Ver Fig. 4.6)

$$f R_n = f L t F_u; \quad f = 0.75$$

y L = distancia al borde desde el centro del hueco.

- d) Cuando se tolera una ovalización superior a 0.25":

$$f R_n = f(3.0d t F_u); \quad f = 0.75$$

- Disposición de los Pernos en una Junta empernada:
(Válido también para pernos en Juntas sin Deslizamiento)

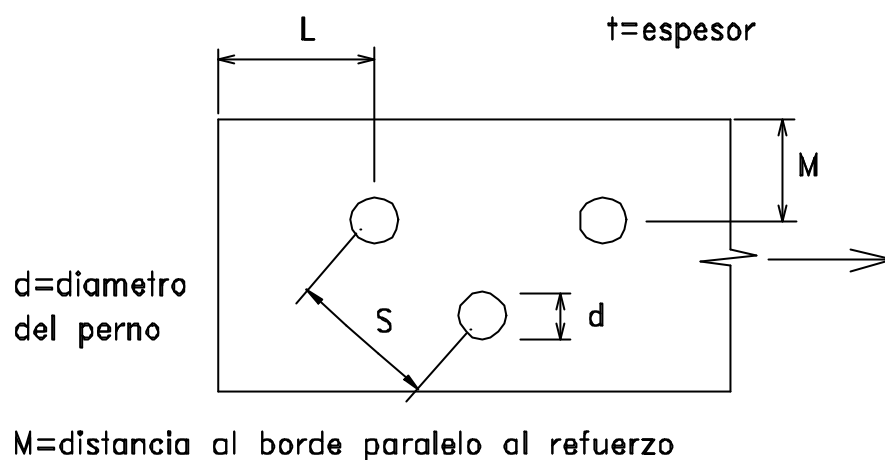


Fig. 4.6

- Mínimo espaciamiento entre pernos (**LRFD-3.9**):
 $S = 3d$ preferentemente, pero no menos de $(2.2/3)d$.
- Distancia mínima desde el centro del hueco al borde perpendicular:
 $L \geq P_u / (f F_u t)$ pero no menor que $1.5d$ ni la distancia dada en la Tabla 4.6. Esta Tabla vale también para los bordes paralelos a la dirección del esfuerzo.
- Distancia mínima desde el centro del hueco al borde paralelo a la dirección del esfuerzo (M): (Ver Fig. 4.6)

Diámetro del perno	Bordes cizallados		bordes laminados o cortados con oxi-acetileno	
pulg.	pulg.	(mm)	pulg.	(mm)
1/2	7/8	(22)	3/4	(19)
5/8	1.1/8	(28)	7/8	(22)
3/4	1.1/4	(32)	1	(25)
7/8	1.1/2	(38)	1.1/8	(28)
1	1.3/4	(34)	1.1/4	(32)
1.1/8	2	(50)	1.1/2	(38)
1.1/4	2.1/4	(56)	1.5/8	(41)
más de 1.1/4	1.75 diám.		1.25 diám.	

- Distancia Máxima de los Pernos a los bordes: Ahora se especifica que no sea mayor a $12t$ ni 6.0 pulg. (150 mm), para evitar la separación entre las piezas que produce corrosión.

■ EJEMPLO 4.1

Diseñe una conexión emperrada para unir tres planchas de acero A36 ($F_y = 2.53 \text{ t/cm}^2$, $F_u = 4.08 \text{ t/cm}^2$) mediante pernos 3/4" - A325. Se permiten las 2 líneas de pernos indicadas. Ver Fig. 4.7

Las cargas de servicio son: Carga Muerta = 4.5 t y Carga Viva = 18 t
CONEXION CONTACTO.

SOLUCION

Carga última (carga factorizada):

$$P_u = 1.2 \cdot 4.50 + 1.6 \cdot 18 = 34.5 \text{ t}$$

Resistencia de Diseño de las planchas:

(la plancha de 3/8" es la crítica)

$$A_g = 20 \cdot 0.95 = 19 \text{ cm}^2;$$

$$A_n = [20 - 2(1.90 + 0.32)] \cdot 0.95 = 14.8 \text{ cm}^2$$

$$\text{Max. } A_n = 0.85 \cdot A_g = 16.5 \text{ cm}^2;$$

$$\text{controla } A_e = 14.8 \text{ cm}^2$$

$U = 1.0$ en planchas traslapadas

$$\phi P_{nf} = \phi F_y \cdot A_g = 0.9 \cdot 2.53 \cdot 19 = 43.3 \text{ t}$$

$$\phi P_{nr} = \phi F_u \cdot A_e = 0.75 \cdot 4.08 \cdot 14.8 = 45.3 \text{ t}$$

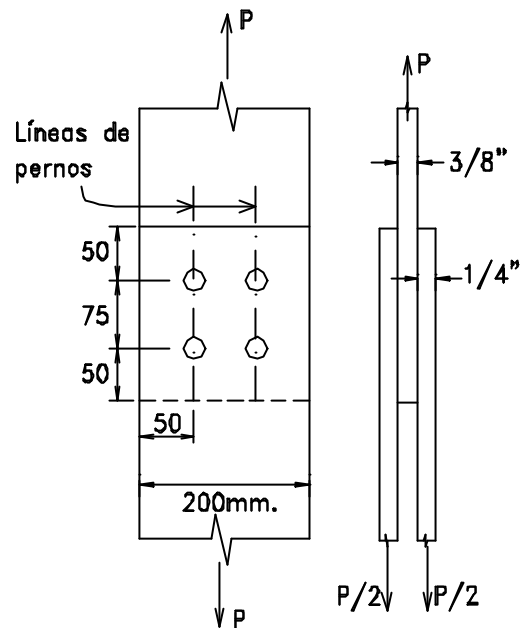


Fig. 4.7

Resistencia de diseño de los pernos:

$$\text{Corte: } \phi R_n = 0.65 \cdot (0.6 \cdot 8.43) \cdot 2 \cdot 2.87 = 18.87 \text{ t}$$

$$\text{Aplastamiento en Plancha de 3/8: } \phi R_n = 0.75 \cdot 2.4 \cdot 4.08 \cdot 1.98 \cdot 0.95 = 13.8 \text{ t}$$

Número de pernos: $34.5 / 13.8 = 2.5$, digamos 4 pernos.

Ver disposición de los pernos en la Figura, así como la formación de los bloques de corte posibles.

Bloque de Corte: En la Plancha de 3/8"

$$\phi P_{bc} = 2 \cdot 0.75 \cdot 0.95 \cdot [0.6 \cdot 2.53 \cdot 12.5 + 4.08 \cdot (5 - 2.06/2)] = 50.12 \text{ t}$$

$$\phi P_{bc} = 2 \cdot 0.75 \cdot 0.95 \cdot [0.6 \cdot 4.08 \cdot (12.5 - 1.5 \cdot 2.06) + 2.53 \cdot 5] = 50.65 \text{ t}$$

Se observa que la resistencia de los bloques de corte es superior a la carga última aplicada = 34.5 t

Disposición de los pernos: (Ver Fig. 4.7)

t = espesor de la plancha = 0.95 cm; Separación entre pernos: 7.5 cm

$P_u = 34.5 / 4 = 8.62 \text{ t}$; L = Distancia de la última línea de pernos al borde

Verificar distancia $L \geq P_u / (\phi F_u t) = 8.62 / (0.75 \cdot 4.06 \cdot 0.95) = 2.97 \text{ cm}$.

menor que 5 cm. O.K.!

4.2.3.2 Juntas sin deslizamiento

A veces es necesario conseguir una **Junta sin deslizamiento** entre sus partes cuando se aplican las **Cargas de Servicio**. En realidad estas juntas resisten las fuerzas aplicadas por fricción que se originan por la fuerza de engrape. Así, si la fuerza de ajuste es T como se ve en la Figura 4.8, la fuerza de fricción será: μT , donde μ es el coeficiente de fricción entre piezas de acero y que varía entre 0.2 y 0.6, aceptándose comúnmente $\mu = 0.33$ para superficies en contacto limpias.

La condición límite impuesta para estas condiciones es aplicable en Cargas de Servicio, no es un límite de resistencia.

Para usar los mismos métodos que se conocen ya para las Juntas Contacto, se ha ideado, para efectuar el diseño, (obtener el número de conectores) el llamado **"seudo-esfuerzo de corte"**, que se supone existe en el perno y que es $f_v = \mu T / A_b$. Así, a pesar que en estas juntas **no** hay corte en los pernos cuando no se ha sobrepasado la resistencia a la fricción, esta suposición ayuda a encontrar el número de pernos.

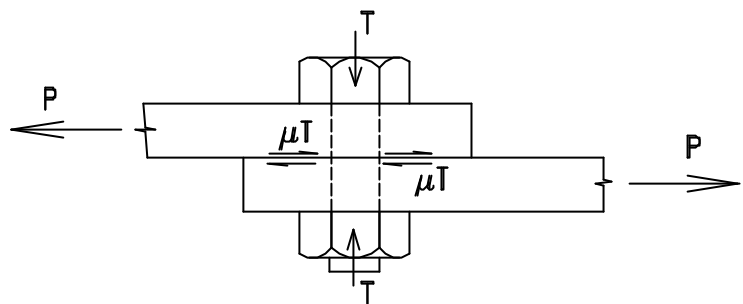


Fig. 4.8

■ EJEMPLO 4.2

Suponer que, en la Figura anterior, se trata de un perno A325 de 3/4" y que $\mu = 0.33$; $A_b = 2.86 \text{ cm}^2$.

Determinar el esfuerzo unitario de pseudo-corte.

SOLUCION

De la Tabla 4.3 de ajuste mínimo de los pernos para Juntas sin Deslizamiento:

$T = 12.7 \text{ t}$, para perno de 3/4"

$\mu T = 0.33 \cdot 12.7 = 4.2 \text{ t}$

$f_v = 4.2 / 2.87 = 1.46 \text{ t/cm}^2$

En la Tabla siguiente se observa para este caso $F_v = 1.2 \text{ t/cm}^2$, que es el valor dado por AISC para diseñar los pernos en este tipo de unión; se aprecia, entonces, un factor de seguridad $= 1.46 / 1.2 = 1.21$.

Tabla 4.7 Máximos Esfuerzos de "Corte" aceptables F_v en ksi y (t/cm^2) en **Juntas sin Deslizamiento**

Estado de superficie en contacto	Dirección de la carga y tipo de hueco							
	<u>Cualquier dirección</u>				<u>Transversal</u>		<u>Paralela</u>	
	Estandar		ranurado		ranura larga*		ranura corta*	
	A325	A490	A325	A490	A325	A490	A325	A490
<u>Clase A.</u> Libre de escamas y superficies arenadas con $\mu=0.33$ a 0.50	17 (1.2)	21 (1.50)	15 (1.06)	18 (1.27)	12 (0.84)	15 (1.06)	10 (0.70)	13 (0.91)
<u>Clase B.</u> Superficies arenadas 100% con $\mu=0.33$ a 0.50	28 (1.97)	34 (2.4)	24 (1.69)	29 (2.04)	20 (1.40)	24 (1.69)	17 (1.40)	20 (1.20)
<u>Clase C.</u> Galvanizado en caliente superficies rugosas	22 (1.54)	27 (1.89)	19 (1.33)	23 (1.61)	16 (1.12)	19 (1.33)	14 (0.98)	16 (1.12)

* Ver Tabla 4.8 para descripción de ranuras.

Estos esfuerzos son aplicables para las Cargas de Servicio, cuando no se considera tolerable un deslizamiento en ese estado; significa esto que se trata de una condición de servicio.

Sobrepasar a estos valores no es sinónimo de fractura en la junta. Evitar los deslizamientos tienen gran importancia en casos de inversión de esfuerzos, donde los sucesivos cambios de esfuerzos generarán deslizamientos que pueden producir una falla prematura. Las uniones empernadas de torres de antena o de transmisión, por ejemplo, deben ser necesariamente juntas sin deslizamiento.

En la Tabla 4.7 se han mencionado diversos tipos de huecos que se emplean para la colocación de los pernos y que son prácticos para el acomodo de las piezas; sin embargo, tienen influencia en la resistencia de las uniones empernadas.

A continuación se ha creído conveniente añadir una Tabla donde se describe lo que se entiende por Huecos Agrandados o de Ranuras Cortas o Largas.

Tabla 4.8 Dimensiones de huecos agrandados y huecos ranurados (pulgadas)

Tamaño nominal del perno (pulg.)	Huecos agrandados 	Huecos ranurados cortos 	Huecos ranurados largos 
5/8	13/16	11/16 x 7/8	11/16 x 1. 9/16
3/4	15/16	13/16 x 1	13/16 x 1. 7/8
7/8	1. 1/16	15/16 x 1. 1/8	15/16 x 2. 3/16
1	1. 1/4	1. 1/16 x 1. 5/16	1. 1/16 x 2. 1/2
1.1/8	1. 7/16	1. 3/16 x 1. 1/2	1. 3/16 x 2. 3/16
1.1/4	1. 9/16	1. 5/16 x 1. 5/8	1. 5/16 x 3. 1/8
1.3/8	1.11/16	1. 7/16 x 1. 3/4	1. 7/16 x 3. 7/16
1.1/2	1.13/16	1. 9/16 x 1. 7/8	1. 9/16 x 3. 3/4

Se presenta, a continuación, un ejemplo de una Junta sin Deslizamiento.

■ EJEMPLO 4.3

Rediseñar la conexión del Ejemplo 4.1, para que sea también una Junta sin Deslizamiento con huecos agrandados y material cuya superficie de contacto se considera de Clase A.

SOLUCION

La carga de Servicio es $P = 4.5 + 18 = 22.5 \text{ t}$

La Resistencia de Servicio de un perno en corte doble en Juntas en donde el deslizamiento es crítico (ver Tabla 4.7) $= 1.2 \cdot 2.86 \cdot 2 = 6.86 \text{ t}$

El número de pernos requerido $= 22.5 / 6.86 = 3.32$, es decir: 4

Significa que, en este caso, se requiere igual número de pernos que en la Junta Contacto. Por supuesto que deberán ser ajustados a lo indicado en la Tabla 4.3 para asegurar una Junta sin Deslizamiento.

4.2.4.1 Juntas con pernos en tracción

Lo que se trata a continuación, en este tipo de conexiones, es aplicable a Conexiones Contacto o a Conexiones sin Deslizamiento, ya que el tipo de esfuerzo aplicado no produce un corrimiento entre las piezas, como en otros casos, en que la transmisión de esfuerzos desliza una pieza con respecto a otra.

En este habrá a lo más, una tendencia a separarse de las piezas.

Queda la pregunta de lo que ocurrirá en los pernos en tracción de las Juntas sin Deslizamiento ya que en éstas los pernos están previamente traccionados por la fuerza de ajuste inicial y se podría pensar que la tracción adicional podría afectarlos.

Se conoce que, mientras la fuerza de tracción aplicada en los pernos no sobrepase la fuerza de engrape no habrá separación de las piezas y éstas colaborarán en gran porcentaje a tomar la carga, por lo que no hay que preocuparse de los pernos, siempre que no se sobrepasen las fuerzas iniciales de engrape. Una vez separadas las piezas, sólo los pernos tomarán las cargas de tracción aplicadas y con una capacidad no mayor a la fuerza de ajuste.

■ EJEMPLO 4.4

Determinar el número de pernos A325 de 3/4" para transmitir la fuerza indicada: $P = 100$ kips. (20% de la misma es carga muerta y 80% es carga viva). $A_b = 0.44$ in²; $F_{bu} = 120$ ksi

Considerar sólo la unión de la T con la viga W.

SOLUCION

- a) Resistencia de Diseño de Pernos en Tracción:

$$\phi R_n = 0.75 \cdot 120 \cdot 0.75 \cdot 0.44$$

$$\phi R_n = 29.70 \text{ kips}$$

- b) La fuerza aplicada factorizada es:

$$(1.2 \cdot 0.2 \cdot 100 + 1.6 \cdot 0.8 \cdot 100)$$

$$P_u = 152 \text{ kips}$$

- c) Determinar el número de pernos requerido:

$$n = 152 / 29.7 = 5.12, \text{ es decir: } 6$$

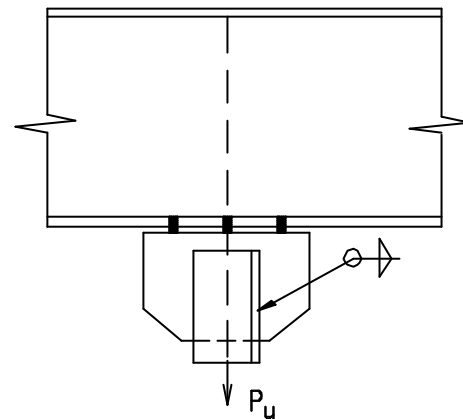


Fig. 4.9

4.2.4.2 Pernos en acción combinada de corte y tracción

En muchas uniones empernadas se espera que los pernos soportarán acciones de corte y tracción simultáneas, como se puede apreciar en las siguientes figuras.

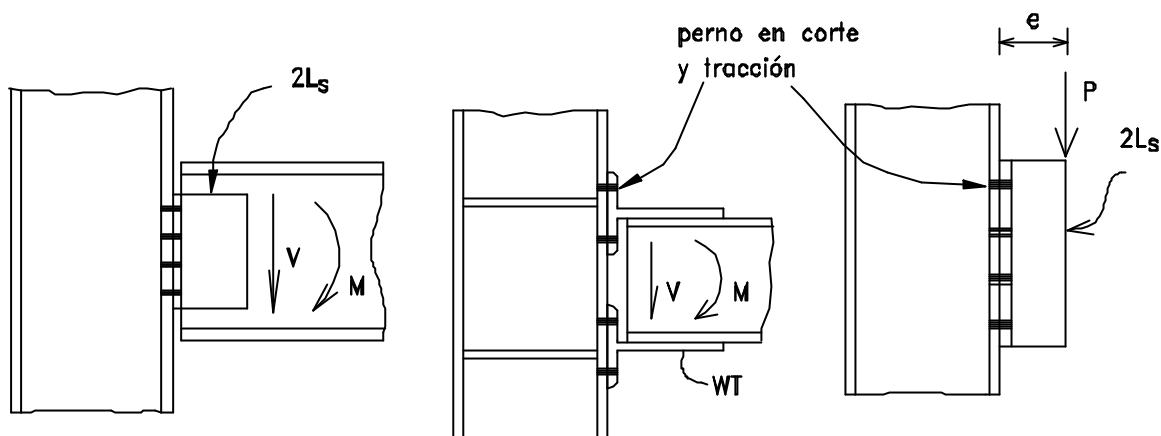


Fig. 4.10 Ejemplos de pernos en corte-tracción

Las Especificaciones AISC están dadas separadamente para las Conexiones Contacto y las Conexiones sin Deslizamiento para pernos en corte-tracción.

Enfoque LRFD para Conexiones Contacto con pernos en corte-tracción

Es lógico suponer que los pernos sometidos a tracción solamente deben resistir más que los pernos que se encuentran además sometidos a corte. Resultados experimentales concuerdan bastante bien con la fórmula de Interacción siguiente, que tiene la expresión de resultados dentro de un cuarto de circunferencia:

$$\left(R_{ut} / f_t R_{nt} \right)^2 + \left(R_{uv} / f_v R_{nv} \right)^2 \leq 1.0$$

donde

R_{ut} Carga de Tracción factorizada

$f_t = 0.75$

R_{uv} Carga de Corte factorizada

$f_v = 0.65$

R_{nt} Resistencia Nominal del perno a Tracción pura

R_{nv} Resistencia Nominal del perno en Corte puro

Las Especificaciones AISC han simplificado la anterior expresión mediante una expresión lineal:

$$(R_{ut} / f_t R_{nt}) + (R_{uv} / f_v R_{nv}) \leq C$$

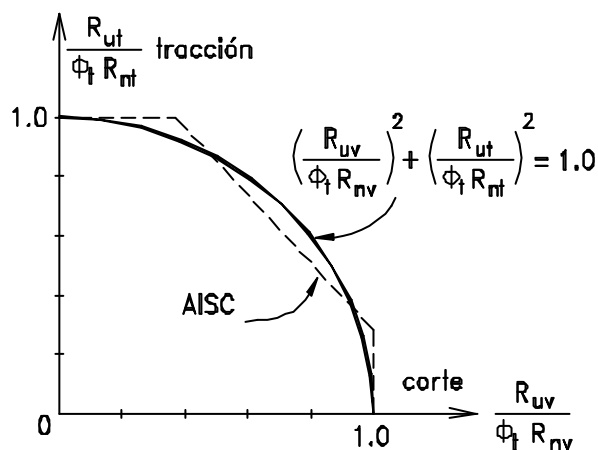


Fig. 4.11

que resuelta para R_{ut} :

$$R_{ut} \leq C \phi_t R_{nt} - \frac{\phi_t R_{nt}}{\phi_v R_{nv}} R_{uv}$$

AISC prefiere dar una expresión con formato de esfuerzos unitarios; dividiendo por A_b y sustituyendo:

$$\frac{R_{ut}}{A_b} \leq C \frac{0.75 (0.75 F_{bu}) A_b}{A_b} - \frac{0.75 (0.75 F_{bu}) A_b}{0.65 (0.60 F_{bu}) A_b} \frac{R_{uv}}{A_b}$$

$$f_{ut} \leq 0.56 C F_{bu} - 1.44 f_{uv}$$

AISC ha tomado $C = 1.25$ y entonces para pernos A325, si se hace $f_{ut} = F'_{ut}$; el mayor esfuerzo a considerar cuando hay tracción y corte simultáneos:

$$F'_{ut} \leq 0.56(120)1.25 - 1.44 f_{uv}, \text{ y redondeando: } F'_{ut} \leq 85 - 1.4 f_{uv}$$

En esta forma, para los varios casos de pernos y si la rosca está o no incluida en los planos de corte, se tiene la siguiente Tabla.

Tabla 4.9 Esfuerzo Límite de Tracción cuando hay corte simultáneo

Perno	F'_{ut} (ksi)	F'_{ut} (t/cm ²)
Pernos A307	$39 - 1.8 f_{uv} \leq 30$	2.747 - 0.127 f_{uv} £ 2.11
Pernos A325-N	$85 - 1.8 f_{uv} \leq 68$	5.989 - 0.127 f_{uv} £ 4.71
Pernos A325-X	$85 - 1.4 f_{uv} \leq 68$	5.989 - 0.099 f_{uv} £ 4.71
Pernos A490-N	$106 - 1.8 f_{uv} \leq 84$	7.468 - 0.127 f_{uv} £ 5.92
Pernos A490-X	$106 - 1.4 f_{uv} \leq 84$	7.468 - 0.099 f_{uv} £ 5.92

Nota.- Pernos con rosca iNcluida: N; pernos con rosca eXcluida: X

Enfoque AISC para Juntas sin Deslizamiento

También, en este caso, AISC usa una fórmula de interacción lineal. Como cualquier verificación para este tipo de juntas se efectúa en condiciones de Cargas de Servicios, la constante C se reduce a 1.0, y si la tracción y el corte en un perno en cargas de servicio son T y V , respectivamente y al mismo tiempo F_v es el máximo esfuerzo unitario del "seudo corte" permitido en una conexión sin deslizamientos, se puede escribir la siguiente expresión de interacción lineal:

$$(V / F_v A_b) + (T / T_b) \leq 1.0$$

T_b es la fuerza de ajuste en el perno en este tipo de unión. Ahora, si $f_v = V/A_b$, es el máximo esfuerzo unitario de corte para el perno en presencia de tracción, entonces:

$$f_v = (V/A_b) \leq F_v (1.0 - T/T_b)$$

Si se hace que f_v se llame F'_v , el máximo esfuerzo de corte en presencia de tracción, y sustituyendo F_v , que es el esfuerzo permisible en pseudo-corte en ausencia de tracción, y cuyos valores fueron dados previamente:

		ksi	t/cm ²
para pernos A325 en huecos estándar (Ec. LRFD-J3.5)	F'_v	$\leq 17 (1 - T/T_b)$	$\leq 1.198 (1 - T/T_b)$
para pernos A490 en huecos estándar	F'_v	$\leq 21 (1 - T/T_b)$	$\leq 1.479 (1 - T/T_b)$

■ EJEMPLO 4.8

Verificar si los 6 pernos A325-X de 1" de la conexión mostrada en la Fig. 4.12 son adecuados para transmitir una fuerza P de 50 t, ya sea la unión Junta Contacto o Junta sin Deslizamiento en material cuya superficie de contacto es Clase B. El 20% de la fuerza es Carga Muerta y el 80% es Carga Viva. Previamente se ha determinado que los perfiles W y WT no tienen problemas.

SOLUCION

a) Junta Contacto:

$$P_u = 1.2(0.2*50) + 1.6(0.8*50) = 76 \text{ t}$$

Componente de Tracción:

$$P_{uy} = 0.707*76 = 53.73 \text{ t}$$

Componente de Corte:

$$P_{ux} = 0.707*76 = 53.73 \text{ t}$$

La carga factorizada por perno es:

$$\text{Tracción: } T_u = 53.73/6 = 8.95 \text{ t}$$

$$\text{Corte: } V_u = 8.95 \text{ t}$$

- En la Tabla 4.8:

$$F'_{ut} = 5.989 - 0.099 f_{uv}; \text{ multiplicando por } A_b:$$

$$T'_u = F'_{ut} * A_b = 5.989 * A_b - 0.099 * f_{uv} * A_b \leq 4.71 * A_b$$

$$A_b = 5.06 \text{ cm}^2$$

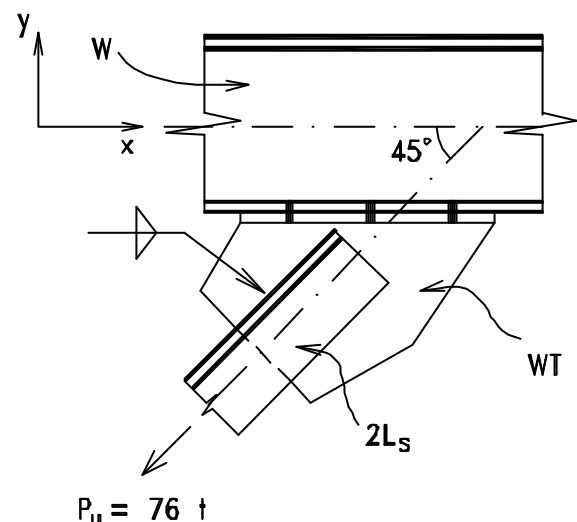


Fig. 4.12

$$\text{Máximo } T'_u = 5.989(5.06) - 0.099(8.95) \leq 4.71(5.06);$$

$$T'_u = 29.42 \leq 23.83 \quad T'_u = 23.83 \text{ t} > T_u = 8.95 \text{ t} \quad \text{O.K.}$$

Lo anterior indica que la tracción en el perno (8.95 t) no sobrepasa

$$T'_u = 23.83 \text{ t}$$

- También se debe verificar que no sobrepase la resistencia al corte.
La Resistencia de Diseño al Corte del perno en corte simple es
 $\phi R_{nv} = 0.65(0.60 \times 8.4)(5.06) = 16.68 \text{ t} > 8.95 \text{ t}$

Como la carga aplicada en el perno no excede en Tracción ni en Corte a lo indicado por las Especificaciones AISC para la acción combinada, significa que el diámetro y el número de pernos es correcto.

b) Junta sin Deslizamiento:

Carga de Servicio en la Junta: $P = 50 \text{ t}$; $P_x = P_y = 35.35 \text{ t} = 0.707 \times 50$

En cada perno: $T = 35.35/6 = 5.89 \text{ t}$ y $V = 5.89 \text{ t}$

De la Ec. LRFD-J3.5: $F'_v = 1.198 (1 - 5.89/23.1) = 0.89 \text{ t/cm}^2$

La capacidad de carga de servicio al corte por perno es $F'_v \cdot A_b = 0.89 \times 5.06 = 4.52 \text{ t}$ que no excede a 5.89 t; por lo tanto habrá que aumentar el número de pernos a 8, los que, debidamente ajustados, constituyen una buena Junta sin Deslizamiento, ya que en ese caso: $T = V = 35.35/8 = 4.42 \text{ t}$ en cada perno.

4.2.5.1 Pernos en Conexiones con corte excéntrico

Cuando la línea de acción de la carga no coincide con el centro de gravedad del conjunto de pernos se produce una acción de carga excéntrica como se muestra en la Figura 4.13. Tanto el momento y la carga aplicada contribuyen a efectos de corte en los pernos dando origen a lo que se denomina, en este caso, "corte excéntrico".

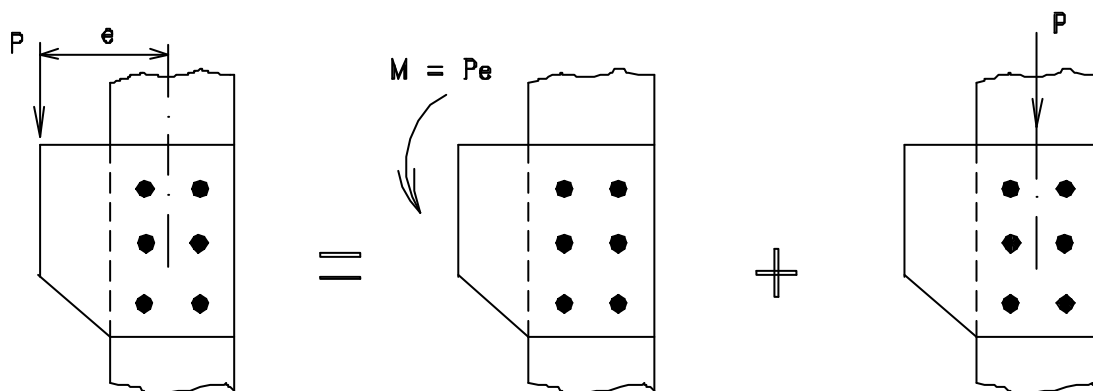


Fig. 4.13

Dos métodos se han desarrollado para el análisis de los esfuerzos que se producen en los pernos por esta acción:

- Análisis Elástico Tradicional (método de los vectores), que considera los pernos elásticos y la plancha rígida.
- Análisis de resistencia última (análisis plástico) que considera que los pernos rotan alrededor de un Centro Instantáneo de Rotación y que el esfuerzo que toma un perno es proporcional a su deformación la que a su vez es proporcional a la distancia a este centro instantáneo. En este texto sólo se tratará el primer método de análisis porque es simple y conduce a resultados conservadores.

Para explicar el Método Elástico se pide ver la Figura 4.14 donde, inicialmente, sólo se considera la acción del momento M . Despreciando la fricción de las planchas se tiene:

$$M = R_1 d_1 + R_2 d_2 + \dots + R_6 d_6 = S R d \quad \dots (a)$$

La deformación es proporcional a la distancia al centro de gravedad del grupo de conectores, ya que se supone que todos los pernos son de igual área y por lo tanto el esfuerzo que se desarrolla en cada perno es proporcional a esa distancia.

$$\frac{R_1}{d_1} = \frac{R_2}{d_2} = \dots = \frac{R_6}{d_6}$$

Escribiendo en términos de R_1 y d_1 :

$$R_1 = \frac{R_1 d_1}{d_1}; R_2 = \frac{R_1 d_2}{d_1}; \dots R_6 = \frac{R_1 d_6}{d_1}$$

Sustituyendo en (a):

$$M = \frac{R_1 d_1^2}{d_1} + \frac{R_1 d_2^2}{d_1} + \dots + \frac{R_1 d_6^2}{d_1}$$

$$M = \frac{R_1}{d_1} (d_1^2 + d_2^2 + \dots + d_6^2)$$

$$M = \frac{R_1}{d_1} \sum_{i=1}^6 (d_i^2)$$

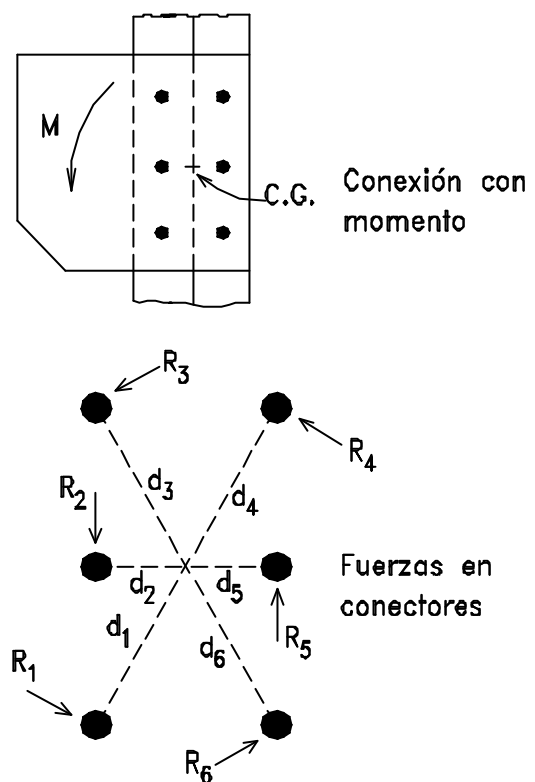


Fig. 4.14

$$R_1 = \frac{M \cdot d_1}{\sum_i d_i^2}$$

Para el perno 1:

$$R_i = \frac{M \cdot d_i}{\sum_j d_j^2}$$

o en general:

Si se desean las componentes verticales y horizontales de R:

$$\frac{R_x}{R} = y / d_i \quad y \quad \frac{R_y}{R} = x / d_i$$

por lo que

$$R_x = \frac{M \cdot y}{\sum_i d_i^2} \quad R_y = \frac{M \cdot x}{\sum_i d_i^2}$$

Como $d_i^2 = (x^2 + y^2)$:

$$R_x = \frac{M \cdot y}{\sum_i x_i^2 + \sum_i y_i^2} \quad R_y = \frac{M \cdot x}{\sum_i x_i^2 + \sum_i y_i^2}$$

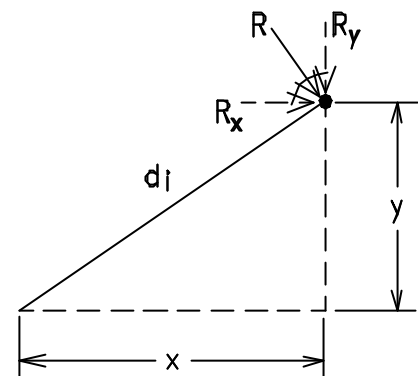


Fig. 4.14

Por lo tanto: $R = \sqrt{R_x^2 + R_y^2}$.

Ahora si se considera aplicado el corte en cada perno: $R_v = P / SN$, siendo SN el número de pernos, finalmente:

$$R = \sqrt{(R_y + R_v)^2 + R_x^2}$$

■ EJEMPLO 4.9

En el Braquete de la Fig. 4.16, determinar los esfuerzos R en los pernos más afectados.

SOLUCION

En la figura se observa, rápidamente, que los pernos 4 y 6 son los más solicitados.

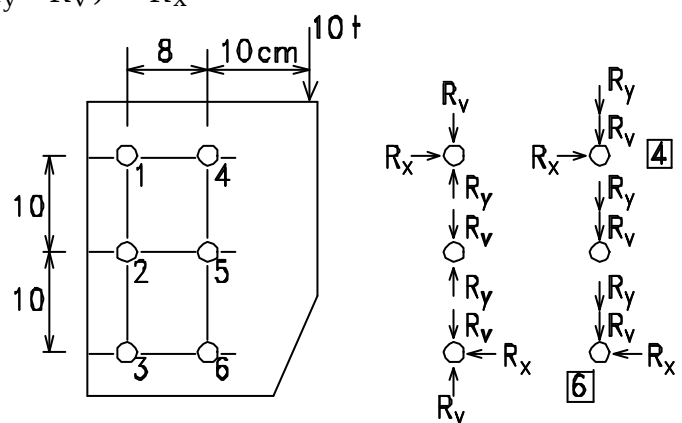


Fig. 4.16

Excentricidad de la carga $e = 10 + 4 = 14 \text{ cm}$.

$$M = 10 \cdot 14 = 140 \text{ t-cm}$$

$$S_x^2 + S_y^2 = 6(4)^2 + 4(10)^2 = 496 \text{ cm}^2$$

$$R_x = M_y / (S_x^2 + S_y^2) = 140 \cdot 10 / 496 = 2.82 \text{ t}$$

$$R_y = M_x / (S_x^2 + S_y^2) = 140 \cdot 4 / 496 = 1.12 \text{ t}$$

$$R_v = P / SN = 10 / 6 = 1.67 \text{ t}$$

$$R = \sqrt{(R_y + R_v)^2 + R_x^2} = \sqrt{(1.12 + 1.67)^2 + 2.82^2}$$

$$R = 3.96 \text{ t}$$

■ EJEMPLO 4.10

En el Braquete de la figura del Ejemplo anterior verificar con AISC-LRFD, si los 6 pernos de 3/4" ASTM A325 (el roscado fuera de los planos de corte) son capaces de resistir la carga de servicio $P = 10 \text{ t}$ (40% de carga muerta y 60% de carga viva) como Conexión Contacto y Conexión sin Deslizamiento. Suponer que la plancha es lo suficientemente gruesa como para no originar un estado límite en la misma. Clase de superficie B. $A_b = 2.87 \text{ cm}^2$.

SOLUCION

a) Conexión Contacto:

La carga factorizada sobre los pernos más solicitados:

$$R_u = 1.2(0.4 \cdot 3.96) + 1.6(0.6 \cdot 3.96) = 5.70 \text{ t}$$

La resistencia de Diseño del Perno al corte:

$$\phi R_n = \phi(0.6 F_{bu})m \cdot A_b = 0.65 \cdot 0.6 \cdot 8.43 \cdot 1 \cdot 2.87 = 9.37 \text{ t} > 5.70 \text{ t} \text{ O.K.}$$

b) Conexión sin Deslizamiento:

Si se requiriera que la conexión no tenga deslizamiento entre sus partes en condiciones de Carga de Servicio:

$F_v = 1.97 \text{ t/cm}^2$ en huecos estándar para pernos A325 con superficie de contacto Clase B. (Ver Tabla 4.7)

$$R_{\text{permisible}} = F_v \cdot m \cdot A_b = 1.97 \cdot 1 \cdot 2.86 = 5.63 \text{ t} > 3.96 \text{ t} \text{ O.K.}$$

PROBLEMAS

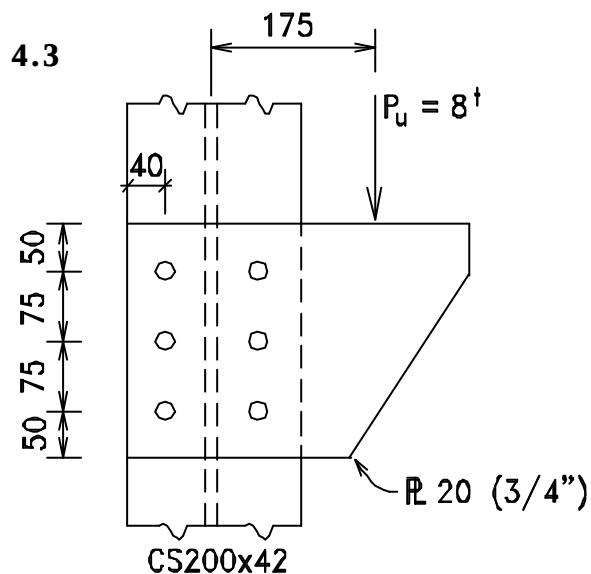
4.1 En el Problema 3.2 del Capítulo 3, determinar $f P_n$ conforme a la resistencia de los pernos indicados.

Juntas Contacto.

4.2 En el Problema 3.5 del Capítulo 3, determinar $f P_n$ aplicable a dicha conexión, considerando:

(a) Junta Contacto.

(b) Si la carga de servicio aplicada es 20 t (30% carga muerta y 70% carga viva), verificar si los 4 pernos $5/8"$ A325-X son suficientes o es necesario cambiarlos por un diámetro mayor, si la unión es Junta sin Deslizamiento con superficies Clase B.



Diseñar la conexión del braquete para la carga excéntrica P_u .

Usar pernos ASTM A325-X

Acero del perfil y plancha: A36

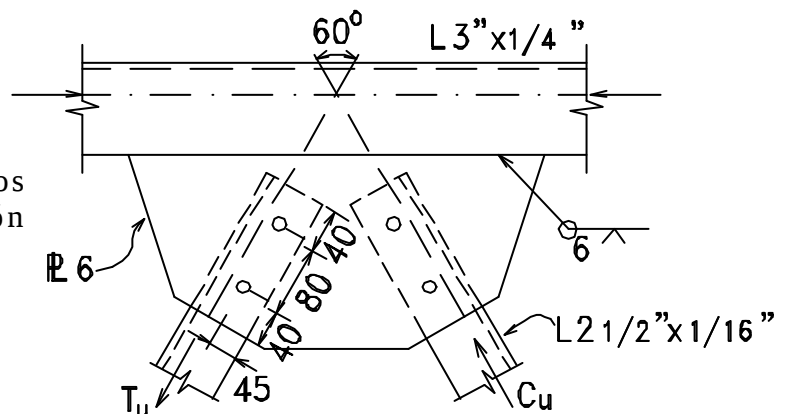
Procedimiento:

- (1) Determinar esfuerzos en pernos.
- (2) Seleccionar diámetro de pernos y verificar corte y aplastamiento.
- (3) Verificar espaciamientos.

(4) Si la Junta se desea convertirla en Junta sin Deslizamiento y la carga de servicio es, $P = 4$ t, verificar si es posible la solución obtenida anteriormente. Superficie Clase A.

4.4 Material: Acero A36
Pernos $\phi 5/8"$ A325

Determinar T_u y C_u máximos aplicables en la conexión mostrada.



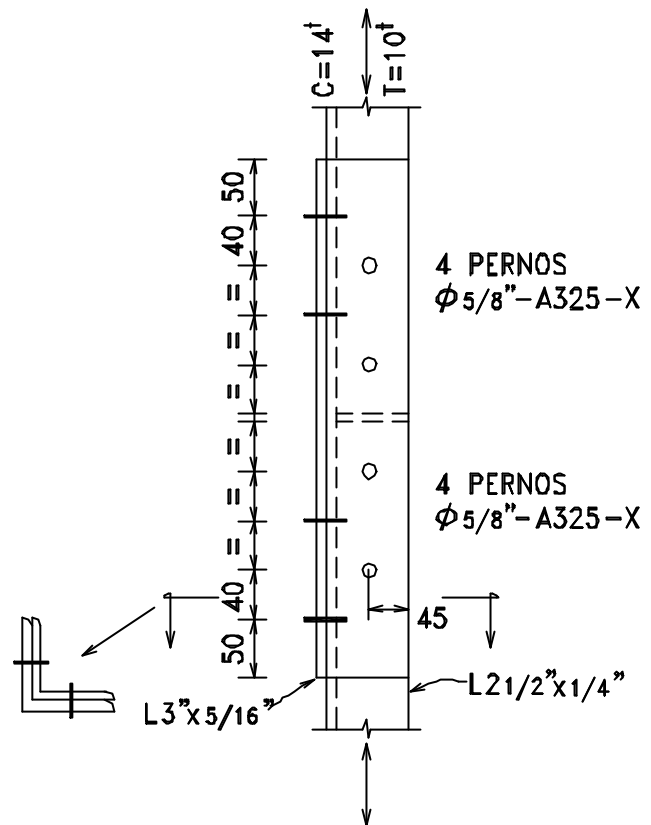
4.5 La figura muestra el empalme de la "pata" de una torre de antena formada por Ls de acero A36.

Las Cargas C y T son cargas de servicio.

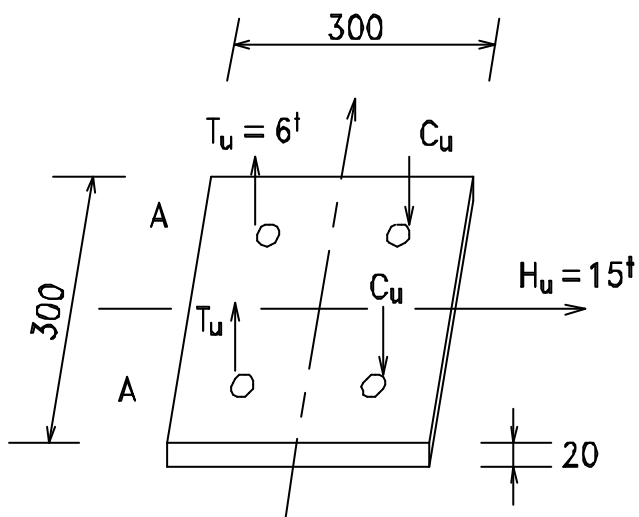
Verificar si la unión tipo Junta sin Deslizamiento está conforme.

Superficie Clase B.

Nota.-
Las medidas en mm.



4.6



La plancha de apoyo de Acero A36 está anclada a concreto con 4 pernos de anclaje $\varnothing 3/4"$ - 500, ASTM A307.

Verificar si dichos pernos de anclaje son adecuados para corte-tracción, así como su apoyo en la plancha.

Nota.- En este problema no se estudia la resistencia del concreto a los esfuerzos de los pernos de anclaje.

Las medidas en mm.

Capítulo 5

Soldadura

5.1 GENERALIDADES

En el Capítulo 2 de este texto se trató del tema concerniente al material que se emplea para las soldaduras. En este Capítulo se amplían estos conocimientos para describir los Procesos de Soldaduras, la calidad de la soldadura, la resistencia esperada de los cordones de las soldaduras y su uso adecuado en las conexiones. Se tratarán sólo conexiones elementales dejando, como en el caso de las conexiones empernadas, las uniones de Viga a Columna y otras para el Capítulo 9. Se ha creído conveniente dar una breve reseña histórica del desarrollo de la soldadura, desde sus inicios hasta el presente, con el objeto de que el lector aprecie que la soldadura es una unión muy antigua, con un gran futuro.

5.1.1 Desarrollo histórico de la soldadura

La soldadura es el método para unir dos o más piezas de metal calentándolas hasta que estén en estado pastoso, empleando o no presión. Se han encontrado objetos de arte que datan desde la época de los egipcios (3000 A.C), en que se ve que las uniones se han realizado fusionando el metal. Este tipo de soldadura es conocido como Soldadura de Fragua y que se mantuvo en vigencia hasta el siglo pasado. En la actualidad la soldadura de fragua es un arte prácticamente olvidado, siendo, ahora la soldadura, un proceso mucho más complejo y refinado.

En la segunda mitad del siglo pasado, aprovechando las ventajas del *arco voltaico* (1877), aparecen las primeras máquinas para soldar, haciendo uso del calor intenso que genera el arco eléctrico, inicialmente con electrodos de carbón y luego con electrodos de metal desnudo (N.G. Slanvionoff, ruso, 1888). En USA, Strohmeyer (1889) consigue la primera patente para el uso de electrodos protegidos para obviar los inconvenientes del electrodo no protegido que oxida la soldadura.

Casi al mismo tiempo, T. Fletcher consigue cortar metal con una mezcla de oxígeno y acetileno que produce una llama de intenso calor.

Inicialmente la soldadura moderna fué de uso intenso en la reparación de barcos dañados, en especial en la 1ra. Guerra Mundial.

Se continuó, luego, con la experimentación de los procesos de soldadura de arco con gas inerte y se mejoró el material de protección (recubrimiento de los electrodos) y el polvo llamado "fundente" para la soldadura sumergida.

Al presente hay muchos sistemas desarrollados para efectuar soldaduras de distintos materiales; se puede decir que para cada caso particular hay un proceso específico. La tendencia es a la mayor automatización y seguridad de la soldadura, con un manejo adecuado de la fuente de calor y cuidado contra las distorsiones, con el empleo de sensores y computadoras que controlan el proceso y la velocidad de la ejecución de los cordones. En este texto se tratará de la **soldadura** aplicada al **acero estructural**.

5.1.2 Procesos básicos

La soldadura se origina por la fusión de metales que se calientan para unirse y formar un sólo material, procurando que no se oxide con la atmósfera. La fuente de calor es la energía eléctrica que produce el arco eléctrico, por lo que se le denomina *Soldadura al Arco*. Las piezas a las que se les aplica este calor deben tener un espesor de más de 2 mm. para que no se "quemen". Para piezas de menor espesor se debe usar la llamada **Soldadura de Resistencia Eléctrica**, que a través de puntos, con una corriente de alto amperaje, produce una fusión localizada del material, y las piezas delgadas se unen como en una costura.

En este texto nos referiremos solamente a la **Soldadura al Arco** aplicable a aceros estructurales de fácil soldabilidad (contenidos bajos de carbono y aleaciones) y a los procesos de soldaduras más conocidos: **Soldadura con Arco Protegido y Soldadura de Arco Sumergido**. La denominación de los mismos está relacionada a la forma cómo se funde el electrodo para formar el material de relleno del cordón.

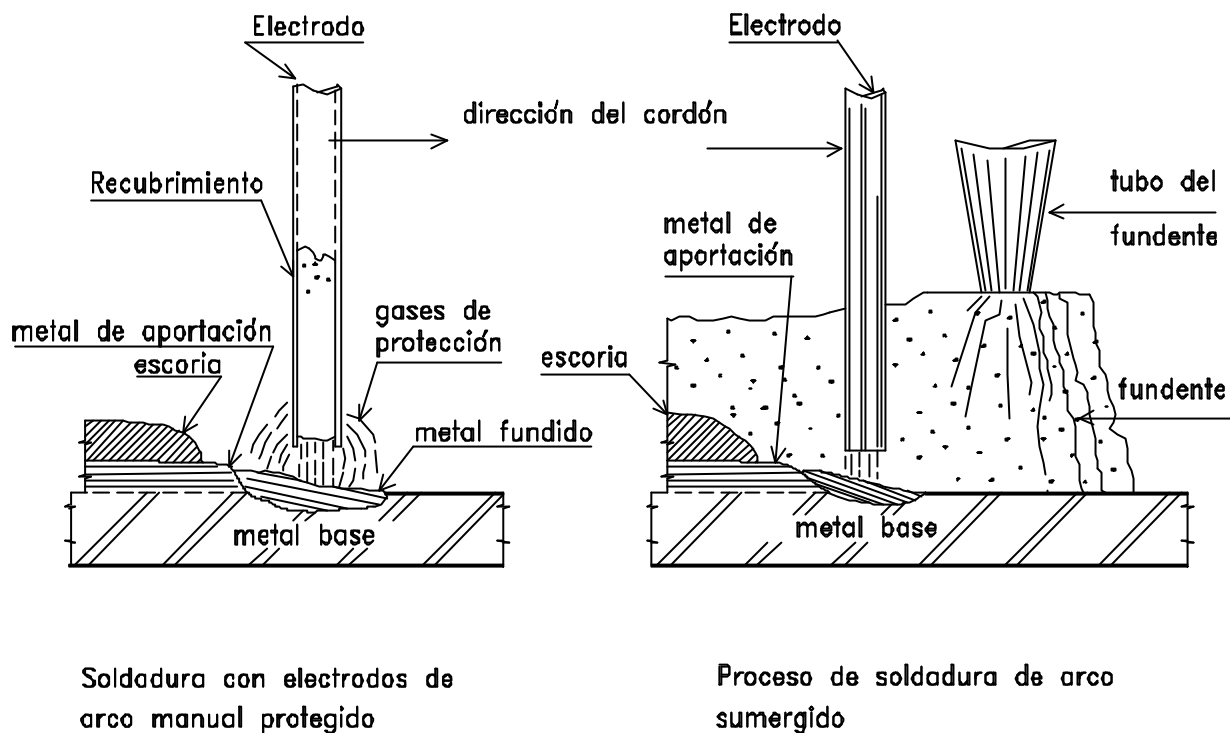


Fig. 5.1

Proceso de Soldadura al Arco con Electrodo Protegido:

Es el proceso más antiguo y el más simple. El calor derrite la varilla protegida, que es de acero con un recubrimiento que rodea al electrodo; este recubrimiento origina al quemarse alrededor del material recién depositado, una atmósfera de gas rico en **CO** que impide el paso del oxígeno hacia la soldadura, formando **CO₂**. El recubrimiento del electrodo es una mezcla de celulosa, carbonatos y aleaciones que previamente se muelen y luego se cocinan para secarlos y pegarlos al electrodo. Este recubrimiento realiza las siguientes funciones: Evita al oxidación del material con una atmósfera adecuada, como se dijo anteriormente, y además produce una costra que depositada encima de la soldadura mantiene el cordón fuera del contacto del oxígeno del aire mientras se va enfriando.

El material del electrodo se designa, en las Especificaciones ASTM, como **EABXX**, en donde **E** significa electrodo protegido, **AB** corresponden a los números de la resistencia a la fractura del material depositado por el electrodo, **F_u**, (Ej.: E60XX, E70XX, etc.) y **XX** es la denominación que identifica el tipo de corriente o la posición para el soldador.

Proceso de Soldadura al Arco Sumergido:

En este caso el electrodo es una varilla desnuda continua de acero. El arco se efectúa dentro de una capa gruesa de fundente que es un polvo inerte que aísla la soldadura de la atmósfera para que no se oxide. Este polvo se retira con una aspiradora y se guarda para otra ocasión.

Como se deduce, este proceso es adecuado para máquinas automáticas o semiautomáticas, pero tiene el inconveniente que sólo realiza soldaduras "planas", si no el fundente se derrama.

Los electrodos son designados por el prefijo **F** seguido por dos dígitos que indican **F_u** (esfuerzo de fractura del material depositado) y luego por **EXXX** que designa el tipo de electrodo que se trata.

5.1.3 Soldabilidad de los aceros

No todos los aceros conocidos son soldables; sin embargo, se procura que los aceros estructurales sean soldables para su mejor aprovechamiento.

La soldabilidad es la propiedad del acero para lograr soldaduras libres de problemas. Depende mucho de la composición química del acero y en especial del contenido de carbono.

A continuación se da una Tabla con la composición química de los aceros al carbono que indica los contenidos de los diferentes componentes que los integran y que tienen que ver con la soldabilidad del acero.

Tabla 5.1 Composición química del acero soldable

Elemento	Rango Normal (%)	Porcentaje que requiere cuidado especial
Carbono	0.06 - 0.25	0.35
Manganeso	0.35 - 0.80	1.40
Silicio	0.100 máx.	0.30
Sulfuro	0.035 máx.	0.05
Fósforo	0.030 máx.	0.04

5.1.4 Tipo de Juntas soldadas

Los tipos de Juntas Soldadas básicas se muestran en la figuras siguientes donde prima la formas en que se unen las piezas. Dos de ellas merecen especial atención: **Juntas a tope** y las **Juntas traslapadas**.

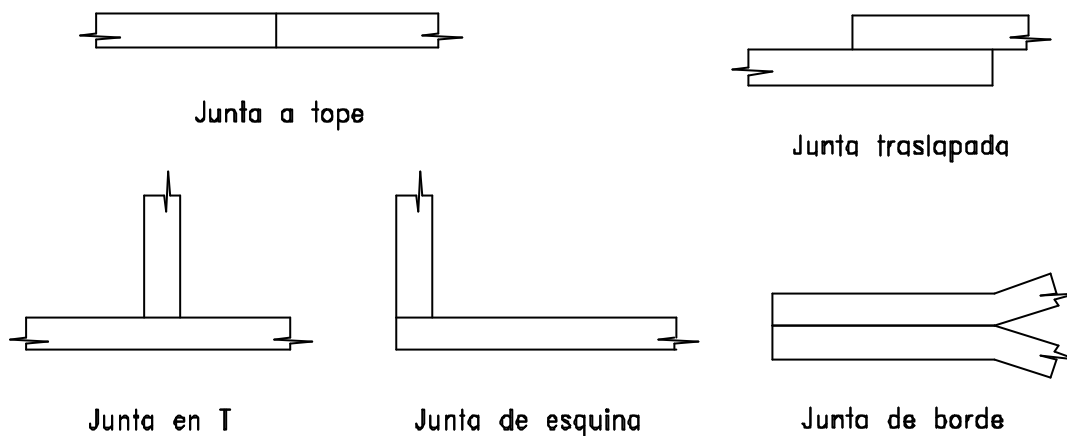


Fig. 5.2

Las Juntas a tope sirven para dar continuidad a dos piezas a través de sus bordes. Muchas veces estos bordes se preparan con biseles para que la soldadura penetre.

Las Juntas traslapadas sirven para que dos piezas se unan a través de sus costados y son muy conocidas en las soldaduras de perfiles ángulos con planchas. No requieren preparación especial de sus bordes.

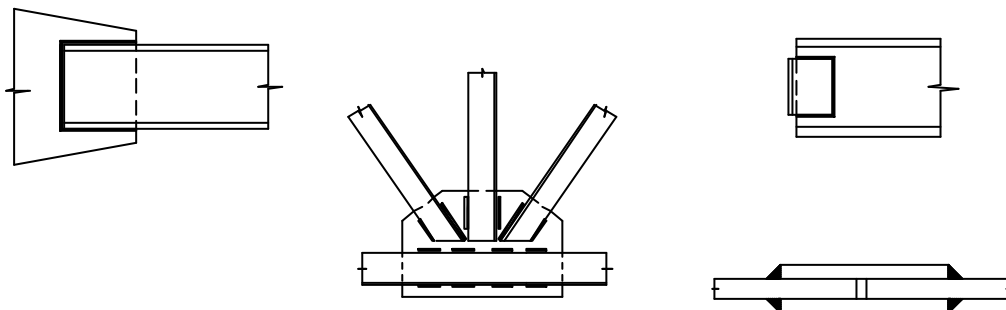


Fig. 5.3 Ejemplos de Juntas traslapadas

5.2 SOLDADURAS ESTRUCTURALES

Son 4 tipos: **Soldaduras Acanaladas**, **Soldaduras de Filete**, **Soldaduras de Tarugo** y **Soldaduras de Ranura**.

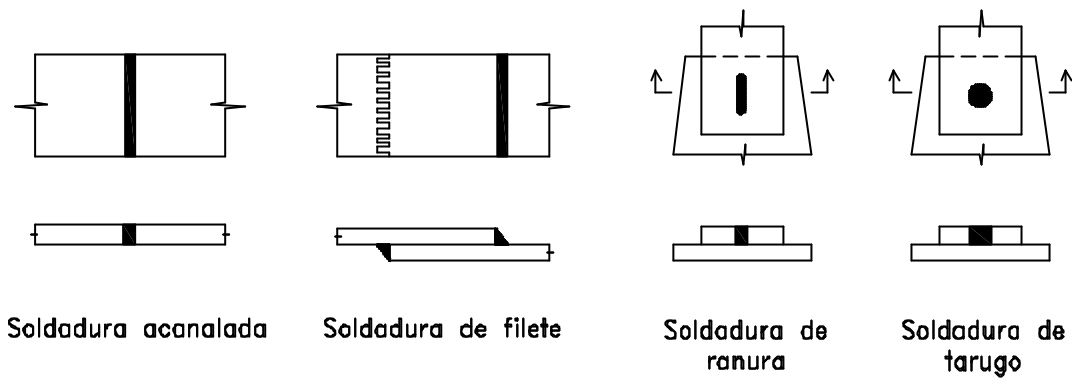


Fig. 5.4

5.2.1 Soldaduras Acanaladas

Son soldaduras a tope que conectan dos piezas que se encuentran en el mismo plano. Muchas veces transmiten la fuerza total de una pieza a la otra, por lo que deben ser preparadas mediante biselés o "canaletas" donde se deposita el material de la soldadura para una penetración total de la soldadura. Cuando no se requieren secciones completas de soldaduras se les denomina soldaduras de penetración parcial, depositándose sólo una parte de soldadura.

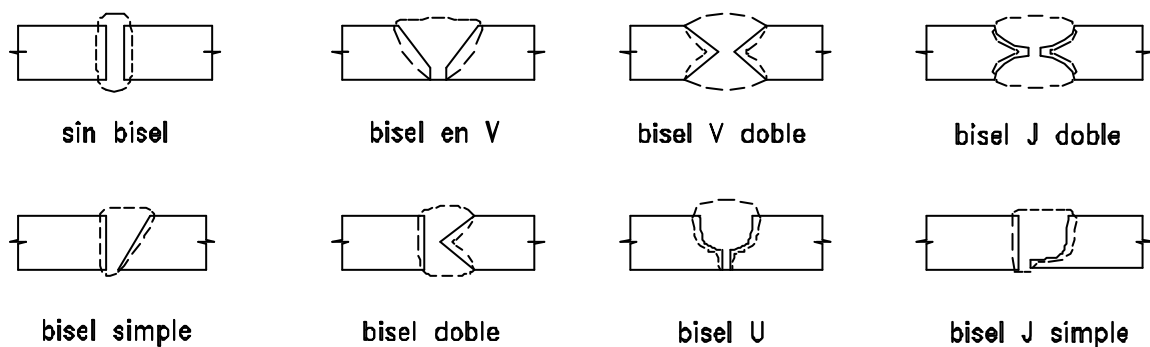


Fig. 5.5 Tipos de Soldaduras de penetración total

Estas soldaduras requieren mucha precisión en los alineamientos de las piezas, así como el empleo de soldadores calificados. Los esfuerzos que

transmiten son directos, es decir, de aquellos que unen las piezas o que tratan de separarlos ya sea por tracción o corte, a diferencia de las soldaduras de filete que sólo son capaces de transmitir cualquier esfuerzo de una pieza a otra con esfuerzos de corte internos en la sección de soldadura.

5.2.2 Soldaduras de Filete

Las soldaduras de filete, como se dijo, no requieren preparación de bordes y son fáciles de ejecutar, en especial en el sitio de la obra.

Son llamadas también "soldaduras de ángulos" porque son especiales para conectar perfiles ángulos con planchas (cartelas en nudos de armaduras).

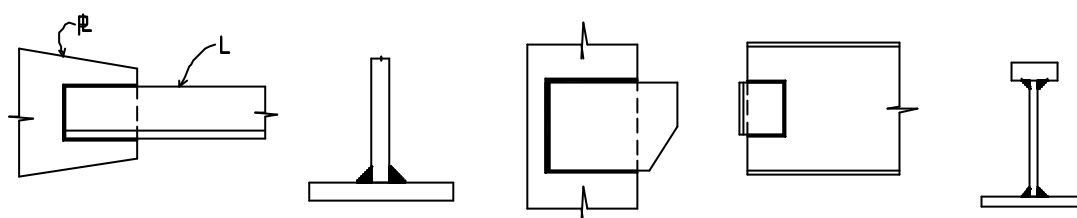


Fig. 5.6 Soldadura de Filete

5.2.3 Soldaduras de tarugo o de ranura

En las figuras siguientes se muestran soldaduras de filete junto con soldaduras de tarugo o de ranura. Son adecuadas para prevenir que las piezas en la conexión se distorsionen entre cordones muy separados, disminuyendo las distancias de separación de las piezas, y, para transmitir esfuerzos.

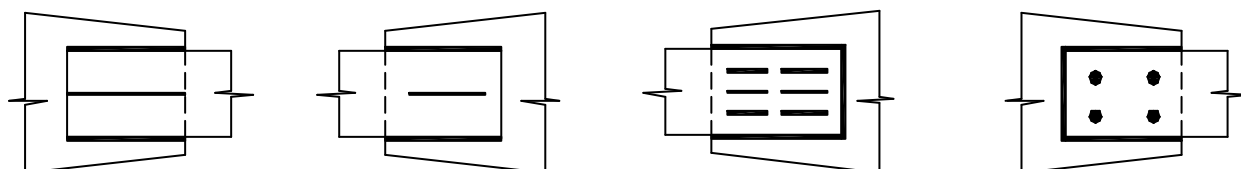


Fig. 5.7 Soldadura de tarugo o ranura

5.2.4 Simbología de la Soldadura

Con el objeto que se establezca una comunicación entre el diseñador y el personal encargado de efectuar las soldaduras, a través de los planos y dibujos, se ha ideado una simbología y que se muestra a continuación y que se debe a la Sociedad Americana de Soldadura (AWS).

SIMBOLOS BASICOS									
Tipos de soldaduras									
Canto	Filete	Tarugo o ranura	Acanalada (a tope)						
			cuadrado	V	Bisel	U	J	V abierta	V redonda
Símbolos suplementarios									
Respaldo	Espaciador		Soldar todo alrededor	Soldadura en sitio	Contorno				

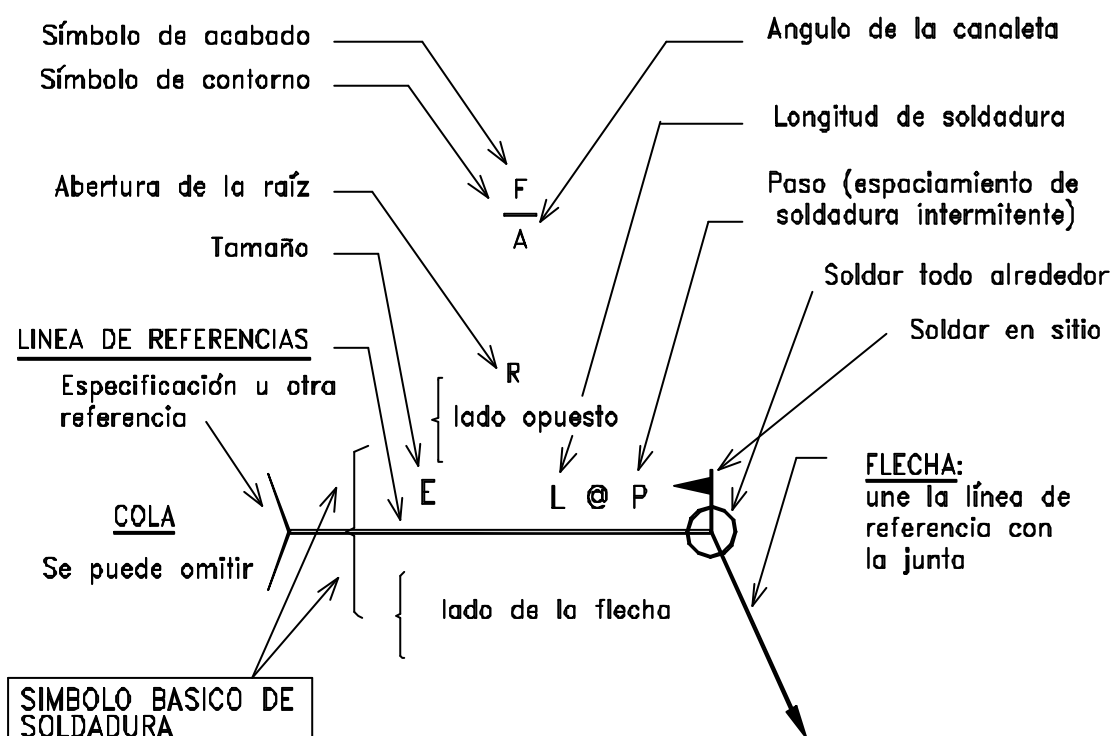


Fig. 5.8

5.2 SOLDADURAS ESTRUCTURALES

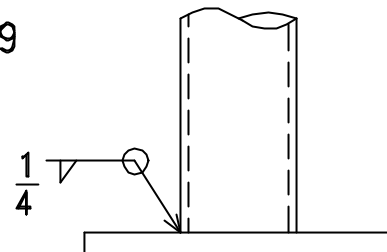
5 - 9

Los símbolos de soldaduras se escriben de izquierda a derecha a lo largo de la Línea de Referencias, de acuerdo a la convención usual de dibujo.

A continuación se dan algunos ejemplos de uso de la simbología de soldadura.

Significa soldar todo alrededor con soldadura de filete de $1/4"$

Fig. 5.9



Significa soldar tanto el lado indicado de la flecha como al otro lado con soldadura de filete de 6 mm.

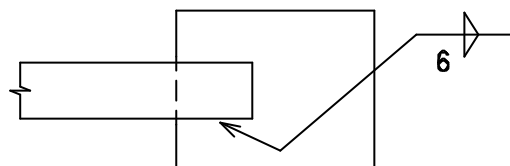


Fig. 5.10

Significa soldar con soldadura acanalada de $5/8"$ en una longitud de 6" con una abertura de raíz de $1/8"$ y el bisel hace un ángulo de 60 grados.

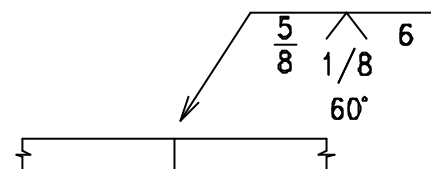
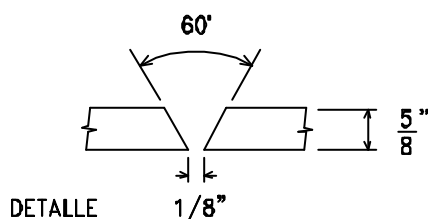


Fig. 5.11



5.2.5 Factores que afectan la calidad de la Soldadura

a) Posición para soldar

Cuando se trata de soldaduras ejecutadas manualmente por un operario calificado, la calidad así como la velocidad de avance que se obtiene al ejecutar un pase, están muy ligados a la posición en que se realiza la soldadura.

Se conocen 4 posiciones que hacen que el soldador tenga una mayor o menor dificultad para ejecutar los cordones.

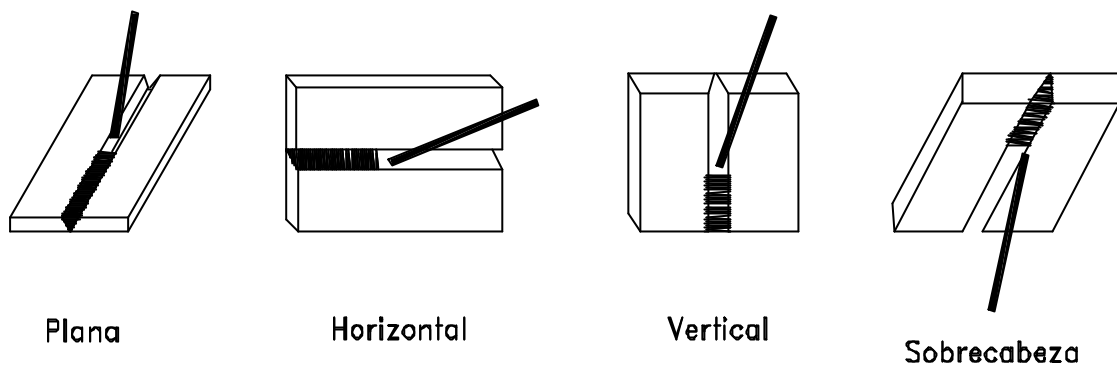


Fig. 5.12

La Posición Plana (flat), es la posición más fácil y debe preferirse por la velocidad y calidad; la posición horizontal, permite obtener buenos resultados pero a menor velocidad; posición vertical, similar a la anterior; y la posición sobrecabeza que es la más difícil y que sólo es correctamente ejecutada por soldadores calificados usando electrodos especiales con velocidad reducida, por lo que este tipo de soldaduras sólo debe efectuarse en sitio en casos especiales.

b) Calificación del Soldador

La calidad de la soldadura dependerá enormemente de la habilidad del soldador que las ejecuta en forma manual o del operario que controla una máquina semiautomática de soldar. En el caso del soldador que ejecuta soldaduras manuales de electrodos protegidos se debe tener la seguridad que está calificado para ese trabajo. Existen escuelas de enseñanza especializada que otorgan **Certificados** para garantizar que el soldador es hábil para soldar en determinadas posiciones. Sin embargo, cuando no es posible conseguir soldadores adiestrados, para asegurar su competencia, se presenta una Prueba de Campo que se describe a continuación:

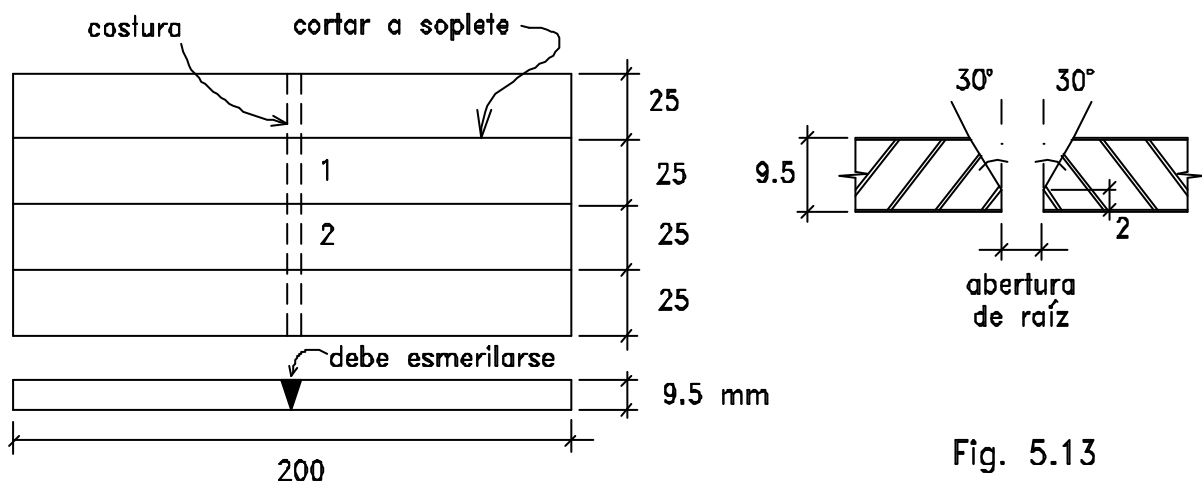


Fig. 5.13

Se preparan dos planchas, como se muestra en la figura anterior, y se le pide al soldador que efectúe la soldadura en la posición que se desea probarlo. Una vez que se enfría el espécimen, se esmerila el cordón y se corta en 4 tiras.

Se consideran para las pruebas las dos centrales, porque las externas tienen siempre defectos de soldaduras por el inicio y fin del arco que aumenta la corriente quemando el cordón. Estas tiras se doblan de canto hasta formar una U, alrededor de un tubo de 2", con la ayuda de una palanca. Un ensayo de doblado se hará contra la **raíz** y otro contra el **refuerzo**.

Se puede decir que el ensayo ha dado resultados correctos si luego del doblado no hay indicios de rajaduras de la soldadura.

c) Preparación adecuada de los bordes

En la siguiente figura se muestra cómo se preparan los bordes en soldaduras acanaladas.

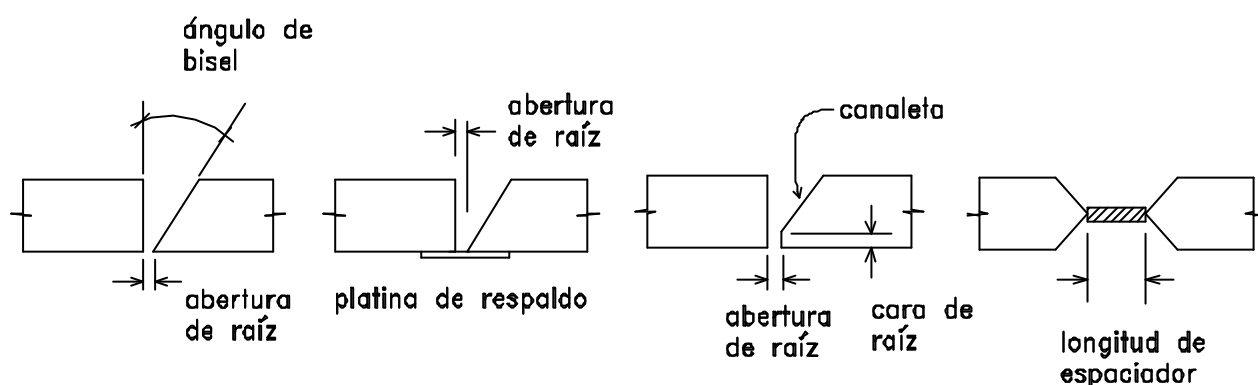


Fig. 5.14

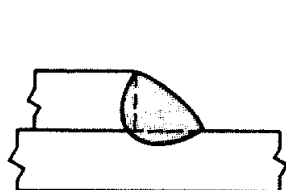
Existen Tablas con esquemas de todas las uniones que se pueden hacer y donde se muestra la geometría de las canaletas. Las uniones que siguen estos detalles se denominan **Juntas Precalificadas AISC-AWS**. En este texto se recomienda que se revisen las páginas 5.180 a 5.196 del Manual AISC-LRFD; cuatro de ellas han sido reproducidas en este texto sólo para fines de enseñanza. Ciertamente que el grosor de las piezas así como su separación, la posición del soldador, etc. se toman en cuenta para definir la geometría. La experiencia indica que las soldaduras que siguen los lineamientos de las Juntas Precalificadas no tendrán problemas en la deposición del electrodo derretido.

d) Control de las distorsiones

Otro factor que afecta la calidad de la soldadura es el encogimiento que ocurre en la soldadura cuando se enfría. Este encogimiento se debe al intenso calor que origina que parte del material se licúe mientras que en su alrededor continúe sólido, propiciando distorsiones importantes en las piezas.

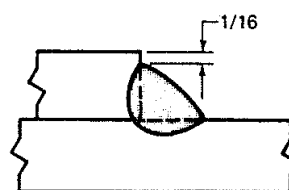
JUNTAS SOLDADAS PRECALIFICADAS

Soldadura de Filete



Metal base con
espesor $< 1/4" \approx 6 \text{ mm}$

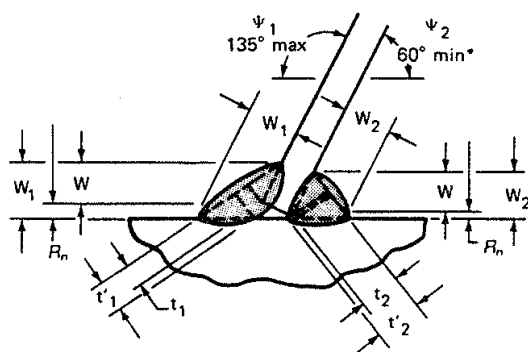
(A)



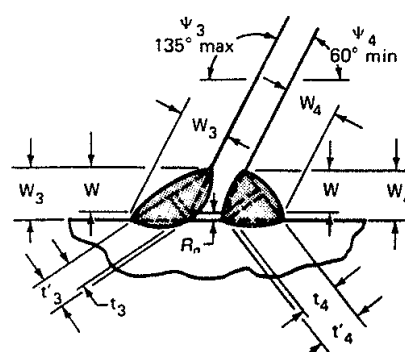
Metal base con
espesor $\geq 1/4"$

(B)

**Tamaño máximo de soldadura de
filete a lo largo de bordes**



(C)



(D)

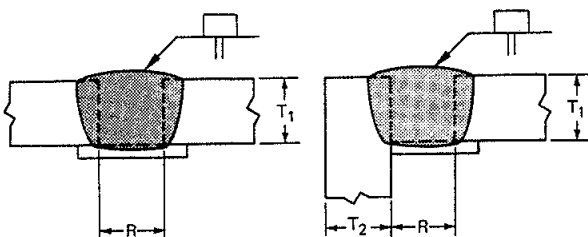
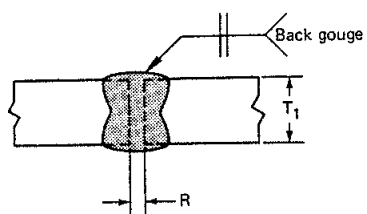
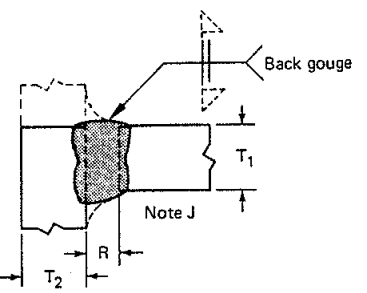
Juntas T inclinadas

Note: E_n, E'_n = effective throats dependent on magnitude of root opening R_n . See AWS 3.3.1. Subscript n represents 1,2,3 or 4.

*Angles smaller than 60 degrees are permitted; however, in such cases, the weld is considered to be a partial joint penetration groove weld.

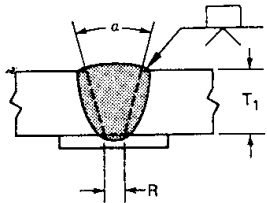
JUNTAS SOLDADAS PRECALIFICADAS

Soldaduras acanaladas de penetración total

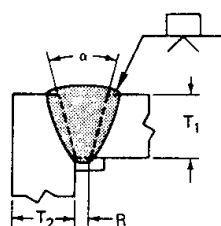
Soldada sin bisel (1) Soldadura a tope (B) Soldadura de esquina (C)									
Proceso de Soldadura	Designación de Junta	Espesor Material base (U = unlimited)		Preparación de canaleta			Posición Permitida	Protección a gas para (FCAW)	Notas
				Abertura de raíz	Tolerancias				
		T ₁	T ₂		como se detalla	como se ajusta			
SMAW	B-L1a	¼ max	—	$R = T_1$	$+ \frac{1}{16}, -0$	$+ \frac{1}{4}, - \frac{1}{16}$	All	—	N
	C-L1a	¼ max	U	$R = T_1$	$+ \frac{1}{16}, -0$	$+ \frac{1}{4}, - \frac{1}{16}$	All	—	—
GMAW FCAW	B-L1a-GF	¾ max	—	$R = T_1$	$+ \frac{1}{16}, -0$	$+ \frac{1}{4}, - \frac{1}{16}$	All	Not required	A,N
Soldada sin bisel (1) Soldadura a tope (B)									
Proceso de Soldadura	Designación de Junta	Espesor Material base (U = unlimited)		Preparación de canaleta			Posición Permitida	Protección a gas para (FCAW)	Notas
				Abertura de raíz	Tolerancias				
		T ₁	T ₂		como se detalla	como se ajusta			
SMAW	B-L1b	¼ max	—	$R = T_1/2$	$+ \frac{1}{16}, -0$	$+ \frac{1}{16}, - \frac{1}{8}$	All	—	C,N
GMAW FCAW	B-L1b-GF	¾ max	—	$R = 0 \text{ to } \frac{1}{8}$	$+ \frac{1}{16}, -0$	$+ \frac{1}{16}, - \frac{1}{8}$	All	Not required	A,C, N
SAW	B-L1-S	¾ max	—	$R = 0$	± 0	$+ \frac{1}{16}, -0$	F	—	N
SAW	B-L1a-S	¾ max	—	$R = 0$	± 0	$+ \frac{1}{16}, -0$	F	—	C,N
Soldada sin bisel (1) Soldadura junta I (T) Soldadura de esquina (C)									
Proceso de Soldadura	Designación de Junta	Espesor Material base (U = unlimited)		Preparación de canaleta			Posición Permitida	Protección a gas para (FCAW)	Notas
				Abertura de raíz	Tolerancias				
		T ₁	T ₂		como se detalla	como se ajusta			
SMAW	TC-L1b	¼ max	U	$R = T_1/2$	$+ \frac{1}{16}, -0$	$+ \frac{1}{16}, - \frac{1}{8}$	All	—	C,J
GMAW FCAW	TC-L1-GF	¾ max	U	$R = 0 \text{ to } \frac{1}{8}$	$+ \frac{1}{16}, -0$	$+ \frac{1}{16}, - \frac{1}{8}$	All	Not required	A,C,J
SAW	TC-L1-S	¾ max	U	$R = 0$	± 0	$+ \frac{1}{16}, -0$	F	—	J,C

JUNTAS SOLDADAS PRECALIFICADAS

Soldaduras acanaladas de penetración total

Soldadura acanalada en U (2) Soldadura a tope (B)						Tolerancias	
como se detalla		como se ajusta					
R = + 1/16, - 0		+ 1/4, - 1/16					
α = + 10°, - 0°		+ 10°, - 5°					

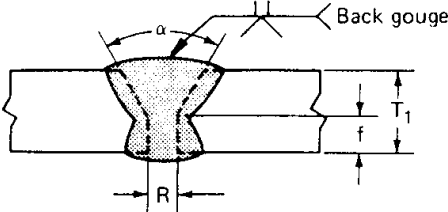
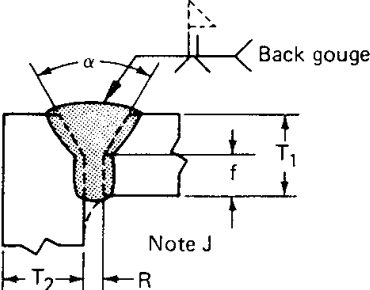
Proceso de soldadura	Designación de junta	Espesor material base (U = unlimited)		Preparación de canaleta		Posición Permitida	Protección a gas para (FCAW)	Notas
		T1	T2	Abertura de raíz	Angulo de canaleta			
SMAW	B-U2a	U	—	R = 1/4	α = 45°	All	—	N
				R = 3/8	α = 30°	F,V,OH	—	N
				R = 1/2	α = 20°	F,V,OH	—	N
GMAW FCAW	B-U2a-GF	U	—	R = 3/16	α = 30°	F,V,OH	Required	A,N
				R = 3/8	α = 30°	F,V,OH	Not req.	A,N
				R = 1/4	α = 45°	F,V,OH	Not req.	A,N
SAW	B-L2a-S	2 max	—	R = 1/4	α = 30°	F	—	N
SAW	B-U2-S	U	—	R = 5/8	α = 20°	F	—	N

Soldadura acanalada en U (2) Soldadura de esquina (C)						Tolerancias	
como se detalla		como se ajusta					
R = + 1/16, - 0		+ 1/4, - 1/16					
α = + 10°, - 0°		+ 10°, - 5°					

Proceso de soldadura	Designación de junta	Espesor material base (U = unlimited)		Preparación de canaleta		Posición Permitida	Protección a gas para (FCAW)	Notas
		T1	T2	Abertura de raíz	Angulo de canaleta			
SMAW	C-U2a	U	U	R = 1/4	α = 45°	All	—	Q
				R = 3/8	α = 30°	F,V,OH	—	Q
				R = 1/2	α = 20°	F,V,OH	—	Q
GMAW FCAW	C-U2a-GF	U	U	R = 3/16	α = 30°	F,V,OH	Required	A
				R = 3/8	α = 30°	F,V,OH	Not req.	A,Q
				R = 1/4	α = 45°	F,V,OH	Not req.	A,Q
SAW	C-L2a-S	2 max	U	R = 1/4	α = 30°	F	—	Q
SAW	C-U2-S	U	U	R = 5/8	α = 20°	F	—	Q

JUNTAS SOLDADAS PRECALIFICADAS

Soldaduras acanaladas de penetración total

Soldadura acanalada en U(2) Soldadura a tope (B)									
									
Proceso de soldadura	Designación de junta	Espesor material base (U = unlimited)		Preparación de canaleta			Posición permitida	Protección a gas para (FCAW)	Notas
		T ₁	T ₂	abertura de raíz cara de raíz ángulo de canaleta	Tolerancias				
					como se detalla	como se ajusta			
SMAW	B-U2	U	—	R = 0 to 1/8 f = 0 to 1/8 α = 60°	+ 1/16, - 0 + 1/16, - 0 + 10°; - 0°	+ 1/16, - 1/8 Not limited + 10°; - 5°	All	—	C,N
GMAW FCAW	B-U2-GF	U	—	R = 0 to 1/8 f = 0 to 1/8 α = 60°	+ 1/16, - 0 + 1/16, - 0 + 10°; - 0°	+ 1/16, - 1/8 Not limited + 10°; - 5°	All	Not required	A,C, N
SAW	B-L2c-S	Over 1/2 to 1	—	R = 0, α = 60° f = 1/4 max	R = ± 0 f = + 0, - f α = + 10°; - 0°	+ 1/16, - 0 ± 1/16 + 10°; - 5°	F	—	C,N
		Over 1 to 1 1/2	—	R = 0, α = 60° f = 1/2 max					
		Over 1 1/2 to 2	—	R = 0, α = 60° f = 3/8 max					
Soldadura acanalada en U(2) Soldadura de esquina (C)									
									
Proceso de soldadura	Designación de junta	Espesor material base (U = unlimited)		Preparación de canaleta			Posición permitida	Protección a gas para (FCAW)	Notas
		T ₁	T ₂	abertura de raíz cara de raíz ángulo de canaleta	Tolerancias				
					como se detalla	como se ajusta			
SMAW	C-U2	U	U	R = 0 to 1/8 f = 0 to 1/8 α = 60°	+ 1/16, - 0 + 1/16, - 0 + 10°; - 0°	+ 1/16, - 1/8 Not limited + 10°; - 5°	All	—	C,J,R
GMAW FCAW	C-U2-GF	U	U	R = 0 to 1/8 f = 0 to 1/8 α = 60°	+ 1/16, - 0 + 1/16, - 0 + 10°; - 0°	+ 1/16, - 1/8 Not limited + 10°; - 5°	All	Not required	A,C,J, R
SAW	C-L2b-S	1 max	U	R = 0 f = 1/4 max α = 60°	± 0 + 0, - 1/4 + 10°; - 0°	+ 1/16, - 0 ± 1/16 + 10°; - 5°	F	—	C,J,R

o creando esfuerzos residuales. Para disminuir estos problemas se recomienda seguir una Secuencia de Soldadura, es decir mantener un orden adecuado para soldar los elementos.

Existe una especialización muy ligada a la experiencia para evitar las distorsiones en el caso de planchas grandes como en tanques o depósitos soldados.

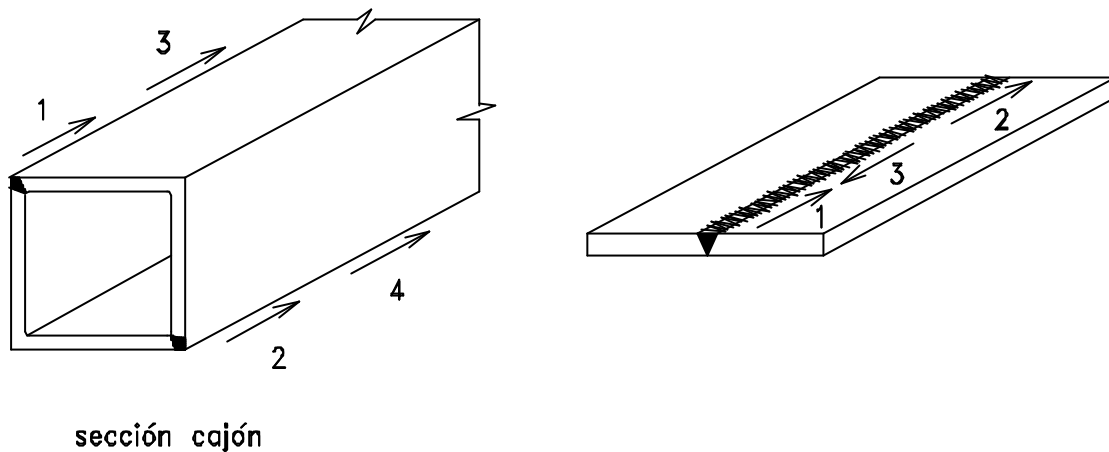


Fig. 5.15 Ejemplo de secuencia de soldadura

5.2.6 Defectos en las soldaduras

Los defectos más importantes por una técnica inadecuada de soldadura son: la socavación, la falta de fusión y penetración, la inclusión de escoria y la porosidad.

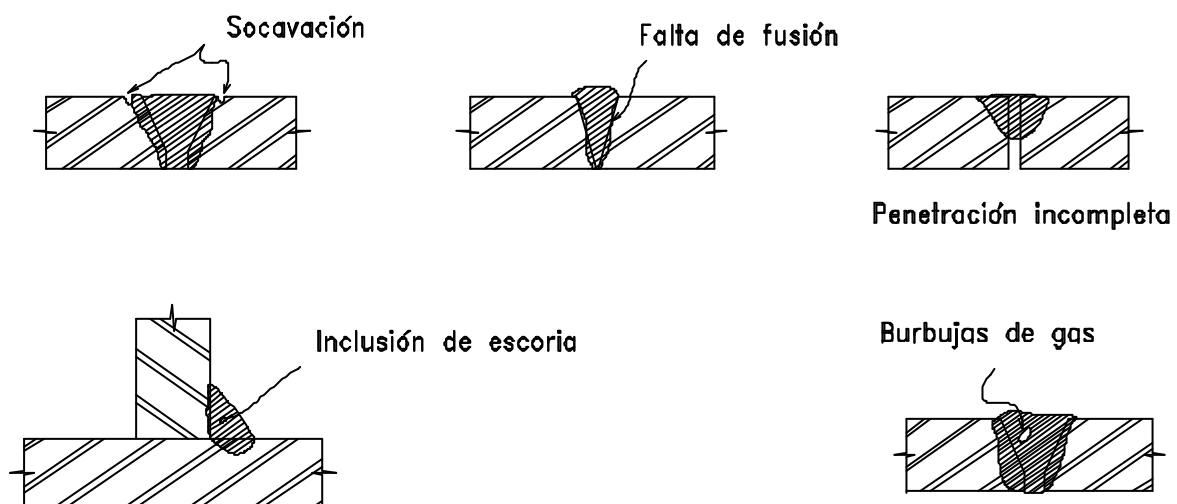


Fig. 5.16

La socavación es quizás el defecto más frecuente y se debe a un exceso de amperaje. Se produce la llamada "soldadura quemada".

Se denomina falta de fusión cuando el material base y el de aportación no se unen. Se debe a que existe material extraño en la unión que impide una buena ligazón.

La penetración incompleta es el caso en que el electrodo derretido no llega a la raíz. Se origina esta falla, en una mala preparación del detalle de la canaleta o al empleo de electrodos de diámetros excesivamente grandes para la canaleta, velocidad excesiva de deposición o corriente insuficiente.

La inclusión de escoria consiste en la presencia de óxidos metálicos dentro de la soldadura, óxidos que son el resultado de las reacciones químicas entre el metal, el aire y el recubrimiento del electrodo durante el depósito y la solidificación del metal de aportación.

La socavación y la penetración incompleta son detectadas visualmente.

5.2.7 Inspección y Control

El éxito enorme que han tenido las estructuras soldadas se ha debido en buena parte, a que han seguido las siguientes condiciones para la inspección de la calidad de la soldadura:

1. Establecimiento de buenos procedimientos de soldadura. Como la adopción de las Juntas Precalificadas y las Normas AWS. Uso de los electrodos apropiados.
2. Empleo de soldadores u operadores calificados, solamente. Soldadores que muestran certificados de capacidad o que han pasado pruebas de calidad.
3. Empleo de inspectores calificados con experiencia y su presencia continua en el taller y en la obra.
4. Uso de técnicas especiales de inspección cuando se necesita.
5. Máquinas de soldar cada vez más perfeccionadas.

Existen varios métodos para la inspección de las soldaduras, siendo el visual el más simple pero que requiere experiencia; se debe tener presente el tamaño, forma y longitud de los cordones, así como la socavación. La radiografía y el ultrasonido son métodos que se aplican en soldaduras importantes de una estructura y en casos de seguridad, como en los tanques a presión.

5.2.8 ¿Qué ventajas tiene la soldadura con relación a los pernos?

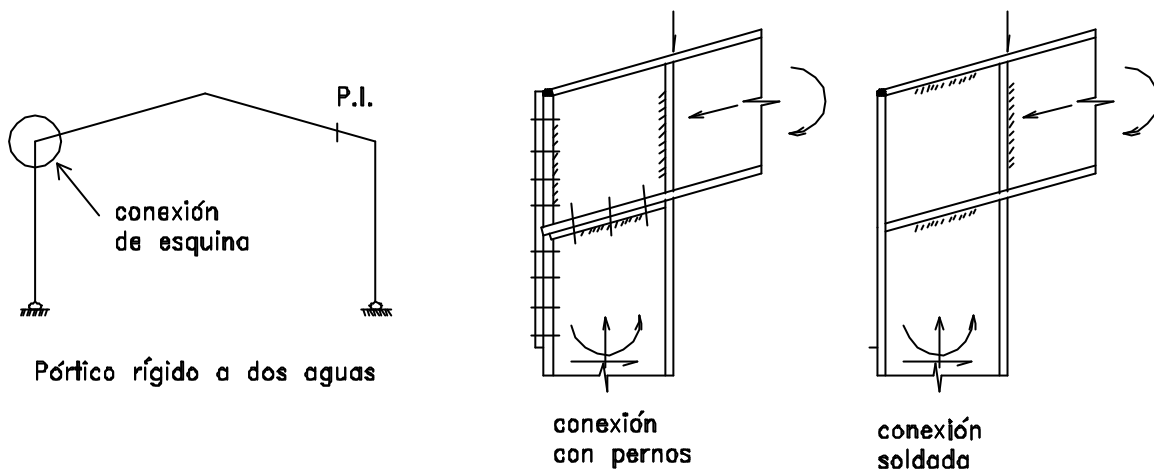


Fig. 5.21

En la figura anterior se muestran dos conexiones de la esquina de un Pórtico Rígido a dos Aguas. Es una conexión para transmitir Momento y Corte, principalmente. Para la conexión empernada se requieren huecos, pernos, planchas adicionales y gran precisión; también hay que considerar pérdida de resistencia por los huecos, pero se puede ejecutar en la obra sin mucha dificultad.

En la conexión soldada se nota un limpieza en los detalles, menos piezas adicionales y sin huecos, pero se aprecia que sería muy difícil ejecutar todos los cordones de soldadura en obra, casi se diría imposible, por lo que, al menos, esta conexión debe ser realizada en taller y el empalme con el resto de la construcción en otra zona del pórtico menos esforzada, por ejemplo en el P.I., con juntas empernadas o soldadas.

La economía de una conexión depende de muchos otros factores, entre los cuales está el costo de la mano de obra que se aprecia por el tiempo de ejecución de la conexión; sin embargo, el costo de la mano de obra en Perú es reducido, en comparación con el de otros países, por lo que el autor de este texto se inclinaría por usar la mayor cantidad de conexiones soldadas posibles en una construcción.

5.2.9 Limitaciones en tamaños y longitudes de Soldaduras de Filete

A continuación se tratan las conexiones con soldaduras de filete mostrando las recomendaciones que AISC-LRFD ha establecido para asegurar que éstas se efectúen correctamente y sean capaces de tener las Resistencias de diseño que se tratarán después.

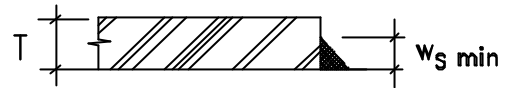
1. Tamaño mínimo: Ver Tabla 5.2

Tabla 5.2

Espesor de la pieza más gruesa unida T (pulgadas)	Tamaño mínimo soldadura de filete		Tamaño mínimo garganta sold. Penetración parcial	
	pulg.	mm	pulg.	mm
$1/8 < T \leq 3/16$	1/8	3	1/16	1.5
$3/16 < T \leq 1/4$	1/8	3	1/8	3
$1/4 < T \leq 1/2$	3/16	5	3/16	5
$1/2 < T \leq 3/4$	1/4	6	1/4	6
$3/4 < T \leq 1.1/2$	5/16	8	5/16	8
$1.1/2 < T \leq 2.1/4$	5/16	8	3/8	9.5
$1.1/4 < T \leq 6$	5/16	8	1/2	12
$6 < T$	5/16	8	5/8	16

2. Tamaño máximo de la soldadura:

Cuando el espesor del borde es menor o igual a $1/4"$, el espesor máximo puede ser $w_s = 1/4"$ (6.4 mm)

Cuando el espesor del borde es mayor de $1/4"$, el máximo tamaño de la soldadura podrá ser igual al espesor de la pieza menos $1/16"$ (1.5 mm)

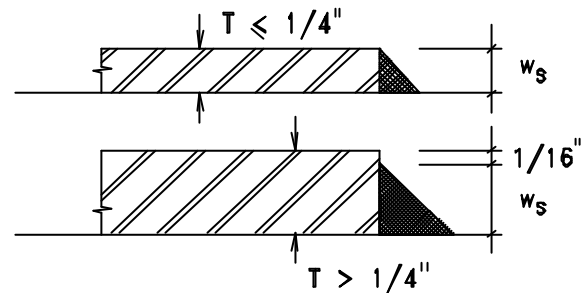


Fig. 5.22

3. Longitud mínima de un cordón:

La longitud l_s del cordón no será menor que 4 veces el tamaño de la soldadura. Asimismo no menor a la distancia b que los separa. Habrá un retorno de $2w_s$. También la longitud del traslape no será menor de $5 \cdot T$.

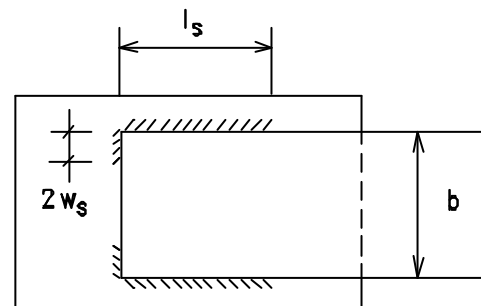


Fig. 5.23

5.2.10 Areas efectivas en las soldaduras

- Para las soldaduras acanaladas de penetración total la garganta será el espesor de la pieza menos gruesa unida, como se indica en las figuras siguientes.

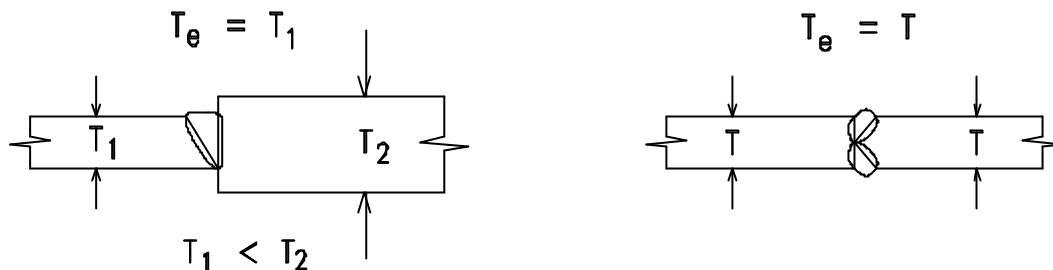


Fig. 5.24

- Para las soldaduras acanaladas de penetración parcial el espesor efectivo a considerar será el indicado en las figuras siguientes.

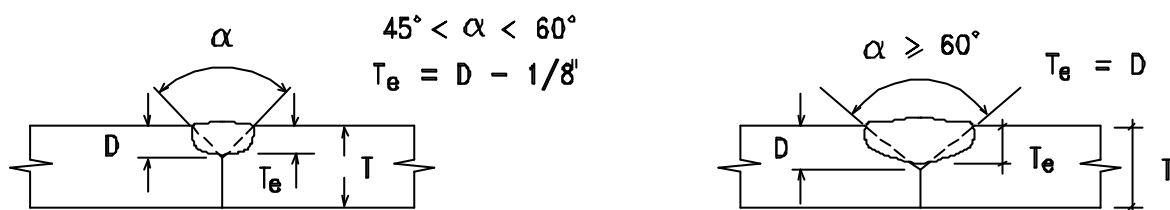


Fig. 5.25

- Para las soldaduras de filete, considerando la idealización de la sección en un triángulo rectángulo isósceles, la garganta (dimensión crítica) será $T_e = (0.707w_s)$ para soldaduras de arco con electrodos protegidos. En cambio en el caso de soldaduras de arco sumergido, tomando en cuenta la mejor calidad de las mismas se considera:

1. Soldaduras con $w_s \leq 3/8"$ (9.5 mm): la garganta T_e será w_s
2. Soldaduras con $w_s > 3/8"$ (9.5): la garganta T_e será $0.707w_s + 0.11"$ (2.5mm)

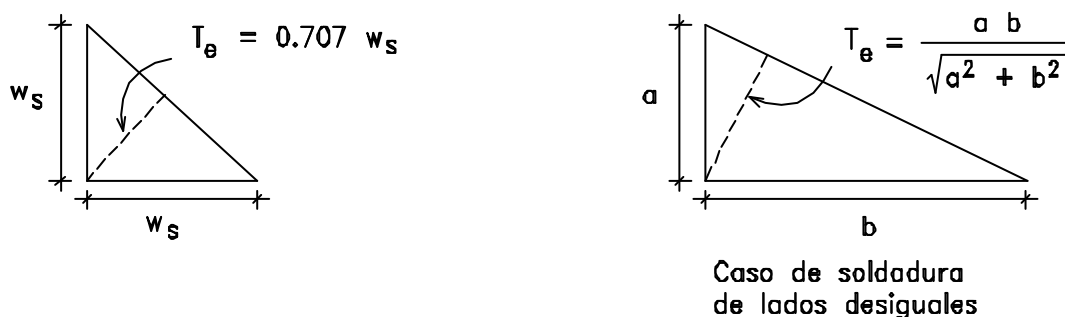


Fig. 5.26

- Para las soldaduras de ranura y tarugo se considera el área de la sección transversal de la soldadura.

5.3 RESISTENCIA NOMINAL DE LAS SOLDADURAS

En principio las soldaduras deben tener suficiente material del electrodo adecuado para transmitir todas las cargas que se le impongan; las soldaduras acanaladas se dimensionarán para transmitir los esfuerzos directos, ya sea de tracción, compresión o corte, mientras que las soldaduras de filete, no importa la dirección de la carga, se considerará que la transmisión es siempre por corte en la sección crítica, es decir en la garganta.

5.3.1 Resistencia Nominal de las soldaduras acanaladas: R_{nw}

Se considera que la resistencia de las soldaduras acanaladas es igual a la resistencia del área efectiva de las soldaduras que se unen. Se requiere, eso sí, que para esfuerzos perpendiculares al cordón, el electrodo deberá tener una resistencia que se compare con la resistencia de las piezas unidas (matching material). Si el esfuerzo es de compresión, se permite un material de electrodo hasta 10 ksi menor.

$$R_{nw} = T_e F_y \text{ para tracción o compresión}$$

$$R_{nw} = T_e (0.60 F_y) \text{ para corte.}$$

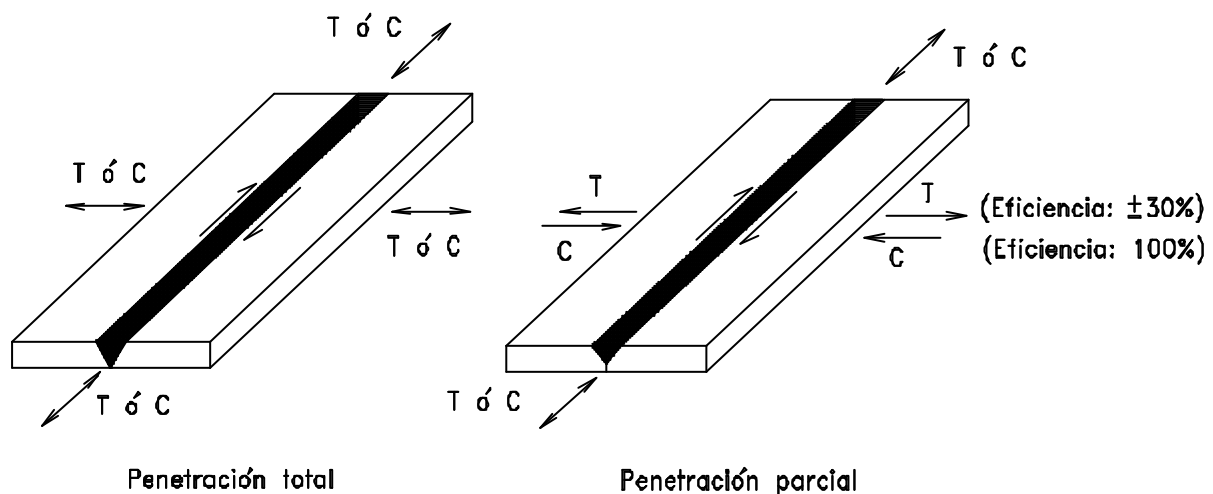


Fig. 5.27

5.3.2 Resistencia Nominal de las soldaduras de filete: R_{nw}

La Resistencia R_{nw} de una soldadura de filete por unidad de longitud (por una pulgada, si se trata de unidades inglesas) se basa en la suposición de que la falla de la soldadura es por corte en su sección crítica (área efectiva) o si no por corte en el área de contacto entre el cordón y el material base.

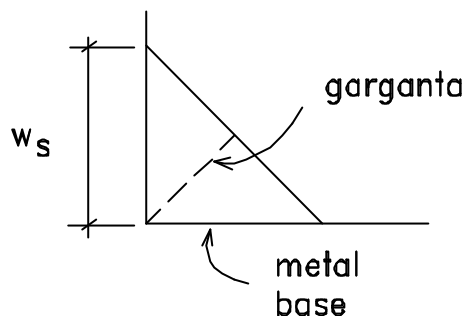


Fig. 5.28

$$\begin{aligned} R_{nw} &= T_e (0.60 F_{exx}) && \text{para el metal de soldadura.} \\ R_{nw} &= w_s (0.60 F_y) && \text{para el metal base.} \end{aligned}$$

En realidad la distribución de esfuerzos a lo largo de una soldadura de filete es compleja como se muestra en la figura. Depende de la longitud y dirección de las fuerzas en relación a los cordones. Sin embargo, esto se ignora y se prefiere suponer una distribución igual en todo el cordón.

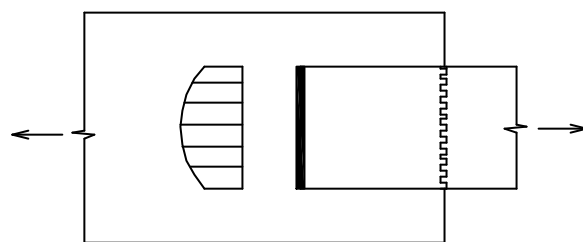


Fig. 5.29 Diagrama de Esfuerzos en soldadura

5.4 ESPECIFICACIONES AISC-LRFD PARA SOLDADURAS

Volviendo a la filosofía, que se ha expuesto varias veces en este texto con relación al Método de diseño LRFD, se tiene:

$$\phi R_n \geq \gamma_1 Q_1$$

donde

ϕ Factor de resistencia;

$R_n = R_{nw}$ Resistencia nominal, por lo que $\phi R_{nw} =$ Resistencia de Diseño.

γ_1 Factor de mayorización;

Q_1 Efectos de las cargas aplicadas, por lo que $\gamma_1 Q_1$ son los efectos factorizados de las cargas R_u .

Entonces, se deberá tener: $\phi R_{nw} \geq R_u$

donde $R_u =$ Carga factorizada por unidad de longitud en la unión soldada.

5.4.1 Soldadura acanalada: (AISC-LRFD J2.1)

La Resistencia de Diseño de las conexiones acanaladas por unidad de longitud para una soldadura de penetración total depende del tipo de esfuerzo aplicado: Ver Fig. 5.27

1. Tracción o compresión perpendicular al área efectiva y tracción paralela al eje de la soldadura: Eficiencia = 100%

$$\begin{aligned} f R_{nw} &= 0.90 T_e F_y, && \text{para el material base.} \\ f R_{nw} &= 0.90 T_e F_{yw}, && \text{para la soldadura.} \end{aligned}$$

2. Corte en el área efectiva: Eficiencia = 100%

$$\begin{aligned} f R_{nw} &= 0.90 T_e \sigma_y \text{ y } 4, \\ &= 0.90 T_e (0.60 F_y), && \text{para el metal base} \\ f R_{nw} &= 0.80 T_e (0.60 F_{exx}), && \text{para la soldadura.} \end{aligned}$$

Se nota que la resistencia al corte del material σ_y 5 es considerado como el 60% de la resistencia a la fractura del material a la tracción.

No se trata en este texto el caso de soldaduras acanaladas de penetración parcial, de poco uso en Perú.

5.4.2 Soldadura de filete: (AISC-LRFD J2.2)

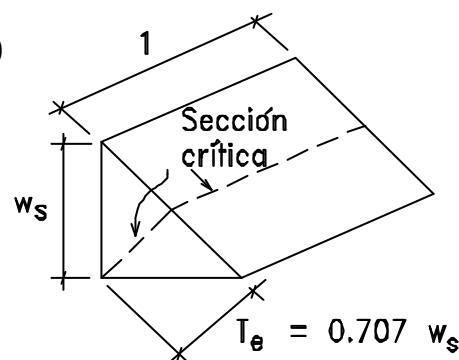
La Resistencia de Diseño por unidad de longitud de cordón de soldadura se basa en la resistencia al corte a través de la garganta de la misma:

$$f R_{nw} = 0.75 T_e (0.60 F_{exx}) \quad \text{para la soldadura,}$$

y no menor de la resistencia a la fractura del metal base adyacente:

$$f R_{nw} = 0.75 w_s (0.60 F_u)$$

T_e dimensión de la garganta
 w_s tamaño de la soldadura
 F_{exx} Resistencia a la fractura de la soldadura.
 F_u Resistencia a la fractura del metal base.



A continuación se dan Tablas para facilidad del diseñador

Tabla 5.3 Resistencia por una pulg o **cm** de soldadura de filete
ELECTRODO PROTEGIDO

Tamaño Nominal		Resistencia de Diseño al corte de la soldadura			
		E60XX		E70XX	
		kip/pulg	t/cm	kip/pulg	t/cm
1 / 8	3	2.38	0.412	2.77	0.480
3 / 16	5	3.58	0.667	4.18	0.779
1 / 4	6	4.77	0.800	5.57	0.934
5 / 16	8	5.97	1.068	6.96	1.245
3 / 8	9	7.16	1.214	8.35	1.416
7 / 16	11	8.35	1.494	9.74	1.743
1 / 2	12	9.54	1.634	11.14	1.914
9 / 16	14	10.74	1.921	12.53	2.242
5 / 8	16	11.93	2.135	13.92	2.491
11 / 16	17	13.12	2.348	15.31	2.734
3 / 4	19	14.32	2.563	16.70	2.988

Tabla 5.4 Resistencia por una pulg o **cm** de soldadura de filete
ELECTRODO SUMERGIDO

Tamaño Nominal		Resistencia de Diseño al corte de la soldadura			
		E60XX		E70XX	
		kip/pulg	t/cm	kip/pulg	t/cm
1 / 8	3	3.38	0.585	3.94	0.682
3 / 16	5	5.06	0.943	5.91	1.102
1 / 4	6	6.75	1.132	7.88	1.322
5 / 16	8	8.44	1.582	9.84	1.761
3 / 8	9	10.13	1.813	11.81	2.113
7 / 16	11	11.32	2.026	13.21	2.364
1 / 2	12	12.51	2.239	14.60	2.613
9 / 16	14	13.71	2.453	15.99	2.861
5 / 8	16	14.90	2.666	17.38	3.110
11 / 16	17	16.09	2.879	18.78	3.361
3 / 4	19	17.29	3.094	20.17	3.610

■ EJEMPLO 5.1

Comprobar el valor dado en la Tabla 5.3 para un soldadura de filete de Arco Protegido con $w_s = 1/4"$ y electrodo E60XX.

SOLUCION

$$T_e = 0.707(1/4) = 0.18 \text{ in.}$$

$$f(0.60F_{exx}) = 0.75(0.60 \cdot 60) = 27 \text{ ksi}$$

$$0.18 \cdot 27 = 4.77 \text{ kip/in.}$$

■ EJEMPLO 5.2

Comprobar el valor dado en la Tabla 5.4 para una soldadura de Arco Sumergido con $w_s = 3/8"$ y electrodo F70EXX.

SOLUCION

$$T_e = w_s \text{ para } w_s \leq 3/8"; \quad T_e = 0.707w_s + 0.11, \text{ para } w_s > 3/8" \quad \dots T_e = 3/8"$$

$$f(0.60F_{exx}) = 0.75(0.60 \cdot 70) = 31.50 \text{ ksi}$$

$$0.375 \cdot 31.5 = 11.81 \text{ kip/in.}$$

■ EJEMPLO 5.3

Determine el tamaño y la longitud de la soldadura para la junta traslapada de la figura.

Usar electrodos protegidos E60XX y planchas A36 ($F_u = 4.08 \text{ t/cm}^2$).

Aplicar el Método LRFD.

Cargas: $D = 8 \text{ t}$; $L = 25 \text{ t}$

SOLUCION

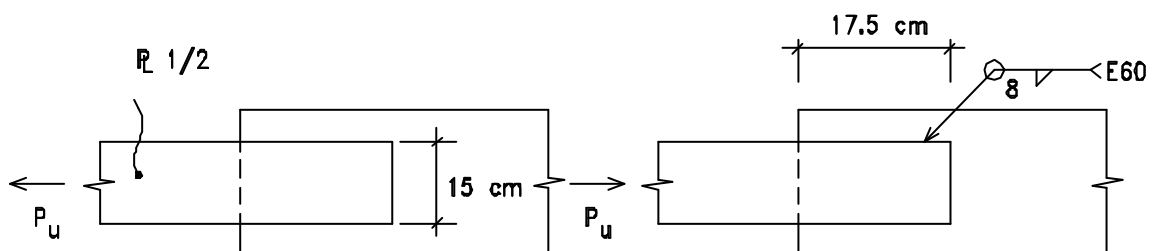


Fig. 5.31

Se debe seleccionar w_s entre $w_{s \max}$ y $w_{s \min}$:

Tamaño máximo: $w_s = 12 - 1.6 \cong 10 \text{ mm}$

Tamaño mínimo: $w_s = 5 \text{ mm}$ (para plancha de $1/2"$) Ver Tabla 5.2

Se decide por: $w_s = 8 \text{ mm}$

Ver Tabla 5.3 $f R_{nw} = 1.068 \text{ t/cm}$. que no debe exceder la resistencia a la fractura de corte de la plancha en la base de la soldadura de filete:

$$f R_{nw} = f w_s(0.60F_u) = 0.75(0.8)(0.6 \cdot 4.08) = 1.469 \text{ t/cm}.$$

Controla: $f R_{nw} = 1.068 \text{ t/cm}$

$$P_u = 1.2 \cdot 8 + 1.6 \cdot 25 = 49.6 \text{ t}$$

Longitud de los cordones = $49.6 / 1.068 = 46 \text{ cm}$, es decir $50 \text{ cm} \pm$

Ver en la Figura 5.31, la disposición de los cordones.

Verificación de la longitud del traslape:

$$17.5 / 1.27 = 14 > 5 \text{ veces el espesor de la plancha. O.K.}$$

Longitud mínima de los cordones laterales: $17.5 > b = 15 \text{ cm}$ O.K.!

5.4.3 Soldaduras de filete para cargas excéntricas

Como en el caso de pernos con carga excéntrica hay dos Métodos de análisis para determinar los esfuerzos que se producen en una soldadura cuando se tiene cargas excéntricas situadas en el mismo plano; el de los centros instantáneos de rotación de los cordones cuando se aplican dichas cargas y que es la base para el análisis denominado de resistencia última, y el método tradicional elástico que es mucho más simple con resultados conservadores. En este texto se explicará, el Método de Análisis Elástico.

Este método se basa en la siguientes consideraciones:

1. Cada segmento resiste una parte proporcional de la carga cuando ésta es concéntrica.
2. La rotación causada por el momento torsional de la carga excéntrica se considera alrededor del centroide de la configuración de las soldaduras.
3. La carga en cada segmento de la soldadura, causada por el momento torsional se considera que es proporcional a la distancia al centroide y su dirección perpendicular a la distancia radial a ese centroide.
4. Las componentes de las fuerzas debidas a las cargas directas y a la torsión son combinadas vectorialmente.

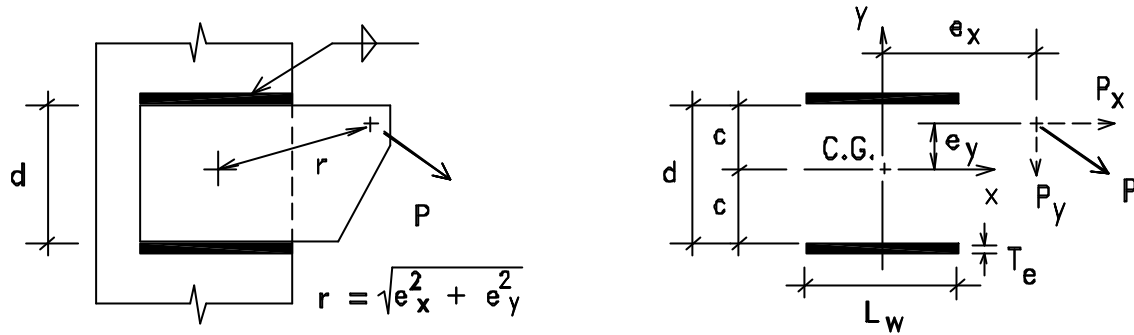


Fig. 5.32

$A = T_e L_s$ (L_s = longitud soldada)
 T = Momento torsional

$f' = P/A$, esfuerzo por corte directo
 $f'' = T.r/I_p$, esfuerzo por el momento

Las dos componentes son: $f'_x = P_x/A$ y $f'_y = P_y/A$

Asimismo: En el punto (x,y) $f''_x = (P_x.e_y + P_y.e_x).y/I_p$
 $f''_y = (P_x.e_y + P_y.e_x).x/I_p$;

donde I_p se denomina Momento polar, y está dado para los cordones:

$$I_p = I_x + I_y = I_p = T_e / 6 [L_w (T_e)^2 + 12 L_w (c)^2 + L_w^3]$$

como T_e es pequeño en comparación con los otros valores se puede despreciar el primer término dentro del corchete en la anterior expresión:

$$I_p = T_e / 6 [12 L_w (c)^2 + L_w^3]$$

En la figura contigua con la nueva nomenclatura que se muestra y haciendo $T_e = 1$, para determinar la fuerza en cada unidad de longitud de los cordones la anterior expresión es:

$$I_p = 1 / 6 [12 b(d/2)^2 + b^3]$$

$$I_p = b / 6 (3d^2 + b^2)$$

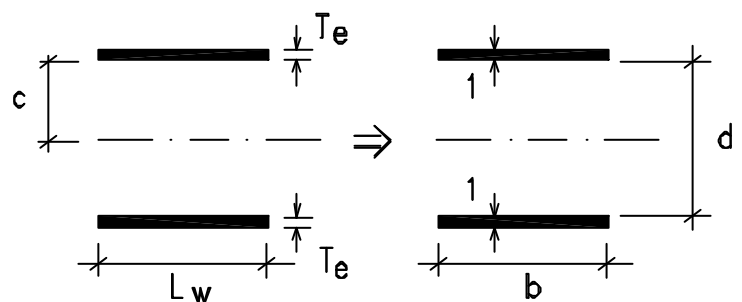


Fig. 5.33

■ EJEMPLO 5.4

Calcule la máxima carga que se produce en la soldadura del braqueto. Considere que la plancha es lo suficiente gruesa que no constituya una posibilidad de estado límite.

SOLUCION

Los máximos esfuerzos ocurrirán en los puntos A y B

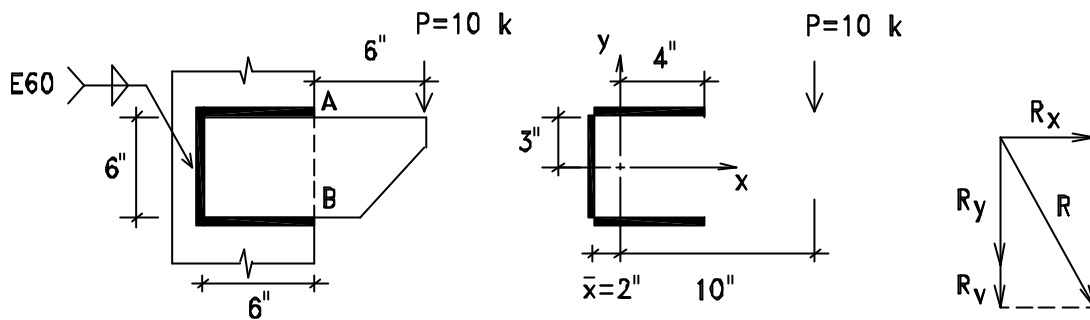


Fig. 5.34

$$\bar{x} = \frac{2 * 6 * 3}{2 * 6 + 6} = 2$$

a) Ubicación del centroide:

b) Cálculo del Momento de inercia polar:

$$I_p = I_x + I_y = (6)^3/12 + 2(6*3^2) + 2((6)^3/12) + 2(6(1)^2 + 6(2)^2) = 198 \text{ in}^3.$$

$$R_v = P/L_s = 10/18 = 0.56 \text{ k/in.}$$

$$R_x = P.e.y/I_p = 10*10*3/198 = 1.56 \text{ k/in}$$

$$R_y = P.e.x/I_p = 10*10*4/198 = 2.02 \text{ k/in}$$

$$R = \sqrt{1.56^2 + (0.56 + 2.02)^2} = 3.045 \text{ k/in}$$

■ EJEMPLO 5.5

En el Ejemplo anterior determine el tamaño de la soldadura de filete w_s aceptando que se van a emplear electrodos E60XX y la plancha es de acero A36. La cargas de servicio son: Carga muerta = 2 kips y Carga viva = 8 kips. Aplique las Especificaciones AISC-LRFD.

SOLUCION

- Carga factorizada: $P_u = 1.2*2 + 1.6*8 = 15.2 \text{ k}$
por lo tanto la fuerza en un segmento unitario de soldadura:
 $R_u = 3.045(15.2/10) = 4.58 \text{ k/in.}$
- La resistencia de diseño de la soldadura:
 $R_{nw} = 0.75 w_s (0.707) (0.6F_{exx}) = 19.1 w_s$ y
 $R_{nw} = 0.75 w_s (0.6*58) = 26.1 w_s$
- Por lo tanto el tamaño de la soldadura de filete: $w_s = 4.58/19.1 = 0.24 \text{ in}$
Se emplea: $w_s = 1/4"$

Capítulo 6

Miembros en Compresión Axial

6.1 GENERALIDADES

En el Capítulo 3 se trató el tema de los miembros en Tracción Axial, en donde se apreció que dichos miembros soportaban las cargas sin problemas de pandeos (falta de estabilidad interna), y con una preocupación sólo secundaria por su longitud o la forma de su sección transversal.

En este Capítulo se estudiarán los Miembros en Compresión Axial en los cuales la resistencia a las cargas aplicadas depende, entre otras cosas, de la longitud efectiva del miembro así como de la forma de su sección transversal. La longitud efectiva, depende, a su vez, de los tipos de conexiones y del desplazamiento relativo de sus nudos.

Los miembros en compresión pueden sufrir pandeos. Al crecer la carga axial de compresión aplicada, alguno de los pandeos se presenta cuando se alcanza una carga crítica, denominada Carga de Pandeo, y se debe a:

- a) Excesiva flexión alrededor de uno de los ejes de su sección transversal, llamado eje crítico; a este pandeo se le conoce con el nombre de Pandeo flexional (o pandeo de Euler) o,
- b) Rotación alrededor del centro de corte de su sección transversal; a este pandeo se le denomina Pandeo torsional, o,
- c) Excesiva flexión combinada con rotación; denominado Pandeo flexo-torsional o,
- d) Pandeo local de los elementos (placas) componentes de la sección transversal; las deformaciones excesivas de éstos pueden ser la causa de la pérdida de la resistencia de los miembros en compresión.

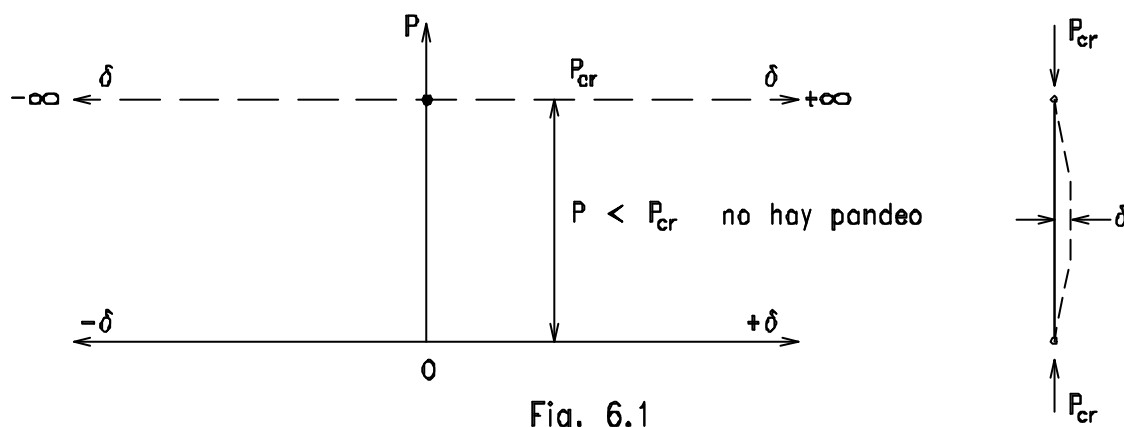
Luego de un pandeo global del miembro en compresión, se observará que han ocurrido pandeos locales a lo largo del miembro, por lo que se cree que el pandeo local siempre acompaña al pandeo global.

Influyen, también, en el comportamiento del miembro en compresión axial, los esfuerzos residuales, el punto de fluencia del material y la rectitud inicial del miembro.

En este texto se tratará en primer lugar, el Pandeo flexional que es el más conocido y luego, de acuerdo a la sección transversal y el espesor de sus componentes, se estudiarán las otras formas de pandeo.

6.2 EXPLICACION DEL FENOMENO DE PANDEO

Se define como fenómeno del Pandeo aquella situación que se produce en un elemento prismático cuando la carga actuante P de compresión alcanza un valor crítico P_{cr} (carga crítica de pandeo), causando una deformación lateral de magnitud indeterminada. En la Fig. 6.1 se muestra, en un dominio P vs. δ este fenómeno.



6.2.1 Idealización matemática de una columna con rectitud inicial

Con el objeto de explicar el pandeo flexional se usará un modelo de columna que consiste de dos barras rígidas con tres rótulas, la rótula del centro tiene un resorte en espiral que concentra toda la rigidez flexionante del modelo:

Al producirse el pandeo, en la rótula central se tiene un giro igual a θ . El momento interno será: $M_i = k\theta = 4k \cdot d/L$,

el momento externo será: $M_e = P \cdot d$;

igualando los momentos $M_i = M_e$ se obtiene:

$$P \cdot d = 4k \cdot d / L$$

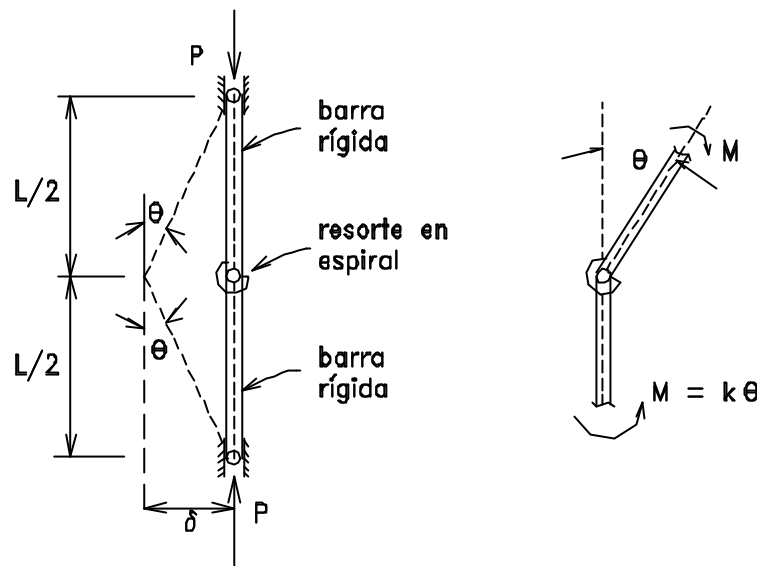


Fig. 6.2

De esa expresión se puede deducir lo siguiente: (Ver también Fig. 6.1)

- Cuando $d = 0$, P permanece indeterminado, esto quiere decir que cualquier valor de P cumple.
- Cuando $d \neq 0$, ocurre el pandeo y P toma un valor único que se denomina Carga crítica: $P_{cr} = 4k/L$

6.2.2 Idealización matemática de una columna sin rectitud inicial

En realidad las columnas tienen imperfecciones, una de ellas es la falta de rectitud, d_o , a la que corresponde un ángulo θ_o . Ver Fig. 6.3.

Procediendo como en el caso anterior, calculando M_e y M_i e igualándolos se tiene:

$$P(d - d_o) = 2(\theta - \theta_o)k;$$

siendo

$$\theta_o = \frac{2d_o}{L} \text{ y } \theta = \frac{2d}{L};$$

$$P = \frac{(d - d_o)4k}{L} = (d - d_o)P_{cr}$$

finalmente:

$$d = d_o \frac{1}{(1 - P / P_{cr})}$$

En la expresión anterior se observa que d , en cualquier instante de la aplicación de la carga, es el valor inicial d_0 multiplicado por un Factor de Amplificación.

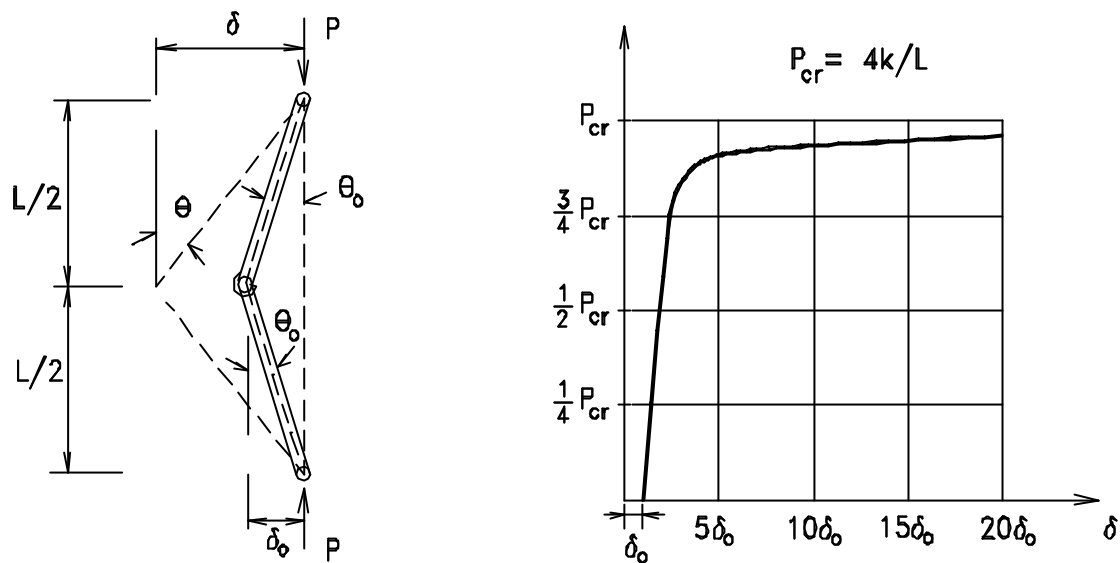


Fig. 6.3

En la figura 6.3 se muestra que el incremento de la carga se realiza con una deformación lateral creciente desde el comienzo, siendo cada vez más acelerado conforme se acerca a P_{cr} . En este caso nunca se llega a P_{cr} .

6.3 PANDEO FLEXIONAL ELASTICO

La teoría del pandeo elástico flexional fue inicialmente planteada correctamente por L. Euler en 1744. Se denomina pandeo elástico porque, en el instante del pandeo, los esfuerzos en la sección se encuentran en el rango elástico.

Una columna ideal se muestra en la figura con sus dos extremos articulados y sujeta a una carga axial. Esta columna, a diferencia de los modelos tratados anteriormente, no tiene su rigidez de flexión concentrada en una rótula central sino repartida a lo largo de la misma, por lo tanto el estudio se puede realizar haciendo uso del análisis diferencial como sigue:

$$M_x = -EI \frac{d^2 y}{dx^2};$$

$$M_x = P \cdot y;$$

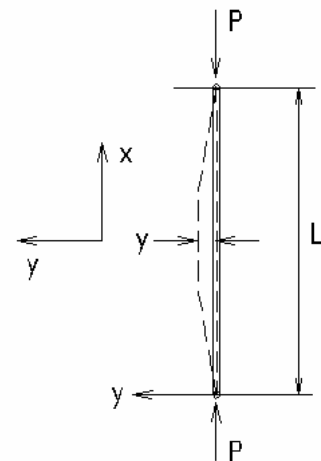


Fig. 6.4

igualando y acomodando los términos se tiene la ecuación diferencial:

$$EI \frac{d^2 y}{dx^2} + P \cdot y = 0$$

cuya solución es:

$$y = A \cdot \sin \sqrt{P/EI} \cdot x + B \cdot \cos \sqrt{P/EI} \cdot x$$

De las condiciones de extremos: $x = 0$, $y = 0$, resulta: $B = 0$, con lo que la ecuación anterior se reduce a:

$$y = A \cdot \sin \sqrt{P/EI} \cdot x$$

Para satisfacer $y = 0$ cuando $x = L$ se debe cumplir $\sqrt{P/EI} \cdot L = n\pi$, de donde:

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

tomando n , el valor entero, como 1, se tiene para el menor valor posible de P :

$$P_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{L^2} \quad \dots\dots\dots (a)$$

Este valor característico P_{cr} se conoce como la Carga crítica de Pandeo Elástico o Carga de Euler. Se observa que por estar dentro del rango elástico del material, el punto de fluencia del acero, F_y , no tiene relación con P_{cr} , y sí tienen mucha importancia, la rigidez flexionante de la columna y por consiguiente, la longitud de la misma.

Si en la ecuación (a) se dividen ambos miembros por A y se introduce la expresión $I = A \cdot r^2$, se tiene:

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

donde

F_{cr} esfuerzo unitario de pandeo elástico

r radio de giro

L/r relación de esbeltez

La longitud de pandeo de la columna no es la distancia entre sus extremos (sólo ocurre en las columnas con extremos articulados) si no que depende de la libertad de giro de sus nudos y del desplazamiento entre los mismos, por lo que es necesario introducir, entonces, el concepto de la longitud efectiva = KL , donde K es el factor de longitud que permite definir la llamada onda de pandeo, que viene a ser la distancia entre los puntos de inflexión de la curva de pandeo que adopta la columna. Por lo tanto una mejor expresión de F_{cr} es:

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

6.4 PANDEO INELASTICO

Mientras que el esfuerzo crítico F_{cr} no exceda el límite de proporcionalidad F_p , lo anterior es válido. Sin embargo en la curva esfuerzo-deformación del acero, con esfuerzos residuales en su sección, se aprecia que cuando el esfuerzo aplicado excede F_p , ya no es válido el valor de E , mas bien E_t , denominado Módulo Tangente; por lo tanto la ecuación de Euler no es válida en este rango. Engesser, en 1889, determinó que la ecuación de Euler podía ser modificada para este rango, usando el Módulo Tangente E_t , en vez del Módulo Elástico E y así se tiene la expresión:

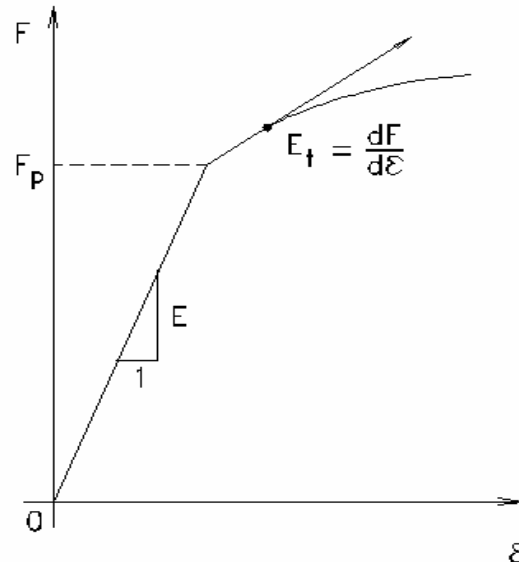


Fig. 6.5

$$F_{cr} = p^2 E_t / (KL/r)^2$$

Sin embargo, Jasinski, en 1895, pone una objeción y hace notar que cuando se inicia el pandeo, se genera tracción en el lado convexo de la sección que disminuye el esfuerzo y gobierna en ese lado el módulo E , a diferencia de la zona cóncava en que debe considerarse E_t . Ver Fig. 6.6.

Engesser se retracta de su teoría del Módulo Tangente y desarrolla la llamada Teoría del Módulo Reducido que es similar a la anterior pero que toma en cuenta los diferentes módulos E y E_t e involucra también la forma de la sección. Esta teoría conduce a la expresión:

$$F_{cr} = \frac{p^2 E_r}{(KL/r)^2}$$

donde E_r es el módulo reducido que tiene un valor:

$$E_t < E_r < E.$$

A pesar que esta teoría es lógica, los resultados de pruebas cuidadosamente efectuadas daban valores que se acercaban más a los estimados por la Teoría del Módulo Tangente.

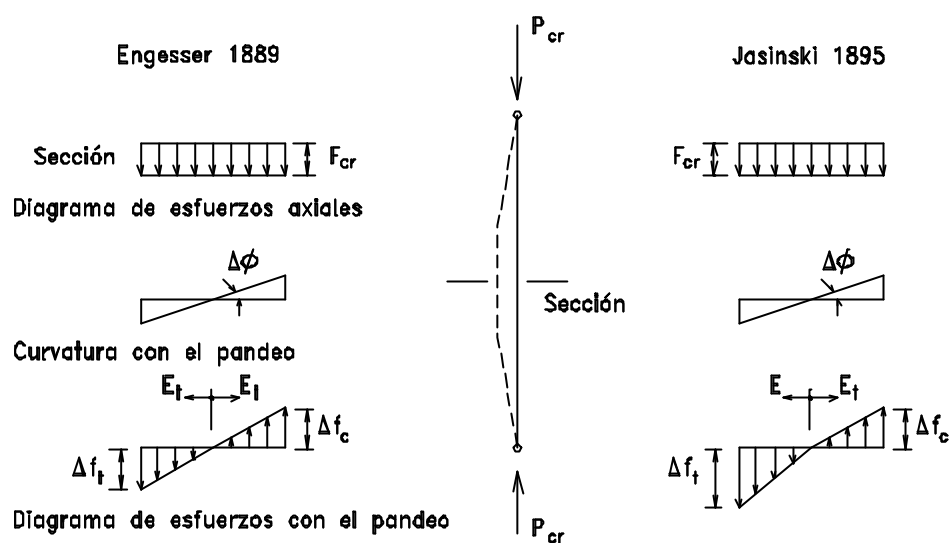


Fig. 6.6

Esta incongruencia fue dilucidada por Shanley en 1948, quien experimentando con pequeñas columnas de aluminio y mediante el uso de un modelo matemático adecuado explicó lo que realmente sucedía: la deflexión lateral del pandeo empieza muy cerca del valor de la carga crítica predicha por la Teoría de Módulo Tangente, pero era necesario introducir una pequeña carga adicional para llegar a la falla de pandeo, sin que se alcance el valor de la carga de la Teoría del Módulo Reducido. De esta forma se abandona la idea que, luego de la deflexión inicial, ya no se podía tener carga mayor, por el pandeo súbito. En otras palabras, la carga de pandeo del Módulo Tangente era el límite inferior, mientras que la carga de pandeo de la teoría del Módulo Reducido era el límite superior.

Como es más práctico y conservador determinar la carga por la Teoría del Módulo Tangente, el CRC (Column Research Council, ahora conocido por Structural Stability Research Council, SSRC) adoptó esta última y este mismo criterio es también la base de la fórmula del AISC.

6.5 INFLUENCIA DE LOS ESFUERZOS RESIDUALES

Los esfuerzos residuales son originados por el proceso de fabricación y permanecen en el interior de la sección de la columna cuando ésta es ya un producto terminado. La influencia de los esfuerzos residuales es de mucha importancia sobretodo en columnas relativamente cortas donde se espera esfuerzos altos, relativamente cercanos al Punto de Fluencia, pero que al combinarse con los esfuerzos residuales determinan que las columnas trabajen en el rango inelástico.

En la siguiente figura se pueden observar distribuciones típicas de esfuerzos residuales encontrados en perfiles laminados en caliente y en perfiles soldados, indicándose además los valores máximos.

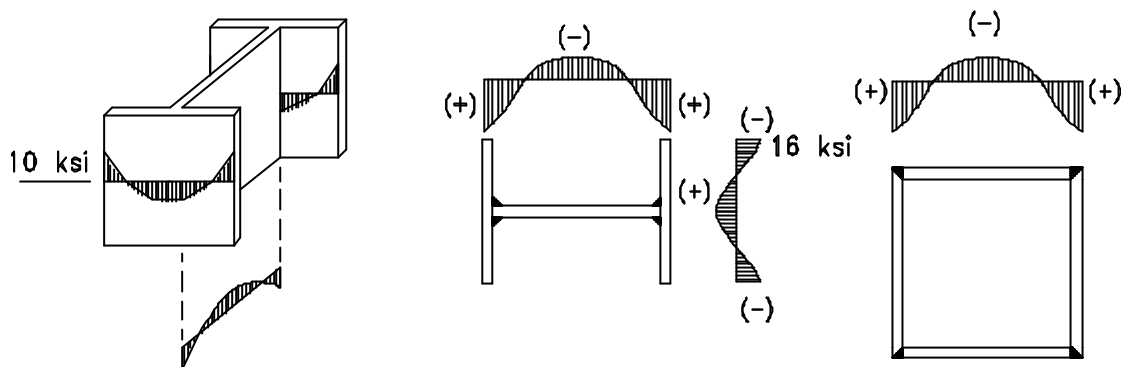


Fig. 6.7

Ciertamente que cuando se aplican cargas, algunas fibras llegarán a los esfuerzos de fluencia más rápido que otras, con la consiguiente pérdida de rigidez de la sección. Si se sigue el comportamiento de un espécimen real en compresión, como se ve en la Fig. 6.8, se nota que entre los puntos A y 2 se difiere grandemente del comportamiento de un espécimen aliviado de esfuerzos residuales.

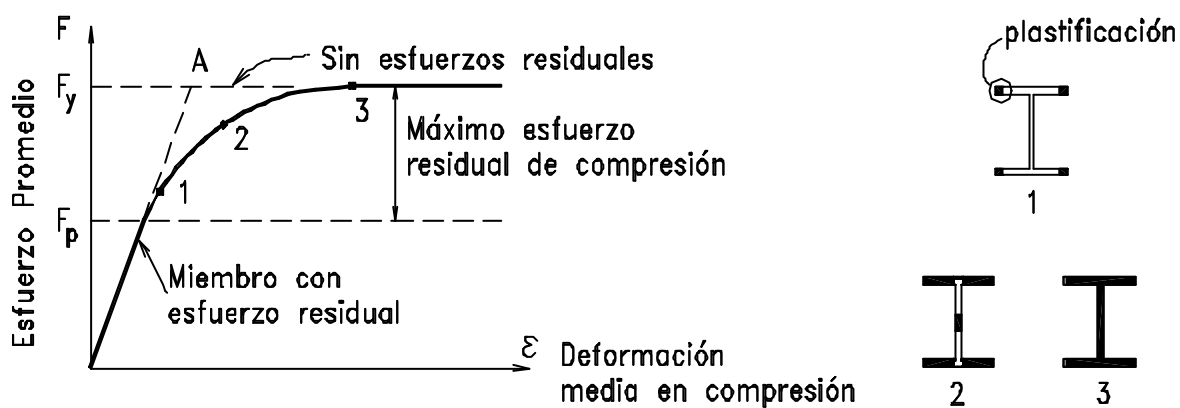


Fig. 6.8

6.5.1 Curvas del Comportamiento de Columnas que incluyen Esfuerzos Residuales

Los investigadores Beedle, Huber y Tall propusieron un tratamiento para establecer las llamadas **Curvas de Resistencia de Columnas** que proporcionan el **esfuerzo crítico de pandeo** de los miembros en compresión axial vs. la **relación de esbeltez**, en los rangos de pandeo elástico e inelástico. Es ésta una forma práctica de resolver el problema, como se ve en la Fig. 6.9 (c).

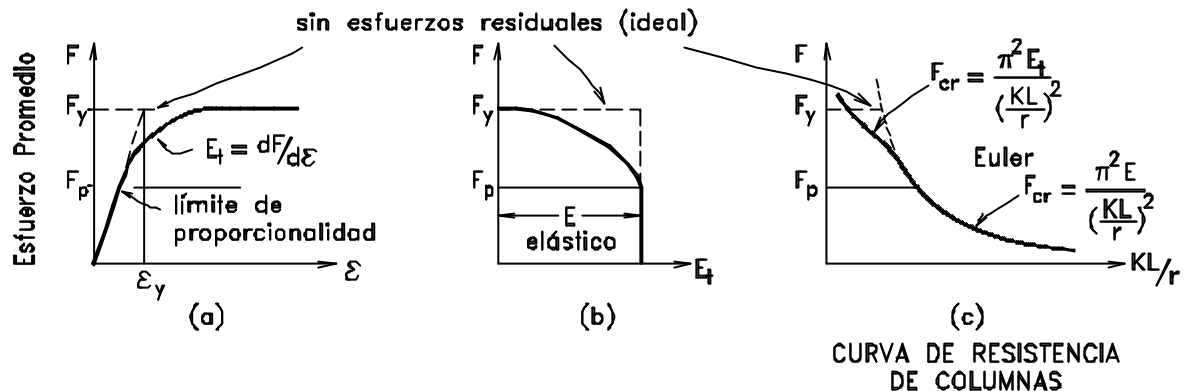


Fig. 6.9

En las Fig. 6.9 anteriores se puede ver cómo varían las propiedades de un espécimen de acero en compresión. Es posible establecer la curva (c) para dicho elemento.

Para la sección de una columna, se conoce que las fibras exteriores de las alas llegan primero a F_y como se ve en la figura contigua. Cuando la fibra llega a F_y pierde su rigidez y la sección tiene entonces, zonas elásticas y plastificadas, o sea, zonas de Momento de Inercia efectivo capaces de dar resistencia flexional al pandeo, y otras zonas que no ofrecen dicha colaboración.

Una expresión a que se llega es la siguiente:

$$P_{cr} = F_{cr} * A_g = \frac{p^2 E (I_e/I)}{(KL/r)^2} * A_g$$

donde

I_e es el momento de inercia efectivo

A_g es el área total de la sección.

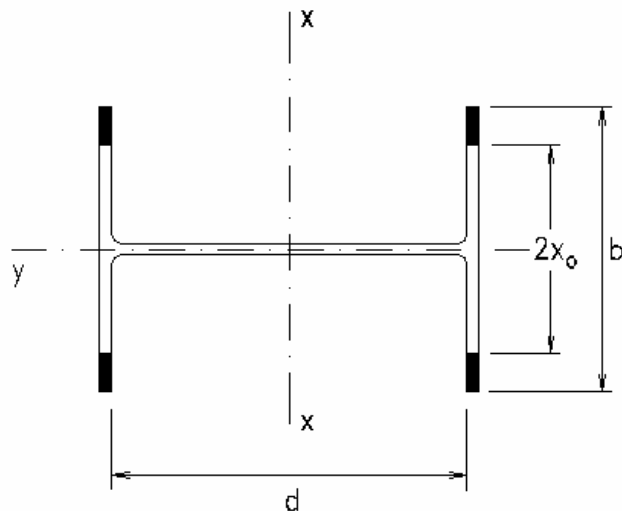


Fig. 6.10

Considerando el caso de pandeo alrededor del Eje **Y** con una distribución de esfuerzos residuales idealizada como se da en la figura 6.11 se tiene la siguiente expresión:

$$F_{cr} = \frac{p^2 E (I_e/I)}{(KL/r)^2}$$

De la Fig. 6.10:

$$I_e/I = \frac{2 (1/12) (2x_0)^3 t}{2 (1/12) b^3 t}$$

$$I_e/I = 8 (x_0/b)^3$$

$$F_{cr} = \frac{8 p^2 E (x_0/b)^3}{(KL/r)^2} \quad (a)$$

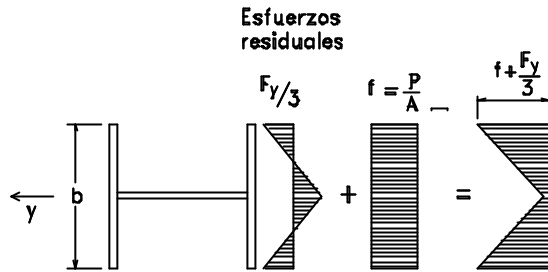


Fig. 6.11

P_{cr} , en el estado elastoplástico puede expresarse:

$$P_{cr} = 2 [f.b.t - 2(1/2) (f - 2/3 F_y) (1/2 - x_0/b) b.t] \quad (\beta)$$

De una relación entre triángulos con trazos discontinuos en la Fig. 6.12:

$$\frac{f - 2 F_y/3}{(1/2 - x_0/b) b} = \frac{2 F_y/3}{b/2}$$

y resolviendo para f:

$$f = (1 - x_0/b) 4 F_y/3,$$

que introducido en P_{cr} da:

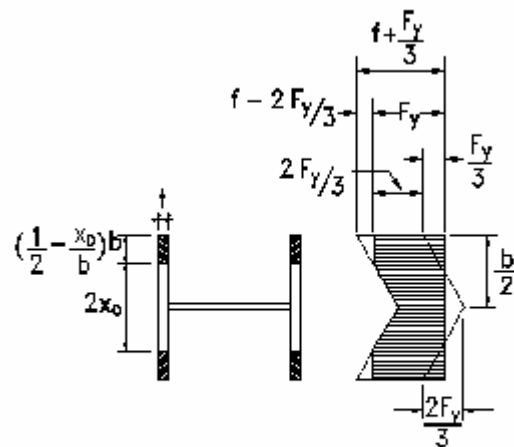


Fig. 6.12

$P_{cr} = A_g F_y (1 - 4/3 (x_0/b)^2)$ y así:

$$F_{cr} = P_{cr}/A_g = F_y (1 - 4/3 (x_0/b)^2) \dots\dots (g)$$

Combinando β con g , para el acero A36, se pueden obtener los valores y el gráfico siguientes, aceptando que los esfuerzos residuales mayores son $1/3 F_y$, y varían triangularmente:

x_0/b	F_{cr}	KL/r
0.50	24 ksi	109.2
0.45	26.3	89.0
0.40	28.3	72.0
0.35	30.2	57.0
0.30	31.7	44.1
0.25	33.0	32.9
0.20	34.1	23.2
0.10	35.5	8.0

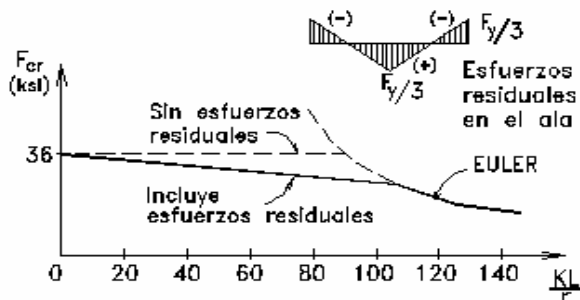


Fig. 6.13

La curva de la Fig. 6.13 es la base para las llamadas Curvas de Resistencia de Columnas, donde se pretende establecer la resistencia de un miembro en compresión tomando en cuenta los esfuerzos residuales. Los resultados experimentales concuerdan con ellos.

En forma similar puede establecerse la Curva de Resistencia de Columnas cuando el pandeo ocurre alrededor del eje x, pero este tema no se desarrollará en este texto.

6.5.2 Curvas de Resistencia de Columnas: (SSRC)

En la figura contigua se muestra la curva propuesta por el Consejo de Investigación de Estabilidad Estructural (SSRC) y que es una parábola basada en la curva de resistencia de columnas cuya obtención se trató anteriormente.

Esta curva típica es aplicable para todos los aceros en el rango inelástico, es decir donde los esfuerzos residuales se hacen sentir. Es una curva de compromiso entre las curvas de resistencia en cada uno de los ejes principales de perfiles. Note que se introduce un parámetro l_c , en vez de KL/r , que es denominado Función de Esbeltez y que se define como:

$$l_c^2 = F_y / F_{cr(Euler)} = \frac{F_y}{\frac{\pi^2 E}{(KL/r)^2}}$$

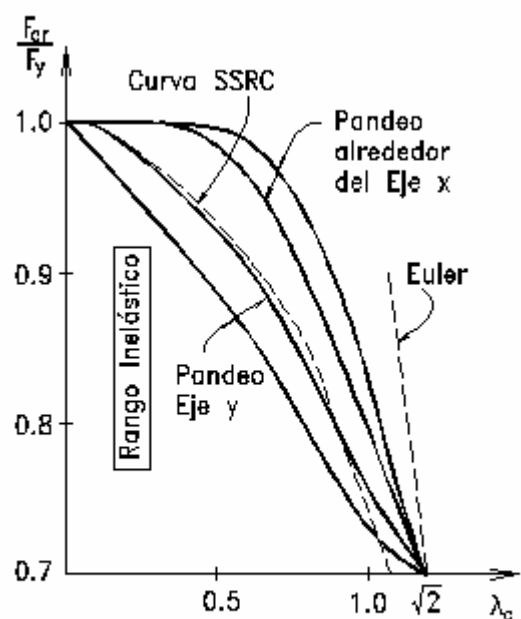


Fig. 6.14

Por lo tanto:

$$l_c = \frac{KL}{r} \sqrt{F_y / p^2 E}$$

entonces, la parábola propuesta por SSRC en términos de l_c se convierte en:

$$F_{cr}/F_y = 1 - l_c^2/4 \quad \text{para } l_c \leq \sqrt{2}.$$

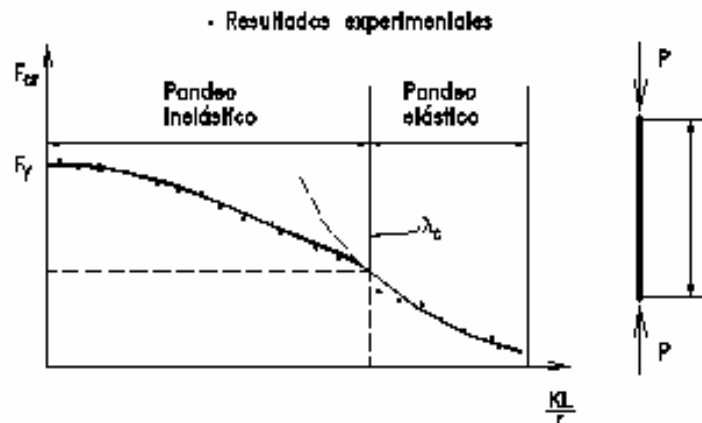
Se advierte que cuando:

$$l_c = \sqrt{2} \quad \text{la parábola y la hipérbola de Euler coinciden.}$$

Para valores de $l_c > \sqrt{2}$ vale la fórmula de Euler.

6.6 ESPECIFICACIONES AISC-LRFD

La ecuación parabólica propuesta por el SSRC provee una aproximación razonable para una Curva de Resistencia de Columnas con una transición entre el pandeo inelástico y elástico de las columnas, como se aprecia en la figura 6.15. La curva planteada coincide bastante bien con una banda de resultados experimentales cuyos puntos se muestran. Para el Pandeo Elástico es aplicable la Fórmula de Euler.



En este caso se muestra la Curva de Resistencia F_{cr} vs. KL/r ya que siempre es posible establecer una relación entre KL/r y l_c .

El Comité AISC de Columnas acostumbraba a recomendar, en sus Especificaciones ASD, una

curva parabólica para el Rango Inelástico de pandeo de las columnas y la hipérbola de Euler para el Rango Elástico. Usaba, asimismo, un factor de seguridad variable para los esfuerzos permisibles (desde 1.67 a 1.92).

En las nuevas fórmulas AISC-LRFD para las columnas cargadas axialmente y que pandean en el rango inelástico, se prefiere usar una **expresión de una regresión estadística** como se aprecia en E2-2 que se ajusta a las curvas de resistencia de columnas.

En el rango elástico se sigue usando la fórmula de Euler, pero con una disminución de los valores que se espera alcanzar con dicha fórmula, para considerar que la falta de rectitud (1/1500) de las columnas esbeltas va a disminuir la resistencia de las mismas.

6.7 FORMULAS DEL AISC-LRFD PARA COLUMNAS CARGADAS AXIALMENTE

El requerimiento de resistencia de una columna cargada axialmente, de acuerdo a lo indicado por **LRFD-E2** puede declararse como sigue:

$$f_c P_n \geq P_u$$

donde

$$f_c = 0.85$$

$$P_n \text{ resistencia nominal} = A_g \cdot F_{cr}$$

$$P_u \text{ Carga factorizada}$$

$$F_{cr} \text{ Esfuerzo crítico de pandeo, dado como sigue:}$$

$$\text{a) Cuando } \lambda_c \leq 1.5 \text{ } F_{cr} = (0.658^{\lambda_c^2}) F_y \text{ E2-2}$$

$$\text{b) Cuando } \lambda_c > 1.5 \text{ } F_{cr} = \frac{(0.877)}{\lambda_c^2} F_y \text{ E2-3}$$

$$\lambda_c = Kl/r \cdot \sqrt{F_y/p^2 E} = \sqrt{F_y/F_e}$$

Sin embargo, el **Apéndice E** del reglamento AISC-LRFD introduce un factor de reducción Q para considerar el caso en que haya espesores delgados en los elementos de la sección, (cuando las relaciones ancho-espesor de las placas constituyentes de la sección son grandes).

Este factor sirve para controlar el pandeo local de los elementos de la sección de columna que pandea en el rango inelástico.

Q puede ser igual a 1 cuando las placas son gruesas, pero puede ser menor que 1, cuando las placas son delgadas, por lo que, Q, se introduce en las expresiones anteriores así:

a) Cuando $l_c \sqrt{Q} \leq 1.5$ $F_{cr} = (0.658^{Q/r^2}) Q F_y$ A-E2-1

b) Cuando $l_c \sqrt{Q} > 1.5$ $F_{cr} = \frac{(0.877)}{l_c^2} F_y$ A-E2-3

Se observa que, para el caso de pandeo elástico no hay influencia del grosor de las placas de la sección (mediante Q) ya que el esfuerzo a que ocurre el pandeo elástico es pequeño y puede asegurarse que, antes de ocurrir el pandeo local de los elementos de la sección, ocurrirá el pandeo elástico global. Posteriormente se tratará del factor Q y el pandeo local.

Los diseñadores se han acostumbrado a emplear tablas que dan los esfuerzos críticos para cargas de compresión axial a partir de Kl/r en vez de l_c 12. **Con las nuevas fórmulas AISC-LRFD, esto no es difícil por la relación directa que hay entre ambos valores. En el Apéndice de este texto se proporciona una Tabla para Acero con $F_y = 2530 \text{ kg/cm}^2$, con el objeto de facilitar el uso de las fórmulas del esfuerzo crítico. Asimismo se proporcionan Tablas para columnas formadas de Perfiles Soldados, para la selección directa de perfiles; parte de una se reproduce en esta página.**

PARA MIEMBROS EN COMPRESION

ACERO $F_y = 2530 \text{ kg/cm}^2$
($\phi_c = 0.85$)

m ²	$\frac{Kl}{r}$	$\phi_c F_{cr}$		$\frac{Kl}{r}$	$\phi_c F_{cr}$	
		ksi	t/cm ²		ksi	t/cm ²
53	121	14.16	1.00	161	8.23	0.58
51	122	13.98	0.98	162	8.13	0.57
50	123	13.80	0.97	163	8.03	0.57
49	124	13.62	0.96	164	7.93	0.56
47	125	13.44	0.95	165	7.84	0.55
46	126	13.27	0.93	166	7.74	0.55
45	127	13.09	0.92	167	7.65	0.54

TABLA DE RESISTENCIA DE DISEÑO DE CARGA AXIAL EN TONELADAS ($\phi_c = 0.85$) $F_y = 2530 \text{ kg/cm}^2$

DESIGNACION		CS200			
		41	42	47	!
o menor r_y	510	62	67	68	82
	540	58	62	62	77
	570	54	58	55	72
	600	50	54	48	67
	630	46	50	43	63
	660	42	46	41	58
	690	39	42	39	53
	720	36	39	37	48
	750	33	36	35	45
	780	30	32	33	41

EJEMPLO 6.1

Determinar fP_n de la columna mostrada $\leq P_u$

SOLUCION

$$fP_n = 0.85 A_g F_{cr}$$

El eje débil de la columna controla

$$L/r_y = 610/4.99 = 122$$

$$l_c = L/r \sqrt{F_y/E} = 122 / \sqrt{2530/2100000}$$

$$l_c = 1.34 < 1.5$$

$$fF_{cr} = 0.85 * 0.658^{1.34^2} * 2.53 = 0.985 \text{ t/cm}^2$$

$$fP_n = 53.1 * 0.985 = 52.30 \text{ t}$$

Por seguridad, la carga aplicada P_u será menor que fP_n .

Se puede usar la Tabla de $f_c F_{cr}$ (Ver Pag. 6.14) en donde, para $Kl/r_y = 122$, se encuentra:

$$f_c F_{cr} = 0.985 \text{ t/cm}^2 \text{ y entonces:}$$

$$fP_n = 53.1 * 0.985 = 52.303 \text{ t}$$

O de la Tabla de Cargas axiales para columnas (Ver Pag. 6.14):

Con $L_y = 610 \text{ cm}$, se interpola $f_c P_n = 53 \text{ t}$.

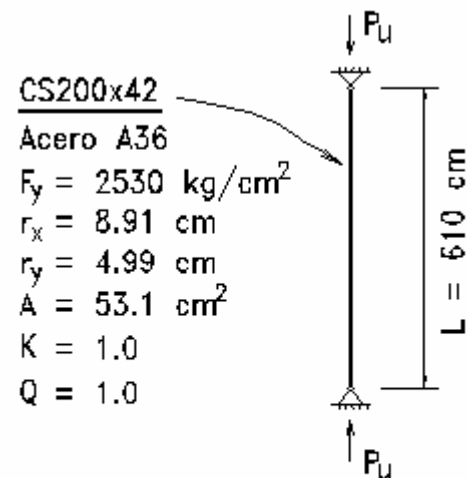


Fig. 6.17

6.8 PANDEO FLEXO-TORSIONAL

Cuando un miembro está sujeto a compresión axial puede pandear en tres formas diferentes: pandeo flexional alrededor de alguno de sus ejes principales, pandeo torsional, o pandeo flexo-torsional, como se indicó en la Pag. 6 - 1.

Esto se ilustra en las figuras siguientes:

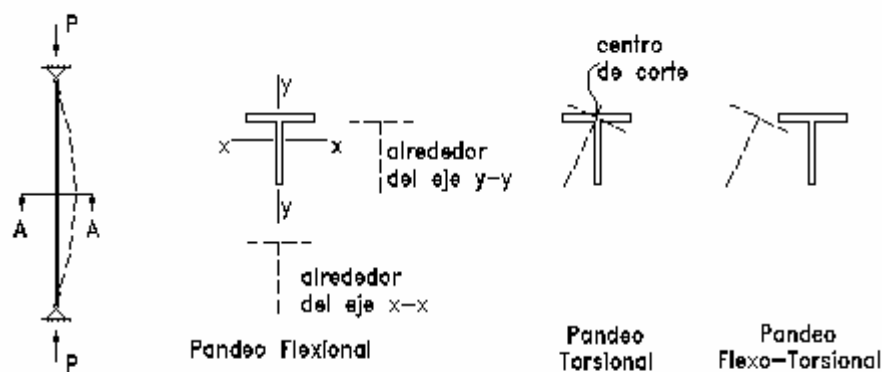


Fig. 6.18

Para secciones con doble simetría tales como secciones W, I, CS, CVS, sólo pueden tener pandeos flexionales (llamados pandeos de Euler) o pandeos torsionales. Si los apoyos extremos o cualquier soporte lateral intermedio impiden la rotación transversal de dichas secciones, entonces el pandeo flexional controlará. Esta es la razón por la que las Especificaciones AISC-LRFD dan fórmulas del tipo de Euler.

Sin embargo, es prudente advertir, que si se usan arrostramientos, tales como varillas de arriostre, como se muestra en la figura, para disminuir la longitud de pandeo alrededor del eje Y, tal arriostre no evita la rotación de la sección que pretende arriostrear y la longitud de pandeo en torsión será más larga que la longitud de pandeo flexional por lo que el pandeo torsional controlará. En esta situación se debe evitar tan precario arrostramiento.

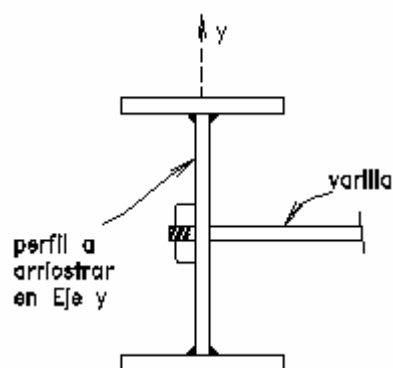


Fig. 6.19

6.8 PANDEO FLEXO-TORSIONAL

porque el pandeo torsional es complicado. Se deben usar, mas bien, perfiles como arrostros, para evitar el movimiento lateral y la rotación de la sección que se pretende arrostro. En estos casos se pueden usar fórmulas tipo Euler para secciones de doble simetría.

Para secciones unisimétricas tales como ángulos de lados iguales, ángulos dobles, canales y perfiles T, los cuales son muy empleados como miembros de armaduras o como arrostros, se espera que ocurra pandeo flexional alrededor del eje x (eje z en ángulos) o pandeo flexo-torsional alrededor del eje y (eje w en ángulos).

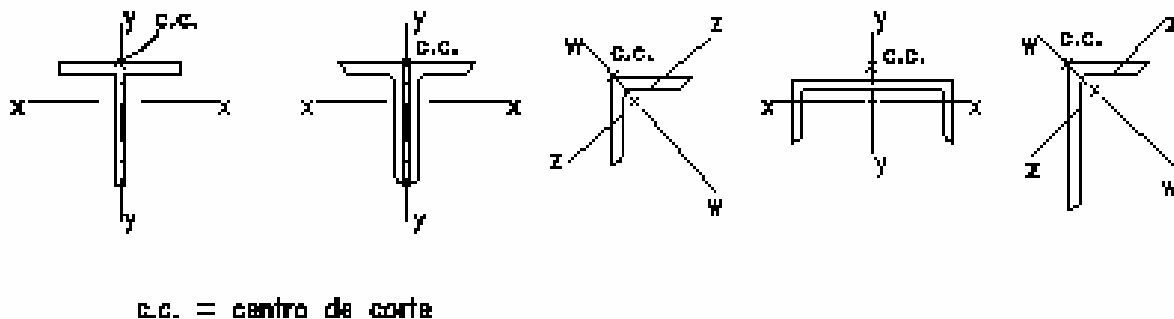


Fig. 6.20

Para secciones que no tienen ningún eje de simetría, como ángulos de lados desiguales, sólo ocurrirá pandeo flexo-torsional.

En el Apéndice E de las Especificaciones AISC-LRFD se dan fórmulas de pandeo torsional o el pandeo flexo-torsional para estos casos. Sin embargo, se hace notar que, para la mayoría de los perfiles laminados de pared gruesa, el pandeo flexional es el que controla la carga axial aplicable. Antes de transcribir las fórmulas de pandeo flexo-torsional, es necesario conocer la ubicación del centro de corte, que es el punto alrededor del cual la sección rota. Se presenta la figura 6.20 donde se da la ubicación de los centros de corte de algunos perfiles. Para una mayor información sobre centros de corte, así como para la derivación de las expresiones de las cargas críticas de pandeo flexo-torsional o torsional, se recomienda consultar Ref. 11. En este texto se da por conocido lo anterior.

6.8.1 Especificaciones AISC-LRFD para Pandeo Flexo-torsional

" La resistencia de diseño de un miembro en compresión axial determinada por el estado límite del pandeo torsional o del pandeo flexo-torsional es $f_c P_n$, donde:

$$f_c = 0.85$$

P_n Resistencia nominal en compresión, kips (t) = $A_g F_{cr}$;

A_g Area total de la sección, in². (cm²)

$Q = 1.0$, para elementos de la sección que cumplen I_r (Sección B5.1)

$Q = Q_a Q_s$ para elementos que no cumplen I_r , y se determina de acuerdo al Apéndice B5.3.

a) Para $l_e \sqrt{Q} \leq 1.5$ $F_{cr} = (0.658^{Q I_e^2}) Q F_y$ **ksi (t/cm²) (A-E3-2)**

b) Para $l_e \sqrt{Q} > 1.5$ $F_{cr} = \frac{(0.877)}{I_e^2} F_y$ **ksi (t/cm²) (A-E3-3)**

donde $l_e = \sqrt{F_y / F_e}$ **$F_y = t/cm^2$**

1. Para secciones de doble simetría, el esfuerzo de pandeo torsional elástico:

$$F_e = \left[\frac{p^2 E C_w}{(K_z L)^2} + G J \right] \frac{1}{I_x + I_y} \quad \text{ksi (t/cm}^2\text{) (A-E3-5)}$$

2. Para secciones unisimétricas donde Y es el eje de simetría, el esfuerzo de pandeo flexo-torsional elástico:

$$F_e = \frac{F_{ey} + F_{ez}}{2H} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{4 F_{ey} F_{ez} H}{(F_{ey} + F_{ez})^2}} \right) \quad \text{ksi (t/cm}^2\text{) (A-E3-6)}$$

3. Para secciones no simétricas, el esfuerzo crítico de pandeo flexo-torsional elástico F_e es la menor raíz de la siguiente ecuación cúbica: (A-E3-7)

$$(F_e - F_{ex})(F_e - F_{ey})(F_e - F_{ez}) - F_e^2 (F_e - F_{ey})(x_o / \bar{r}_o)^2 - F_e^2 (F_e - F_{ex})(y_o / \bar{r}_o)^2 = 0$$

donde

K_z factor de longitud efectiva para el pandeo torsional

E módulo de elasticidad, ksi (t/cm²)

G módulo de corte, ksi (t/cm²)

C_w constante de alabeo, in⁶, (cm⁶)

6.8 PANDEO FLEXO-TORSIONAL

J constante torsional, in^4 (cm^4)
 I_x, I_y momentos de inercia alrededor de los ejes principales, in^4 (cm^4)
 x_o, y_o coordenadas del centro de corte con respecto al centroide, $\text{in}(\text{cm})$

$$\bar{r}_o^2 = x_o^2 + y_o^2 + (I_x + I_y) / A \quad H = 1 - (x_o^2 + y_o^2) / \bar{r}_o^2$$

$$F_{ex} = \frac{p^2 E}{(K_x L / r_x)^2} \quad F_{ey} = \frac{p^2 E}{(K_y L / r_y)^2} \quad F_{ez} = \left[\frac{p^2 E C_w}{(K_z L)^2} + G J \right] / (A \bar{r}_o^2)$$

donde

A área de la sección transversal de la sección. in^2 (cm^2)
 L longitud sin arriostrar, in (cm)
 K_x, K_y Factores de longitud efectiva en las direcciones x e y
 r_x, r_y radios de giro alrededor de los ejes x e y , in (cm)

Se observa que la Fórmula (A-E3-7) es la expresión general para deducir la fórmula de pandeo torsional o de pandeo flexional en los casos particular de secciones bisimétricas o unisimétricas, (cuando $x_o = 0$ e $y_o = 0$, en las secciones de doble simetría) o cuando se trata de secciones unisimétricas ($x_o = 0$). Luego, se harán Ejemplos explicativos (Ver pag 6 - 29).

Se estudiará, a continuación, el efecto de la Longitud Efectiva para miembros en compresión.

6.9 FACTOR DE LONGITUD EFECTIVA

Este factor toma en cuenta la longitud real de pandeo de la columna que está influenciada por el grado de restricción o desplazamientos de sus extremos.

En la deducción de la fórmula de Euler se consideró la condición idealizada de extremos articulados en el rango elástico, la cual origina una longitud de pandeo (l) igual a la longitud del miembro, es decir, el factor de longitud efectiva K es igual a la unidad. Si la condición de extremos fuera uno empotrado y el otro articulado, se tendría que (l) sería $0.7 (L)$, es decir,

$K = 0.7$

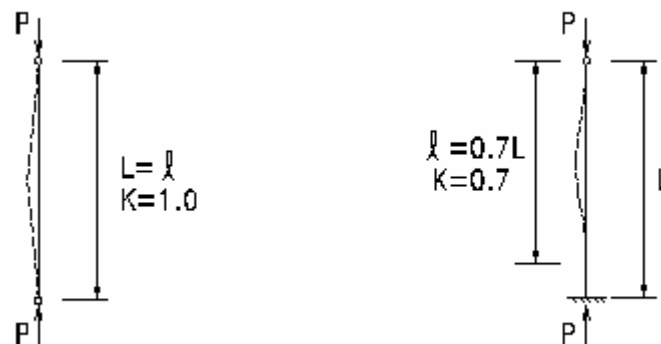


Fig. 6.21

6 - 20 DISEÑO ESTRUCTURAL EN ACERO

LUIS F. ZAPATA BAGLIETTO

Si la condición fuera para ambos empotrados, K sería 0.5; en cambio si el miembro tuviera un extremo libre y el otro completamente empotrado, $K = 2.0$.

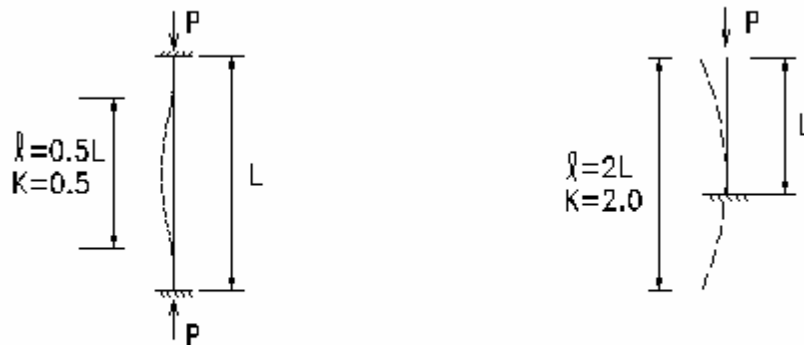


Fig. 6.22

En las figuras siguientes se dan los valores teóricos de K para seis condiciones idealizadas; se dan asimismo, los valores prácticos para el caso en que las condiciones se asemejen a las idealizadas.

La forma de pandeo se indica con línea punteada							
	Valor Teórico de K	0.5	0.7	1.0	1.0	2.0	2.0
	Valor recomendado K	0.65	0.8	1.2	1.0	2.1	2.0

Fig. 6.23

En lo anteriormente expuesto, la columna aparece como un elemento solitario con determinadas condiciones de extremos, las cuales permiten obtener una configuración de las formas de pandeo, pero se debe recordar que la columna es parte integrante de un todo estructural y por lo tanto su comportamiento está ligado al comportamiento del todo. Para aclarar esto veamos dos casos:

- Un pórtico en que sus extremos se pueden desplazar unos con respecto a otros, llamado pórtico con desplazamiento lateral, y

- b) Un pórtico sin desplazamiento lateral. En el primer caso, la estabilidad del conjunto dependerá enteramente de la rigidez flexionante de la viga, columnas y nudos; la longitud de pandeo de las columnas será mayor que la longitud real de las mismas, $K \geq 1.0$, mientras que en el segundo caso, debido al arriostramiento existente, que impide el desplazamiento lateral, la longitud será menor o igual a la longitud real, $K \leq 1.0$.

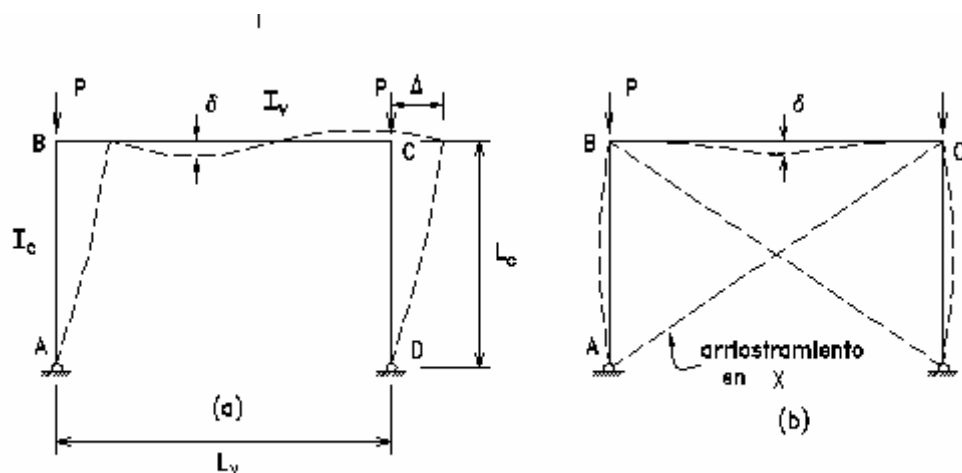


Fig. 6.24

Si se graficara P vs δ con los resultados provenientes de un ensayo para ambos pórticos, sería el que se muestra en la Fig. 6.25.

El hecho que el pórtico con desplazamiento acepte una carga menor, se debe al fenómeno de la inestabilidad asociada con el desplazamiento de los extremos de las columnas.

Si se tiene en ambos pórticos una viga muy rígida, entonces, en el caso a): $K = 2.0$ y en el caso b): $K = 0.7$; pero, frecuentemente, no se sabe con certeza, si el extremo de una columna es empotrado o articulado, de acuerdo a la rigidez de la viga. El método más empleado para estos casos es las Cartas de Alineamiento que el SSRC propuso en la década de los 50 y que se incluye en el Apéndice de esta publicación.

Con estos nomogramas se pueden obtener los valores K para cualquier tipo de restricción de extremos. Para ello es necesario conocer G_a y G_b de los extremos de las columnas.

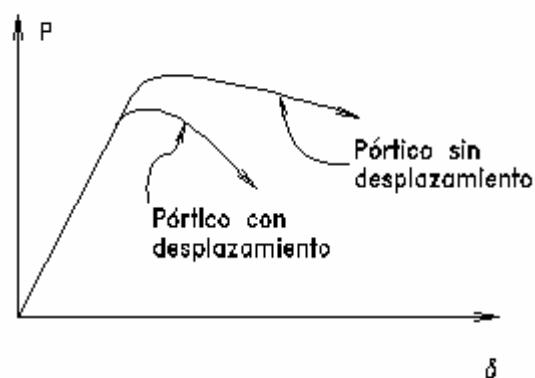


Fig. 6.25

$$G \text{ se define como } = \frac{\sum I_c / L_c}{\sum I_v / L_v}$$

que es una comparación de las rigideces flexionantes de los miembros que concurren en cada nudo.

Los subíndices se refieren a los nudos de los extremos de la columna en estudio, S indica que intervienen todos los miembros rígidamente conectados al nudo y que se encuentran en el mismo plano en el cual se investiga el comportamiento de la columna; I es el momento de inercia de la sección transversal de los elementos con respecto al eje perpendicular al plano donde puede ocurrir el pandeo; L es la longitud del miembro considerado; c y v denotan columna y viga, respectivamente.

Los nomogramas mencionados son la expresión facilitada de resultados obtenidos para la deformada aproximada de pandeo de columnas situadas en pórticos típicos con rotaciones de nudos conocidas que involucran expresiones matemáticas que no serán tratadas en este texto.

Para el extremo de una columna que no está rígidamente conectada a la cimentación, como es el caso de los llamados " apoyos articulados " se podría suponer un valor de $G = \infty$; sin embargo, para fines prácticos se puede tomar $G = 10$, a menos que dicho extremo se diseñe y se fabrique como una articulación sin fricción. Si el apoyo de la base de la columna está rígidamente empotrado a su base, el valor teórico de G es 0; sin embargo, en la mayoría de casos prácticos se puede tomar $G = 1.0$.

En el caso de los elementos en compresión de Armaduras se considera que sus extremos son articulados por lo tanto se puede considerar, conservadoramente, $K = 1.0$.

6.9.1 Ajustes a las Cartas de Alineamiento

En el caso de columnas que pueden pandear en el rango inelástico, es necesario considerar efectuar algunos ajustes a los valores obtenidos en las Cartas de Alineamiento.

$$\text{En principio, } G = \frac{\sum E I_c / L_c}{\sum E I_v / L_v}$$

En el rango inelástico, el módulo efectivo es el módulo tangente E_t como se muestra en el Curva de Resistencia de Columnas. Si las columnas fueran elásticas cuando los esfuerzos fueran mayores de $0.39 F_y$, entonces la curva punteada sería válida (Ver Fig. 6.26).

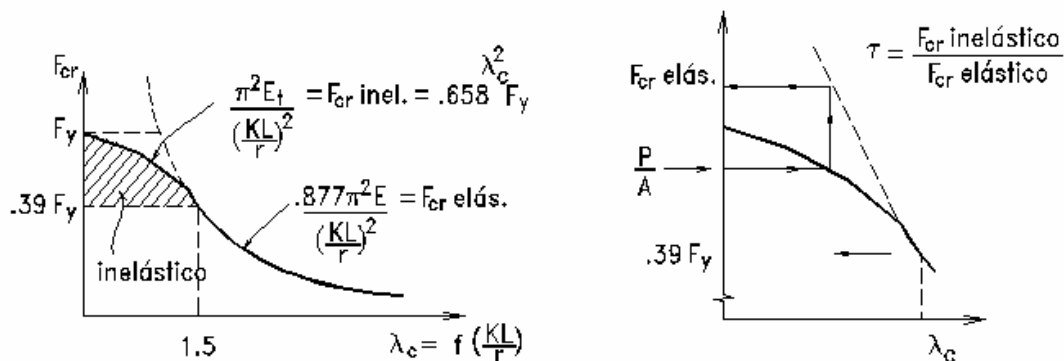


Fig. 6.26

Sin embargo, debido a los esfuerzos residuales, la columna tiene una rigidez reducida E_t representada por la curva continua. Cuando el esfuerzo en la columna, P/A , es mayor que $0.39 F_y$, la columna está en el rango inelástico de pandeo y la ecuación anterior se convierte en:

$$G = \frac{\sum E_t I / L_{col}}{\sum E I / L_{viga}} = \frac{\sum (E_t / E) I / L_{col}}{\sum I / L_{viga}} = \frac{\sum t I / L_{col}}{\sum I / L_{viga}}$$

donde $t = E_t / E$ es el llamado Factor inelástico de reducción.

$t = E_t / E$ se determina como sigue: Para la columna se calcula P/A ; si es mayor que $0.39 F_y$, haga $P/A = F_{cr}$ y resuelva la ecuación E2-2 para l_c correspondiente a este esfuerzo. Calcule el esfuerzo elástico F_{cr} de la ecuación E2-3 con este l_c . (Ver Pag. 6 - 13 de este texto).

$t = E_t / E = F_{cr} \text{ inel.} / F_{cr} \text{ elast.}$ como se en la Figura anterior, o simplemente use la Tabla respectiva cuyo extracto se muestra a continuación. Esta Tabla ha sido preparada para usar $P_u / f_c A$ en vez de P/A , como se indicó en la explicación anterior, ya que la resistencia unitaria de diseño de las columnas, en compresión axial, es $f_c F_{cr}$, según AISC-LRFD.

EJEMPLO 6.2

$P_u/fA = 1.48 \text{ t/cm}^2$; acero A36, como $P_u/fA > 0.39 F_y$: pandeo inelástico

$$1.48 = (0.658^{l_c^2}) 2.53 \quad \text{ó} \quad 0.5833 = 0.658^{l_c^2} 17$$

usando logs.:
$$l_c^2 = \frac{\log 0.5833}{\log 0.658} = 1.288$$

$$F_{cr,elast.} = \frac{0.877}{l_c^2} F_y = \frac{0.877 * 2.53}{1.288} = 1.73 \text{ t/cm}^2$$

$$t = \frac{P_u/fA}{F_{cr,elast.}} = \frac{1.48}{1.73} = 0.856$$

también, de la Tabla del Apéndice: con $P_u/fA = 1.48$, $t = 0.854$

EJEMPLO 6.3

Columnas en pórticos. Carga Factorizada = 85 t, $F_y = 2530 \text{ kg/cm}^2$.

Columnas arriostradas en sus extremos en el plano Y, mediante arriostramiento en diagonal, por lo tanto $K_y = 1.0$ (conservador)
 $K_y L_y = 360 \text{ cm}$.

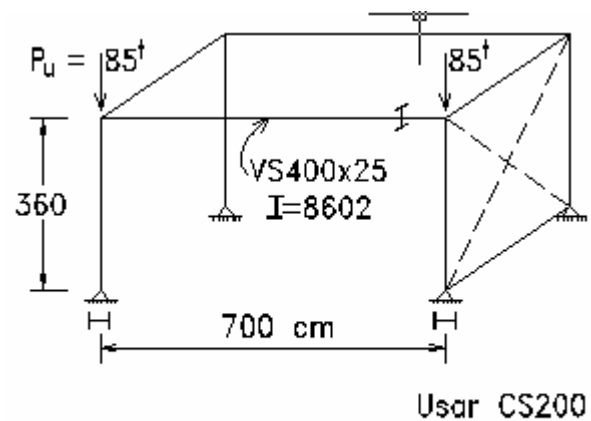


Fig. 6.28

SOLUCION

En la Tabla de Resistencia para Columnas con Carga Axial:

con $K_y L_y = 360 \text{ cm}$ se encuentra que una columna CS200x42 que resiste:

$$f_c P_n = 87 \text{ t mayor que } P_u = 85 \text{ t}, \quad r_x/r_y = 1.78$$

Se prueba, a continuación, la carga que puede resistir dicha columna con relación al eje X. K_x debe ser > 1.0 . Suponga $K_x = 2.0$

Para verificar en el eje X se debe obtener una longitud equivalente, $L_x/(r_x/r_y)$, con la que se puede seguir usando la Tabla de Resistencia (preparada para $K_y L_y$).

$$KL_{equiv} = 2 * 360 / 1.78 = 405 \text{ cm}.$$

En las Tablas: $f P_n = 81 \text{ t}$. A pesar de ser menor que P_u , vale la pena verificar con el verdadero K_x . Encuentre K_x verdadero.

$$\text{CS200x42: } A = 53.1 \text{ cm}^2, \quad I_x = 422 \text{ cm}^4$$

6.9 FACTOR DE LONGITUD EFECTIVA

$P_u/f_c A = 85/(0.85 \cdot 53.1) = 1.833 \text{ t/cm}^2 > 0.39 \cdot 2.53 = 0.986 \text{ t/cm}^2$ por lo que para ingresar a la Carta de Alineamiento, se debe, previamente, considerar la pérdida de rigidez en la columna.

De Tabla $F_{cr \text{ inel.}}/F_{cr \text{ elast.}}$: con $P_u/f_c A = 1.833 \text{ t/cm}^2$ se obtiene $t_{19} = 0.6$

Con $G_t = \frac{0.64 \cdot (4221/360)}{8602/700} = 0.61$ y $G_b = 10$, (apoyo articulado)

en la Carta de Alineamiento: $K_x = 1.80$

Por lo tanto $KL_{\text{equiv.}} = 1.80 \cdot 360/1.78 = 364 \text{ cm}$, e interpolando en la Tabla Resistencia de Columnas corresponde: $f_{P_n} = 86 \text{ ton.}$ O.K.!

Nota.- En este Ejemplo no ha ocurrido, pero existen muchos casos en que por la pérdida de rigidez de la columna, cuando se sobrepasa el rango elástico de pandeo, es necesario aumentar el tamaño de la misma. En otras ocasiones es preferible aumentar el tamaño de la viga(s).

6.10 RELACIONES DE ESBELTEZ MAXIMAS

AISC-LRFD establece al particular: **" Para miembros cuyo diseño se basa en esfuerzos de compresión, la relación de esbeltez Kl/r es preferible que no sobrepase 200 " .**

La palabra preferible significa una liberalización de lo que se establecía anteriormente ya que no hay razón matemática para limitar la aplicabilidad de la ecuación de Euler sólo a relaciones mayores a 200. Este límite fue un poco arbitrario; se introdujo antes que apareciera K en 1961. Esta estipulación (Kl/r) se hizo confusa entonces, ya que, con los factores K se daba especial cuidado a la estabilidad de las columnas y no había razón para ese límite. Por lo anterior este límite $Kl/r = 200$ ya no es mandatorio. Sin embargo, es opinión del autor que los elementos en compresión no sobrepasen de $Kl/r = 220$, porque son muy esbeltos y pueden tener falta de rectitud, fácilmente.

6.11 DISEÑO DE MIEMBROS EN COMPRESION FORMADOS POR PERFILES UNIDOS POR ENLACES, CONECTORES O SOLDADURAS

En muchas ocasiones es necesario unir dos perfiles, como por ejemplo dos ángulos, para soportar fuerzas de compresión. Ello se realiza por medio de conectores o cordones de soldaduras o enlaces. Este Acápito se referirá a la posible pérdida de capacidad de dichos miembros dependiendo de la distancia entre dichos conectores.

Antes, se establecerá el concepto de la unión de dos perfiles y se hará en una viga para mejor

entendimiento:

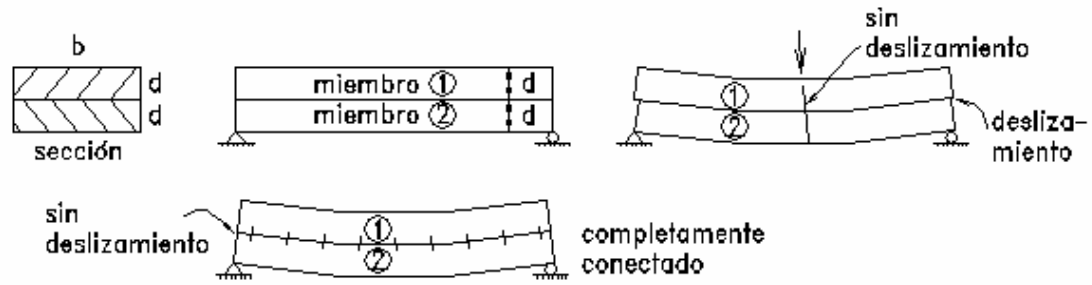


Fig. 6.29

Sin conectores el I efectivo de la sección transversal es la suma de los I de los componentes individuales. En este caso $I_{ef} = 2(1/12.b.d^3)$.

Si no hay deslizamiento entre los miembros 1 y 2 (porque se colocan conectores) la sección transversal actúa como una sola unidad e $I_{ef} = 1/12b(2d)^3$ o sea 4 veces de cuando no tenía conectores.

Si a estos dos miembros se le suministra sólo algunos pocos conectores se tendrá una rigidez efectiva que estará entre los dos casos extremos. El efecto máximo ocurrirá cuando los conectores se colocan cerca de los extremos donde el desplazamiento relativo entre las superficies en contacto sería la mayor. Se observa que los conectores cerca del centro no son tan efectivos.

Como aplicación de este concepto a las columnas, considere 3 casos: sin conectores, completamente conectados y conectores en los extremos solamente.

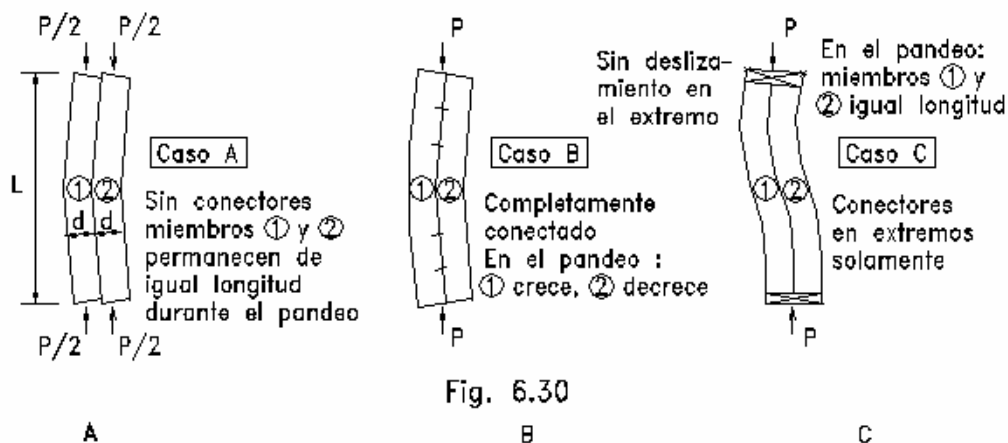


Fig. 6.30

$$\frac{P_{cr}}{2} = \frac{p^2 E (1/12) b d^3}{L^2};$$

$$P_{cr} = \frac{1}{6} \frac{p^2 E b d^3}{L^2}$$

$$P_{cr} = \frac{p^2 E (1/12) b (2d)^3}{L^2}$$

$$P_{cr} = \frac{4}{6} \frac{p^2 E b d^3}{L^2}$$

$$P_{cr} = \frac{p^2 E (1/12) 2 b d^3}{(0.5L)^2}$$

$$P_{cr} = \frac{4}{6} \frac{p^2 E b d^3}{L^2}$$

Nota.- Para los casos B y C dan los mismos resultados, sorprendentemente.

Para el caso conformado por secciones en contacto sin conectores, o si se permite deslizamiento en

sus extremos, entonces la capacidad de la columna es solamente un cuarto de aquella que se consigue con una unión continua como en el caso B. Sorpresivamente, si se colocan conectores solamente en los extremos de tal modo que se impida el deslizamiento allí, la resistencia al pandeo del caso C será la misma del caso B en que están completamente conectados, por lo que no es necesario añadir conectores intermedios.

Sin embargo, esto es verdad únicamente para el caso mostrado. Cuando hay alguna separación entre los miembros, que es el caso común, la capacidad del caso B se incrementará, sin cambios en los casos A o C, aunque C es más sensitivo a imperfecciones iniciales por lo que puede mostrar una disminución en su capacidad.

El hecho más importante es que siempre hay que proveer conectores en los extremos para maximizar la resistencia de las columnas. De todos modos también serán necesarios algunos conectores intermedios.

En base a resultados de pruebas se puede decir que los miembros en compresión serán completamente efectivos cuando:

$$a/r_i \leq 50$$

AISC-LRFD-E4

donde a es distancia entre conectores y r_i es el radio de giro mínimo de los componentes individuales (r_z para ángulos).

Si $a/r_i > 50$, la resistencia de las columnas se determinará por una relación de esbeltez modificada $(KL/r)_m$:

$$(KL/r)_m = \sqrt{(KL/r)_o^2 + (a/r_i - 50)^2} \cdot 20 \quad \text{..... (E4-2)}$$

donde $(KL/r)_o$ es la relación de esbeltez de la sección total del miembro.

Esta ecuación sólo es aplicable al eje que requiere conectores para que la sección trabaje como una unidad, (cuando aparece corte en los conectores).

La columna combinada será menos efectiva si el espaciamiento de los conectores permitiera el pandeo de uno de los elementos entre los conectores antes que la columna tenga pandeo como un todo, como se muestra en la figura siguiente:

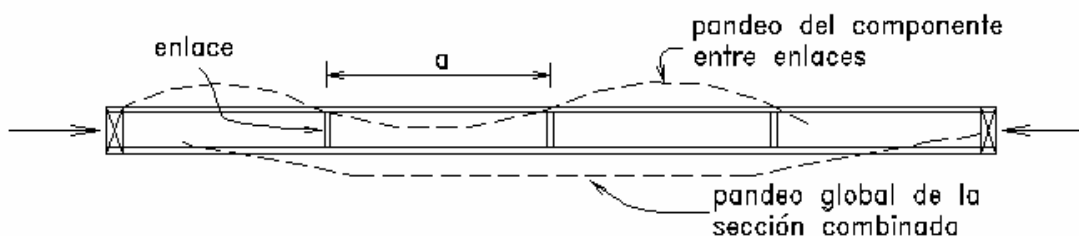


Fig. 6.31

Esto debe ser prevenido con: $a/r_i \leq (KL/r)_x$ o $(KL/r)_y$, la que controle.

EJEMPLO 6.4

Para la Armadura de la Pag. 1/27, determinar si el elemento U5-L5 conformado por 2 Ls 3x3/8 de Acero A36 (formando una sección T) es capaz de tomar la carga factorizada

$$P_u = 32.76 \text{ k} = 15 \text{ t.}$$

SOLUCION

$$KL = 12 \text{ pies} = 367 \text{ cm}$$

$$A = 27.226 \text{ cm}^2$$

$$r_x = 2.319 \text{ cm}$$

$$r_y = 3.226 \text{ cm}$$

$$r_z = 1.491 \text{ cm}$$

(Ver Tabla de Propiedades Torsionale:
de ángulos, en el apéndice)

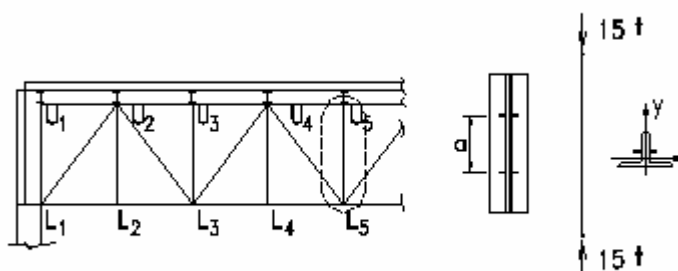


Fig. 6.30

Para el pandeo alrededor del eje X, los conectores(enlaces) no tienen significado desde que el eje centroidal de cada ángulo individual está en la misma ubicación que el eje centroidal de los ángulos dobles. No es así con relación al eje Y, ya que $r_x < r_y$ y KL es la misma longitud efectiva con relación a ambos ejes, entonces el eje X controla la capacidad para el pandeo flexional.

$$KL_x/r_x = 367/2.319 = 157; f_c F_{cr} = 0.61 \text{ t/cm}^2 \text{ y } f_c P_n = 27.226 * 0.61 = 16.6 \text{ t}$$

Ahora se verá el comportamiento alrededor del eje Y, donde es necesario el uso de conectores:

$$KL_y/r_y = 367/3.226 = 113.8; f_c F_{cr} = 1.09 \text{ t/cm}^2. \text{ Esto supone que la sección es completamente efectiva con relación al eje Y. } f_c P_n = 27.226 * 1.09 = 29.7 \text{ t}$$

- Para prevenir el pandeo de un ángulo individual entre conectores:
 $a/r_z \leq 157 \dots\dots\dots a_{\max.} \leq 157 * 1.491 = 234 \text{ cm.}$ Significa que un enlace al centro será suficiente para prevenir a los componentes pandear individualmente.
- Para conseguir que la sección sea completamente efectiva:
 $a/r_z \leq 50 \dots\dots\dots a \leq 50 * 1.491 = 74 \text{ cm.}$ Por lo que el número de conectores intermedios es $367/74 - 1 = 3.92$, es decir, 4 conectores o enlaces.
- Una comparación para estudiar la resistencia, si se colocan 1, 2 ó 3 conectores: %
eficiencia = $(f_c P_n / 29.7) * 100$

enlaces	a	a/r_z	$(KL/r)_m = E_c (E4-2)$	$f_c F_{cr}$	$f_c P_n$	% efic.
1	183.5	123.0	$\sqrt{113.8^2 + (123 - 50)^2} = 135.21$	0.825	22.5	75.8
2	122.3	82.0	$\sqrt{113.8^2 + (82 - 50)^2} = 118.22$	1.036	28.2	95.0
3	91.8	61.5	$\sqrt{113.8^2 + (61.5 - 50)^2} = 114.23$	1.088	29.6	99.7

Se nota que el uso de un conector intermedio es adecuado. No es necesario llegar hasta 3 enlaces

en este caso, ya que KL_x/r_x es mayor que $(KL/r)_m$ y el uso de un sólo conector asegura que la capacidad del elemento con relación al eje Y es adecuada.

EJEMPLO 6.5

El mismo elemento del Ejemplo anterior. Determinar su Resistencia de Diseño tomando en cuenta el Pandeo Flexotorsional.

SOLUCION

Se emplearán las Fórmulas AISC-LRFD, Apéndice E

Ver Fig. 6.31: $x_o = 0$, $y_o = 2.256$ cm.

$$\bar{r}_o^2 = x_o^2 + y_o^2 + r_x^2 + r_y^2 = (2.256 - 0.95/2)^2 + 2.319^2 + 3.226^2 = 18.957 \text{ cm}^2$$

$$H = 1 - \frac{(2.256 - 0.95/2)^2}{18.957} = 0.833$$

Calcule:
$$F_e = \frac{F_{ey} + F_{ez}}{2H} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{4 F_{ey} F_{ez} H}{(F_{ey} + F_{ez})^2}} \right] \quad \dots (\text{A.E3-6})$$

con un conector: $a/r_z = 367/(2/1.491) = 123 > 50$

con $(KL/r)_m = 135 \dots \quad F_{ey} = \frac{p^2 E}{135^2} = 1.137 \text{ t/cm}^2;$

asimismo $f_c F_{cr} = 0.82 \text{ t/cm}^2$

Para 2 Ls 3x3/8 (formando sección T, Ver Tabla de Propiedades torsionales)

$$C_w = 2 \cdot 17.51 = 35.02 \text{ cm}^6; \quad J = 2 \cdot 4.11 = 8.22 \text{ cm}^4$$

$$F_{ez} = \left(\frac{p^2 \cdot 2100 \cdot 35.02}{367^2} + 807 \cdot 8.22 \right) / (27.226 \cdot 18.957) \quad \dots (\text{A.E3-11})$$

$$F_{ez} = (5.389 + 6658.2) / 516 = 12.866 \text{ t/cm}^2$$

$$F_e = \frac{1.137 + 12.866}{2 \cdot 0.833} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{4 \cdot 1.137 \cdot 12.866 \cdot 0.833}{(1.137 + 12.866)^2}} \right) = 1.365 \text{ t/cm}^2;$$

$$l_e = \sqrt{F_y / F_e} = \sqrt{2.530 / 1.365} = 1.361 < 1.5, \text{ entonces:}$$

$$f F_{cr} = 0.85 \cdot 0.658^{1.361^2} \cdot 24 \cdot 2.53 = 0.688 \text{ t/cm}^2$$

$$f P_{cr} = A_g \cdot f F_{cr} = 27.226 \cdot 0.688 = 18.73 \text{ t.}$$

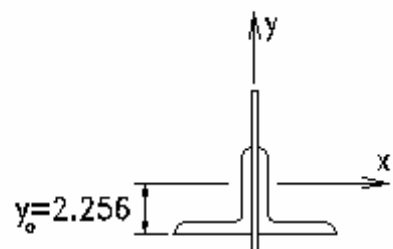


Fig. 6.33

Resistencia de Diseño $f_c P_n = 18.73 \text{ t}$ que es mayor que $P_u = 15 \text{ t}$ O.K.

Observe, sin embargo, que el esfuerzo de resistencia de diseño por pandeo flexo-torsional, $f_c P_n = 18.73 \text{ t}$, es menor que $f_c P_n = 0.82 * 27.226 = 22.32 \text{ t}$ por pandeo con relación a l eje Y, lo que muestra que hay una pérdida de capacidad debido al pandeo flexo-torsional con relación al pandeo flexional. De todos modos, en este caso, el eje X es el crítico y controla, con la posibilidad del pandeo flexional respectivo, la capacidad del perfil.

6.12 EFECTO DEL PANDEO LOCAL EN LA RESISTENCIA DE MIEMBROS EN COMPRESION

Todo elemento que soporta compresión puede estar sujeto a pandeo y entre ellos las placas constituyentes de la sección transversal de un miembro que está sometido a esfuerzos de compresión provenientes ya sea de una acción axial, o de flexión, o de flexo-compresión, o de la componente de compresión de una acción de corte puro. Todo depende de las condiciones de borde de las placas, de la resistencia al punto de fluencia de las mismas, pero en especial del grosor de la placas. En este último caso se prefiere referirla a la llamada relación ancho-espesor.

Hay casos en que las placas son lo suficiente gruesas como para no llegar al extremo de pandear. En otros, la capacidad de las mismas, limitada por un pandeo local, debe ser tomada en cuenta para definir la resistencia final del perfil. En el acápite anterior se presentó el factor $Q \leq 1.0$ que aparece en fórmulas AISC-LRFD para vaticinar el comportamiento de los miembros en compresión axial. A continuación se tratará este tema.

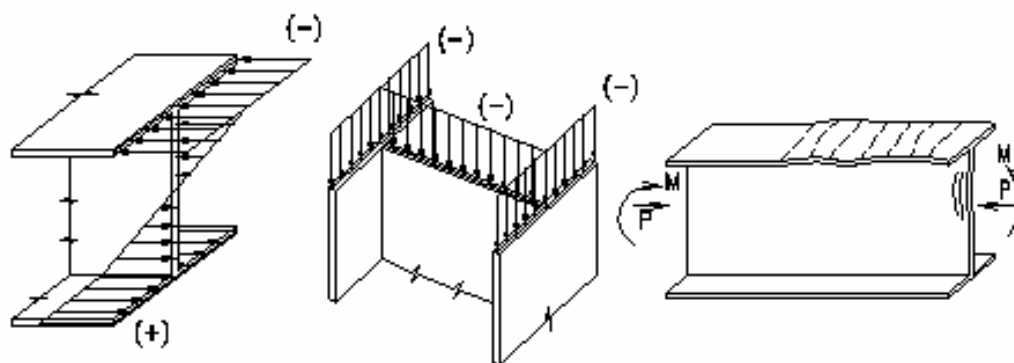


Fig. 6.34

6.12.1 Algunos conceptos sobre el pandeo de placas

Considerando el caso de una plancha simplemente apoyada en sus cuatro bordes, sometida a una carga uniforme en una dirección el esfuerzo crítico de pandeo elástico que está mostrado en la Fig. 6.35 puede obtenerse resolviendo la ecuación diferencial de Bryan basada en la Teoría de pequeñas deflexiones.

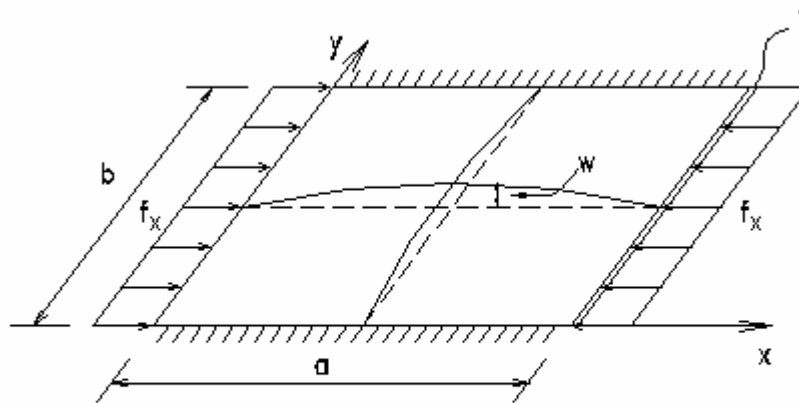


Fig. 6.35

$$d^4 w / d x^4 + 2 d^4 w / d x^2 d y^2 + d^4 w / d y^4 + \frac{f_x t}{D} d^2 w / d x^2 \quad \dots (a)$$

donde

$D = E.t / (12(1-\mu^2))$;

E Módulo de elasticidad elástico del acero.

t Espesor de la plancha;

μ Coeficiente de Poisson = 0.3;

w Deflexión de la plancha perpendicular a su superficie.

f_x Esfuerzo de compresión en la dirección x .

Representando la solución de (a) como una doble serie en función de x e y , para el cálculo de las deflexiones:

$$w = \sum_{m=1}^{\infty} \sum_{n=1}^{\infty} A_{mn} \sin \left(m p \frac{x}{a} \right) \sin \left(n p \frac{y}{b} \right) \quad \dots (b)$$

que debe satisfacer las condiciones de borde que son:

Cuando: $x = 0$ y $x = a$ e $y = 0$ $w = 0$;

además $d^2 w / d x^2 = 0$ y $d^2 w / d y^2 = 0$ en los 4 bordes de la placa.

Introduciendo la Ec.(3) en (a):

$$\sum_{m=1}^{\infty} \sum_{n=1}^{\infty} A_{mn} \left(p^4 \left(\frac{m^2}{a^2} + \frac{n^2}{b^2} \right)^2 \frac{f_x t}{D} \frac{m^2 x^2}{a^2} \right) \sin \left(m p \frac{x}{a} \right) \sin \left(n p \frac{y}{b} \right) = 0$$

como $A_{mn} \neq 0$, entonces: $p^4 \left(\frac{m^2}{a^2} + \frac{n^2}{b^2} \right)^2 \frac{f_x t}{D} \frac{m^2 x^2}{a^2} = 0$

ecuación característica de la cual se obtiene el esfuerzo de pandeo local:

$$F_{cr} = f_x = \frac{D p^2}{(b/t)^2} \left(\frac{m^2 b}{a} + \frac{n^2 a}{b m} \right)^2$$

donde el valor mínimo para F_{cr} es cuando $n = 1$; por tanto:

$$F_{cr} = \frac{k D p^2}{(b/t)^2} \quad \text{siendo} \quad k = \left(\frac{m b}{a} + \frac{a}{b m} \right)^2$$

en donde, para cada valor entero de b/a y de m , resulta $k = 4$, para el caso de bordes simplemente apoyados. Sustituyendo el valor de D se tiene la expresión general:

$$F_{cr} = \frac{k E p^2}{12 (1 - m^2) (b/t)^2}$$

Para otras condiciones de borde, diferentes a las consideradas en el estudio presentado hasta ahora, se muestran en la figura siguiente los valores de k correspondientes, obtenidos de estudios similares.

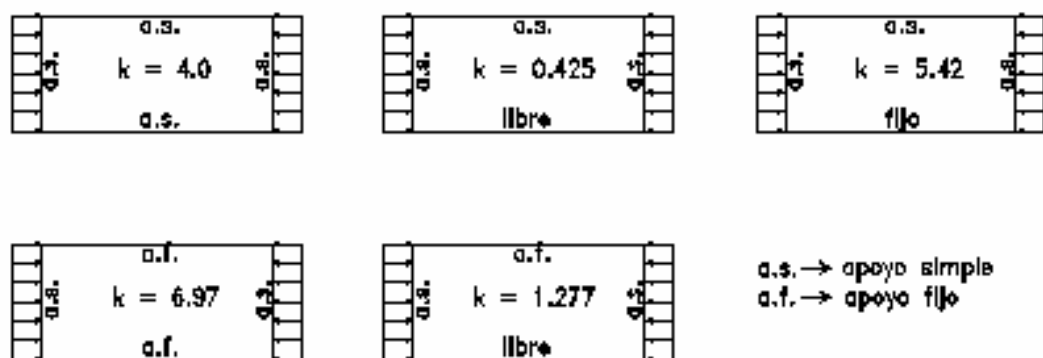


Fig. 6.36

En el caso de pandeo de planchas en el rango inelástico, se observa un comportamiento anisotrópico de las planchas ya que en una sección perpendicular a la dirección del esfuerzo se tiene E_t mientras que en la otra se tiene E_s .

Bleich usa un módulo $E_s = \sqrt{E E_t}$ en la expresión anterior.

Así:

$$F_{cr} = \frac{k p^2 E_s}{12 (1 - m^2) (b/t)^2}$$

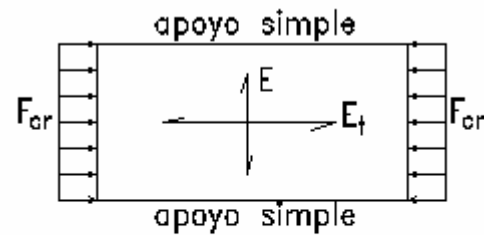


Fig. 6.37

6.12.2 Pandeo inelástico de planchas

Se ha observado, especialmente por estudios efectuados por von Kàrman y complementados por G. Winter de la U. de Cornell, que los esfuerzos de pandeo obtenidos anteriormente no constituyen los de falla precisamente, si no que generan ondas iniciales a la que sigue un comportamiento de deformación transversal en una dirección, pero restringido en la otra dirección como se puede observar en la figura siguiente.

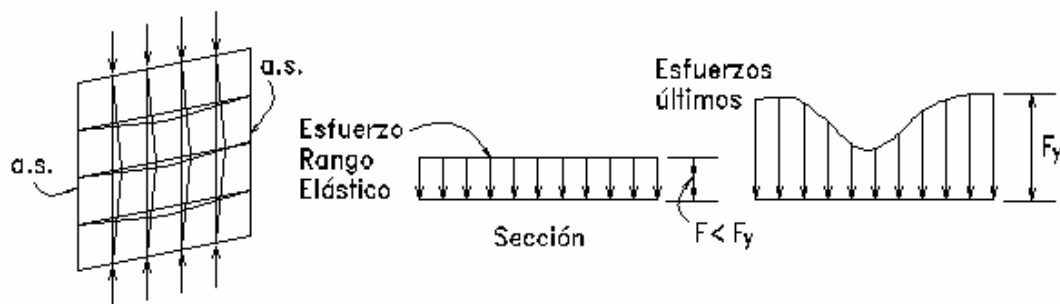


Fig. 6.38

En realidad debido al efecto tirante de las bandas perpendiculares a la dirección del esfuerzo, que restringen de pandear libremente a las bandas paralelas al esfuerzo aplicado, se puede llegar a obtener esfuerzos finales tan altos como los de fluencia, incluso en placas de espesor relativamente liviano. Esta resistencia adicional es denominada Resistencia de Postpandeo.

Para tratar este asunto en forma práctica, von Kàrman propuso el concepto de ancho efectivo. El área encerrada en los dos rectángulos de esfuerzos es igual al área dentro de la curva de esfuerzos verdaderos.

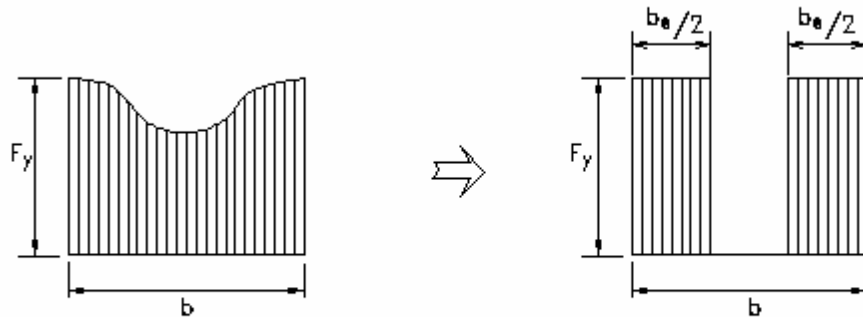


Fig. 6.39

Ciertamente que este comportamiento de las placas sólo es posible en aquellas que tienen soporte lateral en los dos bordes paralelos a los esfuerzos aplicados, ya que en ese caso, en la dirección perpendicular hay apoyo en los dos extremos de las bandas. Esto no es posible, o es poco significativo, en aquellos casos en que uno de los bordes paralelos al esfuerzo aplicado está libre, con poca ayuda de las bandas atirantadas. Es por ello que se denominan Planchas Atiesadas a las que tienen ambos bordes paralelos a la dirección del esfuerzo, soportadas para diferenciarlas de las Placas no Atiesadas que tienen un sólo borde apoyado y el otro libre. En las primeras se aplica el fenómeno de Postpandeo, mientras que en las segundas se aplican conceptos deducidos de la teoría de placas tratados en los párrafos anteriores.

En la Fig. 6.40 se muestran algunos perfiles donde se indica la nomenclatura aplicable a los conceptos y definiciones establecidos hasta ahora.

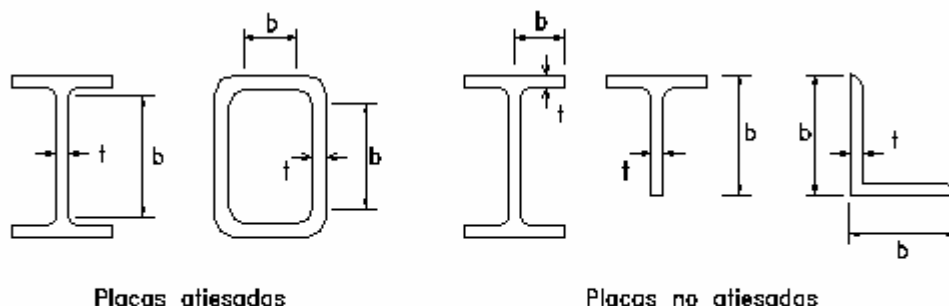


Fig. 6.40

6.12.3 Especificaciones AISC para las relaciones Ancho-Espesor λ_r , para lograr llegar al Punto de Fluencia sin pandeo local en las placas

En realidad lo que se pretende es que primero se llegue al estado límite de fluencia en la placa antes que la misma alcance el esfuerzo de pandeo crítico. Para AISC esto tiene un significado práctico porque conocidos las condiciones de bordes de las placas y de su punto de fluencia se puede plantear la siguiente expresión:

$$F_{cr} = \frac{k p^2 E}{12 (1 - m^2)} (t / b)^2 \geq F_y$$

despejando b/t:

$b / t \leq \sqrt{k p^2 E / (12 (1 - m^2) F_y)}$ 33 por lo que la relación ancho-espesor para los elementos constituyentes de la sección para diferentes secciones se pueden dar a continuación:

λ_r 34 es la relación límite para que las placas constituyentes de la sección lleguen a F_y con las condiciones de borde correspondiente al tipo de perfil:

$$\lambda_r = (b / t)_{lim}$$

Perfiles laminados en flexión:

En las alas en compresión por flexión:

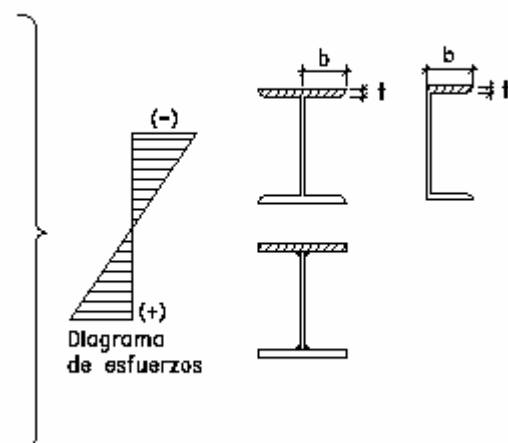
$$141 / \sqrt{F_y - 10} \quad F_y = \text{ksi}$$

$$1182 / \sqrt{F_y - 704.5} \quad F_y = \text{kg/cm}^2$$

Alas de Perfiles híbridos o soldados en flexión:

$$106 / \sqrt{F_y - 16.5} \quad F_y = \text{ksi}$$

$$889 / \sqrt{F_y - 1162} \quad F_y = \text{kg/cm}^2$$



Alas (lados) de perfiles en compresión pur

$$95 / \sqrt{F_y} \quad F_y = \text{ksi}$$

$$796 / \sqrt{F_y} \quad F_y = \text{kg/cm}^2$$

Alas de perfiles tubulares en compresión y flexión:

$$238 / \sqrt{F_y - F_r} \quad F_y = \text{ksi}$$

$$1995 / \sqrt{F_y - F_r} \quad F_y = \text{kg/cm}^2$$

Perfiles ángulos en compresión:

$$76 / \sqrt{F_y} \quad F_y = \text{ksi}$$

$$637 / \sqrt{F_y} \quad F_y = \text{kg/cm}^2$$

Almas de perfiles T:

$$127 / \sqrt{F_y} \quad F_y = \text{ksi}$$

$$1065 / \sqrt{F_y} \quad F_y = \text{kg/cm}^2$$

Almas en compresión por flexión y flexocompresión:

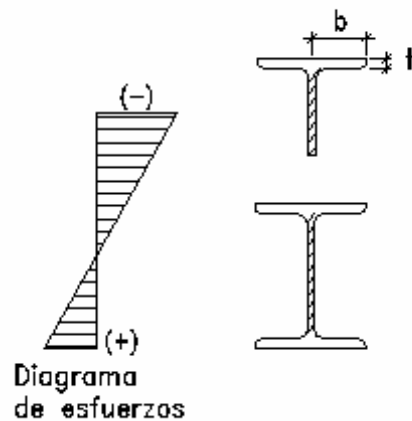
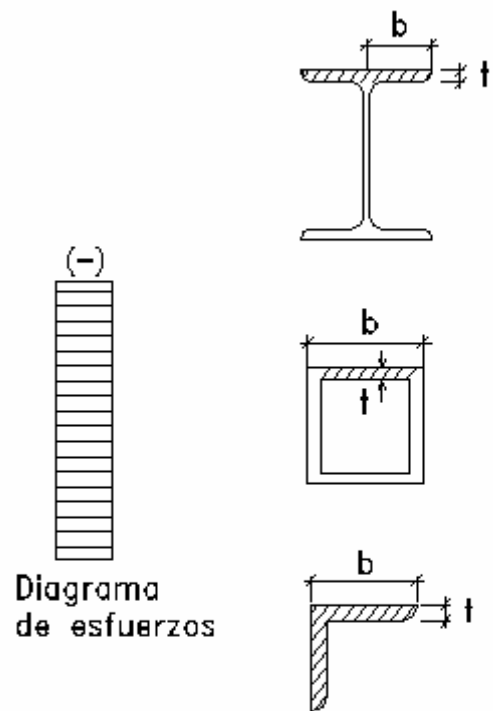
$$970 / \sqrt{F_y} \quad F_y = \text{ksi}$$

$$8131 / \sqrt{F_y} \quad F_y = \text{kg/cm}^2$$

Todos los demás elementos atiesados comprimidos uniformemente:

$$253 / \sqrt{F_y} \quad F_y = \text{ksi}$$

$$2120 / \sqrt{F_y} \quad F_y = \text{kg/cm}^2$$



6.12.4 Especificaciones AISC para determinar el ancho efectivo en placas atiesadas

Cuando las relaciones ancho-espesor de las placas atiesadas sobrepasan la relación límite l_r , las Especificaciones AISC-LRFD aprovechan la resistencia al postpandeo que se explicó anteriormente, estableciendo las relaciones siguientes:

- a) Para las alas de secciones tubulares cuadradas o rectangulares de espesor uniforme:

$$b_e = 326 / \sqrt{f} \left(1 - \frac{64.9}{(b/t)\sqrt{f}} \right) t \leq b \quad f = \text{ksi}$$

$$b_e = 2736 / \sqrt{f} \left(1 - \frac{545}{(b/t)\sqrt{f}} \right) t \leq b \quad f = \text{kg/cm}^2$$

- b) Para otros elementos uniformemente comprimidos:

$$b_e = 326 / \sqrt{f} \left(1 - \frac{57.2}{(b/t)\sqrt{f}} \right) t \leq b \quad f = \text{ksi}$$

$$b_e = 2736 / \sqrt{f} \left(1 - \frac{480}{(b/t)\sqrt{f}} \right) t \leq b \quad f = \text{kg/cm}^2$$

siendo: $f = P/A_e$ A_e = área efectiva

Se puede definir, en este caso, que la carga última nominal que una placa puede tomar es: $P_u = A_e \cdot F_y = b_e \cdot t \cdot F_y$

Cuando la placa pertenece, junto con otras, a una sección de un miembro en compresión que pandea a un esfuerzo: $F_{cr} < F_y$ entonces $P_u = b_e \cdot t \cdot F_{cr}$

El concepto del Factor de Reducción es $Q = (b_e \cdot t \cdot F_y) / (b \cdot t \cdot F_y)$ resulta en: $Q_a = A_e / A$, que viene a ser una relación entre las áreas efectivas a las áreas totales en planchas atiesadas. $Q_a \leq 1$.

6.12.5 Especificaciones AISC-LRFD para placas no atiesadas

Cuando las relaciones ancho-espesor de las placas no atiesadas sobrepasan la relación límite l_r , se reducen los esfuerzos máximos que se pueden aplicar a dichos elementos para evitar el pandeo local. Los valores a que se reducen son los esfuerzos **F_{cr} de pandeo de las placas**,

por lo que se puede definir que la carga última nominal que una placa acepta es: $P_u = A \cdot F_{cr}$ que comparado con $P_u = A \cdot F_y$ se determina el llamado factor de reducción: $Q_s = F_{cr}/F_y$, que viene a ser una relación de esfuerzos en placas no atiesadas.

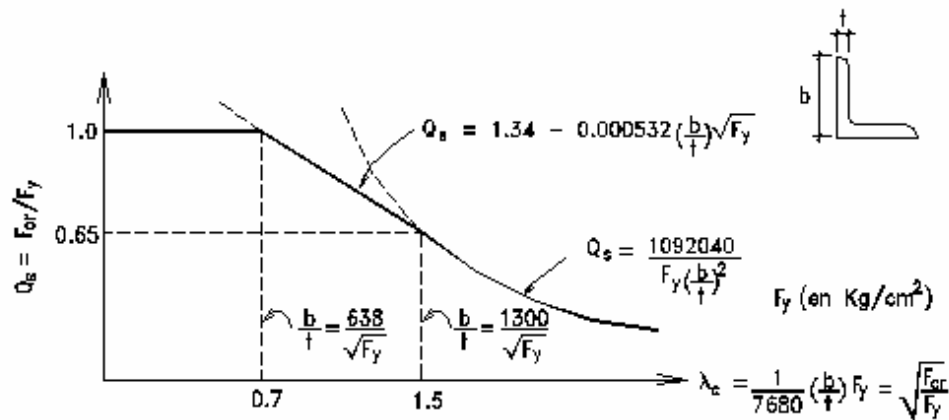


Fig. 6.43

En la Fig. 6.43 se muestran valores para el caso de perfiles ángulos, donde se observa que se usa la curva típica de comportamiento adoptada por AISC, en muchos de los elementos, es decir, un comportamiento de fluencia, cuando las relaciones ancho-espesor son pequeñas; luego un comportamiento lineal para considerar la influencia de los esfuerzos residuales y finalmente un comportamiento de pandeo elástico.

Se dan, a continuación, los siguientes extractos de las Especificaciones **AISC-LRFD en su Apéndice B** para elementos de perfiles con placas no atiesadas: (**considerando $F_y = \text{kg/cm}^2$**)

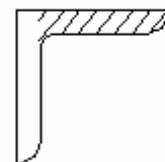
a) Para ángulos individuales:

Cuando: $638 / \sqrt{F_y} < b/t < 1300 / \sqrt{F_y}$

$$Q_s = 1.340 - 0.000532 \left(\frac{b}{t} \right) \sqrt{F_y} \leq 1$$

Cuando: $b/t \geq 1300 / \sqrt{F_y}$

$$Q_s = 1092040 / \left(F_y \left(\frac{b}{t} \right)^2 \right) \leq 1$$



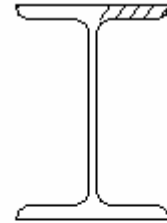
- b) Para ángulos o planchas que se proyectan de secciones de columnas u otros miembros en compresión, y para las planchas del ala en compresión de trabes:

Cuando: $797 / \sqrt{F_y} < b/t < 1477 / \sqrt{F_y}$

$$Q_s = 1.415 - 0.000521 (b/t) \sqrt{F_y} \leq 1$$

Cuando: $b/t \geq 1477 / \sqrt{F_y}$

$$Q_s = 1409080 / (F_y (b/t)^2) \leq 1$$



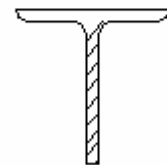
- c) Para almas de perfiles T:

Cuando: $1066 / \sqrt{F_y} < b/t < 1477 / \sqrt{F_y}$

$$Q_s = 1.908 - 0.000852 (b/t) \sqrt{F_y} \leq 1$$

Cuando: $b/t \geq 1477 / \sqrt{F_y}$

$$Q_s = 1409080 / (F_y (b/t)^2) \leq 1 \mathbf{38}$$



Para poder aplicar, entonces los factores de reducción en aquellos perfiles cuyas secciones tienen elementos que sobrepasan los valores límites l_r 39, es necesario calcular Q_a y Q_s y establecer $Q = Q_a * Q_s$. Los máximos esfuerzos a que dichos miembros pueden estar sometidos son los indicados en las Fórmulas (A-E3-2) y (A-E3-3) del AISC y que en este texto se han reproducido en la Pag. 6-14.

EJEMPLO 6.6

Dos ángulos de 2x1/8 como se muestra en la figura forman una sección T. Determinar el factor de reducción Q si lo hay. Acero $F_y = 2530 \text{ kg/cm}^2$

SOLUCION

$$l = 2/(1/8) = 16; \quad l_r = 797/\sqrt{2530} = 15.84$$

$$Q_s = 1.415 - 0.000521(16)\sqrt{2530} = 0.995$$

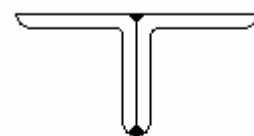


Fig. 6.44

El mismo Ejemplo pero los ángulos mencionados se encuentra distanciados por separadores.

$$I_r = 638 / \sqrt{2530} = 12.68$$

$$Q_s = 1.34 - 0.000532(16) \sqrt{2530} = 0.912$$

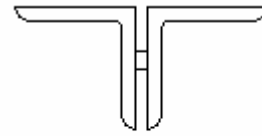


Fig. 6.45

EJEMPLO 6.7

Una sección tubular como la mostrada en la figura pertenece a una columna de que recibe una fuerza de compresión $P_u = 130000$ kg.

Determinar O_a v $f P_n$. Sección soldada en sus 4 bordes. $F_v = 2530$ kg/cm²

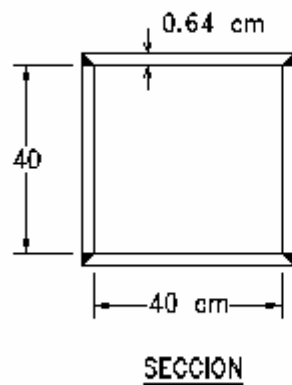
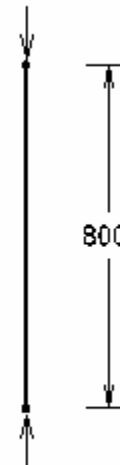


Fig. 6.46



SOLUCION

$$f = P_u / A = 130000 / (4 \cdot 40 \cdot .64) = 1270 \text{ kg/cm}^2$$

$$I_r = 1995 / \sqrt{2530 - 1126.42} = 53.27, \quad l = 40 / .64 = 62.5 > 53.27, \text{ por lo tanto:}$$

$$b_e = 0.64 \cdot 2736 / \sqrt{1270} \cdot (1 - 545 / (62.5 \cdot \sqrt{1270})) = 37.11 \text{ cm}$$

$$A_e = 4 \cdot 0.64 \cdot 37.11 = 95 \text{ cm}^2.$$

$$f = P_u / A_e = 130000 / 95 = 1369 \text{ kg/cm}^2$$

$$b_e = 0.64 \cdot 2736 / \sqrt{1369} \cdot (1 - 545 / (62.5 \cdot \sqrt{1369})) = 36.17 \text{ cm}$$

$$A_e = 4 \cdot 0.64 \cdot 36.17 = 92.60 \text{ cm}^2.$$

$$f = P_u / A_e = 1403 \text{ kg/cm}^2$$

$$b_e = 0.64 \cdot 2736 / \sqrt{1403} \cdot (1 - 545 / (62.5 \cdot \sqrt{1403})) = 35.86 \text{ cm}$$

$$A_e = 4 \cdot 35.86 \cdot 0.64 = 91.81 \text{ cm}^2.$$

6.4 PANDEO INELASTICO

$$b_e = 35.85 \text{ cm}; A_e = 91.77 \text{ cm}^2;$$

$$Q_a = 91.77 / (4 \cdot 40 \cdot 0.64) = 0.896$$

$$I = 1/12 \cdot (40^4 - 38.72^4) = 26023 \text{ cm}^4$$

$$r = \sqrt{26023 / 102.4} = 15.94 \text{ cm}$$

$$L/r = 800/15.94 = 50.18$$

$$l_c \sqrt{Q} = 50.18 / p \sqrt{2.53 / 2100} \sqrt{0.896} = 0.525 < 1.5$$

$$F_e = p^2 E / (KL/r)^2 = 8230 \text{ kg/cm}^2 \quad l_c = \sqrt{2530 / 8230} = 0.554 < 1.5$$

$$F_{cr} = 0.896 (0.658^{0.896 \cdot 0.554^2}) 2530 = 2020 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_c P_n = f_c A \cdot F_{cr} = 0.85 \cdot (4 \cdot 40 \cdot 0.64) \cdot 2020 = 175857 \text{ kg} > 130000 \text{ kg} \dots \text{O.K!}$$

EJEMPLO PRACTICODiseño de una Vigüeta de Celosía:

$$h = L/20 = 600/20 = 30 \text{ cm}; b = 50 \text{ cm. Separación entre vigüetas} = 1.70 \text{ m.}$$

Cubierta de planchas ondeadas de asbesto-cemento.

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

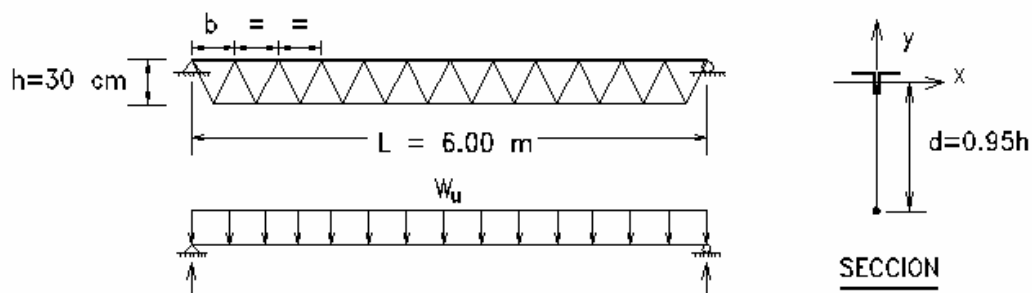


Fig. 6.47

SOLUCIONCargas de servicio:Carga muerta:

$$\text{Planchas de Asbesto-cemento} = (15 \text{ kg/m}^2): 1.7 \cdot 15 = 25.5 \text{ kg/m}$$

$$\text{Peso propio} = 10$$

$$w_d = 35.5$$

$$\text{Carga Viva(RNC): } (30 \text{ kg/m}^2) \quad w_l = 1.7 \cdot 30 = 51$$

Cargas factorizadas:

Combinación A4.1: $w_u = 1.4 \cdot 35.5 = 49.7 \text{ kg/m}$

Combinación A4.2: $w_u = 1.2 \cdot 35.5 + 1.6 \cdot 51 = 124.2 \text{ kg/m} \dots \text{controla!}$

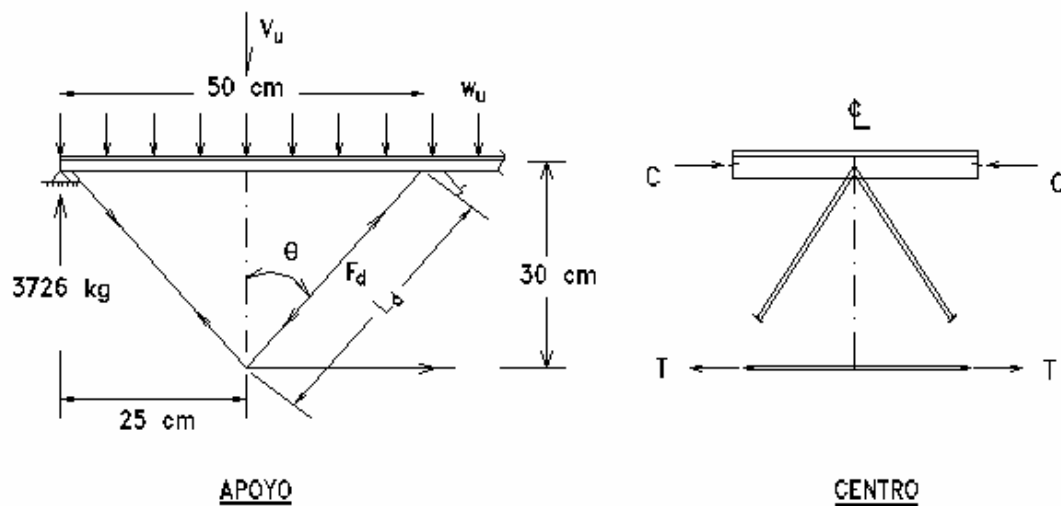


Fig. 6.48

$$M_{\max} = 1/8 \cdot 124.2 \cdot 6^2 = 558.9 \text{ kg-m};$$

$$V_{\max} = R = 1/2 \cdot 124.2 \cdot 6 = 372.6 \text{ kg};$$

$$C = T = 558.9 / 0.285 = 1961 \text{ kg}$$

- Diseño de Brida Inferior: $A_g = 1961 / (0.9 \cdot 2530) = 0.86 \text{ cm}^2$.
 $\varnothing 1/2'' (1.25 \text{ cm}^2)$

- Diseño de la diagonal: Se ensaya una varilla $\varnothing 1/2''$

$$V_u = (\text{Para la diagonal en compresión}) = 372.6 - 124.2 \cdot 0.25 = 345.1 \text{ kg}$$

$$F_d = 345.1 / \cos? = 345.1 / 0.767 = 445.3 \text{ kg};$$

$$? = \arctg(25/30) = 39.8^\circ; \cos? = .767$$

$$L_d = 30 / 0.767 = 39.1 \text{ cm};$$

$$r = 1/4 \cdot 1/2 \cdot 2.54 = 0.3175 \text{ cm}; L_d/r = 123$$

$$f_c \cdot F_{cr} = 970 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_c \cdot P_{nf} = 1.25 \cdot 970 = 1215 \text{ kg} > 445 \text{ kg} \text{ O.K.} \dots \dots \dots \text{Use } 1 \varnothing 1/2''$$

- Diseño de la Brida superior:

Se ensayan 2Ls 1x1/8

Ver Fig. 6.50

$$A = 2 * 1.51 = 3.02 \text{ cm}^2$$

$$\bar{x}_{43} = 0.752 \text{ cm}$$

$$r_x = 0.772 \text{ cm}$$

$$r_y = 1.588 \text{ cm}$$

$$r_z = 0.498 \text{ cm}$$

$$C_w = 0$$

$$J = 0.102 \text{ cm}^4$$

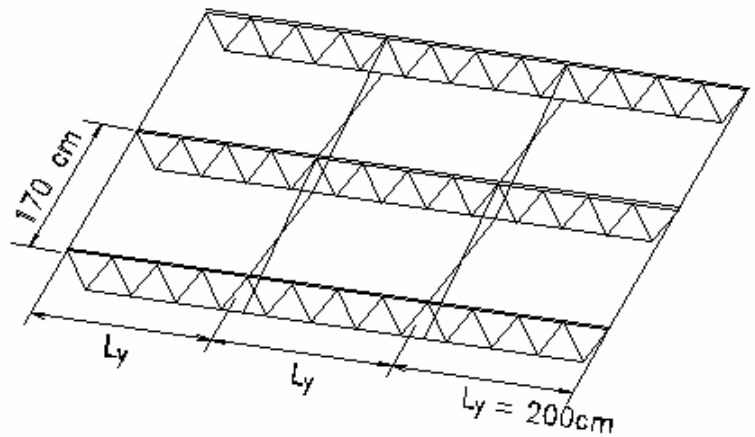


Fig. 6.49

$$\bar{r}_o^2 = (.752 - .32/2)^2 + .772^2 + 1.588^2 = 3.468 \text{ cm}^2$$

$$H = 1 - \frac{(0.752 - 0.32 / 2)^2}{3.468} = 0.898$$

Colocando un conector al centro (Ver Fig. 6.51):

$$a/r_z = 25/.498 = 50.2 = 50 = (Kl/r)_m$$

$$L_x/r_x = 50/.772 = 65$$

$$L_y/r_y = 200/1.588 = 126; \text{ controla}$$

$$f_c F_{cr} = 935 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_c P_n = 3.02 * 935 = 2823 \text{ kg} > 1961 \text{ kg}$$

Tomando en cuenta el pandeo flexo-torsional:

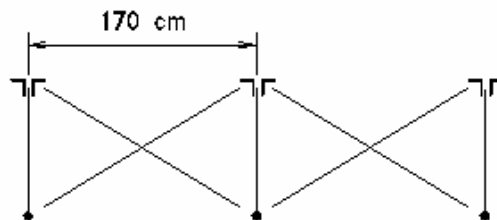
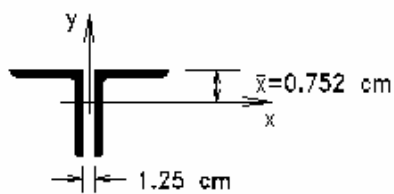


Fig. 6.50

$$F_{ez} = GJ / (A \bar{r}_o^2) = \frac{807000 * 0.102}{3.02 * 3.468} = 7859 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_{ey} = \frac{p^2 E}{(L/r)^2_y} = \frac{p^2 2100000}{126^2} = 1305 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_e = \frac{7859 + 1305}{2 * 0.898} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{4 * 7859 * 1305 * 0.898}{(7859 + 1305)^2}} \right] = 1279 \text{ kg/cm}^2$$

$$l_e = \sqrt{2530 / 1279} = 1.41 ; \quad l_e^2 = 1.97$$

$$f_c F_{cr} = 0.85 * (0.658^{1.97}) * 2530 = 939 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_c P_n = 3.02 * 939 = 2838 \text{ kg} > 1961 \text{ kg} \dots \text{O.K.}$$

Si se retira el conector intermedio:

$$a/r_z = 100$$

$$(Kl/r)_m = \sqrt{126^2 + (100 - 50)^2} = 135$$

$$f_c F_{cr} = 825 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_c P_n = f_c F_{cr} * A = 825 * 3.02 = 2491 \text{ kg} > 1961 \text{ kg} \dots \text{O.K.}$$

EJEMPLO 6.9

Determinar en la Armadura de la Figura, los Miembros en Compresión.

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

Este Ejemplo ha venido siendo desarrollado en el Primer Capítulo (para determinar las Cargas Factorizadas) y en el Tercer Capítulo (para seleccionar los Miembros en Tracción).

SOLUCION

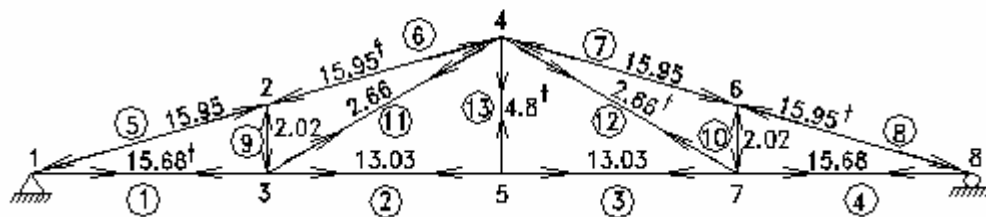
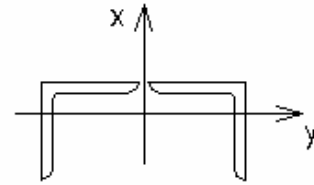


Fig. 6.52 Esquema de Esfuerzos Factorizados

Se observa que los Miembros en Compresión son los elementos 5 a 8 y los elementos 9 y 10.

Se usará un sólo tipo de sección para la brida superior.

Selección de los Angulos: Tablas de Angulos dobles
en Compresión



En el Apéndice, estas Tablas han sido preparadas para Ayudas del Diseño, con el fin de seleccionar Angulos Dobles de Acero $F_y = 2530 \text{ kg/cm}^2$. Se ha considerado el pandeo flexional alrededor del eje x y el pandeo flexional y/o el pandeo flexo-torsional con relación al eje y, así como el número de enlaces necesarios para tomar en cuenta el comportamiento de dos elementos trabajando en conjunto. El diseñador puede ingresar a dichas Tablas conociendo la longitud de pandeo del elemento con respecto al eje X y con respecto al eje Y, verificando que las resistencias dadas en las tablas sean mayores a los esfuerzos factorizados en los ángulos dobles.

Brida superior:

Para la selección se emplearán las Tablas de Angulos Dobles del Apéndice.

$$P_u = 15.8 \text{ t}$$

$$L_x = L_y = L_z = 364 \text{ cm}$$

$$f_c P_n = 17 \text{ t} \dots\dots \underline{2L_s 3 \times 3/8}$$

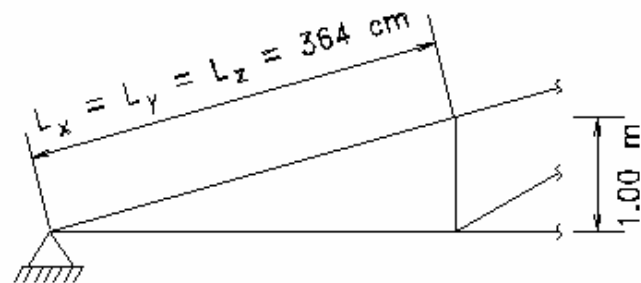


Fig. 6.53

(Se asume que las correas que descansan en los nudos proporcionan arriostre lateral a la brida superior).

Se nota que la brida superior resulta poco económica, por la excesiva longitud de pandeo con relación al eje X. Se sugiere usar elementos secundarios para disminuir la longitud de pandeo alrededor de dicho eje, como se muestra en la figura siguiente.

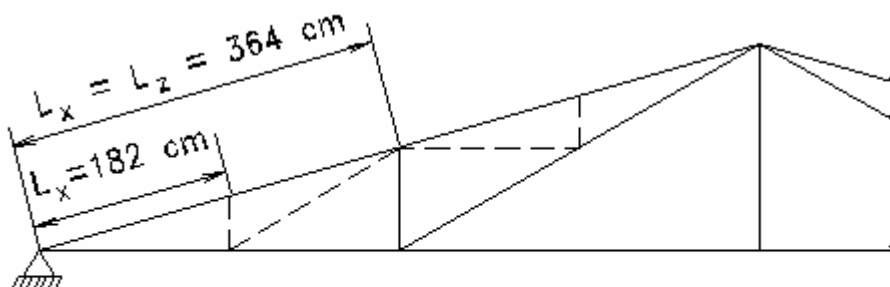


Fig. 6.54

En este caso: $L_x = 182 \text{ cm};$
 $L_y = 364 \text{ cm};$
 $L_z = 364 \text{ cm}.$

Emplear las Tablas del Apéndice:

con $L_x = 182 \text{ cm}$

$f_c P_n = 15.5 \text{ t } (\pm 15.8) \dots \underline{2Ls 2x5/16}$

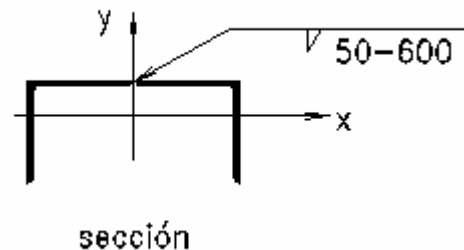
sin embargo, será necesario verificar el comportamiento de esta solución para el caso del pandeo flexotorsional con relación al eje Y:

con $L_y = L_z = 364 \text{ cm}.$

$f_c P_n = 17.0 \text{ t}$

En Tablas del Apéndice:

$2Ls 2x5/16$ O.K.



Nota: Los ángulos serán unidos mediante cordones de soldadura cada 60 cm para asegurar que trabajen en conjunto, formando una sección canal, por lo que no será necesario encontrar distancias entre enlaces, en este caso.

Primera Montante:

Empleando las Tablas del Apéndice: (Elementos 9 y 10)

$P_u = 2.02 \text{ t}$

$L_x = L_y = L_z = 100 \text{ cm}$

$f_c P_n = 2.3 \text{ t } \dots \dots 2Ls1x1/8 \text{ con dos enlaces}.$

(o $2Ls1.1/2x1/8$ con un enlace al centro, preferible!).

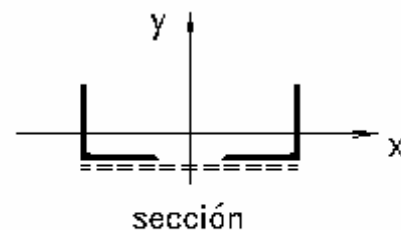


Fig. 6.56

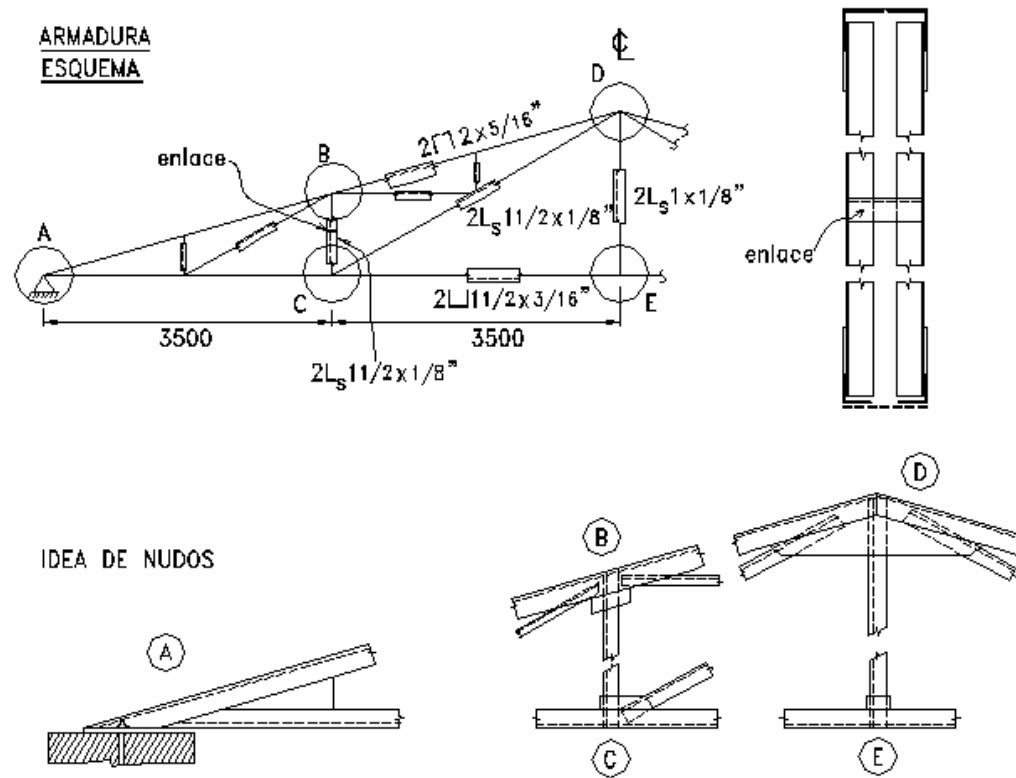


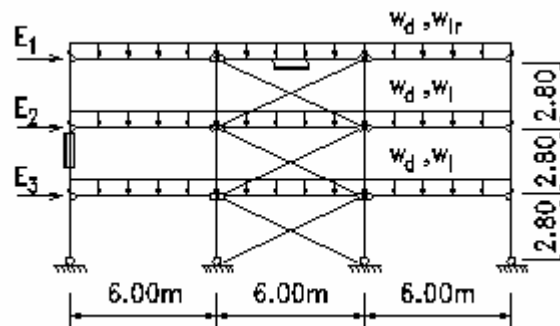
Fig. 6.57

PROBLEMAS

6.1 Material: Perfiles de Acero A36

Cargas: $w_d = 2.0 \text{ t/m}$
 $w_{lr} = 1.5 \text{ t/m}$
 $w_l = 2.3 \text{ t/m}$
 $E_1 = 3 \text{ t}$
 $E_2 = 2 \text{ t}$
 $E_3 = 1 \text{ t}$

Secciones preliminares:
 Vigas VS600x60
 Columnas CS200x74
 Arrostramiento en X: L3"x3/8"



Determinar el perfil adecuado para las columnas del 1er. entrepiso

Nota: $K_y = 1.0$ en todas las columnas
 Arrostramiento en X, sólo se consideran que trabajan en tracción

6.2 Material: Acero A36

Tanque de agua: $P_d = 75 \text{ t}$
 $P_l = 6 \text{ t}$

Acción del sismo: $E = 10 \text{ t}$

Torres de sección cuadrada

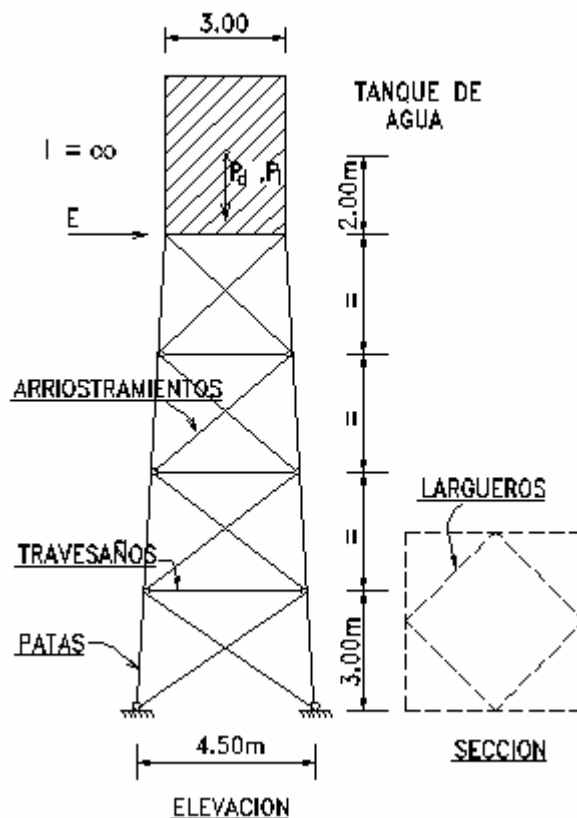
Patas : L_s simples, o dobles formando sección tubular cuadrada.

Travesaños : L_s simples, o dobles formando sección canal

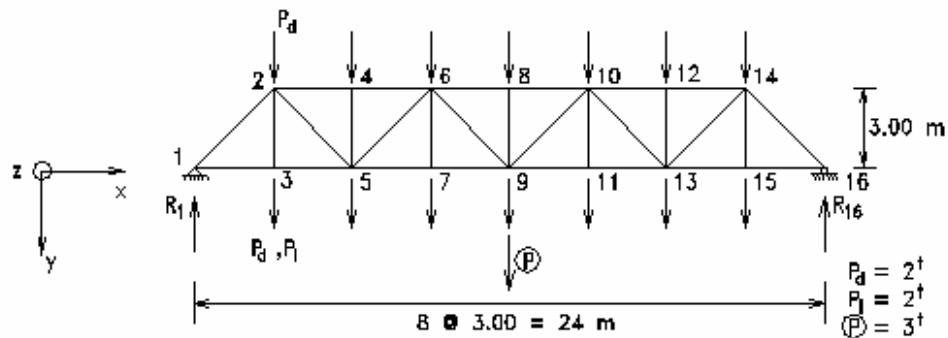
Largueros : L_s simples

Arrostramientos en X: Varillas sólidas con rosca en extremos, A307, sólo trabajan en tracción.

Determinar los perfiles para las patas y travesaños.



6.3



Material:

Perfiles CS de acero con $F_y = 2.53 \text{ t/cm}^2$

Uso de pernos A325

Arrostramientos impiden desplazamiento de nudos en la dirección Z.

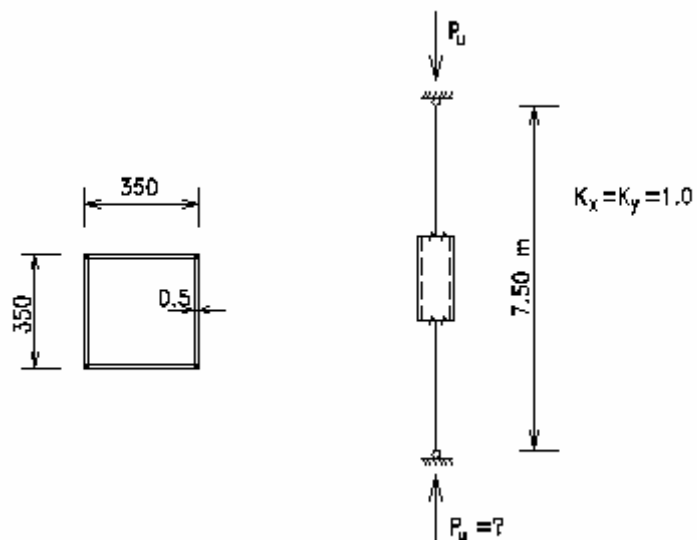
Carga de $P = 3 \text{ t}$ puede ubicarse en cualquier nudo de la brida inferior

Seleccionar los perfiles para todas las barras de la armadura mostrada

6.4 Verificar la máxima carga de compresión axial que se puede aplicar a la columna tubular mostrada.

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

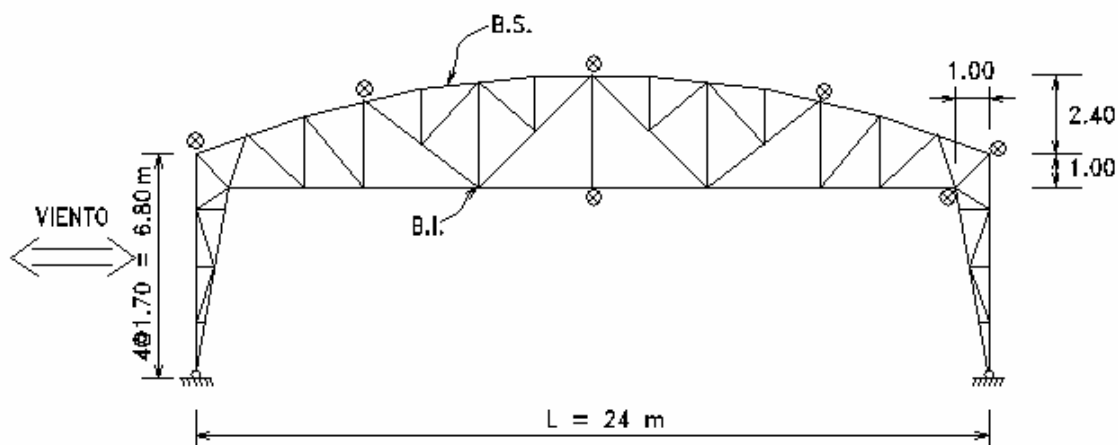
$$P_u \leq f_c P_n$$



6.5 Material: Acero A36 - Angi

Pórtico de celosía con brida superior circular

- Establecer la geometría y ubicación de nudos
- Determinar cargas, analizar esfuerzos y seleccionar perfiles L_s dobles.



Brida superior (B.S.) y brida inferior (B.I.) tienen soportes laterales confiables en los puntos marcados con $\otimes$

Cubierta: Planchas de asbesto corrugadas de 6' (1.83 m)
(excepto en las esquinas)

Carga viva sobre el techo = RNC = 30 kg/m²

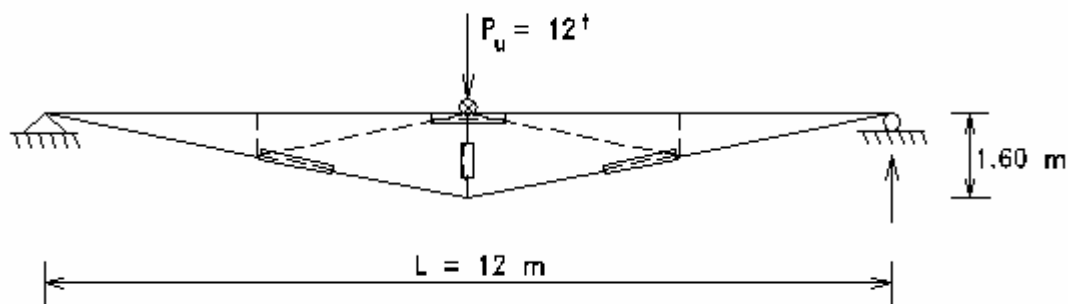
Acción del viento : Velocidad = 80 km/hora

Conexiones soldadas

Separación entre pórticos = 7.50 m

Áreas iniciales para el análisis: En B.S. = 20 cm²; en B.I. = 15 cm² y en diagonales y montantes = 12 cm²

6.6



Material: Angulos dobles de Acero A36 con $F_y = 2.53 \text{ t/cm}^2$

Seleccionar los perfiles indicados para todas las barras de la armadura indicada.

P_u = Carga factorizada.

B.S. = Arrioste confiable en donde se marca $\otimes$

Usar conexiones soldadas. Dar una idea de las conexiones.

Capítulo 7

Miembros en Flexión

7.1 GENERALIDADES

Son conocidos como miembros en flexión aquellos elementos estructurales que sostienen cargas transversales a su eje longitudinal. Observando la Fig. 7.1 de la viga simplemente apoyada con carga en los tercios y los respectivos diagramas de Momentos Flectores y de Corte, se aprecia que la zona CD de la viga se encuentra en flexión pura, mientras que los tramos AC y CB tienen además, esfuerzos cortantes.

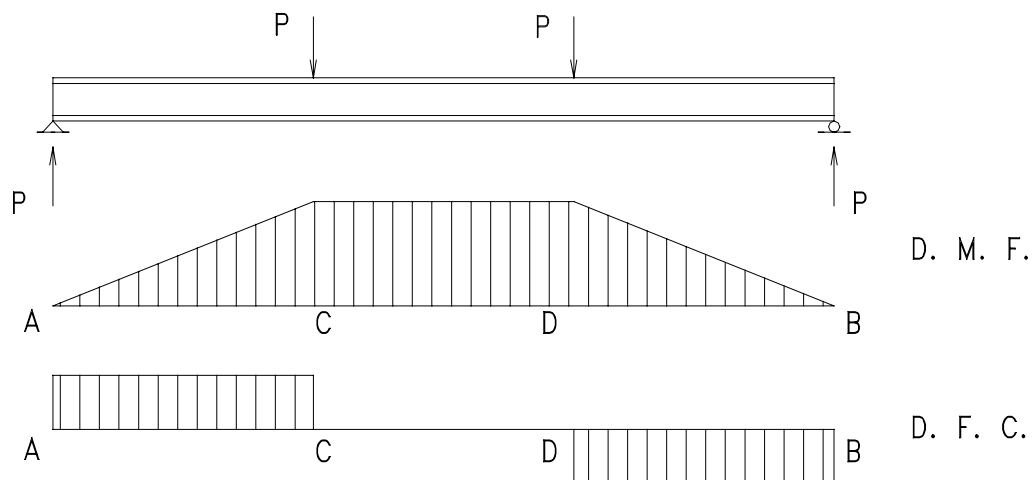


Fig. 7.1

Miembros que trabajen a flexión pura corresponden a una situación difícil de encontrar en la práctica. Lo más común es que en la sección transversal actúen, simultáneamente, los esfuerzos normales a la sección provenientes de la flexión, y los tangenciales debido al corte.

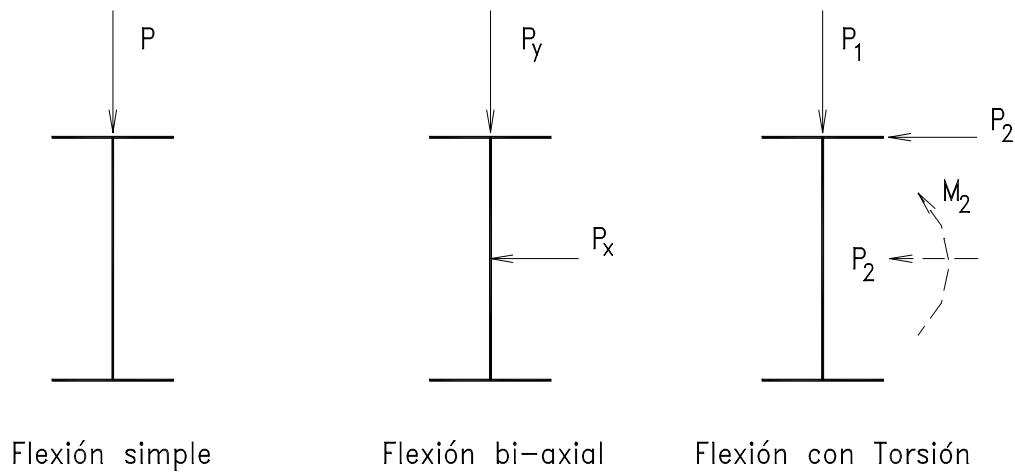


Fig. 7.3

En la mayoría de los casos se prefiere usar elementos prismáticos con secciones transversales de uno o dos ejes de simetría, actuando la flexión alrededor del eje principal (con mayor radio de giro, llamado eje fuerte) y situando las cargas en el eje perpendicular. En caso de existir excentricidad de las cargas con respecto a dicho eje, se produciría, asimismo, torsión que genera efectos adicionales de corte y de esfuerzos normales a la sección (alabeo).

Con relación a la posición de las cargas, se muestra a continuación, las diversas posibilidades.

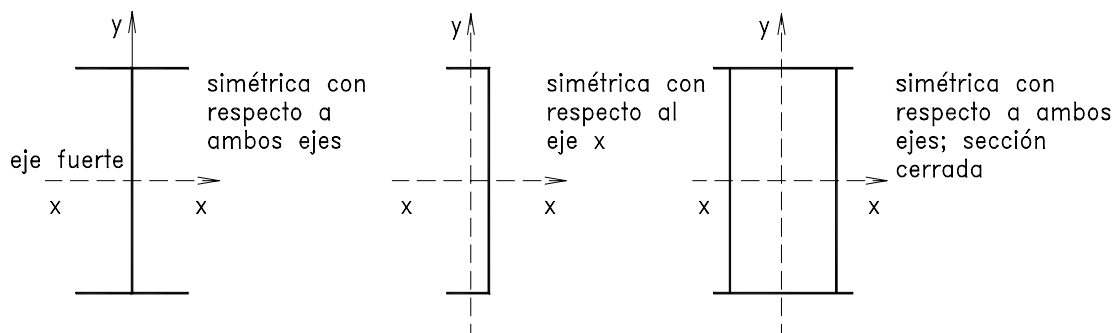


Fig. 7.2 Secciones mas frecuentes para miembros en flexión

Los miembros en flexión tienen distintas denominaciones de acuerdo a su tamaño y uso:

- Trabes de Planchas, llamadas también Trabes Armadas, que son de gran tamaño y empleadas principalmente como vigas principales de Puentes y para claros respetables.
- Trabes, empleadas en los pórticos de los esqueletos de acero de edificios. Son vigas principales de los edificios. En muchos casos pueden recibir acciones normales provenientes de su participación en los pórticos, por lo que deben ser diseñadas, frecuentemente para flexión combinada con tracción o compresión.
- Vigas secundarias, muchas veces designadas simplemente vigas.
- Viguetas de celosía, son vigas secundarias pero de alma abierta.
- Correas, son vigas secundarias de alma llena para cubiertas.
- Largueros, son vigas para paredes de edificaciones livianas.

Luego de esta presentación, se tratará; el caso que es base de todos los estudios de flexión, y que se refiere a la **viga de alma llena con el ala en compresión continuamente soportada**.

7.2 COMPORTAMIENTO DE VIGAS CONTINUAMENTE ARRIOSTRADAS

Cuando las vigas están continuamente soportadas lateralmente en su ala en compresión, el único estado límite para la resistencia al momento flexionante está relacionado con los **pandeos locales** de los elementos de la sección transversal, alma o alas. El soporte lateral continuo impide otro tipo de inestabilidad.

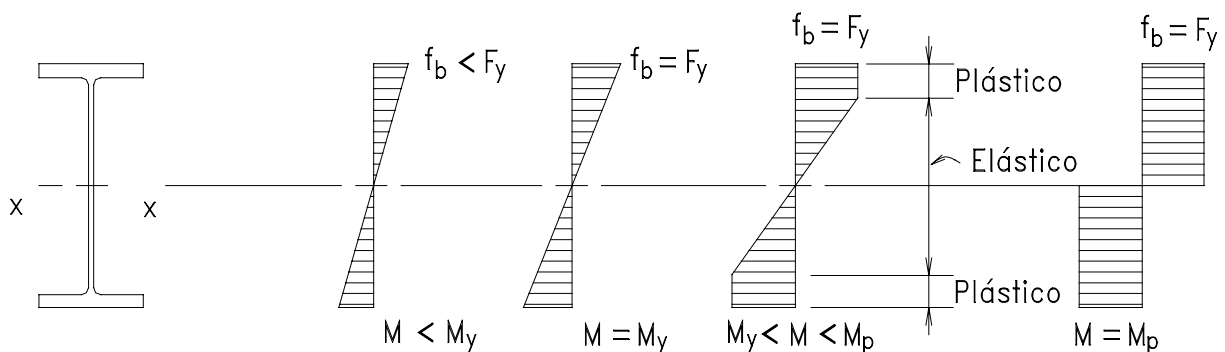


Fig. 7.4

En la Fig. 7.4 se muestra el comportamiento de una sección de una viga en flexión. Cuando se está en el rango elástico de los esfuerzos, la distribución de esfuerzos es triangular hasta cuando se alcanza $M_n = M_y = S_x * F_y$ que es llamado el momento de fluencia que corresponde a la deformación ε_y en el diagrama F vs. ε . (Ver Fig. 7.5)

Cuando se sobrepasa dicho valor, se entra al rango de plastificación donde las fibras de la sección van llegando a F_y .

Cuando todas las fibras de la sección alcanzan F_y se tiene la condición de Momento Plástico:

$$M_n = M_p = F_y \int_a y dA = F_y Z$$

donde

$Z = \int_a y dA$ es denominado módulo plástico de la sección.

M_p es la máxima capacidad en flexión que se puede llegar en una sección con material dúctil. La relación $M_p/M_y = Z/S = f$, se llama relación de forma que, en el caso de perfiles **I** flexionados alrededor del eje X , es de 1.09 (una reserva de resistencia del 10%). Es fácil demostrar, con el diagrama correspondiente al momento plástico, que el eje neutro divide en dos el área de la sección transversal y que Z es la suma de los productos de las áreas arriba y abajo por sus distancias a dicho eje neutro. Para alcanzar M_p se requiere gran rotación, generándose las Rótulas Plásticas. En el Capítulo 1 de este texto se da un ejemplo de viga con rótulas plásticas y el mecanismo de falla que se forma.

En caso que se flexione un perfil de forma **I** alrededor del eje Y (llamado eje débil por su radio de giro menor) la capacidad en flexión está dada por sus dos alas (de forma rectangular) que, en el caso extremo de estar completamente plastificadas:

$$M_p = F_y \int_a x dA = F_y \int_b t x dx$$

$$M_p = 2 F_y t b^2 / 4 ; \text{ por otro lado,}$$

$$\text{se conoce que: } M_y = 2 F_y t b^2 / 6$$

Entonces, el factor de forma:

$$f = M_p/M_y = 1.5$$

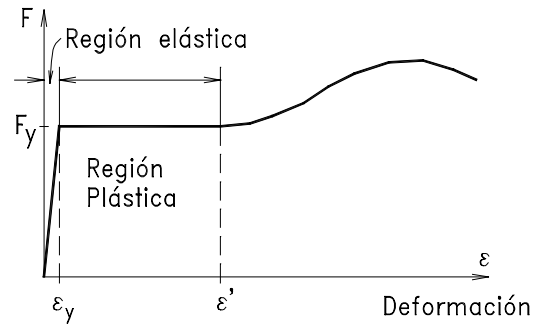


Fig. 7.5

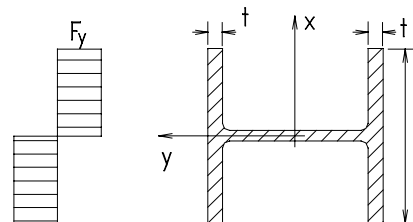


Fig. 7.6

Esto indica que hay una reserva significativa de las secciones rectangulares para llegar a la completa plastificación.

Sin embargo, es raro encontrar una sección con flexión alrededor del eje Y, por la poca capacidad inherente de la sección alrededor de dicho eje y por las restricciones que se tienen en las relaciones ancho-espesor de sus alas, para evitar el pandeo local.

7.3 ESPECIFICACIONES AISC-LRFD

7.3.1 MIEMBROS EN FLEXION

Las Especificaciones AISC-LRFD son sustancialmente distintas de las del método de diseño ASD. Las Especificaciones LRFD cubren más problemas, especialmente los del pandeo local; también dan soluciones para perfiles ángulos o Ts que antes no se consideraban en este estado de esfuerzos.

Como una idea general se puede decir que las Especificaciones AISC-LRFD para miembros en flexión se han organizado así:

El **Capítulo F** cubre las estipulaciones correspondientes a vigas compactas, lateralmente arriostradas o no arriostradas, de sección con doble simetría **I** o unisimétricas (Ts y ángulos dobles usados como vigas); también la resistencia al corte. Para secciones no compactas, la reglamentación está en el **Apéndice F**.

Para Trabes de Planchas esbeltas, donde se tienen problemas de pandeos locales o con las almas esbeltas (acción de campo de tracción), se dan las Especificaciones en el **Apéndice G**.

AISC-LRFD en su Sección F2 establece que:

$$\phi_b M_n \geq M_u$$

ϕ_b Factor de resistencia, que en flexión se considera 0.9,

M_n Resistencia nominal en flexión y

M_u Momento originado por las cargas factorizadas.

Las fórmulas, las definiciones y la organización para miembros en flexión fueron determinadas por las dos curvas de comportamiento que se dan a continuación: (Ver Fig. 7.7)

La primera figura muestra cuatro curvas típicas de momento vs. deflexión. En todas ellas, el comportamiento es controlado por el pandeo local del ala en compresión o el pandeo local del alma o el pandeo lateral-torsional. Las secciones compactas (que serán definidas mas adelante) arriostradas lateral y continuamente pueden llegar a M_p con una capacidad de rotación de 3 lo cual es suficiente para conseguir la redistribución de momentos (para el análisis plástico). Sin embargo, debe hacerse notar que si se disminuye el arriostramiento lateral, la sección puede

llegar a M_p pero hay insuficiente capacidad de rotación que impide el uso del análisis plástico, y que se muestra en la curva 2. Diversos modos de pandeo pueden ocurrir entre M_p y M_r , donde M_r define el fin del estado elástico de la sección. M_r no es $S_x F_y = M_y$ (visto antes) debido a la presencia de los esfuerzos residuales, F_{cr} , mas bien:

$M_r = S_x (F_y - F_r)$. El pandeo es inelástico en este rango y es llamado comportamiento no compacto, representado por la curva 3. La curva 4 representa el pandeo en el rango elástico que ocurre en secciones esbeltas.

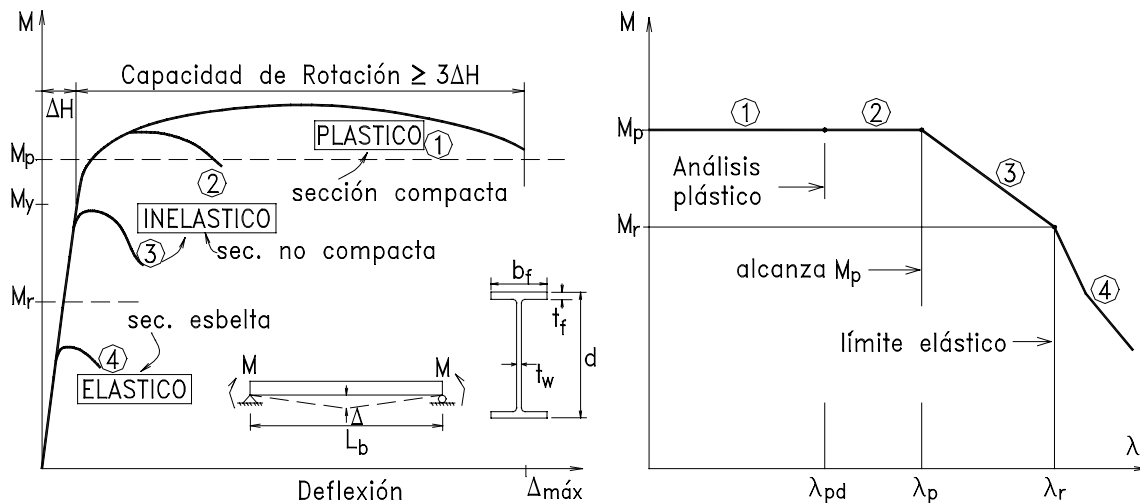


Fig. 7.7

Los parámetros que miden las relaciones ancho-espesor para el pandeo local del ala ($b_f/2t_f$), el pandeo local del alma (h/t_w) y el pandeo lateral-torsional (L_b/r_y) se muestran esquemáticamente en la segunda figura, donde λ representa las diversas relaciones de esbeltez que afectan el pandeo. Es interesante hacer notar que la misma curva básica se usa para los tres tipos de pandeo, así las fórmulas fueron consolidadas para que, usando el símbolo λ , se pueda representar a los tres. Hay tres límites, λ_{pd} , λ_p y λ_r para definir la curva. Para el caso de perfiles de forma **I**, se han reducido los límites del pandeo local para el alma y las alas usando $\lambda_{pd} = \lambda_p$. Las relaciones λ_r fueron dadas en las Tabla respectiva del Capítulo 6. λ_p lo mismo que λ_r serán explicados posteriormente para el caso de vigas. Por ejemplo, para los perfiles alas anchas, λ_p para los límites del pandeo del ala y del alma son:

$65/\sqrt{F_y}$ (este límite ha sido cambiado para Zonas Sísmicas, ver Pag. 7 - 8) y $640/\sqrt{F_y}$ (F_y en ksi), respectivamente. Estos límites fueron derivados para dar una capacidad rotacional de 3 y asegurar que el análisis plástico puede usarse. En cambio λ_r es el límite para que los elementos de la sección puedan alcanzar el punto de fluencia (considerando los efectos residuales).

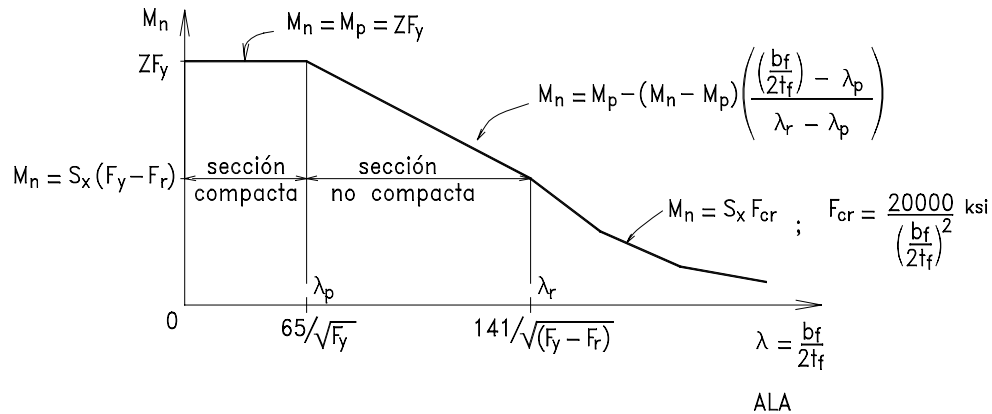


Fig. 7.8

Si las vigas están debidamente arriostradas con relación a su eje Y, la **resistencia nominal** M_n será M_p (o muy cercana a ella) siempre que cumplan con λ_p en los elementos de su sección; éstas son nominadas compactas; cuando se incumplen estas relaciones, ya sea porque $b_f/2t_f$ o h_c/t_w son mayores de λ_p , pero menores que λ_r , entonces se dice que las secciones son no compactas y su resistencia nominal está entre M_p y M_r .

El valor para M_r es $(F_y - F_r) S_x$, donde F_r es el esfuerzo residual que existe en las secciones y que afecta el comportamiento de las vigas.

$F_r = 10 \text{ ksi (705 kg/cm}^2\text{)}$ para secciones tipo W (laminadas en caliente), ó
 $F_r = 16.5 \text{ ksi (1165 kg/cm}^2\text{)}$, si las secciones son perfiles soldados tipo I.

Entre M_p y M_r se ha previsto para M_n una variación lineal como sigue:

$$M_n = M_p - (M_p - M_r) \frac{(\lambda - \lambda_p)}{(\lambda_r - \lambda_p)}$$

Cuando las secciones tienen elementos que sobrepasan λ_r , entonces se denominan secciones esbeltas y su comportamiento está regido por:

$$M_n = S_x F_{cr}$$

A continuación se dan las Tablas para definir los límites de λ y así poder agrupar las secciones de las vigas en compactas, no compactas y esbeltas.

Tabla 7.1 Valores límites λ_p para vigas de sección compacta

F_y	<u>Alas sin atiesar</u>	<u>Alas atiesadas</u>	<u>Almas en flexión</u>
	$*b_f / 2 t_f \leq 52 / \sqrt{F_y}$ 1	$b_f / t_f \leq 190 / \sqrt{F_y}$	$h / t_w \leq 640 / \sqrt{F_y}$
36 ksi (2530 kg/cm ²)	8.7	31.7	107.0
42 ksi	10.0	29.3	98.8

* Límite establecido para λ_p en las alas de las vigas a emplearse en zonas sísmicas, según *Seismic Provisions for Structural Steel Buildings*, Junio 15, 1992 - AISC-LRFD.

Tabla 7.2 Valores límites λ_r para vigas de sección no compacta

F_y	<u>Alas sin atiesar</u>		<u>Alas atiesadas</u>		<u>Alma en flexión</u>
	<u>P. lam.</u>	<u>P. soldado</u>	<u>P. lam.</u>	<u>P. soldado</u>	<u>flexión</u>
	$b_f / 2 t_f \leq$ $141 / \sqrt{F_y - 10}$ $106 / \sqrt{F_y - 16.5}$		$b_f / t_f \leq$ $238 / \sqrt{F_y - 10}$ $238 / \sqrt{F_y - 16.5}$		$h_c / t_w \leq$ $970 / \sqrt{F_y}$
36 ksi (2530 kg/cm ²)	27.7	24.0	46.7	53.9	161.7
42 ksi	24.9	21.0	42.1	47.1	149.7

P. lam. = Perfil laminada; P. soldado = Perfil soldado; F_y en ksi

En el Apéndice se dan Tablas donde se agrupan los Perfiles Soldados de acuerdo a un listado descendente de sus Módulos Plásticos Z_x ; asimismo, los valores de $\phi 2M_p$ y $\phi 3M_r$ y las distancias límites L_p y L_r para sus arriostramientos respectivos. Sobre esto último se tratará más adelante. Estas Tablas fueron elaboradas tomando en cuenta lo anteriormente explicado; se da un ejemplo para su uso.

EJEMPLO 7.1

Seleccionar un Perfil Soldado ($F_y = 2530 \text{ kg/cm}^2$) adecuado para la viga de la Figura. Suponer que la viga se encuentra continuamente arriostrada.

SOLUCION

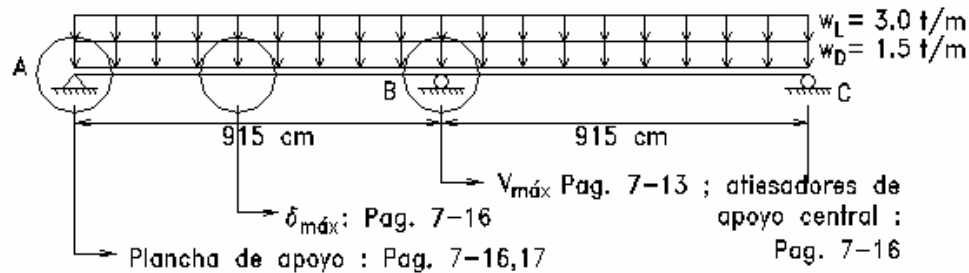


Fig. 7.9

Cargas de Servicio:

Carga Muerta = 1.5 t/m

Carga Viva = 3.0 t/m

Cargas Factorizadas:

Combinaciones aplicables:

A4.1 : 1.4D

A4.2 : 1.2D + 1.6L

$$w_u = 1.2 \cdot 1.5 + 1.6 \cdot 3 = 6.6 \text{ t/m}$$

Fig. 7.10

DESIGNACION	Z_x cm ³	$\phi_b M_p$ ($\phi_b M_n$) t-m	$\phi_b M_r$ t-m	L_p (L_n) cm
VS600x99	3145	71.6	34.7	272
CVS460x134	3071	69.9	34.0	365
VS500x104	3044	69.3	34.4	315
CVS500x134	-	68.3	36.3	604
CS460x152	-	66.3	39.7	1078
CVS400x132	2834	64.5	31.4	368
CS300x170	2776	63.2	30.1	412
VS600x97	-	62.2	34.2	502
CS400x149	-	61.5	34.5	882
CVS400x121	2572	58.6	28.8	384
CS350x142	-	58.4	28.8	486

Estados de Carga :

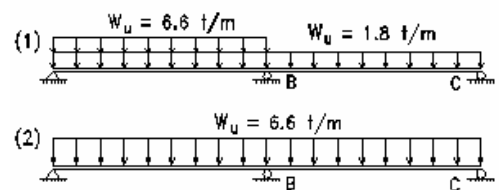
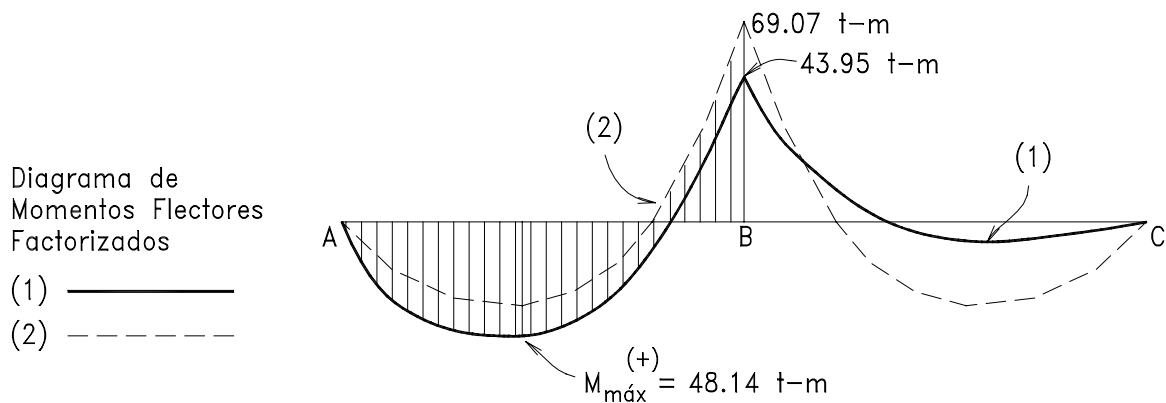


Fig. 7.10

Analizando los Estados de Cargas Factorizadas, se han determinado los diagramas de Momentos Factorizados siguientes:



$$M_u = 69.07 \text{ t-m}$$

En la Tabla de Selección de Perfiles para Vigas se encuentra que el perfil soldado **VS600x99** tiene una Resistencia de Diseño: $\phi M_p = 71.76 \text{ t-m}$.

Es posible seleccionar también el perfil **VS500x104** ($\phi M_p = 69.3 \text{ t-m}$) que aunque de mayor peso, tiene menor peralte, si se requiriera una restricción para peralte máximo de 500 mm.

En la Tabla de Propiedades de Perfiles Soldados, el perfil VS600x99 tiene $b_f/2t_f = 7.5 < 8.7$ (Pag. 7- 8) y $h_c/t_w = 76 < 107$, por lo que es un perfil compacto y entonces:

$$\phi M_n = \phi M_p = 0.90 \cdot 3145 \cdot 2.53 / 10^2 = 71.7 \text{ t-m}.$$

Ciertamente falta verificar resistencia a esfuerzos cortantes, a los esfuerzos en apoyos y las deflexiones máximas, lo que se efectuará posteriormente.

7.3.2 Corte en Vigas

Se verá en la Fig. 7.12 la distribución típica de esfuerzos cortantes en una viga de forma **I**; se observa que el alma toma la mayor cantidad de los esfuerzos, ello ocurre no sólo en las vigas de un alma sino también en caso de perfiles de almas múltiples.

Cuando se tiene el alma con dimensiones y esfuerzos que no sobrepasan la estabilidad de la misma, la resistencia V_n de la sección se basa en la fluencia al corte del alma, así:

$$V_n = \tau_y A_w$$

donde

τ_y Esfuerzo de fluencia al corte

A_w Área del alma = $d \cdot t_w$, para vigas laminadas, ó $h_c \cdot t_w$, para las vigas soldadas.

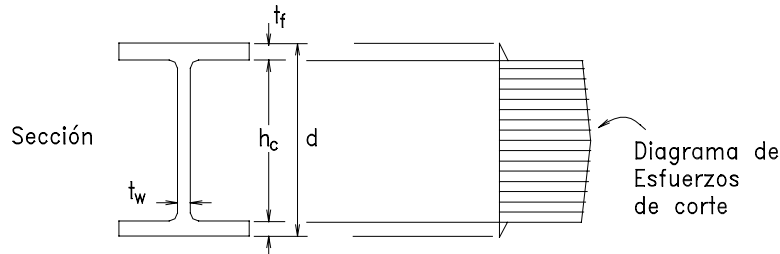


Fig. 7.12

De acuerdo con la teoría de la "energía de distorsión" el esfuerzo de fluencia al corte es igual al esfuerzo de fluencia F_y de tracción y/o compresión dividido por $\sqrt{3}$; entonces $\tau_y = 0.58 F_y \approx 0.60 F_y$.

AISC-LRFD en su Sección F.2.2 indica:

$V_n = 0.6 F_{yw} A_w$ siempre que no se exceda de:

$$h_c/t_w = 187 \sqrt{k / F_{yw}} \quad (F_{yw} \text{ en ksi});$$

$$h_c/t_w = 1520 \sqrt{k / F_{yw}} \quad (F_{yw} \text{ en kg/cm}^2)$$

donde

k coeficiente de pandeo de placas sujetas a corte puro = 5.0

F_{yw} esfuerzo de fluencia del alma.

Entonces para Acero A36 ($F_y = 2530 \text{ kg/cm}^2$): h_c/t_w límite = 69.7. Por lo que para secciones con relaciones h_c/t_w menores que este límite:

Resistencia de Diseño al Corte: $\phi V_n = \phi A_w (0.6 F_{yw}); \phi = 0.90$

Para secciones con relaciones ancho-espesor en sus almas mayores del límite antes indicado, se espera que ocurran pandeos inelásticos o elásticos como se observa en la Fig. 7.13, donde los esfuerzos deben reducirse para prevenir esos problemas.

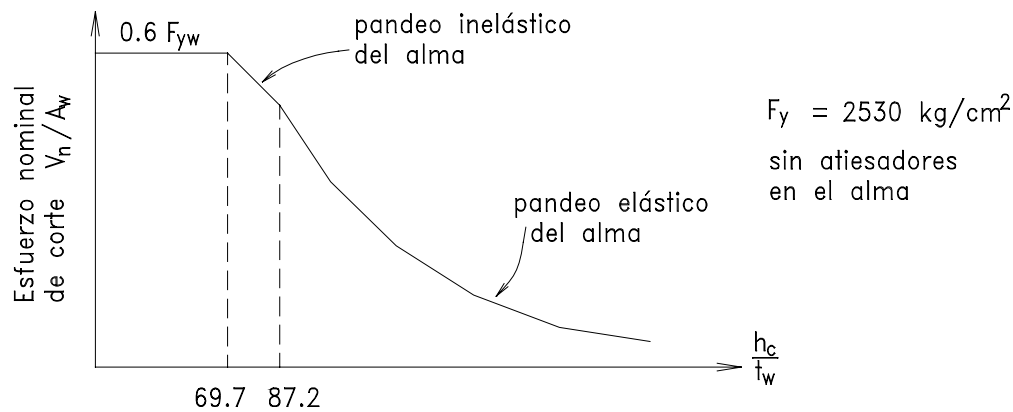


Fig. 7.13

AISC-LRFD tienen especificaciones para ello en su **Capítulo G**, donde se tratan las Trabes de Planchas con almas esbeltas. En este texto no se tratará el tema de las Trabes de Planchas, sin embargo se cree oportuno escribir las Especificaciones para los casos de pandeos elásticos o inelásticos de las almas de las vigas, ya que entre los Perfiles Soldados tipo **VS** hay muchos cuyas almas que sobrepasan el límite antes indicado.

En el caso de almas esbeltas donde no se empleen atiesadores intermedios de almas (costillas) y por lo tanto no se haga uso del llamado "Acción del Campo de Tracción", son aplicables las siguientes estipulaciones:

Para $h_c/t_w > 187 \sqrt{k / F_{yw}}$: $\phi V_n = \phi 0.6 A_w F_{yw} C_v F_{yw} = \text{ksi}$

Para $h_c/t_w > 1520 \sqrt{k / F_{yw}}$: $\phi V_n = \phi 0.6 A_w F_{yw} C_v$ $F_{yw} = \text{kg/cm}^2$

donde:

C_v es la relación del esfuerzo crítico de pandeo del alma al esfuerzo de fluencia del material del alma.

$k = 5.0$

C_v se determina como sigue:

Para F_{yw} en ksi

Para $187 \sqrt{k / F_{yw}} \leq h_c/t_w \leq 234 \sqrt{k / F_{yw}}$:

$$C_v = \frac{187 \sqrt{k / F_{yw}}}{h_c / t_w}$$

Para $h_c/t_w > 234 \sqrt{k / F_{yw}}$:

$$C_v = \frac{44000 k}{(h_c / t_w)^2 F_{yw}}$$

Para F_{yw} en kg/cm^2

Para $1520 \sqrt{k / F_{yw}} \leq h_c/t_w \leq 1900 \sqrt{k / F_{yw}}$:
$$C_v = \frac{1520 \sqrt{k / F_{yw}}}{h_c / t_w}$$

Para $h_c/t_w > 1900 \sqrt{k / F_{yw}}$:
$$C_v = \frac{3092200 k}{(h_c / t_w)^2 F_{yw}}$$

Se puede preparar una tabla para vigas con almas de acero A36:
 $F_{yw} = 2530 \text{ kg/cm}^2$

Tabla 7.3 Esfuerzos $\phi_v V_n/A_w$, para determinar la Resistencia de Diseño de vigas con almas esbeltas. Acero A36

h_c/t_w	ksi	t/cm^2
60	19.4	1.387
70	19.4	1.387
80	16.9	1.191
90	14.7	1.035
100	11.9	0.838
110	9.8	0.690
120	8.3	0.585
130	7.0	0.493
140	6.1	0.430
150	5.3	0.373
160	4.6	0.324
170	4.1	0.289
180	3.7	0.261
200	3.0	0.211
220	2.5	0.176
240	2.1	0.148
260	1.8	0.127

EJEMPLO 7.2

Para el Ejemplo de la Página 7-9, verificar si la viga VS600x99 es adecuada para el corte máximo. Los apoyos son muros de 30 cm de ancho.

SOLUCION

Corte máximo: $V_u = 6.6 \cdot 0.5 (9.15 - 0.30) + 69.07/9.15 = 36.75 \text{ t}$

Perfil VS600x99 tiene: $h_c/t_w = 76$;
 $h_c = 60.8$ cm. y $t_w = 0.8$ cm.

Con $h_c/t_w = 76$, en la Tabla anterior se interpola:

$$\phi_v V_n / A_w = 1.27 \text{ t/cm}^2$$

$$\phi V_n = 1.27 * 0.8 * 60.8 = 61.74 \text{ t} > 36.75 \text{ t},$$

Significa que el perfil **VS600x99** es adecuado para los efectos de corte.

7.3.3 Efecto de Cargas Concentradas aplicadas sobre Vigas

Cuando se aplican cargas concentradas en las vigas, o reacciones de apoyo, se puede producir una fluencia localizada en la zona debido a altos esfuerzos de compresión, seguido por pandeo inelástico en la región del alma adyacente al filete de encuentro del alma con el ala, en el caso de perfiles laminados, o al pie de la soldadura en el caso de perfiles soldados.

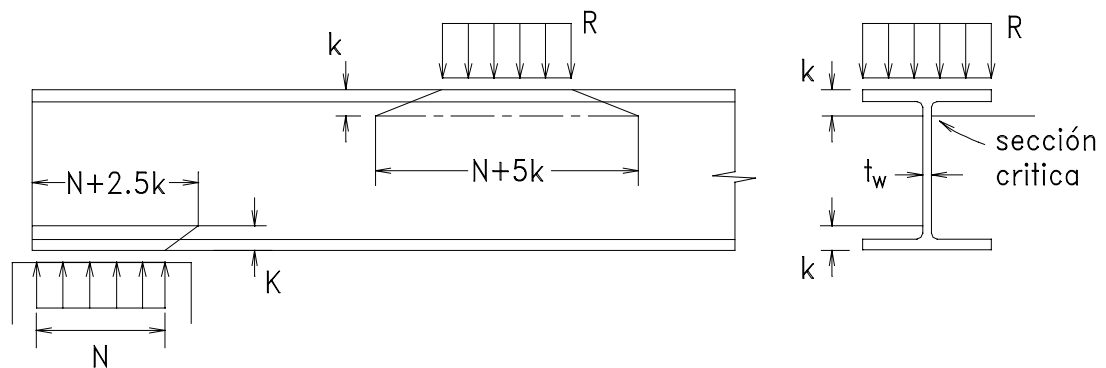


Fig. 7.14

Refiriéndose a la figura anterior, se considera que la carga produce una situación posiblemente crítica a una distancia k de la cara del ala. Esta carga se asume que se distribuye a lo largo del alma de la viga con una pendiente de 2.5:1 por lo que la carga se desparra en $(N + 5k)$ en apoyos interiores o en $(N + 2.5k)$ en apoyos exteriores.

7.3.3.1 Especificaciones AISC-LRFD

$$\phi R_n \geq R_u$$

donde

ϕ Factor de resistencia

R_n Resistencia nominal

R_u Carga concentrada factorizada.

Para el caso de Fluencia local del alma:

a) Para cargas interiores: $R_n = (5k + N) F_{yw} t_w$

b) Para cargas exteriores: $R_n = (2.5k + N) F_{yw} t_w$

donde

N Longitud de apoyo;

k distancia desde la cara exterior del ala hasta el pie del filete o el pie de la soldadura que conecta el ala con el alma;

F_{yw} Punto de fluencia del material del alma;

t_w espesor del alma.

ϕ 1.0

Para el caso de abolladura por inestabilidad del alma:

Para controlar la estabilidad del alma justo en la zona de las cargas concentradas, la resistencia nominal del alma basada en el criterio de estabilidad es:

a) Para cargas interiores:

$$\phi R_n = \phi 135 (t_w)^2 (1 + 3 (N / d) (t_w / t_f)^{1.5}) \sqrt{F_{yw} (t_f / t_w)}$$

b) Para cargas exteriores:

$$\phi R_n = \phi 68 (t_w)^2 (1 + 3 (N / d) (t_w / t_f)^{1.5}) \sqrt{F_{yw} (t_f / t_w)}$$

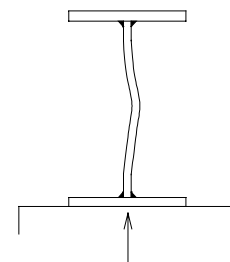
donde

t_f espesor del ala donde la carga se trasmite;

d peralte de la viga.

ϕ 0.75

R_n en kips si se usa t_w en pulg. y F_{yw} en ksi



Si se desea obtener R_n en toneladas, con t_w en cm y F_{yw} en kg/cm^2 , cambie 135 por (1.133) y 68 por (0.571) en las fórmulas anteriores.

EJEMPLO 7.3

Para la viga del Ejemplo de la Página 7-9 verificar la resistencia del alma y determinar las planchas de apoyo de la viga sobre los apoyos de los extremos, suponiendo que se tratan de muros de 30 cm, de concreto, con una resistencia a los 28 días de $f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$.

SOLUCION

$$R_u = 6.6 * 9.15 / 2 - 69.07 / 9.15 = 22.64 \text{ t}$$

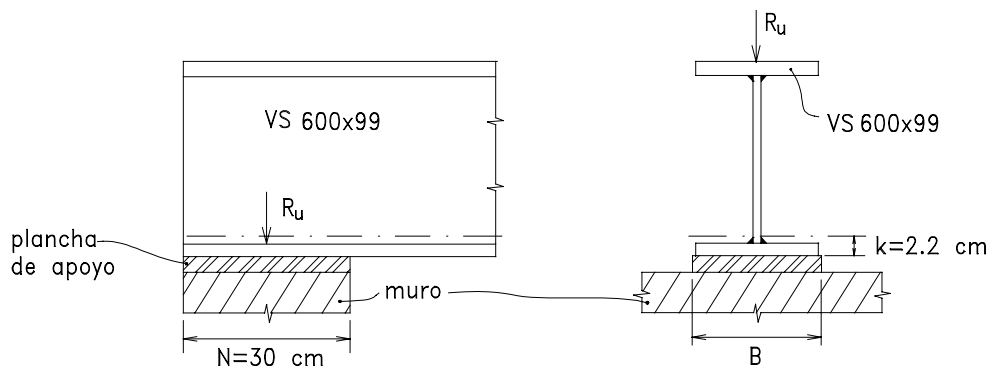


Fig. 7.16

- Para evitar la falla por fluencia en el alma:
 $N = R_u / (F_{yw} t_w) - 2.5k = 22.64 / (2.53 * 0.8) - 2.5 * 2.2 = 5.68 \text{ cm}.$
 Sin embargo se cree conveniente en este caso usar $N = 30 \text{ cm}$ (ancho del muro).

- Resistencia del concreto:

$$\phi P_p \geq R_u$$

donde

$$\phi = 0.60;$$

$$P_p = 0.85 f'_c A_p$$

A_p = área de apoyo de la plancha de la viga.

$$A_p = \frac{22640 / 0.60}{0.85 * 210} = 211 \text{ cm}^2; \text{ por lo tanto } B = 211 / 30 = 7.40 \text{ cm}.$$

Usar por lo menos, el ancho del ala: $B = 25 \text{ cm}.$

Plancha de apoyo: 30 cm x 25 cm

- Ahora se verifica la abolladura del alma (inestabilidad del alma):

$$R_n = 0.571 * (0.8)^2 (1 + 3(30/64) * (0.8 / 1.6)^{1.5} - 1) \sqrt{2530 * (1.6 / 0.8)^2} = 38.95 \text{ t}$$

$$\phi R_n = 0.75 * 38.95 = 29.21 \text{ ton. mayor que } 22.64 \text{ t, la carga aplicada. O.K.}$$

Nota En este apoyo no se requerirán atiesadores de refuerzo. Sin embargo, este problema es frecuente en los casos de perfiles soldados VS, en los apoyos internos, ya que estos poseen, a menudo almas esbeltas y las reacciones grandes. Este tema se tratará luego de concluir este Ejemplo.

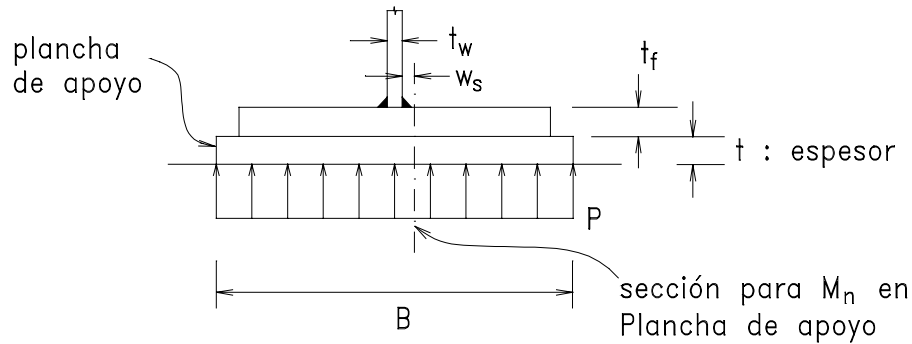


Fig. 7.17

Determinación del espesor de la plancha de apoyo:

Las dimensiones son: $N = 30$, $B = 25$ cm y t , espesor que falta determinar aún.

La presión de la plancha es $p = 22640/(30 \cdot 25) = 30.18 \text{ kg/cm}^2$.

La plancha de apoyo es considerada como un cantiliver con empotramiento en el pie de la soldadura en este caso:

$$M_u = \frac{p \left(B / 2 - (t_w / 2 + w_s) \right)^2 N}{2} = \frac{30.18 (25 / 2 - (0.8 / 2 + 0.6))^2 30}{2}$$

$$M_u = 59869 \text{ kg-cm}$$

Para una sección rectangular (de la plancha de apoyo) se requiere que:

$$\phi M_n \geq M_u$$

$$\phi = 0.9; \phi M_n = \phi M_p; M_p = Z F_y; Z = N t^2 / 4 = 30 t^2 / 4 = 7.5 t^2,$$

entonces igualando:

$$M_u = \phi M_p: 0.90 \cdot 7.5 \cdot 2530 \cdot t^2 = 59869 \dots t = 1.87 \text{ cm}$$

use **plancha de 3/4" x 300 x 250**.

7.3.3.2 Diseño de atiesadores de apoyo

Cuando las cargas concentradas aplicadas en el tramo, o en los apoyos exceden la resistencia del alma de las vigas (fluencia o inestabilidad) será necesario colocar atiesadores (costillas) de apoyo como se muestra en la figura anterior, para permitir que éstos, trabajando como columnas, puedan colaborar con el alma de la viga.

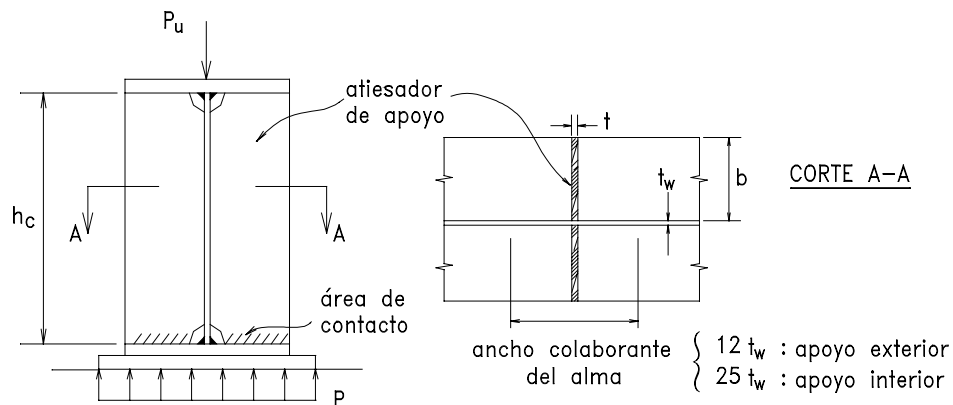


Fig. 7.18

Criterio de estabilidad como columna:

Se consideran que los atiesadores trabajan como columnas, con una sección transversal A_e conformada por su área propia más un área colaborante, como se ve en la Fig. 7.18.

KL/r se considera como: $0.75 h_c/r$;

h_c es la altura del atiesador y r es el radio de giro de los atiesadores con relación al eje del alma de la viga. Con esta relación se obtiene F_{cr} , y se verifica.

Especificaciones AISC correspondientes:

$$\phi_c P_n \geq P_u$$

donde

$$\phi_c = 0.85;$$

$$P_n = A_e F_{cr};$$

A_e área de los atiesadores más el área colaborante del alma, (Ver Fig. 7.18).

Criterio de apoyo:

Como se pretende que el atiesador se pegue lo más posible al ala, se necesita retirar algo de la sección del atiesador para que la soldadura del ala con el alma no interfiera.

El área remanente es **menor** que el área del atiesador de apoyo.

Especificaciones AISC correspondientes:

$$\phi P_n \geq P_u$$

donde

ϕ 0.75;

P_n Resistencia nominal = $2.0 F_y A_{pb}$;

P_u Carga factorizada;

A_{pb} área de contacto del atiesador con el ala.

_3 EJEMPLO 7.4

Determinar las dimensiones de dos planchas que sirvan de atiesadores de apoyo para el apoyo central de la viga del Ejemplo de la Pag. 7-9.

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

SOLUCION

$$P_u = 6.6 \cdot (9.15 - 0.30) + \frac{2 \cdot 69.07}{9.15}$$

$$P_u = 73.51 \text{ t}$$

$$b = (24.1 - 0.8) / 2 = 11.65 \text{ cm}$$

Ancho colaborante del alma:

$$25 \cdot 0.8 = 20 \text{ cm}$$

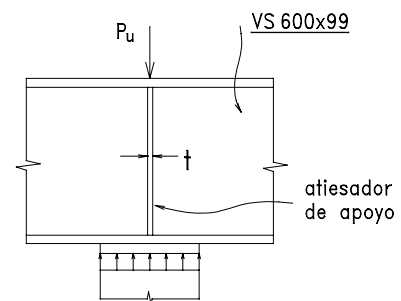


Fig. 7.19

Criterio como columna:

$$r \cong (1 / \sqrt{12}) 4 \cdot 11.65 \cdot 2 = 6.73 \text{ cm.}$$

$$kl/r = 0.75 \cdot 60.8 / 6.73 = 7.0 \dots \phi F_{cr} = 2.15 \text{ t/cm}^2$$

$$A_{st} = 73.51 / 2.15 = 34.19 \text{ cm}^2;$$

$$t = (34.19 - 20 \cdot 0.8) / (2 \cdot 11.65) = 0.78 \text{ cm};$$

así mismo, para evitar el pandeo local, $\lambda_r 5 \leq 15.8$

$$t = 11.65 / 15.8 = 0.74 \text{ cm.}$$

Criterio de áreas de contacto:

$w = 0.6 \text{ cm}$ (tamaño de soldadura)

$$A_{pb} = t(2 \cdot 11.65 - 2 \cdot 0.6) = t \cdot 22.1 \dots A_{pb} = 73.51 / (0.75 \cdot 2 \cdot 2.53) = 19.37 \text{ cm}^2$$

$$t = 19.37 / 22.1 = 0.88 \text{ cm.}$$

Se deduce que el estado límite que controla el espesor de las planchas es el correspondiente al criterio de las áreas de contacto.

Use 2 Planchas de 9.5 mm x 115 mm.

7.4 DEFLEXIONES

Cuando las vigas tienen luces significativas, o cargas apreciables, o el peralte está restringido por ciertas razones, la restricción de deflexión puede ser un estado límite que debe ser considerado. Este estado corresponde a condiciones de servicio que debe cumplir una viga para no tener problemas en situaciones de cargas de servicio. No es un estado de resistencia.

Deflexiones excesivas pueden causar daños a elementos no estructurales que se encuentren unidos a las vigas. En los techos horizontales con desagües atorados puede acumularse agua de lluvia que produce el llamado "efecto de charco" y en el interior de la edificación los pisos vibran cuando las vigas son muy flexibles.

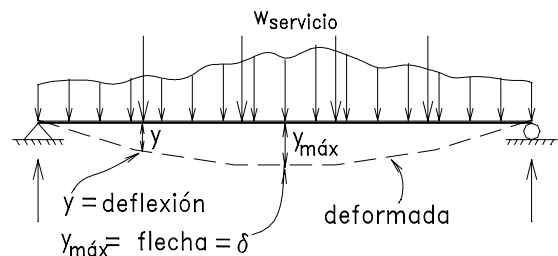


Fig. 7.20

Desafortunadamente las Especificaciones AISC-LRFD de 1986 no dan normas para que, conocidas las deflexiones, se puedan comparar con unas permitidas y se pueda establecer así el cumplimiento de un estado límite, como se hace con el caso de las resistencias. AISC-LRFD sólo indica: **"Los límites del servicio serán seleccionados con debida consideración a que se cumpla la función intencionada de la estructura"**.

La razón que se puede aducir para no establecer algo más específico relacionado con las deflexiones máximas, es que éstas no pueden servir como un criterio general para verificar que se cumple una condición de servicio adecuado en una viga con condiciones particulares.

Sin embargo, en las Especificaciones AISC para el Método de Diseño por los Esfuerzos Permisibles de 1989 (**ASD**) se consideran ciertas disposiciones, que se seguirán en este texto, para ayudar a los diseñadores en la verificación, haciendo notar que debida consideración debe darse para cada caso particular.

AISC-ASD-L3.1 establece: "**Vigas y Trabes que soportan pisos o techos serán dimensionadas con la consideración debida a las deflexiones producidas por las cargas de diseño**". Adicionalmente indica que la deflexión máxima por **cargas vivas de servicio** se limita a **L/360** cuando se tratan de cielos rasos enlucidos. En los Comentarios AISC-ASD L3.1 sugiere como una guía las siguientes limitaciones:

" Para vigas y trabes completamente esforzadas: $L/d \leq 800/F_y$.

Para correas de techados, excepto para techos planos:

$L/d \leq 1000/F_y$; F_y en ksi.

(en unidades del sistema métrico, F_y en kg/cm^2 , las dos anteriores expresiones son $L/d \leq 56360/F_y$ y $L/d \leq 70450/F_y$).

Asimismo para vigas que soportan cargas de impacto o que causan vibración con áreas libres de particiones u otras fuentes de amortiguación: $L/d \leq 20$ ".

En esta forma se asegura que se empleen trabes o vigas que tienen dimensiones lo suficientemente conservadoras como para evitar algunos problemas.

En vigas continuas la deflexión real de las vigas es más importante que las relaciones L/d .

En realidad se necesita un Método Rápido para el Cálculo de las Flechas. Este fue desarrollado por Ira Hooper. La flecha se obtiene modificando la fórmula básica para la deflexión máxima de una viga simplemente apoyada con una carga uniforme como sigue:

$$\delta = (5/384) (wL^4/EI) = 5ML^2/(48EI) = \frac{5 f_b L^2}{48 E c}$$

donde:

w	carga uniforme;
L	longitud de la viga;
E	módulo de elasticidad;
I	momento de inercia de la Sección de la viga;
M	momento máximo = $wL^2/8$;
f_b	esfuerzo máximo en la fibra extrema = $M.c/I$;
c	distancia de la fibra más alejada al eje neutro.

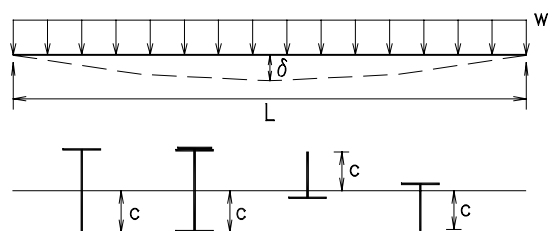


Fig. 7.21

Sustituyendo $E = 2.1 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$ y $d = 2c$ en vigas de forma I se tiene la siguiente expresión aproximada:

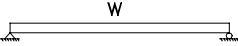
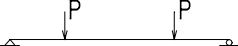
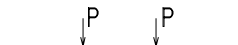
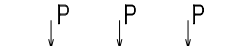
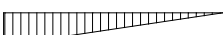
$$\delta = \frac{f_b L^2 \times 10^{-3}}{d}$$

donde: $\delta = \text{cm}$; $f_b = \text{kg/cm}^2$; $L = \text{m}$; $d = \text{cm}$

Para que la fórmula anterior sea aplicable a otros sistemas de cargas distintos a la carga uniformemente repartida se puede hacer uso del Teorema del Area de Momentos que relaciona los diversos sistemas de cargas al comparar sus áreas de momentos flectores. K es dicha relación. Entonces para otro sistema de cargas distinto al de cargas uniformes:

$$\delta = K \frac{f_b L^2 \times 10^{-3}}{d}$$

Tabla 7.4 Valores del Factor de carga para diferentes sistemas de cargas

<u>Carga</u>	<u>Sistema</u>	<u>Diagrama M/EI</u>	<u>K</u>	<u>Observaciones</u>
Carga Unif.			1.00	común
2 P @ L/4			1.10	raro
2 P @ L/3			1.02	Use = 1.0
3 P @ L/4			0.95	Use = 1.0
1 P al centro			0.80	común
Mom. en extremo			0.60	max. al centro

Para el Calculo de la máxima deflexión en las vigas continuas, por el principio de superposición se tiene:

$$\delta_{\max.} = \delta_{\text{sim.}} - \delta_l - \delta_r$$

donde

$\delta_{\text{sim.}}$ flecha de viga con apoyos simples.

δ_l y δ_r flecha en la viga por los momentos de los apoyos en la izquierda y derecha, respectivamente.

$f_{b \text{ sim}}$ Esfuerzo en viga simple.

f_{bl} Esfuerzo en apoyo izquierdo.

f_{br} Esfuerzo en apoyo derecho.

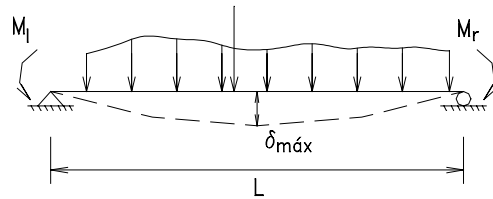


Fig. 7.22

$$\delta_{\max.} = [K f_{b \text{ sim.}} - 0.60 (f_{bl} + f_{br})] (L^2/d) \times 10^{-3}$$

Donde f_b en kg/cm^2 ; L en m; d en cm.

EJEMPLO 7.5

Verificar si la viga VS600x99, solución del Ejemplo de la Pag. 7 - 9 cumple los requerimientos de las condiciones de servicio por deflexiones. Usar las Especificaciones AISC-ASD respectivas.

SOLUCION

La carga viva de servicio es:

$$w_l = 3000 \text{ kg/m.}$$

$$S_x = 2815 \text{ cm}^3; d = 64 \text{ cm}$$

(De la Tabla de Propiedades de Perfiles Soldados)

La condición que producirá la máxima deflexión por carga viva se muestra en la figura contigua.

Asimismo se muestra el diagrama de Momentos flectores correspondiente al tramo izquierdo.

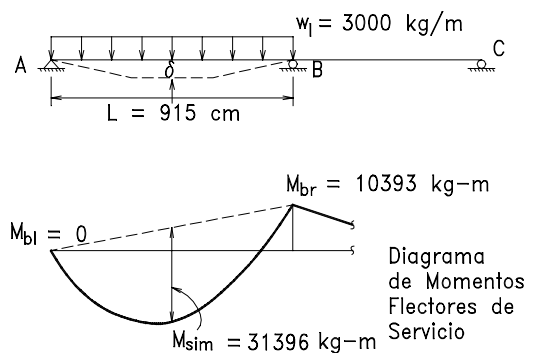


Fig. 7.23

$$M_{sim.} = 1/8 * 3000 * 9.15^2$$

$$M_{sim.} = 31396 \text{ kg-m;}$$

$$f_{bsim.} = 31396 * 10^2 / 2815 = 1195 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{bl} = 0; f_{br} = 10393 * 10^2 / 2815 = 369 \text{ kg/cm}^2$$

$$\delta_{max} = (1 * 1195 - 0.60 (0 + 369)) (9.15^2 / 64) * 10^{-3} = 1.27 \text{ cm}$$

$$\delta_{max} / L = 1/720 < 1/360 \text{ O.K.!}$$

A pesar que la viga no está completamente cargada si no sólo parcialmente, se verificará:

$$L/d = 915/64 = 14.76 < 56350/2530 = 22.3 \text{ O.K.!}$$

7.5 VIGAS CON ARRIOSTRAMIENTO NO CONTINUO

Ocurre que ciertas vigas no se encuentran continuamente arriostradas, porque no están unidas continuamente al piso, o porque otras vigas espaciadas son las que soportan lateralmente a las vigas, o porque no se confía en la capacidad de los soportes laterales; o simplemente, como el caso de las vigas tecles y las vigas carrileras, que trabajan aisladas al tomar las cargas.

Puede suceder, entonces, que la viga no llegue a la capacidad de resistencia que se ha determinado en los párrafos anteriores y se presente el fenómeno denominado Pandeo Lateral-torsional de los miembros que se flexionan alrededor de su eje fuerte y que genera un estado límite importante. Se procurará, en las siguientes líneas dar una explicación sencilla de este fenómeno.

viga soportada lateralmente en extremos :

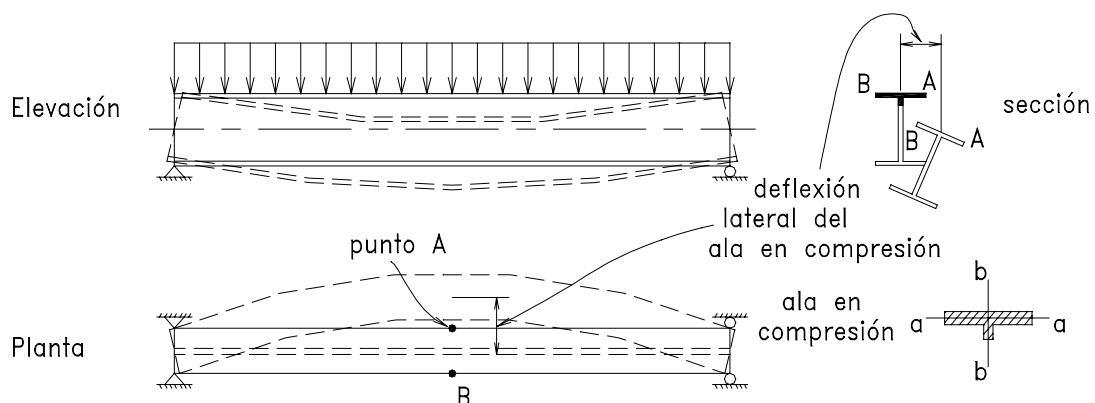


Fig. 7.24

Es posible pensar que el ala en compresión de una viga y una pequeña parte del alma contigua puedan considerarse como la sección de una columna en compresión y como tal sujeta a pandear. Dos son los ejes en que una sección rectangular puede pandear. Con relación al eje a-a esto no es posible porque el alma de la viga impide que suceda, en cambio alrededor del eje b-b sí puede ocurrir pandeo flexional y dependerá que haya soportes laterales y de su espaciamiento. Sin embargo, el fenómeno es más complejo que el descrito ya que el ala en tracción trata de mantener su posición, por lo que habrá una rotación, adicionalmente.

7.5.1 Soportes Laterales

Vale la pena discutir ahora lo que se llama soporte lateral. En primer término se definen dos tipos de soporte (arriostramiento) lateral; estos son (Ver Fig. 7.25):

- a) Soporte lateral continuo como el que se obtiene al embeber el ala en compresión de una viga en una losa de concreto.
- b) Soporte lateral a intervalos como los suministrados por miembros que se apoyan sobre las vigas que se desea arriostrar.

No sólo se deben estudiar los miembros que sirven de puntos fijos para el ala en compresión de las vigas sino también todo el sistema que forma el piso o techo como se aprecia en la Fig. 7.26.

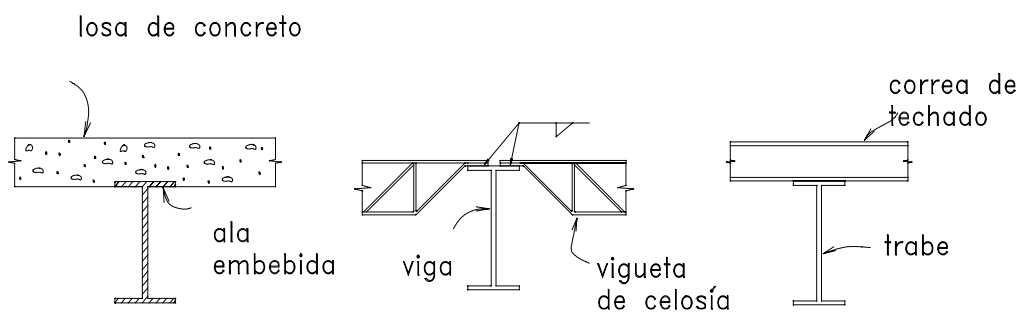


Fig. 7.25

En situaciones dubitativas es preferible ignorar el arriostramiento, como por ejemplo cuando se emplean correas de viguetas de celosía en techos de cubierta liviana. En este caso se deberá confiar sólo cuando se empleen las llamadas viguetas dobles y junto con sistemas en X.

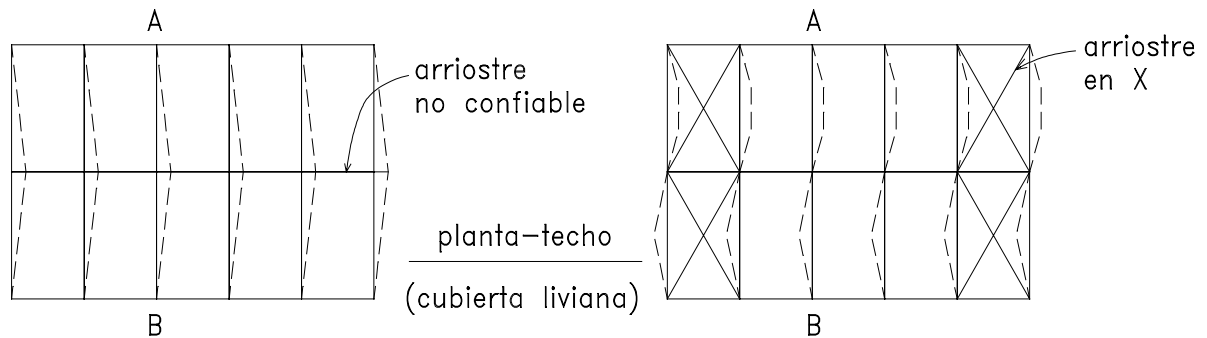


Fig. 7.26

7.5.2 Pandeo Lateral-torsional de las Vigas

En la página 7-6, se trató el tema del comportamiento de los elementos en flexión y se hizo mención de las dos curvas básicas que han servido para el reglamento AISC-LRFD; allí se dejó, para tratar posteriormente, el caso del pandeo lateral-torsional de las vigas, que depende entre otras cosas, cuando las vigas son flectadas alrededor del eje X, de la relación L_b/r_y , siendo L_b , en este caso la distancia entre arriostramientos laterales.

7.5.2.1 Pandeo en el rango elástico

En la Fig. 7.27 se presenta una viga en una posición pandeada y entonces los momentos M_o aplicados en el plano yz originarán los momentos componentes M'_x , M'_y , y M'_z alrededor de los ejes x' , y' y z' , lo que significa que habrá curvatura de flexión alrededor de los ejes x' e y' y curvatura de torsión alrededor de z' . Se acepta que las deformaciones son pequeñas y que las propiedades de los Momentos de Inercia I_x e I_y son iguales a I'_x e I'_y , respectivamente; además: $I_x \gg I_y$

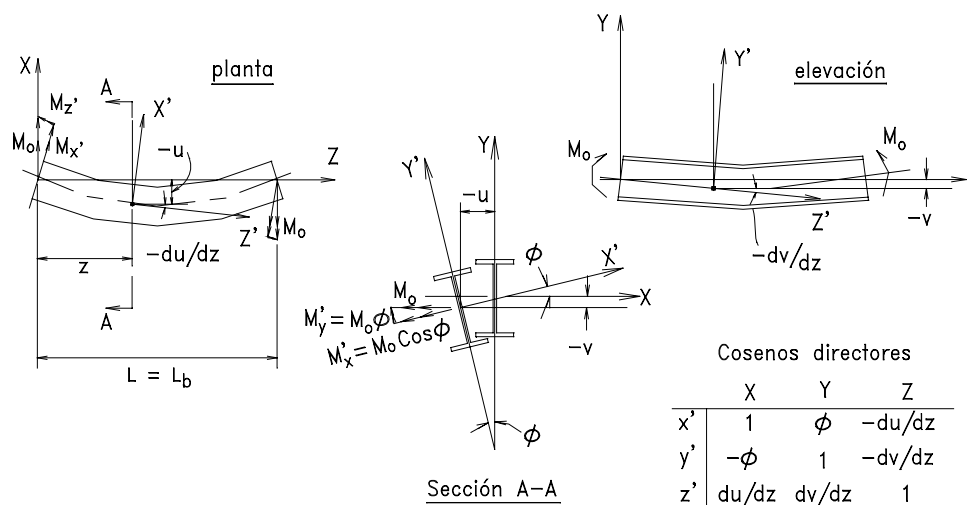


Fig. 7.27

El coseno director entre y-y' y z-z' es 1, por lo tanto:

$$EI_x d^2v/dz^2 = M_{x'} = M_o$$

donde v es el desplazamiento del centroide en la dirección y.

También la curvatura en el plano x'z' es:

$$EI_y d^2u/dz^2 = M_{y'} = M_o \phi$$

donde u es el desplazamiento del centroide en la dirección x.

La ecuación diferencial para la torsión de una viga de sección **I** (no desarrollada en este texto) es:

$$M_z' = GJ d\phi/dz - EC_w d^3\phi/dz^3$$

De la figura se deduce que la componente torsional de M_o es proporcional a la pendiente de la viga en el plano en el plano xz, así;

$$M_z' = -du/dz M_o$$

por lo que la ecuación diferencial torsional es, entonces:

$$-du/dz M_o = GJ d\varphi/dz - EC_w d^3\varphi/dz^3$$

Diferenciando con respecto a z:

$$-d^2u/dz^2 M_o = GJ d^2\varphi/dz^2 - EC_w d^4\varphi/dz^4$$

y también: $d^2u/dz^2 = M_o \varphi/EI_y$ que sustituidos en la ecuación previa dan:

$$EC_w d^4\varphi/dz^4 - GJ d^2\varphi/dz^2 - M_o^2/EI_y \varphi = 0$$

que es la ecuación diferencial para el ángulo de torsión.

No se desarrolla en este texto la solución de la ecuación diferencial anterior, más bien se da la expresión del valor característico:

$$M_o = M_{cr} = \sqrt{\pi^4 E^2 C_w I_y / L^4 + \pi^2 EI_y GJ / L^2} = \pi / L \sqrt{(\pi E/L)^2 C_w I_y + EI_y GJ}$$

C_w = Coeficiente de alabeo

J = Coeficiente torsional

fórmula que da el Momento Crítico de pandeo de vigas con momento uniforme a lo largo de todo el tramo, con apoyos simples en donde las secciones pueden torsionarse pero no tienen alabeo.

Se observa que la resistencia al pandeo de una viga es la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados de la resistencia de la sección al pandeo flexional de la viga con relación al eje Y, con la resistencia al pandeo torsional de la misma sección. Significa que para la resistencia al pandeo lateral-torsional hay contribuciones de la capacidad flexionante y de torsión de la sección.

Para ajustarse a la condición de momento variable a lo largo del tramo de viga en cuestión se añade un factor de gradiente de momentos C_b , del que se tratará posteriormente. Por lo tanto, el momento crítico del pandeo elástico puede indicar como:

$$M_{cr} = C_b \pi / L \sqrt{(\pi E/L)^2 C_w I_y + EI_y GJ} \quad (\alpha)$$

El esfuerzo crítico de pandeo es: $F_{cr} = M_{cr} / S_x$

7.5.2.2 Pandeo Inelástico

Cuando las fibras extremas de las secciones sometidas a flexión sobrepasan la deformación $\varepsilon_y = F_y/E$, se dice que se ha ido más allá del límite de proporcionalidad y por lo tanto no es posible usar la expresión determinada en el párrafo anterior. En Prof. Yura de la U. de Texas reporta el comportamiento de vigas en el rango inelástico como se muestra en la Fig. 7.28. Aunque la rigidez torsional no es grandemente afectada por los esfuerzos residuales, la resistencia relacionada con el comportamiento como columna es bastante afectada.

Se conoce que la máxima capacidad en la zona elástica de las vigas es: $M_r = S_x (F_y - F_r)$, donde F_r es el esfuerzo residual en las alas. En la figura se observa, también, que hay mayor pérdida de capacidad donde el momento es constante que donde el momento varía.

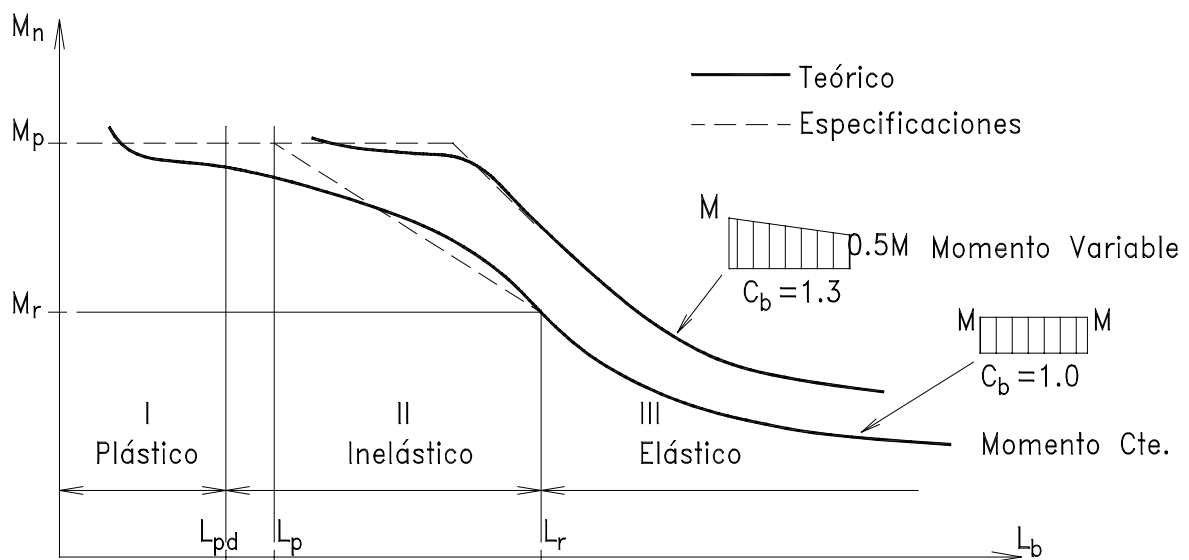


Fig. 7.28

Hay una zona en que la resistencia máxima esperada coincide con la capacidad del momento plástico de la viga. Entre esta zona de fluencia y la zona de comportamiento elástico se puede aceptar una variación lineal que toma en cuenta la presencia de esfuerzos residuales. Queda aún determinar cuáles son los límites entre los que controla cada comportamiento.

Así el límite para arribar al momento plástico requiere que la distancia entre arriostramientos sea corta para evitar cualquier pandeo lateral-torsional. En este caso hay poca influencia de la capacidad torsional de la sección por lo que se desprecia el término de la rigidez

torsional GJ y en la ecuación (α) desaparece el segundo término. Por lo tanto:

$$M_{cr} = \frac{\pi^2 E}{L^2} \sqrt{C_w I_y}$$

Desde que M_{cr} debe alcanzar M_p se lo sustituye por $M_p = Z_x F_y$ y como $C_w = I_y h^2/4$, e $I_y = A r_y^2$, reemplazando L por L_b (distancia entre arriostres), la ecuación anterior se escribe:

$$L_b / r_y = \sqrt{\frac{\pi^2 E}{2 F_y} (h A / Z_x)}$$

Se conoce que para la mayoría de perfiles I, $hA/Z_x \approx 1.5$ y si es de acero, $E = 29000$ ksi, entonces:

$$L_b / r_y = \sqrt{\frac{\pi^2 29000 (1.5)}{2 F_y}} = 460 / \sqrt{F_y}$$

Sin embargo AISC-LRFD-F1.3 da este límite conservadoramente como:

$$L_b/r_y = 300/\sqrt{F_y} \quad 4 \quad F_y \text{ (ksi)}$$

$$L_b/r_y = 2520/\sqrt{F_y} \quad 5 \quad F_y \text{ (kg/cm}^2\text{)}$$

Cuando se desea aplicar el diseño plástico, con gran capacidad de rotación de los tramos cercanos a las rótulas plásticas, se requiere que el material llegue a la zona de endurecimiento por deformación donde en vez de E se tiene E_{st} (módulo promedio) que se puede aproximar con E/F_y que conduce la expresión más conservadora, para usar en el diseño plástico y es: $L_b/r_y = 2800/F_y$, ksi. En la U. de Texas se han obtenido de pruebas, incluyendo la acción de la gradiente de momentos, la siguiente expresión:

$$L_b/r_y = \frac{3600 + 2200 M_l / M_p}{F_y, \text{ ksi}}$$

$$L_b/r_y = \frac{70.4547 * (3600 + 2200 M_l / M_p)}{F_y, \text{ kg / cm}^2}$$

donde M_l es el menor momento en los extremos de segmentos no arriostros lateralmente (positivo cuando hay curvatura reversa).

7.5.3 Especificaciones AISC-LRFD para miembros en Flexión no arriostados continuamente

Para vigas que se cargan en el plano del alma, el requerimiento de resistencia de acuerdo a **LRFD-F2** es:

$$\phi_b M_n \geq M_u$$

donde

ϕ 0.90, factor de resistencia por flexión.

M_n Resistencia nominal en flexión.

M_u momento por cargas factorizadas.

La siguiente figura muestra el efecto de la distancia entre arriostres L_b para la resistencia al pandeo lateral-torsional. Como se vio antes el pandeo local puede reducir la resistencia. Se presentan 5 casos posibles.

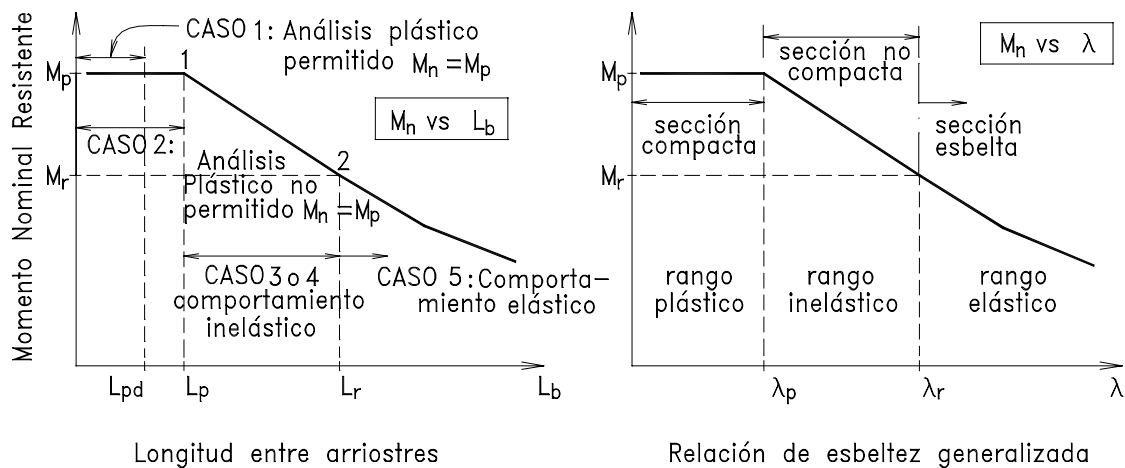


Fig. 7.29

Caso 1: Cuando se alcanza M_p con largas deformaciones en las rótulas plásticas: ($R > 3.0$)

La sección debe ser **compacta** es decir que las relaciones ancho-espesor el ala ($b_f/2t_f$) y para el alma (h_c/t_w) no deben exceder λ_p 1 (como se indica en la Pag. 7 - 8) y la distancia entre arriostramientos no debe exceder:

$$L_{pd} = \frac{3600 + 2200 M_1 / M_p * r_y}{F_y, \text{ ksi}}$$

En este caso se puede aplicar el Diseño Plástico en acero.

Caso 2: Cuando se alcanza el M_p ($M_n = M_p$) pero con relativamente pequeña rotación: ($R < 3.0$)

La sección debe ser **compacta** para prevenir el pandeo local, es decir $b_f/2t_f$ y h_c/t_w no deben exceder los valores de λ_p 1. Asimismo, L_b no debe exceder L_p cuando $C_b = 1.0$

$$L_p = 300 r_y / \sqrt{F_y} \quad F_y \text{ (ksi);}$$

$$L_p = 2520 r_y / \sqrt{F_y} \quad F_y \text{ (kg/cm}^2\text{)}$$

Caso 3: Cuando el Pandeo Lateral-torsional de secciones compactas puede ocurrir en el rango inelástico ($M_p > M_n \geq M_r$):

La resistencia nominal puede aproximarse por la relación lineal mostrada en la curva básica. No debe existir posibilidad de pandeo local, es decir $\lambda < \lambda_p$ 2. Entonces:

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

donde $M_r = (F_y - F_r) S_x$; todos los demás términos explicados anteriormente. La longitud L_r es obtenida igualando M_r a M_{cr} (frontera del comportamiento elástico e inelástico) y resolviendo para L , tal como lo presenta LRFD-F3:

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

donde

$$X_1 = \pi / S_x \sqrt{E G J A} / 24$$

$$X_2 = 4C_w/I_y (S_x/GJ)^2$$

Se debe advertir que las expresiones X_1 y X_2 no tienen significado físico sino que proveen una manera más simple de escribir las expresiones. En el Apéndice se dan valores X_1 y X_2 para Perfiles Soldados.

Caso 4 Estado Límite General cuando la Resistencia Nominal de Momento M_n ocurre en el Rango Inelástico ($M_p > M_n \geq M_r$):

Cuando $L_p < L_b < L_r$ para el pandeo lateral-torsional o

cuando $\lambda_p 5 \leq b_f/2t_f < \lambda_r 6$, para el pandeo local del ala o

cuando $\lambda_p 7 \leq h_c/t_w < \lambda_r 8$, para el pandeo local del alma, la resistencia estará dentro de esta categoría, y AISC-LRFD da como resistencia para el caso de posibilidad de pandeo local:

$$M_n = M_p - (M_p - M_r) \frac{(\lambda - \lambda_p)}{(\lambda_r - \lambda_p)}$$

y para el caso de posibilidad de pandeo lateral-torsional:

$$M_n = C_b \left[M_p - (M_p - M_r) \frac{(\lambda - \lambda_p)}{(\lambda_r - \lambda_p)} \right] \leq M_p$$

donde $\lambda_{11} = L_b/r_y$, $\lambda_{p12} = L_p/r_y$, $\lambda_{r13} = L_r/r_y$, en este caso

para considerar la gradiente de momento, se acepta un término denominado Gradiente cuya expresión es:

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

M_1 y M_2 son los momentos en los extremos en el tramo arriostrado, se toma M_1 como el menor de ellos, M_1/M_2 es negativo cuando el diagrama de momentos es del mismo signo dentro del tramo y positivo cuando el diagrama de **momentos** cambia de signo en el tramo (curva reversa).

$C_b = 1.0$ cuando cualquier momento en el tramo estudiado sobrepasa a los momentos en los extremos de ese tramo.

El término C_b fué cuidadosamente obtenido de un análisis en tramos de vigas con variación de momentos, y corroborado por experimentación.

Caso 5: Estado Límite General donde la Resistencia Nominal M_n iguala la Resistencia del Pandeo Elástico M_{cr} : ($M_n < M_r$)

- Cuando las relaciones de esbeltez límites para evitar el pandeo local de las alas o del alma no exceden λ_{r14} entonces, de acuerdo a LRFD-F4:

$$M_n = M_{cr} = C_b \pi / L_b \sqrt{(\pi E / L_b)^2 C_w I_y + E I_y G J} \text{ o, usando } X_1 \text{ y } X_2:$$

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

- Cuando las relaciones de esbeltez límites anteriormente indicadas son excedidas, se deberá tratar el tema tomando en cuenta el Párrafo 6.8.2 para considerar además, el problema del pandeo local.

IMPORTANTE: Para el diseño no debe olvidarse ϕ_b para M_p , M_n , M_r y M_{cr} , ya que M_u debe ser comparado con $\phi_b M_n$, siempre.

7.6 TABLAS DE SELECCION DE PERFILES SOLDADOS PARA EL DISEÑO DE MIEMBROS EN FLEXION

Para facilidad de los lectores se reproduce un extracto de las Tablas de Selección de Perfiles que se incluyen en el Apéndice. Los Perfiles son agrupados de mayor a menor de acuerdo a su ϕM_p o $\phi M'_p$. Se sabe que los perfiles compactos desarrollan ϕM_p mientras que los no compactos desarrollan una capacidad inferior $\phi M'_p$ de acuerdo a sus λ 16 en comparación con λ_p 17 y λ_r 18. Se hace notar que estos últimos perfiles no son aceptables en el diseño plástico porque no son capaces de sostener grandes rotaciones y es por ello que no se les considera Z_x . El comportamiento en el rango inelástico finaliza con:

$M_r = S_x (F_y - F_r)$; $F_r = 1130 \text{ Kg/cm}^2$ (esfuerzos residuales de perfiles soldados).

TABLA DE SELECCION DE PERFILES SOLDADOS PARA DISEÑO DE MIEMBROS EN FLEXION						$\phi_b = 0.9$ $F_y = 2.53 \text{ t/cm}^2$	
DESIGNACION	Z_x cm ³	$\phi_b M_p$ ($\phi_b M'_p$) t-m	$\phi_b M_r$ t-m	L_p (L'_p) cm	L_r cm	$\phi_v V_n$ t	BF t
VS600x99	3145	71.6	34.7	272	897	60.9	0.059
CVS450x134	3071	69.9	34.0	365	1561	62.9	0.030
VS500x104	3044	69.3	34.4	315	1126	39.0	0.043
CVS500x134	—	68.3	36.3	604	1556	76.3	0.034
CS450x152	—	66.3	39.7	1078	2075	69.2	0.027
CVS400x132	2834	64.5	31.4	368	1649	64.4	0.026
CS300x170	2776	63.2	30.1	412	3818	31.3	0.010
VS600x97	—	62.2	34.2	502	1073	60.9	0.049
CS400x149	—	61.5	34.5	882	2026	82.4	0.024
CVS400x121	2572	58.6	28.8	384	1711	46.3	0.022
CS350x142	—	58.4	28.8	486	2368	51.6	0.016

También se dan las distancias límites para L_p y L_r , para el caso en que los perfiles no estén continuamente arriostrados, y por lo tanto su distancia entre arriostramientos L_b debe ser comparada con dichos valores para poder usar los valores de ϕM_p o ϕM_r o un valor intermedio que se obtiene con una interpolación.

Para el caso de los perfiles no compactos, se les ha encontrado un valor de L'_p , que es la distancia hasta la que se puede llegar con el valor de $\phi M'_p$.

Para cualquier perfil con L_b más allá de L_r vale la fórmula del Pandeo Lateral-torsional elástico y la resistencia de diseño de cualquier perfil es:

$$\phi M_n = S_x \phi F_{cr}$$

En las Tablas, los perfiles se han reunido por grupos, encabezando cada grupo el más

liviano. Este perfil es considerado el más económico: sin embargo, pueden prevalecer otras consideraciones, como el peralte, disponibilidad, etc.

En este texto se ha dado preferencia a los Perfiles Soldados por la posibilidad del uso del material nacional.

Como una novedad se incluye, también, una columna para verificar directamente la Resistencia al Esfuerzo de corte de las vigas: $\phi_v V_n$

EJEMPLO 7.6

Determinar si la viga **VS600x99** del Ejemplo desarrollado a partir de la Pag. 7-9 es adecuada cuando sólo existen soportes laterales en el centro de cada tramo y en los apoyos.

SOLUCION

Usando los diagramas de Momentos factorizados, anteriormente obtenidos para los diversos estados de cargas:

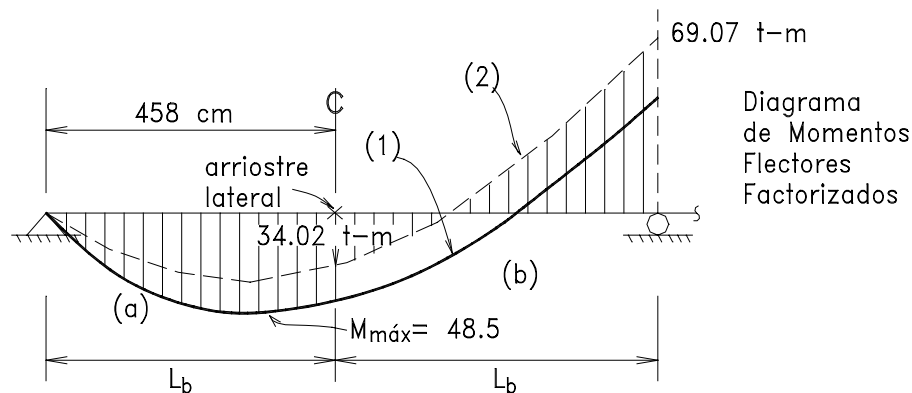


Fig. 7.30

1) En el tramo (b):

$M_1/M_2 = 34.02/69.07 = 0.492$, en este caso positivo porque se tiene curva reversa (punto de inflexión en el tramo)

$$C_b = 1.75 + 1.05 (0.492) + 0.3 (0.492)^2 = 2.31 > 2.3 \quad \dots C_b = 2.3$$

$$L_b = 915/2 = 458 \text{ cm} \quad (-) M_u = 69.07 \text{ t-m.}$$

En la Tabla de Selección de Perfiles Soldados para Flexión, se lee:

Perfil VS600x99... $\phi_b M_p = 71.62 \text{ t-m}$; $L_p = 272 \text{ cm}$; $M_r = 34.7 \text{ tm}$; $L_r = 897 \text{ cm}$

Se determina la Resistencia de Diseño del Perfil en este tramo:

$$\phi_b M_n = 2.3 * [71.62 - (71.62 - 34.80) (458 - 272) / (897 - 272)] = 139.5 > \phi M_p.$$

Considere $\phi M_p = 71.62$ t-m, no se puede sobrepasar la Resistencia del ϕM_p .

El perfil cumple para este tramo.

2) En el tramo (a):

El Momento máximo entre los extremos arriostrados sobrepasa cualquier momento en el tramo, para la condición de carga (1) por lo tanto $C_b = 1.0$, sin embargo; en este caso, como el momento en uno de los extremos es cero y el momento en el otro extremo es parecido y se encuentra cercano al momento máximo, se puede tomar, conservadoramente $C_b = 1.5$ valor menor que $C_b = 1.75$. Por otro lado: (+) $M_u = 48.50$ t-m

$$\phi_b M_n = 1.5 * [71.62 - (71.62 - 34.80) (458 - 272) / (897 - 272)] = 91 \text{ t-m} > 71.62$$

Todos los demás estados límites fueron verificados anteriormente.

Nota.- Si se usan otros perfiles que no sean los que aparecen en las Tablas mencionadas, se deberán verificar las relaciones λ_p o λ_r 19, para obtener ϕM_n . Las Tablas de Selección de Perfiles Soldados para Flexión no requieren dicha verificación.

EJEMPLO 7.7

Seleccionar el perfil adecuado para la viga de la figura suponiendo que los soportes laterales coinciden con la posición de las cargas concentradas y con los apoyos. Acero $F_y = 2530 \text{ kg/cm}^2$. Considerar que el peso propio de la viga no es significativo en este caso.

SOLUCION

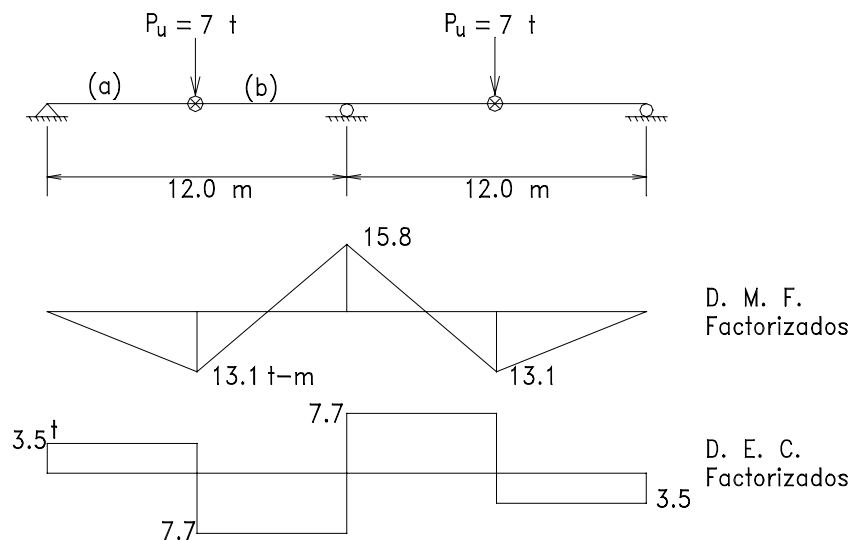


Fig. 7.31

a) Análisis: El resultado del análisis está dado por los Diagramas de Momentos Flectores y los Diagramas de Esfuerzos Cortantes.

b) Selección del Perfil adecuado:

En la Tabla de Selección de Perfiles Soldados para Flexión, con $M_u = 15.8$ t-m se encuentra el perfil VS400x37 que se considera como una selección preliminar. De dicha Tabla se recaba la siguiente información:

$$\phi_b M_p = 16.1 \text{ t-m}; \quad \phi M_r = 7.5 \text{ t-m}; \quad L_p = 131 \text{ cm}; \quad L_r = 452 \text{ cm}.$$

Como $L_b > L_r$, el pandeo lateral torsional de la viga ocurrirá en el rango elástico de comportamiento de la viga.

Tramo (b):

$$M_1/M_2 = 13.1/15.8 = 0.83$$

$$C_b = 1.75 + 1.05*0.83 + 0.3*0.83^2 = 2.83..... \text{ Usar } C_b = 2.3$$

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

de la Tabla de Propiedades de Perfiles Soldados se lee:

$$X_1 = 93498 \quad X_2 = 14.14/10^6 \quad S_x = 606 \text{ cm}^3 \quad r_y = 2.63 \text{ cm}$$

$$\phi M_n = \frac{0.9 * 2.3 * 606 * 93498 * \sqrt{2}}{(600 / 2.63) 10^5} \sqrt{1 + \frac{93498^2 * 14.14 \times 10^{-6}}{2 (600 / 2.63)^2}}$$

$$\phi_b M_n = 10.72 \text{ t-m} < 15.8 \text{ t-m}; \text{ cambiar a: VS450x45 con } L_r = 594 \text{ cm}$$

$$X_1 = 81669 \quad X_2 = 23.01/10^6 \quad S_x = 839 \text{ cm}^3 \quad r_y = 3.6 \text{ cm}$$

$$\phi M_n = \frac{0.9 * 2.3 * 839 * 81669 * \sqrt{2}}{(600 / 3.6) 10^5} \sqrt{1 + \frac{81669^2 * 23.01 \times 10^{-6}}{2 (600 / 3.6)^2}}$$

$$\phi M_n = 23.27 < C_b \phi M_r = 2.3 * 10.3 = 23.6 \text{ y como: } 15.8 < 23.27 \text{ t-m}..... \text{ O.K.}$$

$$\text{Tramo (a): } C_b = 1.75; \quad \phi_b M_n = 23.27 * 1.75 / 2.3 = 17.7 > 13.1 \text{ t-m}$$

Verificación por Corte: Ver Tabla de Selección de Perfiles Soldados

$$\phi V_n = 39.0 \text{ t} > V_u = 7.7 \text{ t} \text{ O.K.}$$

7.7 FLEXION ALREDEDOR DEL EJE DEBIL

Cuando se trata de perfiles de forma **I** y que son flectados alrededor del eje **Y** es decir la flexión ocurre en un plano perpendicular al plano del alma, pasando el eje neutro por el alma, no ocurre pandeo lateral torsional, el perfil sólo tenderá a flexionarse en la dirección de la carga. Lo único que impedirá que el perfil no llegue al Momento Plástico = $Z_y F_y$ es el Pandeo local de sus placas.

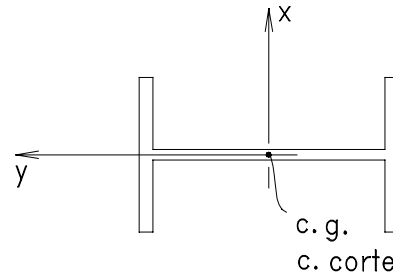


Fig. 7.32

AISC-LRFD establece: "**No habrá límite de L_b para un perfil que se flexiona alrededor de su eje débil**". Para prevenir el pandeo local en las alas: $\lambda < \lambda_p$.

7.8 MIEMBROS EN FLEXION DE SECCION CANAL

En realidad, a no ser que el plano de carga contenga el Centro de Corte de la sección canal, se tendrá una combinación de flexión y torsión. Sin embargo, para propósitos diseño, Hill indica que se pueden aplicar las fórmulas de miembros en forma **I** con un error máximo de un 6%. En esta forma se simplifica el problema y no es necesario dar un tratamiento especial a los perfiles canal. No se incluyen en este texto tablas para perfiles canal. Se recomienda consultar el **Manual of Steel Construction, LRFD**.

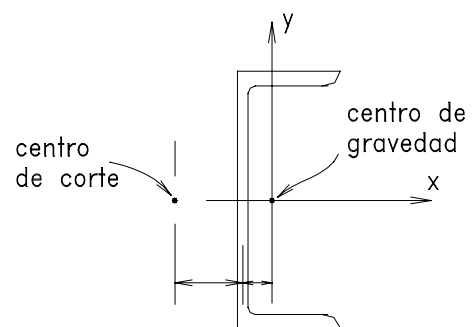


Fig. 7.33

7.9 FLEXION BIAIXIAL EN SECCIONES CON DOS EJES DE SIMETRIA

Cuando en una viga, además de la flexión alrededor del eje fuerte, M_x , se añaden cargas que producen flexión alrededor del eje débil, M_y , los límites de resistencia pueden ser fluencia en ciertas fibras de las alas o inestabilidad por pandeo lateral-torsional. Ejemplo típico de estas miembros son las vigas carrileras que soportan los Puentes grúas.

Se sabe que M_y no produce pandeo, sin embargo queda la interrogante de cuánto influye en el comportamiento de la viga, en relación a su estabilidad.

Se ha desarrollado anteriormente el Momento Crítico de pandeo para una sección I cuando se flecta alrededor de su eje fuerte:

$$M_{cr}^2 = M_x^2 = \pi^2 / L^2 \left(\frac{\pi^2 E^2 C_w I_y}{L^2} + I_y G J \right)$$

$$M_x^2 / E^2 I_y G J = \pi^2 / L^2 (1 + (\pi / \beta L)^2)$$

donde $\beta = \sqrt{G J / E G_w 4}$

y cuando se le aplica un momento M_y , conservadoramente se adiciona:

$$M_x^2 / E^2 I_y G J + M_y^2 / E^2 I_x G J = \pi^2 / L^2 (1 + (\pi / \beta L)^2)$$

La expresión anterior aplicada a un Perfil CVS350x109 para el caso de $L = 915$ cm o para $L = 1220$ cm, origina las elipses mostradas en la figura que sigue:

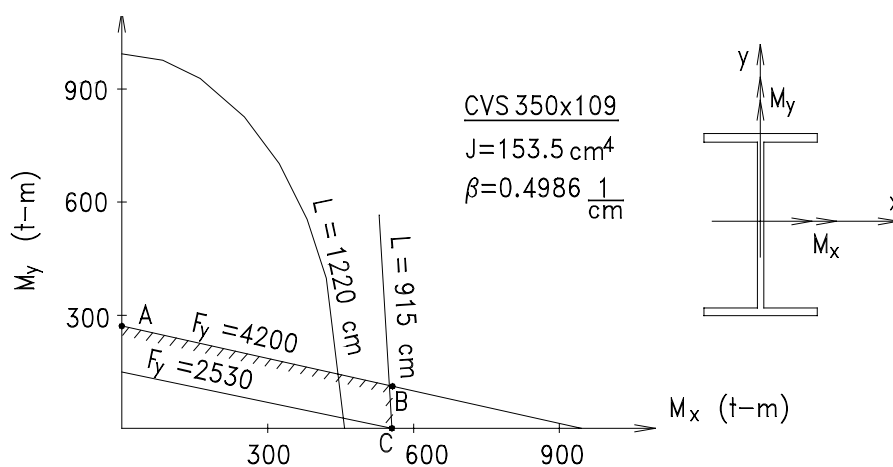


Fig. 7.34

Por otro lado, el estado límite de fluencia en las fibras de la sección puede escribirse por la expresión lineal:

$$M_x / S_x + M_y / S_y \leq F_y$$

que dibujadas en la figura anterior para aceros con $F_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$ y $F_y = 2530 \text{ kg/cm}^2$ se representa por dos rectas. Significa que la condición límite se define por las líneas AB (fluencia) y BC (pandeo). Lo más importante que se observa es que, siendo la línea BC casi vertical, para vigas de luces comunes, M_y casi no afecta el valor de M_x , en la estabilidad. Esto conduce al siguiente procedimiento de diseño práctico:

Procedimiento LRFD:

a) Para el estado límite de fluencia:

$$f_{un} = M_{ux} / S_x + M_{uy} / S_y \leq F_y$$

b) Para el estado límite de estabilidad:

$$\phi_b M_{nx} \geq M_{ux}$$

donde

f_{ub}	Esfuerzos de flexión por los momentos factorizados
M_{ux}, M_{uy}	Momentos factorizados aplicados alrededor de los ejes X e Y
ϕ_b	factor de resistencia = 0.9

Significa esto que para casos comunes, el momento M_{uy} no afecta el pandeo.

EJEMPLO 7.8

Seleccione un perfil preliminar para el efecto de flexión biaxial (no se verificarán en este Ejemplo los otros estados límites) para una viga carrilera que soportará un puente grúa que le produce un momento $M_x = 40 \text{ t-m}$ por las cargas de las ruedas y un momento $M_f = 4.0 \text{ t-m}$, debido al frenado del carro-móvil, que actúa en la parte superior del ala. Se asume que este momento es resistido por el ala superior solamente (para considerar el efecto de torsión cuya analogía con flexión conduce a esta aproximación). La viga tiene una luz de 7.25 m. con dos apoyos simples y soportada lateralmente en los extremos. $F_y = 2530 \text{ kg/cm}^2$.

Use las Especificaciones LRFD y su Procedimiento.

SOLUCION

(Ver Cap. 1 para cargas de Puentes grúas).

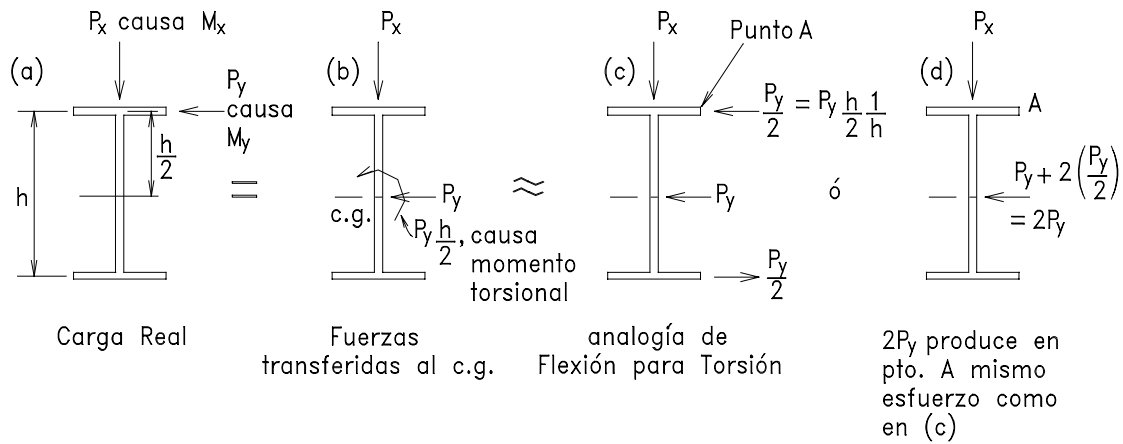


Fig. 7.35

a) Cálculo de los Momentos factorizados:

Se estima el momento por carga muerta: 1.5 t-m

$$M_{ux} = 1.2 \cdot 1.5 + 1.6 \cdot 40 \cdot 1.25 \text{ (impacto)} = 81.8 \text{ t-m}$$

$$M_{uf} = 1.6 \cdot 4.0 = 6.4 \text{ t-m}$$

$$M_{uy} = 2 M_{uf} = 2 \cdot 6.4 = 12.8 \text{ t-m.}$$

b) Seleccione un perfil de acuerdo a lo indicado para el criterio de fluencia:

$$S_x \geq M_{ux}/\phi_b F_y + M_{uy}/\phi_b F_y (S_x/S_y) = \frac{81.8 \cdot 10^2 + 12.8 \cdot 10^2 (S_x/S_y)}{0.9 \cdot 253}$$

$S_x/S_y \approx 5$ para la mayoría de perfiles

$$3592 + 562 \cdot 5 = 6402 \text{ cm}^3.$$

Pruebe un perfil CVS650x217.

$$S_x = 6398 \text{ cm}^3$$

$$S_y = 1332 \text{ cm}^3$$

$$S_x = 3592 + 562 (6368 / 1332) = 6229 \text{ cm}^3$$

$$f_{un} = M_{ux} / S_x + M_{uy} / S_y$$

$f_{un} = 81.80 \cdot 10^2 / 6368 + 12.80 \cdot 10^2 / 1332 = 1.284 + 0.960 = 2245 \text{ kg/cm}^2$
 que es menor que: $0.9 \cdot 2530 = 2277 \text{ kg/cm}^2$; no se excede límite por fluencia.

c) Verificar el límite de pandeo lateral-torsional:

$$\phi_b M_{nx} \geq M_{ux}$$

Para el perfil CVS650x217: en la Tabla de Selección de Perfiles Soldados se encuentran la siguiente información:

$$\begin{aligned} \phi_b M'_p &= 148.1 \text{ t-m}; L'_p = 738 \text{ cm}; \\ \phi_b M_r &= 78.5 \text{ t-m}; L_r = 1870 \text{ cm}. \quad BF = 0.061 \end{aligned}$$

$C_b = 1.0$, el factor de gradiente de momentos cuando existe un momento superior en el tramo a los momentos en los extremos soportados lateralmente.

Como $L_b < L'_p$, entonces $\phi_b M_n = \phi_b M'_p = 148.1 \text{ t-m} > 81.8 \text{ t-m}$

Controla el criterio del límite de fluencia, y asimismo el perfil es adecuado contra el pandeo lateral-torsional.

Nota: No se comprobará en este Ejemplo, pero las deflexiones en estas vigas son muy restrictivas, la mayoría de fabricantes exigen $\delta \leq L/1000$

7.10 DISEÑO PLASTICO DE VIGAS CONTINUAS

Es tema de interés estudiar la aplicación de los Métodos de Análisis Plástico para el diseño de vigas continuas. En los párrafos anteriores se han mencionado ciertas restricciones que deben cumplir las secciones, así como sus distancias entre arriostramientos para que sea posible la aplicación del llamado **Diseño Plástico en Acero**. En pocas líneas se tratará este Método.

Se ha visto, anteriormente, que una sección compacta desarrolla una resistencia denominada **Momento Plástico M_p** y que lo hace con una rotación apreciable para formar la llamada Rótula Plástica. La formación sucesiva de rótulas plásticas origina lo que se llama un Mecanismo de Falla. Para el mejor entendimiento de estos conceptos se estudia una viga simplemente apoyada con una carga en el centro.

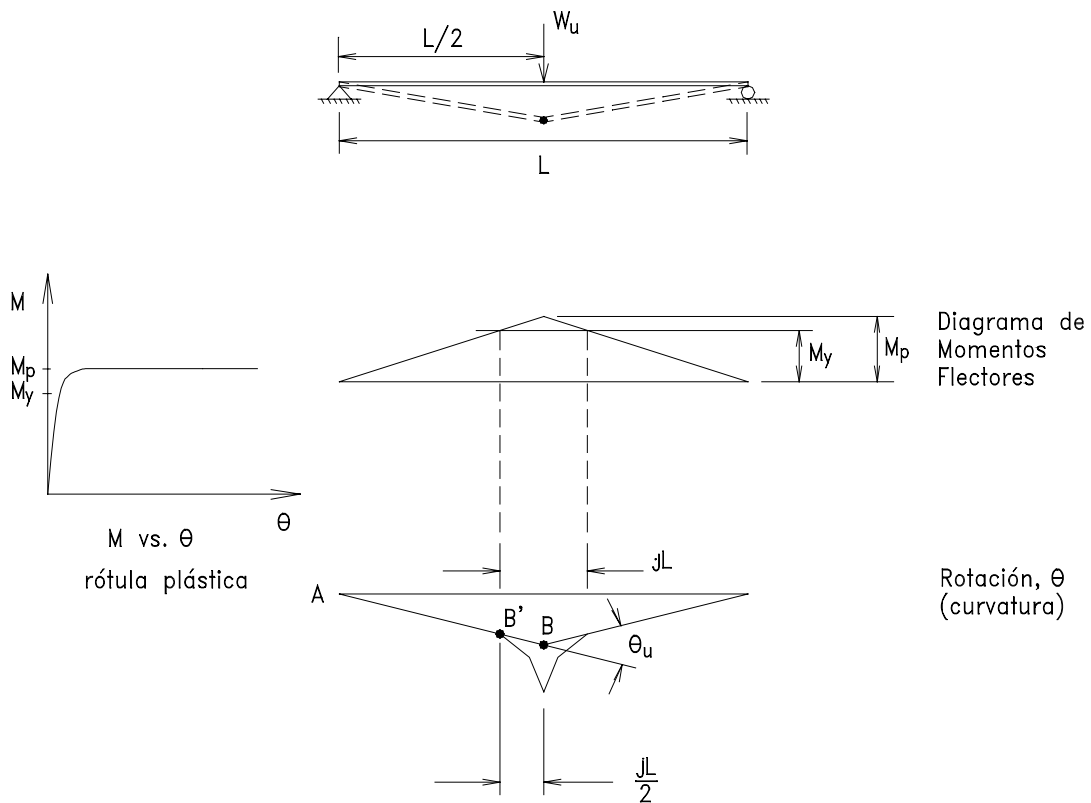


Fig. 7.36

El incremento de carga llegará, en la sección central, a producir un momento: $M_y = S_x F_y$, correspondiente a la primera fluencia en la fibra más alejada del eje neutro; luego se alcanzará M_p , y asimismo la zona plastificada abarcará un cierto tramo de la longitud de la viga, que se puede determinar en este caso como sigue:

$$AB / M_p = AB' / M_y \quad \text{ó} \quad L / 2 M_p = \frac{L / 2 - jL / 2}{M_y}$$

que resulta para $j = 1 - M_y / M_p = 1 - 1 / f$

siendo f el llamado factor de forma que depende de la sección y que en el caso de vigas **I** es 1.09, por lo que $j = 8\%$, menos de un 10% de la longitud de la viga. Es por ello que, para simplificar, se considera que la rótula plástica se desarrolla en un punto. Como ya se conocen los conceptos mencionados anteriormente, en esta parte del texto sólo se tratará en una manera rápida los fundamentos de dos de los Métodos de Análisis Plásticos.

Método del Equilibrio:

En el colapso, cuando la carga límite W_u actúa, las necesidades del equilibrio son aún aplicables.

En el caso del Ejemplo que se verá a continuación, se tendrán que formar 3 rótulas plásticas, dos en los extremos y una en el centro para formar un mecanismo.

Cuando se han desarrollado un suficiente número de rótulas plásticas como para permitir rotaciones instantáneas en las rótulas, sin incremento de carga, se dice que se ha llegado a un Mecanismo de Falla.

EJEMPLO 7.9

Determinar la carga que convertirá la viga VS400x60 de la figura a un mecanismo de colapso. Acero $F_y = 2530 \text{ kg/cm}^2$.

SOLUCION

En las figuras siguientes se muestra que tres rótulas son necesarias para formar un mecanismo. Usando el Método del Equilibrio en el diagrama de Momentos Ultimos.

$$2 M_p = W_u L/4; \quad M_p = Z_x F_y = 1306 \cdot 2530 / (10^2 \cdot 1000) = 33.04 \text{ t-m};$$

$$W_u = 33.04 \cdot 8 / 7.25 = 36.46 \text{ t}$$

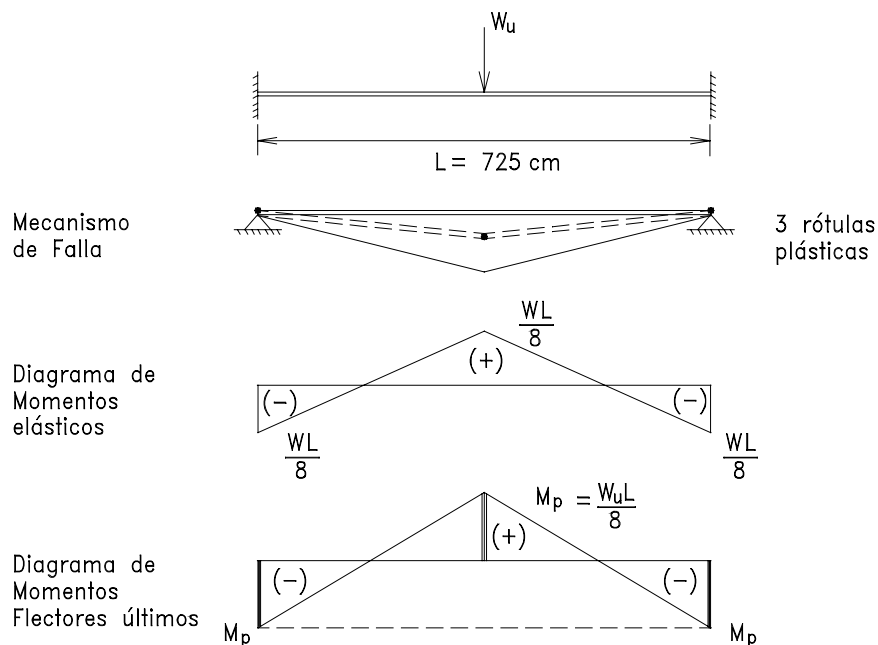


Fig. 7.37

Método de los trabajos virtuales:

El principio de los trabajos virtuales también puede ser aplicado a una estructura dada para obtener la carga de colapso W_u . En una situación de colapso se considera un movimiento virtual δ . En la viga de la figura anterior, el trabajo realizado por la carga externa al desplazarse δ , origina un trabajo interno en las 3 rótulas al rotar con sus momentos plásticos. Deben coincidir la posición de la rótulas con los momentos máximos M_p que aparecen en las tres secciones.

EJEMPLO 7.10

Determine la carga de colapso en la viga del Ejemplo anterior, usando el principio de los trabajos virtuales.

SOLUCION

Trabajo Externo = Trabajo Interno

$$W_u \delta = M_p 2\theta + 2 M_p \theta; W_u L \theta/2 = 4 M_p/L$$

$M_p = W_u L/8$, igual al resultado anterior.

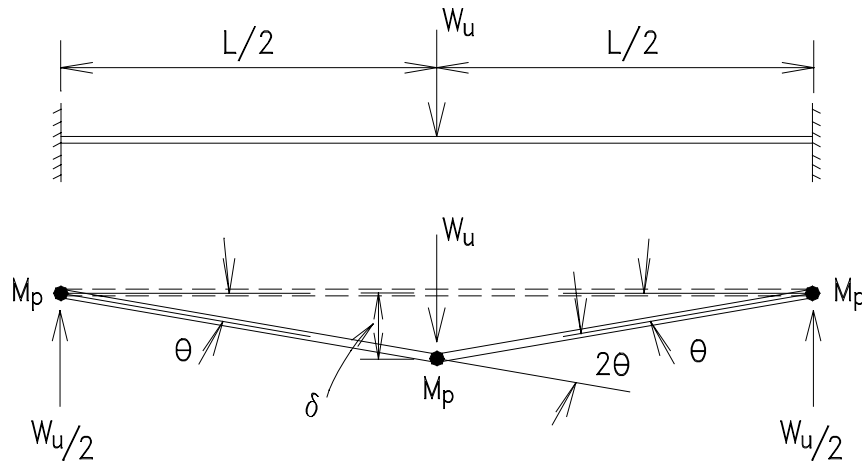


Fig. 7.38

Aplicación del Método del equilibrio al análisis de Vigas Continuas:

Este es el método más simple para el análisis de vigas continuas. Para entender mejor el Método del equilibrio y lo fácil que es su aplicación al análisis de vigas continuas se dan, a continuación dos ejemplos.

EJEMPLO 7.11

Determinar el Momento Plástico necesario de la viga continua de la figura para las cargas de servicio dadas.

$$P_d = 2 \text{ t}$$

$$P_l = 6 \text{ t}$$

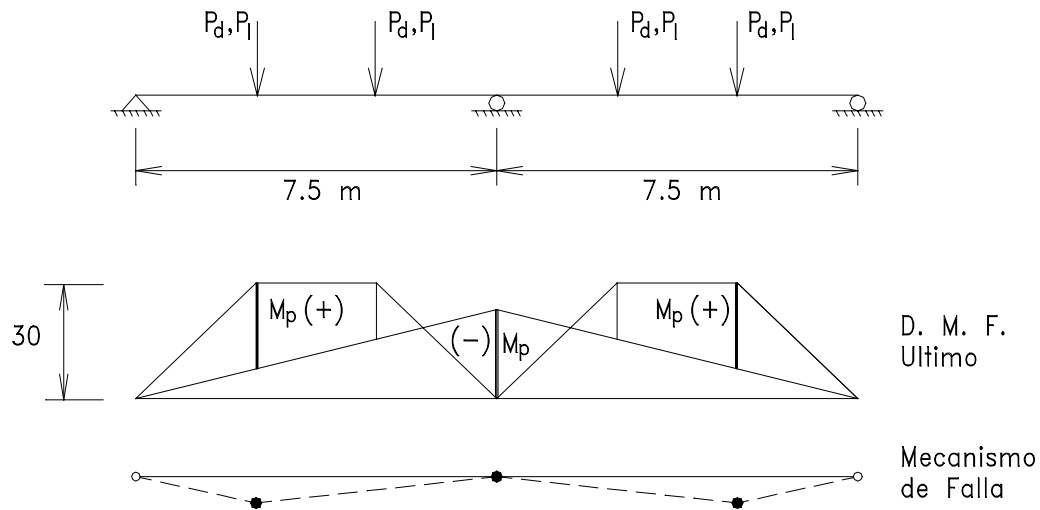


Fig. 7.39

El Método tiene el procedimiento siguiente:

- 1) Determinar las cargas factorizadas $P_u = 1.2 \cdot 2 + 1.6 \cdot 6 = 12 \text{ t}$
- 2) Dibujar los diagramas de momentos isostáticos
- 3) Dibujar, rebatido el diagrama de momentos hiperestáticos de tal modo que se igualen los momentos máximos negativos con los momentos máximos negativos, en un número de secciones como para que, cada tramo de la viga continua, se reduzca a mecanismos de falla (3 rótulas son suficientes en cada claro). Ya sea gráficamente o por ecuaciones de equilibrio se pueden obtener los valores de M_p .

En este ejemplo:

$$M_p/3 + M_p = P_u L/3 = 30$$

$$M_p = 3/4 \cdot 30 = 22.5 \text{ t-m}$$

EJEMPLO 7.12

Dada la viga de la figura con una capacidad de $M_p = 100 \text{ t-m}$, determinar la carga P_u que se puede aplicar al centro de cada claro.

w_u = Carga Factorizada uniformemente repartida.

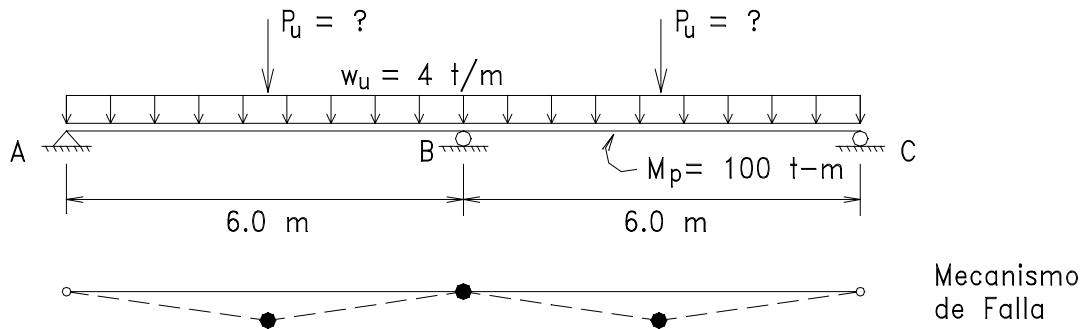


Fig. 7.40

SOLUCION

Como se empleará el mismo perfil a lo largo de toda la viga, ambos tramos desarrollarán los mecanismos de falla.

Siguiendo el procedimiento dado en el ejemplo anterior y como ya se conocen las cargas factorizadas, se dibuja un esquema de diagrama de momentos isostáticos factorizados como se muestra en la figura aunque no se conozca el valor de la ordenada máxima, se dibuja también, el diagrama de momentos hiperestáticos:

A continuación en el tramo extremo izquierdo: Se supone que la rótula está en el centro.

El M_s , momento isostático:

$$M_s = w_u L^2/8 + P_u L/4$$

$$M_s = M_p + M_p/2 = 100 + 50 = 150$$

$$P_u L/4 = 150 - 4 \cdot 6^2/8 = 132 \text{ t-m}$$

$$P_u = 132 \cdot 4/6 = 88 \text{ t}$$

Para verificar si la posición supuesta de las rótulas es la correcta, se determinan los valores de M_p , en el centro y en el apoyo B:

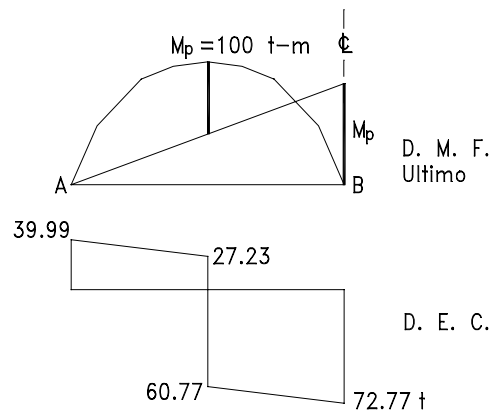


Fig. 7.41

$$R_a = 4 \cdot 6/2 + 88/2 - 100/6 = 39.33 \text{ t}$$

$$M_p \text{ al centro} = 39.33 \cdot 3 - 4 \cdot 3^2/2 = 100 \text{ t-m} \dots \text{O.K}$$

$$M_p \text{ en apoyo B} = 39.33 \cdot 6 - 4 \cdot 6^2/2 - 88 \cdot 3 = -100 \text{ t-m} \dots \text{O.K}$$

$$V_b = 4 \cdot 6 + 88 - 39.33 = 72.77 \text{ t}$$

Se observa, entonces, que se puede aplicar una carga al centro de cada tramo, $P_u = 88 \text{ t}$, y que la ubicación de la rótula plástica en el centro es la correcta como se deduce en la figura del diagrama del esfuerzos cortantes.

EJEMPLO 7.13

Rediseñar la viga del Ejemplo de la Pag 7-9 para la condición de cargas (2) y arriostrada solamente en los apoyos y en el centro de cada tramo. Use Diseño Plástico en Acero de acuerdo a LRFD.

$L_b = 458 \text{ cm}$ es una distancia grande entre arriostramientos, poco común en vigas que soportan pisos, sin embargo se considerará así, en este Ejemplo, para poder explicar la mayor parte de las Especificaciones del Diseño Plástico.

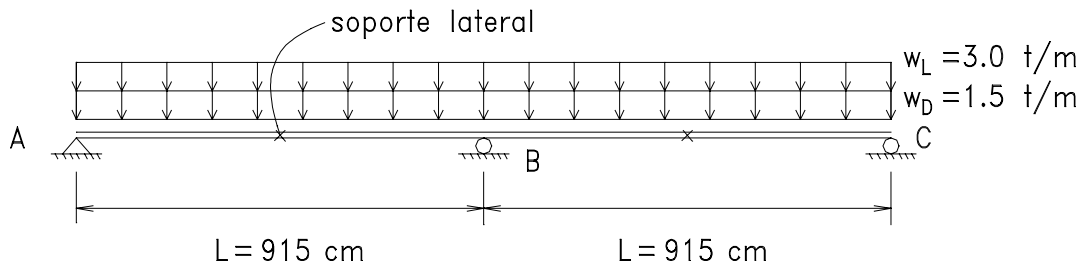


Fig. 7.42

SOLUCION

Las Cargas Factorizadas se determinan de acuerdo a lo ya conocido hasta ahora.

El Diagrama de Momentos últimos y Esfuerzos cortantes de la viga se muestran a continuación, así como su respectivo Mecanismo de Falla.

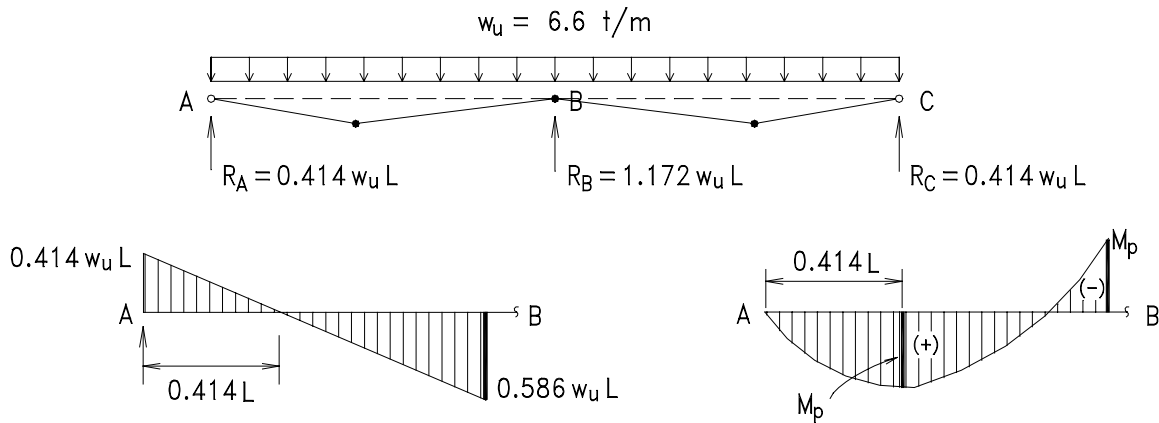


Fig. 7.43

Aunque en este texto no se trata el tema del Análisis Plástico de la Estructuras, mas sí del Diseño, se cree conveniente determinar, en este caso el valor del momento M_p de esta viga.

En la figura contigua se muestra el tramo de la viga AB:

$$M_x = w_u (x/2) (L - x) - x/L M_p$$

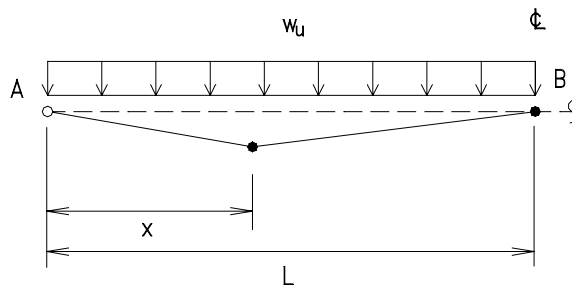


Fig. 7.44

El punto donde $V_x = 0$, ocurre el M_x positivo máximo y es:

$$x = L/2 - M_p/(w_u L)$$

que sustituido en la ecuación previa:

$$M_x = w_u/2 [L/2 - M_p/(w_u L)] [L - L/2 + M_p/(w_u L)] - M_p/L [L/2 - M_p/(w_u L)]$$

Cuando se desarrolla en el tramo libre una rótula plástica: $M_x = M_p$

$$M_p = w_u L^2/8 - M_p^2/(2w_u L^2) - M_p/2 + M_p^2/(w_u L^2)$$

$$\text{haciendo: } M_s = w_u L^2/8$$

$$M_p^2 - 24 M_p M_s + 16 M_s^2 = 0$$

que resuelta da: $M_p = 0.686 M_s$ y la ubicación:

$$x = L/2 - M_p/w_u L = 0.414 L$$

Siguiendo con el Ejemplo, entonces:

$$M_p = 0.686 * 6.6 * 9.15^2 / 8 = 47.38 \text{ t-m}$$

$$Z_x = M_p / \phi_b F_y = 47380 * 10^2 / 0.9 * 2530 = 2080 \text{ cm}^3$$

En la Tabla de Selección de Perfiles Soldados, con $Z_x = 2080$, se selecciona el perfil compacto VS500x88 con $Z_x = 2508 \text{ cm}^3$ y $M_p = 57.1 / 0.90 = 63.4 \text{ t-m}$.

La primera rótula en formarse será la del apoyo central. Se verificará entonces, el comportamiento de la viga en este tramo, entre el apoyo central y el arriostamiento en el centro.
 $M_l = 45.38 \text{ t-m}$, al centro.

$$L_{pd} = \frac{253640 + 155000 (45.38 / 47.38)}{2530} * 4.87 = 772 \text{ cm} > L_b = 458 \text{ cm}.$$

Significa que $L_b < L_{pd}$, la distancia entre arriostres es correcta.

En el tramo comprendido entre el apoyo exterior y el arriostamiento central hay que considerar que la última rótula en formarse es la del centro y en el otro extremo no hay momento, por lo que no se tiene tanta exigencia en el comportamiento elástico del tramo. Se procede a verificarlo como cuando se diseña aplicando métodos inelásticos. En la Tabla de Selección de Perfiles se lee:

VS500x88

$$\begin{aligned} \phi_b M_p &= 57.1 \text{ t-m}; & L_p &= 244 \text{ cm}; \\ \phi_b M_r &= 28.1 \text{ t-m}; & L_r &= 884 \text{ cm}; & BF &= 0.045 \text{ t} \end{aligned}$$

Bajo los mismos criterios que se definieron en el ejemplo resuelto en la pag. 7-36 se asume aceptable $C_b = 1.5$

$$\phi M_n = 1.5 * [57.1 - 0.045 (915/2 - 244)] = 71.2,$$

usar $\phi_p M_p = 57.1 \text{ t-m} > 47.38 \text{ O.K.}$

Nota.- La verificación de todos los demás estados límites se efectúa tal como se acostumbra en el diseño que emplea análisis elástico y que ya se explicó, en detalle, anteriormente.

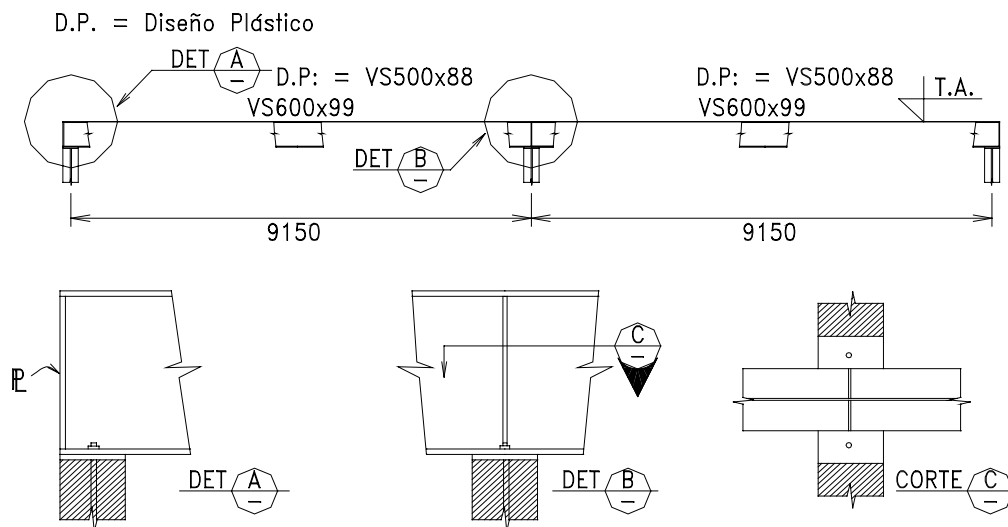
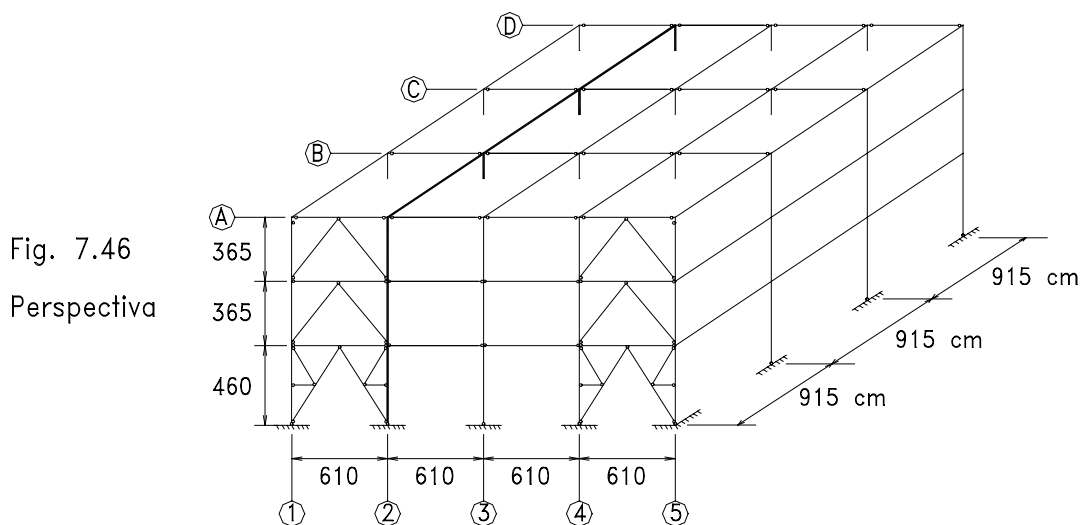


Fig. 7.45 Esquema de la Viga

EJEMPLO PRACTICO

Para el Edificio de Exhibición y Oficinas mostrado en la Fig. 7.46 se desea emplear una Estructura de Acero. Para el Pórtico 2 se pide:

- Determinar las cargas de servicio y las cargas factorizadas.
- Analizar dicho pórtico considerando que en su plano los nudos son rígidos (Ver Cap. 9), mientras que en los pórticos perpendiculares, los nudos son articulados en las vigas.
- Seleccionar los Perfiles Soldados de Acero con $F_y = 2530 \text{ kg/cm}^2$ para las **vigas (trabes)** de dicho pórtico, entre los ejes **A** y **B**, así como para las **viguetas de piso** en todos los niveles.



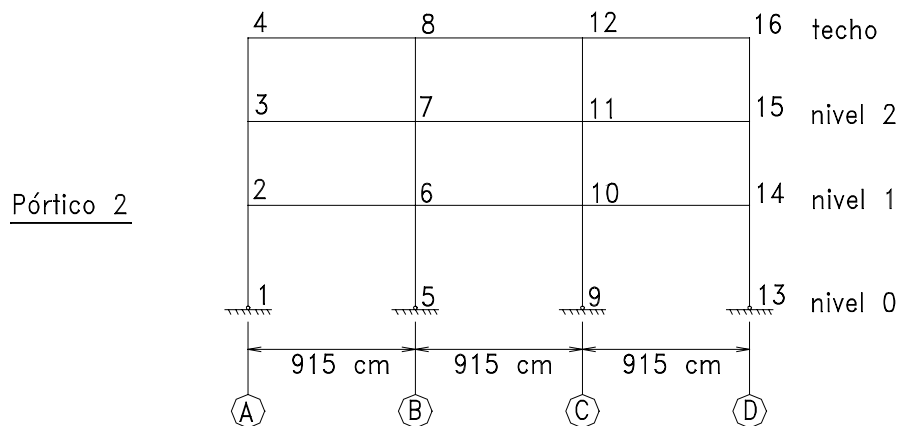


Fig. 7.47

Nota.- Un ejemplo de selección de perfiles para las columnas será ofrecido en el Capítulo 8.

Cargas de Servicio:

- Cargas muertas: Losa de concreto de 10 cm de espesor = 240 kg/m^2
- Acabados de piso = 100 kg/m^2
- Tabiquería móvil = 100 kg/m^2
- Fachadas (pared liviana + vidrios) = 250 kg/m^2

- Cargas vivas: Sobre el techo $L_r = 200 \text{ kg/m}^2$
- (RNC) Pisos interiores $L = 250 \text{ kg/m}^2$

- Carga de sismo: Zona 1, suelo tipo I, edificación clase C (Oficinas)

Detalle de los pisos:

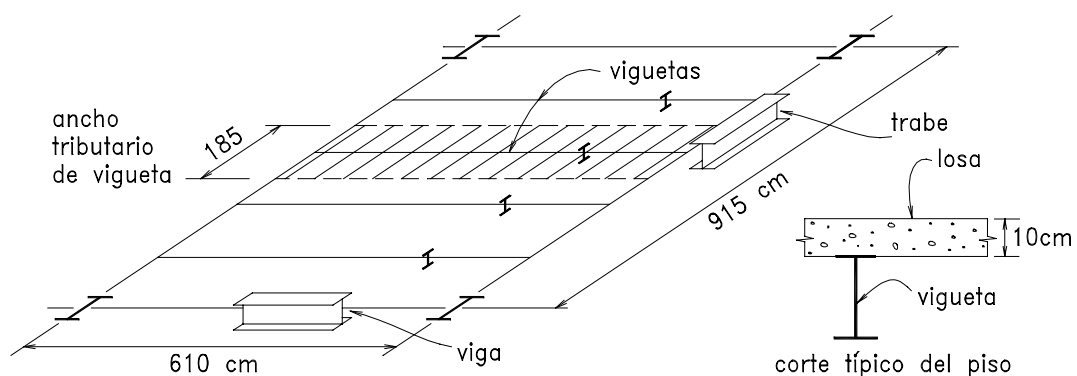


Fig. 7.48

SOLUCION

1) Diseño de viguetas:1.1) Viguetas de piso típico:

a) Cargas de Servicio aplicadas:

- Carga muerta:

$$\text{losa de concreto} = 240 \times 1.85 = 444$$

$$\text{acabado de piso} = 100 \times 1.85 = 185$$

$$\text{tabiquería móvil} = 100 \times 1.85 = \underline{185}$$

$$w_d = 814$$

kg/m

- Carga viva = $250 \times 1.85 = 463$ kg/m

Carga Factorizada: Combinación A4.2:

$$w_u = 1.2 \times D + 1.6L$$

$$w_u = 1.2 \times 814 + 1.6 \times 483 = 1750$$

kg/m

$$w_u = 1.75 \text{ t/m}$$

b) Análisis:

$$M_u = 1/8 \times 1.75 \times 6.1^2 = 8.14 \text{ t-m}$$

c) Selección del perfil por flexión:

Como las alas de las viguetas están embebidas en la losa, se consideran arriostradas continuamente, por lo tanto $L_b = 0$ y en la Tabla de Selección de Perfiles se escoge el perfil VS300x23 que tiene una Resistencia de diseño de 8.2 t-m. $h_c = 30.5$; $t_w = 0.4$; $d = 32.1$; $S_x = 318$

Se verifica por corte: $V_u = 1/2 \times 1.75 \times 6.1 = 5.34 \text{ t}$.

En la Tabla de Selección de Perfiles se tiene: $\phi V_n = 15.2 \text{ t}$
entonces $\phi V_n = 15.2 > 5.34 \text{ t}$ O.K.

Se verifica por deflexión: $\delta \leq L/360$

$$M \text{ servicio por carga viva} = 1/8 \times 463 \times 6.1^2 = 2154 \text{ kg-m};$$

$$f_b = 2154 \times 10^2 / 318 = 677 \text{ kg/cm}^2$$

$$K = 1; \delta = 1.0 \times 677 \times 6.1^2 / 32.1 \times 10^{-3} = 0.78 \text{ cm};$$

$$\delta/L = 1/780 < 1/360 \text{ O.K!}$$

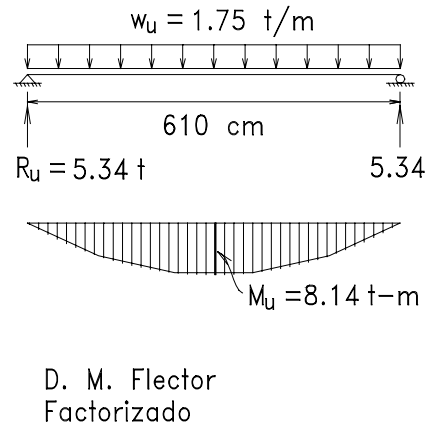


Fig. 7.49

Asimismo: $L/d = 610/32.1 = 19 < 56350/2530 = 22.3$ O.K!

Use VS300x23

1.2) Diseño de vigueta de techo:

a) Cargas de Servicio aplicadas:

- Carga muerta:

losa de concreto = $240 \times 1.85 = 444 \text{ kg/m}$

acabado de piso = $100 \times 1.85 = 185$

$w_d = 629$

- Carga viva = $200 \times 1.85 = 370 \text{ kg/m}$

Carga Factorizada: Combinación A4.3:

$w_u = 1.2 \cdot D + 1.6 L_r$

$w_u = 1.2 \cdot 629 + 1.6 \cdot 370 = 1350 \text{ kg/m}$

$w_u = 1.35 \text{ t/m}$

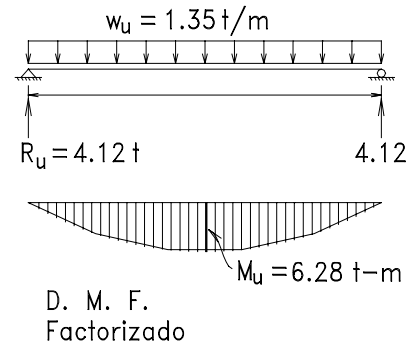


Fig. 7.50

b) Análisis:

$$M_u = 1/8 \cdot 1.35 \cdot 6.1^2 = 6.28 \text{ t-m}$$

c) Selección del perfil por flexión:

Como en el caso anterior: $L_b = 0$, y de la Tabla de Selección de Perfiles se selecciona el perfil VS300x20 que tiene una Resistencia de diseño de 6.9 t-m.

$h_c = 30.5$; $t_w = 0.4$; $d = 31.8$; $S_x = 267$.

Se verifica por corte:

$$V_u = 1/2 \cdot 1.35 \cdot 6.1 = 4.12 \text{ t}$$

En la Tabla de Selección de Perfiles se tiene: $\phi V_n = 15.2 \text{ t}$

entonces $\phi V_n = 15.2 > 4.12 \text{ t}$ O.K.

Se verifica por deflexión: $\delta \leq L/360$

M servicio por carga viva = $1/8 \cdot 370 \cdot 6.1^2 = 1721 \text{ kg-m}$;

$$f_b = 1721 \cdot 10^2 / 267 = 645 \text{ kg/cm}^2$$

$$K = 1; \delta = 1.0 \cdot 645 \cdot 6.1^2 / 31.8 \cdot 10^{-3} = 0.75 \text{ cm};$$

$$\delta/L = 1/813 < 1/360 \text{ O.K!}$$

Asimismo: $L/d = 610/31.8 = 19.2 < 56350/2530 = 22.3$ O.K!

Use VS300x20

2) **Diseño de Trabes del Pórtico 2: (entre los ejes A y B)**

a) Cargas de Servicio aplicadas:

- Cargas de Gravedad sobre las Trabes del Pórtico:

Ancho Tributario: 6.10 m

Tipo de Carga	1 ^{er.} y 2 ^{do.} nivel		Techo	
<u>Carga Muerta:</u>				
Peso de losa	240*6.1	1464		1464
Acabados de pisos	100*6.1	610		610
Tabiquería móvil	100*6.1	610		-
Peso de viguetas	23*6.1/1.85	76	20*6.1/1.85	66
Peso propio de vigas		80		80
Total de carga muerta		2840		2220 kg/m
<u>Carga Viva:</u>				
Pisos interiores, L	250*6.1	1525		
Techo, L _r		-	200*6.1	1220
Total de carga viva		1525		1220 kg/m

- Carga de Sismo sobre toda la edificación en la dirección del Pórtico 2:

Según RNC:

$$H = Z U S C W / R_d$$

$Z = 1.0$; zona 1
 $U = 1.0$; edificio tipo C
 $S = 1.0$; suelo tipo I

 $T_s = 0.3 \text{ seg}; T = 0.08N; N = \text{número de pisos}; T = 0.08*3 = 0.24 \text{ seg}$

$$C = \frac{0.8}{0.24 / 0.3 + 1} = 0.44 > 0.4 \text{ } C = 0.4; R_d = 5 \text{ (Pórtico Dúctil)}$$

$$H = 1*1*1*0.4/5 W = 0.08 W$$

Area de piso = 670 m²; perímetro = 103.7 m

Determinación de W:

$$W = W_{(c.m)} + \alpha W_{(c.v)}; \alpha = 0.25$$

	Nivel 1	Nivel 2	Nivel 3
<u>W(c.m.): C. Muerta</u>			
Peso losa	.24*670=160.8	=16.8	=160.8
Acabados de piso	.10*670=67	=67	=67
Tabiquería móvil	.10*670=67	=67	--
Viguetas	4*3*24.4*0.23=6.7	=6.7	4*3*24.4*.02=5.9
Trabes	5*27.45*.099=13.6	5*27.5*.076=10.3	5*27.5*.05=8.9
Columnas	20*4.1*.15=12.3	20*3.65*.15=10.9	20*1.85*.15=5.5
Vigas sec.	4*24.4*40*.08=7.8	=7.8	=7.8
Fachadas	103.5*4.1*.35=107	103*3.6*.25=94.6	103.6*1.8*.25=48
	442.2	425.1	303.9
<u>W (c.v.): C. Viva</u>			
L, L _r	.25*670=167.5	167.5	0.20*670=134

$$W = 442.2 + 425.1 + 304 + .25 (167.5*2 + 134) = 1287.5 \text{ t}$$

$$H = 0.08*1287.5 = 103 \text{ t}$$

Nivel n	P _i	h _i	P _i h _i	F _i	F _i /4
1	442.2+0.25*167.5=484.1 t	4.6 m	2226.9	22.71	5.67
2	425.1+0.25*167.5=467.0	8.25	3852.7	39.31	9.83
3	303.9+0.25*134=337.4	11.9	4015.0	40.97	10.24
			$\Sigma = 1009$		
			2		

$$F_i = \frac{P_i h_i H}{\sum P_i h_i} 3;$$

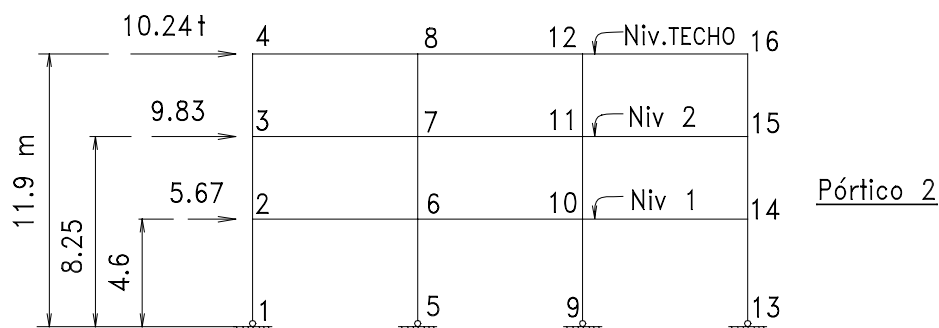


Fig. 7.51

Para un análisis preliminar, se consideran que los tres pórticos internos son iguales, mas no así los exteriores que se supondrán con una rigidez lateral menor. Entonces, se cree conveniente

EJEMPLO PRACTICO

7 - 57

repartir en cada pórtico interior: $F_i/4$, en lugar de $F_i/5$

- b) Análisis del Pórtico: Se muestran los 4 estados de carga analizados con sus Diagramas de momentos flectores para las vigas que se van a diseñar, y los esfuerzos cortantes en los extremos de las mismas. No se muestran los D.M.F. para las columnas en este estado (Ver Cap. 8).

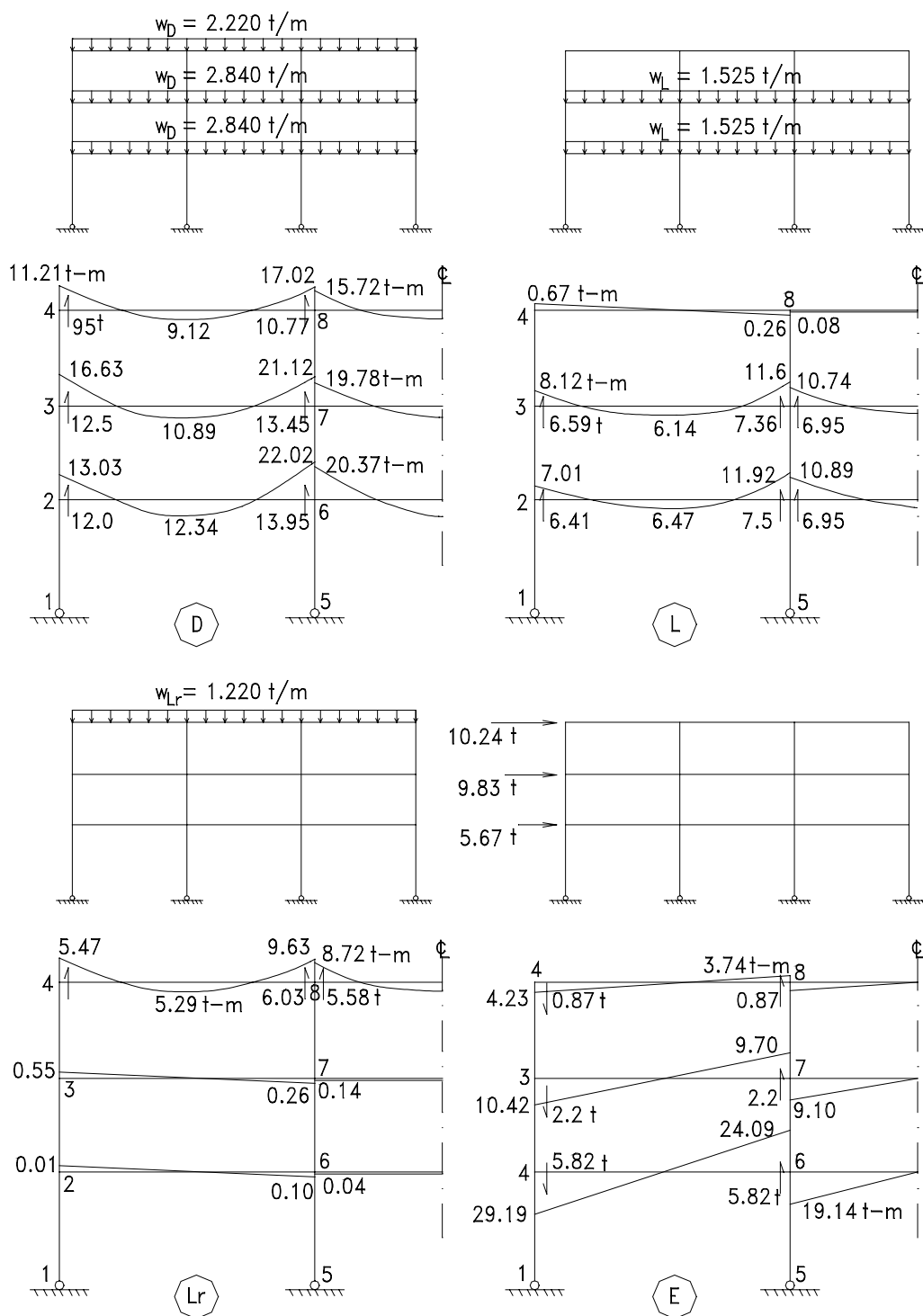


Fig. 7.52

A continuación se presentan las combinaciones de cargas y se obtiene, detalladamente, el momento factorizado para el caso de la viga 4 - 8, extremo 8. Luego, una Tabla resumen para las demás vigas con los momentos factorizados que controlan el diseño.

Combinaciones de Cargas aplicables:

$$A4.2: 1.2D + 1.6L + 0.5L_r$$

$$A4.3: 1.2D + 1.6L_r + 0.5L$$

$$A4.5: 1.2D + 1.5E + 0.5L$$

$$A4.6: 0.9D - 1.5E$$

Para la viga 4-8, extremo 8:

$$A4.2: 1.2 \cdot 17.02 + 1.6 \cdot (-0.26) + 0.5 \cdot 9.63 = 24.82 \text{ t-m}$$

$$A4.3: 1.2 \cdot 17.02 + 1.6 \cdot 9.63 + 0.5 \cdot (-0.26) = \mathbf{35.70} \text{ controla!}$$

$$A4.5: 1.2 \cdot 17.02 + 1.5 \cdot 3.74 + 0.5 \cdot 9.63 = 30.85$$

$$A4.6: 0.9 \cdot 17.02 - 1.5 \cdot 3.74 = 9.71$$

Combinación	Viga 4 - 8 Extremo 8	Viga 3 - 7 Extremo 7	Viga 2 - 6 Extremo 6
A4.3	35.70 t-m	-	-
A4.5	-	45.69	68.52

Las combinaciones A4.2 y A4.6 proporcionan momentos menores en todos los casos, por lo que no se muestran en la Tabla.

c) Selección de los perfiles para las vigas: Para todas las traveses, $L_b = 0$

Viga 4-8:

En la Tabla de Selección de perfiles soldados para Flexión, con $M_u = 35.70 \text{ t-m}$ se selecciona el perfil: vs500x65..... $\phi M_p = 38.7 \text{ t-m}$

Viga 3-7:

con $M_u = 45.69 \text{ t-m}$ se selecciona el perfil: VS500x76 $\phi M_p = 47.30 \text{ t-m}$

Viga 2-6:

con $M_u = 68.52 \text{ t-m}$ se selecciona el perfil: VS600x99 $\phi M_p = 71.60 \text{ t-m}$

Verificación por corte:

Sólo se hará, en este caso, para una de las vigas.

Viga 3-7:

Combinación que controla: A4.5

$$V_u = 1.2 \cdot 13.45 + 1.5 \cdot 2.2 + 0.5 \cdot 7.36$$

$$V_u = 23.12 \text{ t}$$

Perfil VS500x76

$$h_c = 50.5 \text{ cm}; t_w = 0.64 \text{ cm}$$

$$h_c/t_w = 78.9 \dots \phi_v V_n/A_w = 1.2 \text{ t/cm}^2$$

$$\phi V_n = 1.2 \cdot 0.64 \cdot 50.5$$

$$\phi V_n = 38.8 \text{ t} > 23.12 \dots \text{O.K!}$$

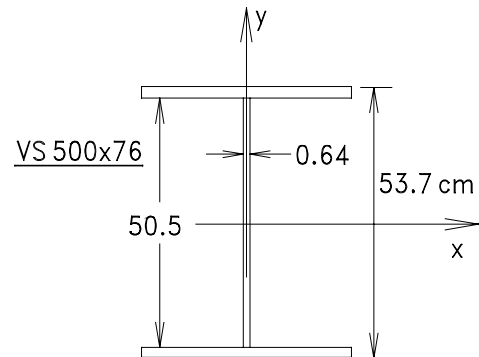


Fig. 7.53

Verificación por deflexión:

Sólo se hará, en este caso, para una de las vigas.

Viga 3-7:

$$\text{VS500x76: } S_x = 1847 \text{ cm}^3; d = 53.7 \text{ cm}$$

En el estado de cargas vivas de servicio:

$$M_l = 8.12 \text{ t-m}; M_r = 11.60 \text{ t-m}; M_{sim} = 1/8 \cdot 1.525 \cdot 9.15^2 = 15.96 \text{ t-m}$$

$$f_{bl} = 8120 \cdot 10^2 / 1874 = 433 \text{ kg/cm}^2; f_{br} = 11600 \cdot 10^2 / 1874 = 620 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{sim} = 15960 \cdot 10^2 / 1874 = 853 \text{ kg/cm}^2$$

$$\delta = 1.0 \cdot (853 - 0.6 (433 + 620)) \cdot 9.15^2 / 53.7 \cdot (10)^{-3} = 0.34 \text{ cm}$$

$$\delta = L/2700 < L/360 \dots \text{O.K!}$$

$$L/d = 915/53.7 = 17.04 < 22.3 \dots \text{O.K!}$$

Nota.- En el Cap. 8 se continuará con este Ejemplo Práctico para la selección de las columnas, miembros en flexo-compresión.

7.11 ANALISIS DE LA VIBRACION EN PISOS

7.11.1 Generalidades

En el estudio de pisos, para ver si cumplen con los Estados Límites de Servicio, se han presentado anteriormente, en este Capítulo, algunas consideraciones relativas a las máximas deflexiones permisibles de las vigas. El molesto movimiento del piso, producido por los ocupantes de la edificación puede ser una consideración adicional, probablemente, el problema más persistente encontrado por los diseñadores. La construcción de un sistema de piso se ve afectado radicalmente cuando, en las actividades normales, los ocupantes están intranquilos y mortificados. Corregir tal situación, una vez terminada la construcción es, generalmente, muy difícil y costoso, y de éxito limitado, por lo que es conveniente conocerlo y evitarlo antes.

El análisis de la vibraciones de los pisos es uno de los pocos tópicos de la ingeniería estructural que combina el análisis estático con el análisis dinámico, lo cual lo hace más interesante, así como también más complicado. El asunto estriba en que los diseñadores estructurales se familiaricen progresivamente ya que los pisos ligeros, cada día más, muestran una tendencia a la posibilidad de vibraciones. En el pasado, se careció de bibliografía sobre este problema y sobre la formas de prevenirlo y predecirlo; sin embargo, durante los últimos 20 años se han desarrollado varios métodos para predecir la posibilidad de evitar tener pisos sujetos a molestas vibraciones pasajeras y a vibraciones de carácter constante, con el fin de evitar dicho problema.

A menudo, los procedimientos analíticos requieren el cálculo de la primera frecuencia natural, la máxima amplitud, velocidad o la aceleración del sistema de piso. En algunos casos, se requiere un estimado de la supresión de vibraciones dentro del sistema de piso. Se usa, entonces, una escala de perceptibilidad humana para determinar si éste requiere atención.

El propósito de este Acápito, 7.11, es presentar una vista panorámica de los conceptos y herramientas para lograr controlar el molesto movimiento del piso en ambientes tales como: residencias, oficinas y centros comerciales.

7.11.2 Métodos actuales de predicción de vibraciones de pisos

Hasta la fecha, los métodos desarrollados han tratado la respuesta transitoria o bien la respuesta permanente de un sistema de piso ante una excitación de carácter temporal o constante, respectivamente. Los métodos más populares de análisis son:

- 1) El factor de capacidad R de Wiss y Parmelee.

- 2) La escala modificada de frecuencia-amplitud de Rainer - Meister.
- 3) El criterio de aceptación de Murray.

Antes de discutir las características de estos tres métodos, se cree necesario presentar una breve descripción de la conducta del piso bajo condiciones transitorias o permanentes.

Cuando un piso recibe el impacto de una fuerza (usualmente la caída de un cuerpo) ocurre una transferencia de energía del cuerpo que cae hacia el piso. Esta energía es causada por la velocidad con la cual el cuerpo choca con el piso. Una viga de piso tiende a oscilar, debido a sus condiciones inherentes. A través de oscilación, la viga (piso) disipa esa energía bajo la forma de calor debido a la fricción que resulta de la energía cíclica generada en dicha viga. La velocidad a la que el piso disipa la energía por ciclo, de oscilación se llama amortiguación. Esta se prefiere indicarla, para un piso en particular, como un porcentaje del amortiguamiento crítico. El amortiguamiento crítico es la mínima cantidad de amortiguamiento requerido para disipar toda la energía transferida con el impacto y convertirla en calor (o cualquier otra forma de energía) en la mitad de un ciclo. Los pisos se comportan de diferentes maneras bajo las cargas de impacto, dependiendo de la cantidad de amortiguamiento.

Se ha demostrado, en numerosos experimentos, que la perceptibilidad humana a la vibración está en función de tres variables: la frecuencia de la oscilación, la amplitud de la misma y del amortiguamiento.

A continuación se da una breve explicación de los tres métodos mencionados anteriormente, dando énfasis al método de Murray.

1) Factor de capacidad de Wiss y Parmelee

En este método, el factor R se desarrolló en base a 40 pruebas de laboratorio, calculándose una ecuación empírica mediante la adaptación de curvas a los resultados.

$$R = 5.08 \left[\frac{FA_1}{D^{0.27}} \right]^{0.265}$$

con:

$$F = 1.57 \sqrt{\frac{g EI}{WL^3}}$$

$$A_1 = (DLF) \frac{0.6 L^3}{48 EI}$$

donde

- F Frecuencia natural más baja del piso, hz .
- A_1 Amplitud máxima bajo un solo impacto de "golpe" de talón, in, *heep-drop*.
- D Amortiguamiento disponible calculado del sistema de piso.
- g Aceleración de la gravedad, in/sec^2 .
- E Módulo de elasticidad, ksi.
- I Momento de inercia de la viga de piso, in^4 .
- W Peso total soportado por la viga, lb.
- L Longitud de la viga, in.
- DLF Factor de carga dinámica.

Para un sistema, si R es menor igual que 2.5, el sistema es aceptable y viceversa.

La principal desventaja de esta fórmula, es que R no es sensible al porcentaje de la amortiguamiento de un piso que vibra. Esto contrasta notablemente con la importancia del amortiguamiento en un piso, sobre todo en estados de vibraciones transitorias.

2) Escala modificada de Rainer y Meister

Los diseñadores que realizan estudios de vibración de pisos están más familiarizados con la escala de Rainer y Meister modificada, que relaciona la frecuencia natural y la amplitud en movimiento de estado permanente del sistema de pisos con el grado de perceptibilidad humana a la vibración de pisos.

Inicialmente Rainer y Meister no consideraron el amortiguamiento; luego para compensar el efecto de ésta sobre la perceptibilidad, Lenzen modificó la gráfica aumentando diez veces a la escala de las ordenadas (frecuencia natural y la amplitud). En apariencia tenía bastante correlación con las pruebas sobre pisos que tenían 5% o menos de amortiguación. Este aumento era algo arbitrario y a menudo provocaba resultados nada confiables, particularmente cuando se empleaba con pisos dispuestos a vibraciones pasajeras con porcentajes de amortiguación superiores al 5%.

3) Criterio de aceptabilidad de Murray

Murray reconoció la gran importancia del amortiguamiento del piso y desarrolló una fórmula empírica que establece un porcentaje mínimo de amortiguamiento permisible para un sistema de pisos. Este porcentaje D se basa en la frecuencia natural más baja del piso y en la amplitud inicial debidas a un solo impacto de talón de una persona que pese de 170 a 190 libras (85 y 95 Kg). La ecuación establece un porcentaje absoluto del amortiguamiento mínimo permisible de

2% y su expresión es:

$$D > 35 A_1 f + 2.5$$

Los resultados obtenidos en estos tres métodos varían bastante y con frecuencia están en directa contradicción con los resultados de campo de los sistemas de pisos construidos, por lo cual se ha creído conveniente, en este texto, profundizar uno de estos métodos, el de Murray, que es el más aceptado actualmente.

7.11.3 Criterio de Aceptabilidad de Murray

Murray (1975, 1981, 1985) ha desarrollado un procedimiento analítico para determinar la aceptabilidad de los sistemas de pisos, en ambientes tales como residencias u oficinas. El procedimiento utiliza una escala de respuesta humana, la que fue desarrollada usando medidas de campo tomadas en cien sistemas de piso aproximadamente. La escala da a conocer la aceptabilidad del ocupante al movimiento de piso hasta en tres parámetros: primera frecuencia natural, amplitud y amortiguamiento (supresión de vibraciones). La amplitud es el desplazamiento máximo del sistema de piso debido a un "golpe del talón" (*heel-drop*). Las pautas para el amortiguamiento estimado son proporcionadas como parte del procedimiento.

Antes de tratar el criterio de Murray vale la pena mencionar que para proporcionar suficiente rigidez estática contra los movimientos de piso, cuando se camina sobre ellos, Ellingwood y Tallin (1984) sugirieron un criterio de rigidez de 1 mm. debido a una carga concentrada de 1 kN. El criterio se recomienda para pisos usados para ocupación humana normal (Ejemplos: residencias, oficinas, colegios), particularmente para pisos livianos de residencias. Este criterio no incluye amortiguamiento lo cual, muchos investigadores, creen que es el parámetro más importante en el control de las vibraciones transitorias. Ya que este criterio es relativamente nuevo, la aceptación de los diseñadores estructurales y el buen comportamiento de los sistemas de piso así diseñados es aún desconocido en este momento.

Asimismo, Allen y Rainer (1990) publicaron criterios para la aceptabilidad de vibración de sistemas de piso que están sujetos a actividades rítmicas tales como bailes y ejercicios de saltos. Se sugieren diversos valores para los parámetros de carga dinámica y los límites de aceleración para varias actividades. Se recomienda un conjunto de frecuencias naturales mínimas para ocupaciones diferentes y diferentes tipos de piso: para pisos de bailes de gimnasia (aeróbicos), las frecuencias mínimas recomendadas son 7, 9 y 11 hz para concreto sólido, losas con vigas de acero, y estructuras apoyadas en madera respectivamente.

7.11.4 Criterios de Diseño recomendados por Murray

Ambientes residenciales y de Oficina

En estos ambientes, la función forzada fuente de las vibraciones, es un movimiento intermitente de unos cuantos ocupantes. Generalmente no ocurre el movimiento en grupos, por lo que el movimiento del piso será transitorio (el movimiento ocurre por un impacto de duración corta y se extingue con el tiempo). Como resultado, el parámetro mas importante para ambientes de oficina y residencia es el amortiguamiento.

El criterio recomendado (Murray, 1981) enuncia que si la siguiente desigualdad es satisfecha, el movimiento del sistema de piso causado por la actividad humana normal en ambientes de oficina y residencias no será molesto para los ocupantes.

$$D \geq 35 A_1 f + 2.5$$

donde

D amortiguamiento en porcentaje del crítico que posee un tipo de piso,

A₁ amplitud inicial máxima del sistema de piso debido a una excitación de un "golpe de talón", *heel-drop* (en pulgadas), y

f la primera frecuencia natural del sistema de piso (hz).

La excitación del "golpe de talón", usada para desarrollar los criterios pueden ser aproximados por una función de decrecimiento lineal que tenga una magnitud de 600 libras y una duración de 50 milisegundos. El criterio fue elaborado usando medidas de campo en aproximadamente 100 sistemas de piso mayormente en el intervalo de frecuencia de 5-8 hz. No se recomienda el uso del criterio para sistemas de piso con una frecuencia natural de alrededor de 10 hz o más.

El uso de este criterio requiere un juicio cuidadoso por parte del diseñador. Un sistema de piso liviano de edificación de oficina liviana con techo suspendido y un mínimo de canalización mecánica presentará por los menos 3 a 5% del amortiguamiento crítico. Un amortiguamiento adicional puede ser proporcionado por una losa más gruesa, muebles de oficina, divisiones, equipo y los mismo ocupantes. Si el amortiguamiento requerido (lado derecho de la desigualdad) es menor que 3.5 a 4%, el sistema será satisfactorio aún cuando las áreas apoyadas estén completamente libres de divisiones fijas. Si el amortiguamiento requerido está entre 4% y alrededor del 5%, el diseñador debe considerar cuidadosamente la configuración final del ambiente y el uso deseado.

Por ejemplo, si las divisiones fijas no estuviesen presentes, el ambiente estará tranquilo y el amortiguamiento será de 4%. Si el amortiguamiento requerido es mucho mayor que 5%, el diseñador debe ser capaz de identificar una fuente exacta de amortiguamiento o proporcionar artificialmente amortiguamiento adicional para asegurarse que el sistema de piso sea

satisfactorio. Si esto no se puede llevar a cabo se rediseña el sistema.

En lo que se refiere a la frecuencia, el diseñador debe tener en cuenta las primeras frecuencias naturales más bajas (debajo de 4 hz) para evitar la resonancia al caminar. Por los estudios acerca de la comodidad en aeronaves y automóviles, se sabe que los humanos reaccionan adversamente a las frecuencias en el intervalo de 5-8 hz. La explicación para este fenómeno es que las frecuencias naturales de los órganos naturales internos (corazón, riñones, hígado y vejiga) están en el intervalo de 5-8 hz. Consecuentemente, cuando el cuerpo humano está sujeto a movimiento, la resonancia ocurre y la molestia es el resultado.

En muchos sistemas de pisos, en este tipo de edificaciones se tienen vigas secundarias, llamadas también viguetas, y vigas principales, denominadas trabes; en estos casos, ambas vibran al unísono por lo que la frecuencia del sistema se puede calcular con la expresión:

$$\frac{1}{f_s^2} = \frac{1}{f_b^2} + \frac{1}{f_g^2}$$

donde

f_s frecuencia del sistema, hz

f_b frecuencia de las vigas o viguetas

f_g frecuencia de la viga principal o trabe, todo en hz.

Ambientes Comerciales

En ambientes tales como centros comerciales, la función forzada puede ser de caminata casi continua o movimiento de corrida de los ocupantes. En esta situación, el amortiguamiento no es tan crítico como para los ambientes de residencias u oficinas porque el movimiento del piso es aproximadamente un estado estacionario. En estos casos el estudio del control de la rigidez del sistema es la mejor solución.

El criterio sugerido por Ellingwood, (1986) para el diseño de un piso comercial, se basa en un límite de tolerancia de aceleración de 0.005 g. El criterio se satisface si la deflexión máxima, bajo una fuerza de 450 lbs (2 kN), aplicada en cualquier parte sobre el sistema del piso no excede 0.02 pulg (0.5mm).

Como las deflexiones máximas causadas por los movimientos de los ocupantes son tan pequeñas, el piso actuará como si la construcción de acero actuase como construcción compuesta, aún en el caso en que no haya conectores de corte entre la losa del piso y las vigas. Debe usarse el momento de inercia de la sección transformada (Ver Cap. 10) cuando se calcula la rigidez de un diseño de una viga.

Aunque es dudoso que el sistema de piso, el cual satisface este criterio, tendrá una frecuencia natural muy baja, se debe revisar la posibilidad de la resonancia de la caminata. La

primera resonancia armónica ocurrirá a los 3Hz y la segunda resonancia armónica entre 5 y 6 hz. Se recomienda que la primera frecuencia natural del sistema de piso sea, entonces, alrededor de 8 hz para ambientes comerciales.

7.11.5 Guía para la estimación de parámetros

Para poder aplicar los criterios indicados anteriormente, se ha creído conveniente explicar cómo se pueden calcular ciertos parámetros.

Frecuencia

Para Viguetas y Trabes se puede usar la siguiente fórmula:

$$f = K \left[\frac{g E I_t}{W L^3} \right]^{1/2}$$

donde

f primera frecuencia natural, hz

K = 1.57 para viguetas simplemente apoyadas

= 0.56 para vigas en cantilever

g aceleración de la gravedad, in/sec/sec

E módulo de elasticidad, psi

I_t momento de Inercia transformado de la viga compuesta, in⁴

W peso total soportado por la viga compuesta, considerando cargas muertas y 10 a 25% de la carga viva, lbs.

L longitud total de la viga, in.

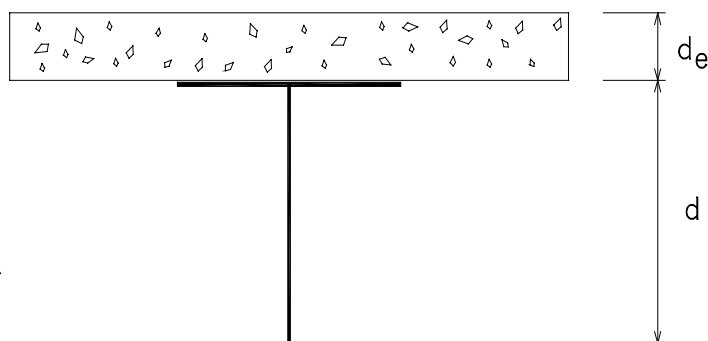


Fig. 7.54

Para estimar la frecuencia de un sistema de piso estructurado con viguetas y trabes, como se escribió anteriormente:

$$\frac{1}{f_s^2} = \frac{1}{f_b^2} + \frac{1}{f_g^2}$$

Amplitud de impacto de un Golpe de Talón (*Heel-Drop*)

$$A_o = \frac{A_{ot}}{N_{ef}}$$

donde

A_o amplitud inicial del sistema de piso sujeto a un impacto "golpe de talón", in

N_{ef} número efectivo de viguetas afectadas por dicho efecto.

A_{ot} = $(DLF)_{max}$ ds, amplitud inicial de una sola viga sujeta a un impacto de "golpe de talón", in

$(DLF)_{max}$ máximo factor de carga dinámica, Ver Tabla 7.1

ds deflexión estática causado por una fuerza de 600 lbs, in

Para trabes: $N_{ef} = 1.0$

Para viguetas:

S = espaciamiento entre viguetas o el ancho efectivo, el menor.

$$1. \quad \text{Si: } S < 2.5 \text{ pies, } N_{ef} = 1 + 2 \sum \left(\cos \frac{\pi x}{2 x_o} \right) \quad \text{para } x \leq x_o$$

donde

x distancia del centro de la viga hasta la parte inferior de la viga en consideración.

x_o distancia del centro de la viga al borde del piso efectivo, $L = 1.06 \varepsilon L^2$

L luz de la viga, in

ε $(D_x/D_y)^{0.25}$

D_x rigidez flexional perpendicular a la viga $E_c t^3/12$

D_y rigidez flexional paralela a la viga $E I_t/S$

E_c módulo de elasticidad del concreto, psi

E módulo de elasticidad del acero, psi

t espesor de la losa, in

$$2. \quad \text{Si: } S > 2.5 \text{ pies, } N_{ef} = 2.97 - \frac{S}{17.3 d_e} + \frac{L^4}{1.35 E I_t}$$

donde, d_e es el peralte efectivo de la losa

Limitaciones:

$$15 \leq (S/d_e) < 40$$

$$1 \times 10^6 \leq (L^4/I_t) \leq 50 \times 10^6$$

TABLA 10.1 Factores de Carga Dinámica para impacto *heel-drop*

f,hz	DLF	f,hz	DLF	f,hz	DLF
1.00	0.1541	5.50	0.7819	10.00	1.1770
1.10	0.1695	5.60	0.7937	10.10	1.1831
1.20	0.1847	5.70	0.8053	10.20	1.1891
1.30	0.2000	5.80	0.8168	10.30	1.1949
1.40	0.2152	5.90	0.8282	10.40	1.2007
1.50	0.2304	6.00	0.8394	10.50	1.2065
1.60	0.2456	6.10	0.8505	10.60	1.2121
1.70	0.2607	6.20	0.8615	10.70	1.2177
1.80	0.2758	6.30	0.8723	10.80	1.2231
1.90	0.2908	6.40	0.8830	10.90	1.2285
2.00	0.3058	6.50	0.8936	11.00	1.2339
2.10	0.3207	6.60	0.9040	11.10	1.2391
2.20	0.3356	6.70	0.9143	11.20	1.2443
2.30	0.3504	6.80	0.9244	11.30	1.2494
2.40	0.3651	6.90	0.9344	11.40	1.2545
2.50	0.3798	7.00	0.9443	11.50	1.2594
2.60	0.3945	7.10	0.9540	11.60	1.2643
2.70	0.4091	7.20	0.9635	11.70	1.2692
2.80	0.4236	7.30	0.9729	11.80	1.2740
2.90	0.4380	7.40	0.9821	11.90	1.2787
3.00	0.4524	7.50	0.9912	12.00	1.2834
3.10	0.4667	7.60	1.0002	12.10	1.2879
3.20	0.4809	7.70	1.0090	12.20	1.2925
3.30	0.4950	7.80	1.0176	12.30	1.2970
3.40	0.5091	7.90	1.0261	12.40	1.3014
3.50	0.5231	8.00	1.0345	12.50	1.3058
3.60	0.5369	8.10	1.0428	12.60	1.3101
3.70	0.5507	8.20	1.0509	12.70	1.3143
3.80	0.5645	8.30	1.0588	12.80	1.3185
3.90	0.5781	8.40	1.0667	12.90	1.3227
4.00	0.5916	8.50	1.0744	13.00	1.3268
4.10	0.6050	8.60	1.0820	13.10	1.3308
4.20	0.6184	8.70	1.0895	13.20	1.3348
4.30	0.6316	8.80	1.0969	13.30	1.3388
4.40	0.6448	8.90	1.1041	13.40	1.3427
4.50	0.6578	9.00	1.1113	13.50	1.3466
4.60	0.6707	9.10	1.1183	13.60	1.3504
4.70	0.6835	9.20	1.1252	13.70	1.3541
4.80	0.6962	9.30	1.1321	13.80	1.3579
4.90	0.7088	9.40	1.1388	13.90	1.3615
5.00	0.7013	9.50	1.1434	14.00	1.3652
5.10	0.7337	9.60	1.1519	14.10	1.3688
5.20	0.7459	9.70	1.1583	14.20	1.3723
5.30	0.7580	9.80	1.1647	14.30	1.3758
5.40	0.7700	9.90	1.1709	14.40	1.3793

Amplitud Inicial del Sistema

$$A_{os} = A_{ab} + A_{og}/2$$

donde

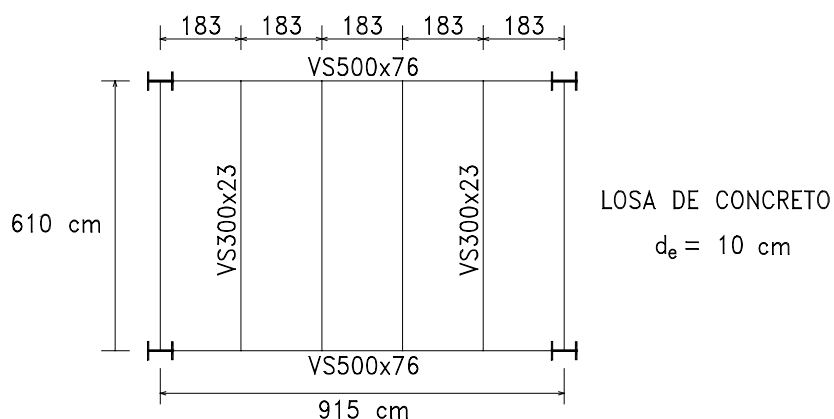
A_{os} amplitud inicial del sistema

A_{ob} amplitud inicial de la vigueta

A_{og} amplitud inicial del trabe

EJEMPLO PRACTICO

Comprobar la susceptibilidad a vibración del paño mostrado. El piso será un espacio utilizado para oficinas. Este tipo de pisos puede proporcionar un amortiguamiento del orden del 4 al 5% del amortiguamiento crítico.



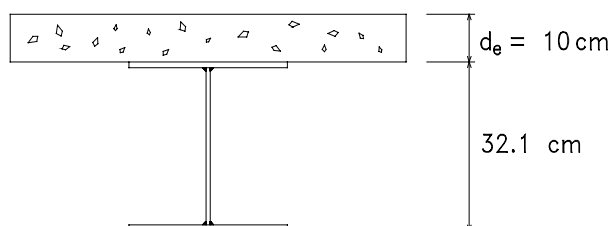
SOLUCION

1. Viguetas VS300x23

$$A = 29.2 \text{ cm}^2 \quad I_x = 5101 \text{ cm}^4 \quad d = 32.1 \text{ cm} \quad d_e = 10 \text{ cm} \quad n = 9$$

Ancho efectivo $(b) < L/4$ ó $S = b = 152.5$ (Ver Cap. 10)

$$A_c/n = (152.5)(10) / 9 = 169.44 \text{ cm}^2 \text{ (Area representativa)}$$



$$Y_b = \frac{1699.44 (37.1) + 29.2 (32.1 / 2)}{169.44 + 29.2} = 34 \text{ cm}$$

$$I_t = \frac{16.94 \times 10^3}{12} + 169.44 (37.1 - 34)^2 + 5101 + 29.2 (34 - 32.1 / 2)^2$$

$$I_t = 17549 \text{ cm}^4 = 422 \text{ in}^4$$

Superposición de pesos:

W = Acabado (100 Kg/m²) + Tabiquería (100 m²) + 20% carga viva

$$W = \frac{10}{100} (2400) (1.83) + 22.9 + (100 + 100 + 50) (1.83) (6.10)$$

$$W = 5610 \text{ Kg} = 12367 \text{ lb}$$

Cálculo de la frecuencia:

$$f_b = 1.57 \left[\frac{g E I_t}{W L^3} \right]^{1/2} = 1.57 \left[\frac{386 * 29 * 10^6 * 422}{12367 * 240^3} \right]^{1/2} = 8.25 \text{ Hz}$$

Cálculo de la Amplitud inicial en una vigueta:

$$L = 610 \text{ cm} = 240 \text{ in}$$

Usando la Tabla 7.1: DLF = 1.0548

$$A_{ot} = (DLF)_{\max} \frac{600 L^3}{48 E I_t} = \frac{1.0548 * 600 * 240^3}{48 * 29 * 10^6 * 422} = 0.0149 \text{ in}$$

Cálculo del número de viguetas involucradas:

$$S > 2.5 \text{ pies}$$

$$N_{ef} = 2.97 - \frac{S}{17.3 d_e} + \frac{L^4}{1.35 E I_T}$$

$$N_{ef} = 2.97 - \frac{72}{17.3 * 3.937} + \frac{(240)^4}{1.35 * (29 * 10^6) * 422} = 2.11$$

Cálculo de la amplitud de la deflexión en una vigueta:

$$A_{ob} = A_{ot} / N_{ef} = \frac{0.0149}{2.11} = 0.0070 \text{ in}$$

Amortiguamiento Requerido:

$$35 A_1 f + 2.5 = 35 (0.0070) (8.25) + 2.5 = 4.53\%$$

2. **Trabes** VS500x76

$$A = 96.3 \text{ cm}^2 \quad d = 53.7 \quad I_x = 50,313$$

$$\text{Ancho efectivo (b)} < L/4 \quad \text{ó} \quad S = b = 227.5$$

$$A_c/n = (227.5) (10) / 9 = 252.78 \text{ cm}^2$$

$$Y_b = \frac{252.78 * 58.7 + 96.3 * (53.7 / 2)}{252.78 + 96.3} = 49.9 \text{ cm}$$

$$I_t = \frac{25.27 * 10^3}{12} + 252.78 (58.7 - 49.9)^2 + 503136 + 96.3 (49.9 - 53.7/2)^2$$

$$I_t = 123,158 \text{ cm}^4 = 2959 \text{ in}^4$$

$$W = 4 * 5610 + 75.6 * 9.15 = 23132 \text{ Kg} = 50996 \text{ lbs}$$

$$f_g = 1.57 \left[\frac{366 * 29 * 10^6 * 2959}{50996 * (360.23)^3} \right]^{1/2} = 5.85 \text{ hz}$$

$$(DLF)_{\max} = 0.8225$$

$$A_{ot} = \frac{0.8225 * 600 * (360.23)^3}{48 * 29 * 10^6 * 2959} = 0.0056 \text{ in}$$

$$N_{ef} = 1$$

$$A_{og} = 0.0056 \text{ in}$$

Amortiguamiento Requerido:

$$D = 35 * 0.0056 * 5.85 + 2.5 = 3.65\%$$

Frecuencia del sistema del piso:

$$\frac{1}{f_s^2} + \frac{1}{f_b^2} + \frac{1}{f_g^2} = \frac{1}{8.25^2} + \frac{1}{5.85^2}$$

$$f_s = 4.77 \text{ hz}$$

Amplitud de la deflexión del piso:

$$A_{os} = A_{ob} + A_{og} / 2 = 0.007 + 0.0056/2 = 0.0098$$

Amortiguación requerida:

$$35 * 0.0098 * 4.77 + 2.5 = 4.14\%$$

Evaluación:

	f hz	A _o , in Amplitud de la deflexión del piso	Amortiguamiento requerido %
Viguetas	8.25	0.0070	4.53
Trabes	5.85	0.0056	3.65
Sistema	4.77	0.0098	4.14

El amortiguamiento requerido es aproximadamente 4%. Por otro lado, la frecuencia está debajo de 5 a 8 hz. Se concluye que el sistema del piso está en condiciones de ser utilizado como oficinas sin ningún tipo de molestias, ya que el tipo de piso presentado en este ejemplo es capaz de proporcionar un amortiguamiento D entre 4 a 5% del amortiguamiento crítico.

Capítulo 8

Miembros con Carga Axial combinada con Flexión

8.1 GENERALIDADES

En los Capítulos anteriores, especialmente los dedicados a Miembros en Tracción, Miembros en Compresión y Miembros en Flexión, se han dado las pautas para estudiar los elementos cuando están sometidos a uno sólo de estos efectos de las cargas. Sin embargo, casi todos los miembros de una estructura de acero están sometidos a acciones axiales combinadas con flexión; las acciones axiales pueden ser de tracción o compresión, denominándose Flexo-tracción o Flexo-compresión, respectivamente.

Este Capítulo se va dedicar principalmente a los Miembros en Flexo-compresión; sin embargo, como las expresiones, que las Especificaciones AISC-LRFD ofrecen para diseñar miembros con acciones combinadas, tienen una formulación idéntica (aunque el significado de cada término es diferente en cada caso), se tratarán también, los miembros en Flexo-tracción.

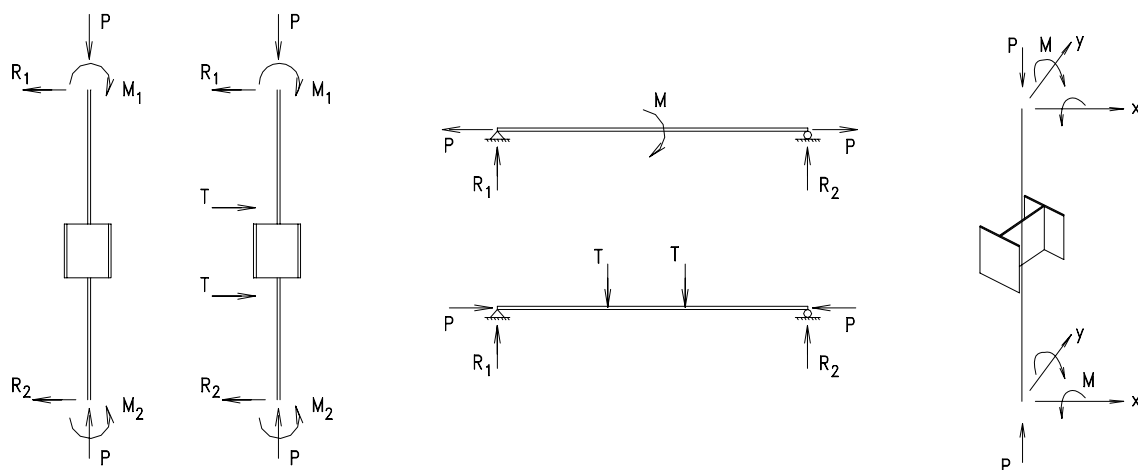


Fig. 8.1

En la Fig. 8.1 se muestran casos comunes de miembros de estructuras que soportan acciones axiales con cargas transversales no situadas en los nudos, las que someten al elemento, también, a flexión. En otras ocasiones, las restricciones de sus nudos producen momentos en sus extremos que deben ser considerados al plantear la resistencia de diseño. Se sabe que la resistencia en los casos de flexo-tracción está más ligada al estado límite de fluencia ya que la tracción disminuye el peligro de inestabilidad del elemento; en cambio, la compresión en los casos de flexo-compresión, puede contribuir a que el estado límite de inestabilidad sea el que prime en la resistencia del elemento. En la Fig. 8.2 se da una comparación de lo expresado anteriormente. Se muestran los casos de flexo-tracción y de flexo-compresión, para un elemento con una carga transversal en el centro del tramo. Esta carga produce una deformación y que introduce en la sección considerada, a una distancia x del apoyo izquierdo, el llamado Momento de Segundo Orden = $P.y$

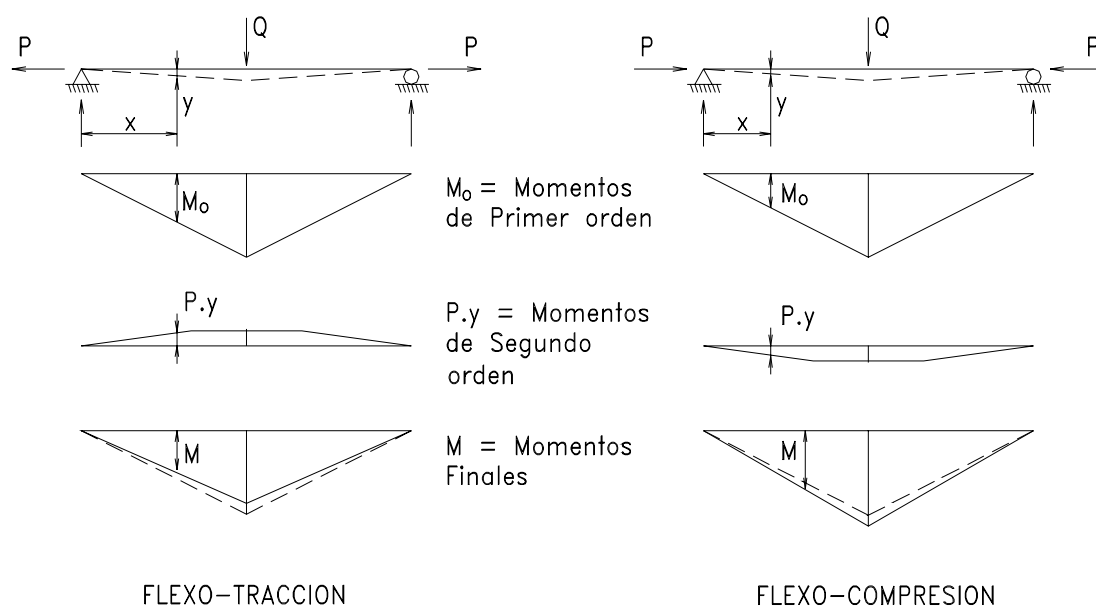


Fig. 8.2

- a) Carga axial de Tracción : $M = M_o - P.y$
- b) Carga axial de Compresión: $M = M_o + P.y$

No es difícil deducir entonces, en este caso, que la carga de tracción disminuye el efecto de la flexión; lo contrario sucede con el caso de flexo-compresión, donde el momento de segundo orden tiende a aumentar la flexión. La deformada que adopte el elemento será de mucha importancia en la determinación de su resistencia.

8.1 GENERALIDADES

8 - 3

Se puede establecer un número de posibilidades de estados límites de acuerdo a las varias posibles combinaciones de la acción axial con la flexión combinadas:

1. Tracción con flexión; la falla es por fluencia usualmente.
2. Compresión con flexión alrededor de un eje; la falla es por inestabilidad en el plano de flexión, sin torsión (el caso de elementos con carga transversal y que son estables con relación al pandeo lateral-torsional están en este caso), Ver figura 8.3.

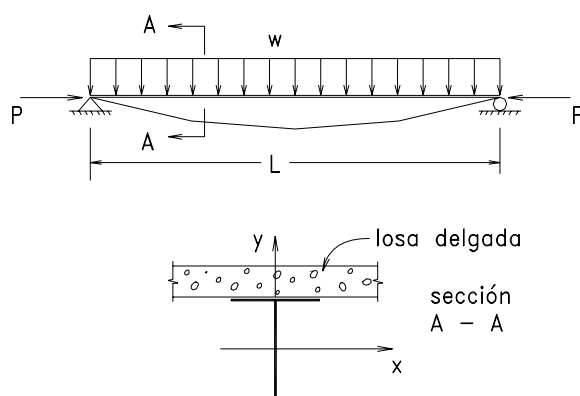


Fig. 8.3

3. Compresión axial con flexión alrededor al eje fuerte; falla por pandeo lateral-torsional. Ver Fig. 8.4 (a)

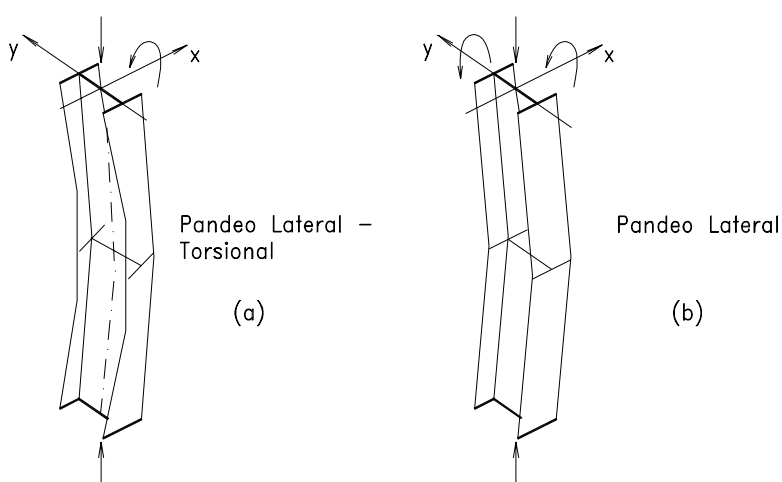


Fig. 8.4

4. Compresión axial con flexión biaxial y secciones torsionalmente rígidas; la falla es por inestabilidad alrededor de uno de sus ejes. Es el caso de perfiles W, CS o CVS. Fig. 8.4 (b)
5. Compresión axial y flexión biaxial en miembros con sección de placas delgadas; la falla es por acción combinada de torsión y flexión en estos perfiles con sección transversal torsionalmente débil.
6. Compresión axial, flexión biaxial y torsión; la falla es por torsión combinada con flexión, cuando el plano de flexión no contiene el centro de corte.

Debido a las múltiples posibilidades de falla, el estudio para poder verificar el estado límite de falla y cuantificarlo no es fácil, mas bien es complejo. Los procedimientos de diseño que se emplean son de tres categorías:

- a) Limitaciones en los esfuerzos combinados.
- b) Fórmulas de Interacción semi-empíricas basadas en los procedimientos de los Esfuerzos Permisibles.
- c) Fórmulas de Interacción semi-empíricas basadas en la resistencia de los miembros.

Las Especificaciones AISC-LRED son de este último tipo y por lo tanto son fórmulas de interacción semi-empíricas. Se cree indispensable, sin embargo, antes de proceder a explicar las Fórmulas AISC, dar una revisión a la siguiente exposición teórica de la determinación del efecto de la acción combinada de compresión y flexión de un elemento prismático, determinando las ecuaciones diferenciales respectivas.

8.2 ECUACION DIFERENCIAL PARA EL COMPORTAMIENTO DE COMPRESION Y FLEXION

En la figura contigua se da el caso general de un elemento con la posibilidad de falla en el plano de flexión

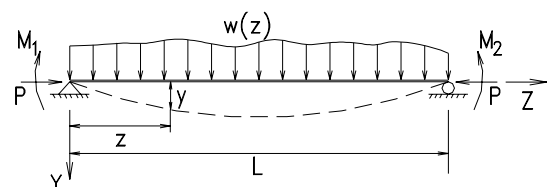


Fig. 8.5

$$M_z = M_i + P \cdot y = -EI \frac{d^2 y}{dz^2}$$

$$\frac{d^2 y}{dz^2} + (P/EI) y = -M_i/EI$$

y derivando 2 veces esta ecuación:

$$d^4y/dz^4 + (P/EI) d^2y/dz^2 = -1/EI d^2M_i/dz^2$$

luego, se sabe que: $d^2y/dz^2 = -M_z/EI$ y

$d^4y/dz^4 = -1/EI d^2M_z/dz^2$ y sustituyendo en la ecuación anterior:

$$-1/EI d^2M_z/dz^2 + P/EI (-M_z/EI) = -1/EI d^2M_i/dz^2$$

se hace: $P/EI = k^2$; que conduce a la expresión $d^2M_z/dz^2 + k^2M_z = d^2M_i/dz^2$

La solución homogénea para esta ecuación es: $M_z = A \sin kz + B \cos kz$, a la que se le debe añadir la solución particular para satisfacer el lado derecho de la solución. Esta es $f_i(z)$ desde que $M_i = f(z)$, por lo tanto la solución completa puede escribirse:

$$M_z = A \sin kz + B \cos kz + f_i(z) \quad (\alpha)$$

Cuando la variable M_z es continua, su máximo valor se obtiene diferenciando e igualando a 0:

$$dM_z/dz = 0 = Ak \cos kz - Bk \sin kz + df_i(z)/dz.$$

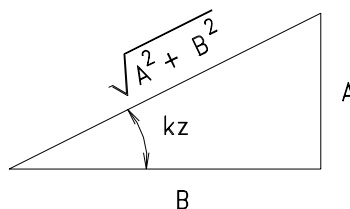
Para la mayoría de casos de cargas, tales como concentradas, uniformemente repartidas o momentos en los extremos, se sabe que: $df_i(z)/dz = 0$.

En la expresión dM_z/dz , se obtiene, cuando $df_i(z)/dz = 0$, lo siguiente:

$$Ak \cos kz = B \sin kz; \tan kz = A/B$$

$$\text{En el máximo } M_z: \sin kz = A / \sqrt{A^2 + B^2}$$

$$\cos kz = B / \sqrt{A^2 + B^2}$$



que sustituidas para la expresión (α):

$$M_z = \frac{A^2 + B^2}{\sqrt{A^2 + B^2}} 1 + f_i(z)$$

$$\text{y } M_{z \max} = \sqrt{A^2 + B^2} 2 + f_i(z)$$

Caso 1: Momentos desiguales en los extremos sin carga transversal

$$M_i = M_1 + (M_2 - M_1) z/L$$

$$y, \frac{d^2 M_i}{dz^2} = 0$$

$$M_{z \max} = \sqrt{A^2 + B^2}$$

$$M_z = A \sin kz + B \cos kz$$

$$1) \ z = 0 \dots M_z = M_1 \therefore B = M_1$$

$$2) \ z = L \dots M_z = M_2;$$

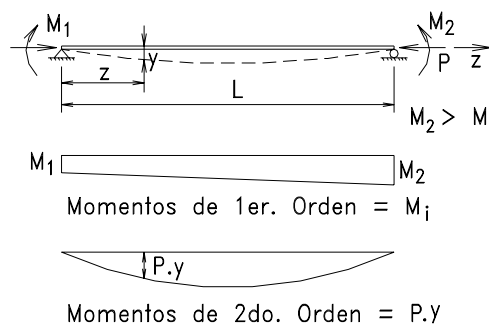


Fig. 8.6

$$M_2 = A \sin kL + M_1 \cos kL$$

$$A = \frac{M_2 - M_1 \cos kL}{\sin kL},$$

$$\text{de tal modo que } M_z = \frac{M_2 - M_1 \cos kL}{\sin kL} \sin kz + M_1 \cos kz \quad y$$

$$M_{z \max} = \sqrt{\left(\frac{M_2 - M_1 \cos kL}{\sin kL} \right)^2 + M_1^2} = \sqrt{\frac{1 - 2 (M_1 / M_2) \cos kL + (M_1 / M_2)^2}{\sin^2 kL}} M_2$$

Caso 2: Con carga transversal uniforme:

$$M_i = w.z/2 (L - z); \text{ en este caso desde que}$$

$$d^2 M_i / dz^2 = -w$$

si $f_i(z) \neq 0$, se requiere, entonces, una solución particular; así :

$$f_i(z) = C_1 + z C_2$$

$$d^2 f_i(z) / dz^2 = 0 \dots 0 + k^2 (C_1 + z C_2) = -w$$

$$C_1 = -w/k^2 \quad y \quad C_2 = 0,$$

por lo que la ecuación solución se convierte en:

$$M_z = A \sin kz + B \cos kz - w/k^2$$

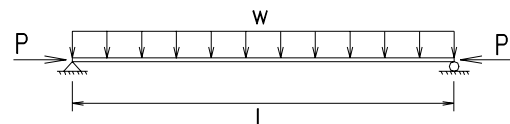


Fig. 8.7

y aplicando las condiciones de borde:

$$1) \quad z = 0 \dots\dots M_z = 0 \dots 0 = B - w/k^2 \dots\dots \therefore B = w/k^2$$

$$2) \quad z = L \dots\dots M_z = 0 \dots 0 = A \operatorname{sen} kL + w/k^2 \cos kL - w/k^2$$

$$\therefore A = w/k^2 \frac{(1 - \cos kL)}{\operatorname{sen} kL}$$

y derivando: $dM_z/dz = 0$ se obtiene:

$$M_{z \max} = w/k^2 \sqrt{\left(\frac{1 - \cos kL}{\operatorname{sen} kL}\right)^2 + 1} - w/k^2$$

$$M_{z \max} = w/k^2 (\sec kL/2 - 1)$$

$$M_{z \max} = wL^2 / 8 \frac{8/(kL)^2 * (\sec kL/2 - 1)}{(\text{factor de magnificación})}$$

Caso 3: Momentos iguales en los extremos sin cargas transversales

$M_1 = M_2 = M$, por lo que la ecuación solución del primer caso se convierte en:

$$M_{z \max} = M \sqrt{\frac{2(1 - \cos kL)}{\operatorname{sen}^2 kL}} \quad 6 = M \sqrt{\frac{2(1 - \cos kL)}{1 - \cos^2 kL}} \quad 7 = M \left(\frac{1}{\cos kL/2} \right) \quad 8 = M \sec (kL/2)$$

Como se comprende, este es el caso más severo de carga en un miembro en flexo-compresión, cuando se mantiene constante la acción del momento sobre toda la longitud del mismo.

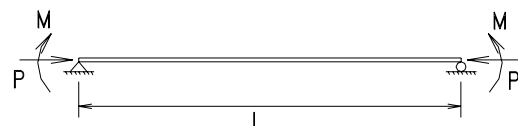


Fig. 8.8

El "factor de magnificación" es $\sec (kL/2)$ para los momentos aplicados, por lo que se acostumbra a denominar a: $M \sec (kL/2)$, la Fórmula Secante y es la que sirve de base para algunos reglamentos como ASSHTO o AREA.

8.2.1 Magnificación Simplificada del Momento, sin traslación de nudos

Con el objeto de evitar el uso de las expresiones anteriores porque se tienen funciones trigonométricas que impiden determinar rápidamente la importancia relativa de las cargas axiales o de los momentos en la resistencia del elemento en flexo-compresión, se presenta, a continuación un enfoque más simple y directo, pero suficientemente aproximado.

Se supone una viga-columna (miembro en flexo-compresión) como la mostrada en la figura, sujeta a una carga $w(z)$ transversal a su eje que produce una deflexión δ_0 . Se acepta que el diagrama momentos de segundo orden sea una curva de seno que es aproximadamente correcta para casos en que la deflexión máxima ocurre en el centro. La deformada en el centro, y_1 , producida por estos momentos de segundo orden, de acuerdo al teorema de momentos de áreas de momentos es:

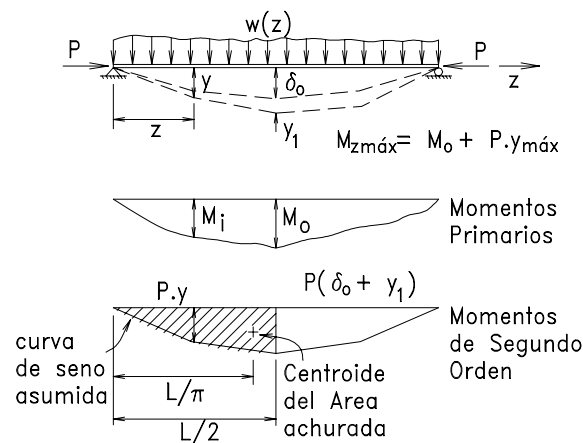


Fig. 8.9

$$y_1 = (P/EI) (y_1 + \delta_0) (L/2) \frac{2}{\pi} (L/\pi) = (PL^2/\pi^2 EI) (y_1 + \delta_0)$$

$$y_1 = (y_1 + \delta_0) P/P_e, \text{ donde } P_e = \pi^2 EI/L^2 \text{ y despejando } y_1:$$

$$y_1 = \delta_0 \frac{P / P_e}{1 - P / P_e} = \delta_0 \frac{\alpha}{1 - \alpha}; \quad \alpha = P/P_e.$$

$$\text{Desde que } y_{\max} = y_1 + \delta_0,$$

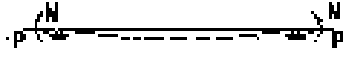
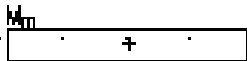
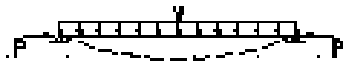
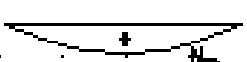
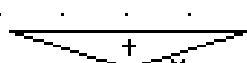
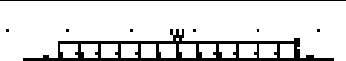
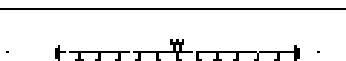
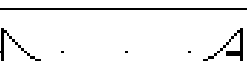
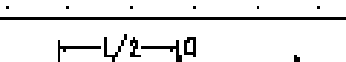
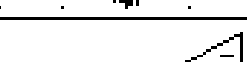
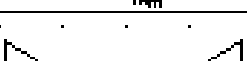
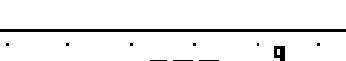
$$M_{z \max} = M_0 + P y_{\max}, \text{ que puede ser escrita, luego de sustituciones:}$$

$$M_{z \max} = M_0 B_1$$

$$\text{donde } B_1 = \frac{C_m}{1 - \alpha}$$

$$y \quad C_m = 1 + \left(\frac{\pi^2 EI \delta_0}{M_0 L^2} - 1 \right) \alpha = 1 + \psi \alpha$$

Tabla 8.1 Valores sugeridos para C_m

Sistema de Cargas	C_m Momento (+)	C_m Momento (-)	Momento Flector de Primer Orden
1. 	$1 + 0.2 \alpha$	-	
2. 	1.0	-	
3. 	$1 - 0.2 \alpha$	-	
4. 	$1 - 0.3 \alpha$	$1 - 0.4 \alpha$	
5. 	$1 - 0.4 \alpha$	$1 - 0.4 \alpha$	
6. 	$1 - 0.4 \alpha$	$1 - 0.3 \alpha$	
7. 	$1 - 0.6 \alpha$	$1 - 0.2 \alpha$	
8. 	$1 + \psi \alpha$	no disponible	

8.2.2 Magnificación de Momentos de miembros sujetos a momentos en los extremos solamente sin traslación de nudos

En el Caso 1 estudiado en Párrafo 8.1, el momento máximo teórico:

$$M_{z \max} = M_2 \sqrt{\frac{(M_1 / M_2)^2 - 2 (M_1 / M_2) \cos kL + 1}{\sin^2 kL}}$$

cuando se aplican momentos desiguales en los extremos. De acuerdo a la magnitud relativa de dichos momentos, el momento máximo puede ocurrir en uno de los extremos o a lo largo del tramo, por lo que uno debe conocer donde ocurre dicho momento máximo. Para evitar este estudio se introduce el concepto del momento uniforme a lo largo de todo el tramo.

Para establecer el momento uniforme equivalente se toma el valor $M_{z \max}$ del Caso 3 del Párrafo 8.1 y se iguala a la expresión anterior:

$$M_e = M_2 \sqrt{\frac{(M_1 / M_2)^2 - 2 (M_1 / M_2) \cos kL + 1}{2 (1 - \cos kL)}}$$

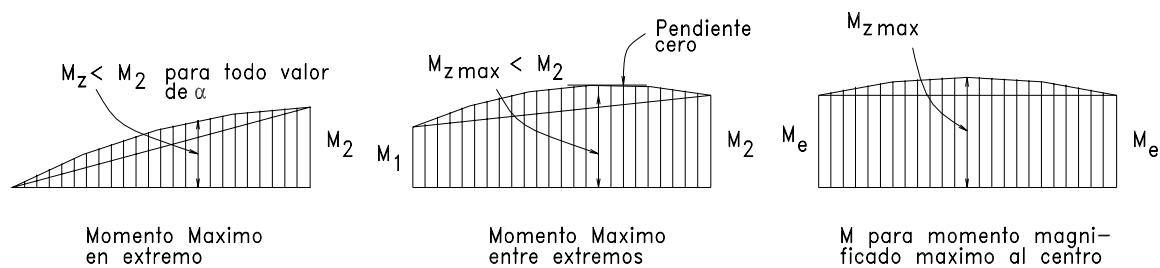


Fig. 8.10

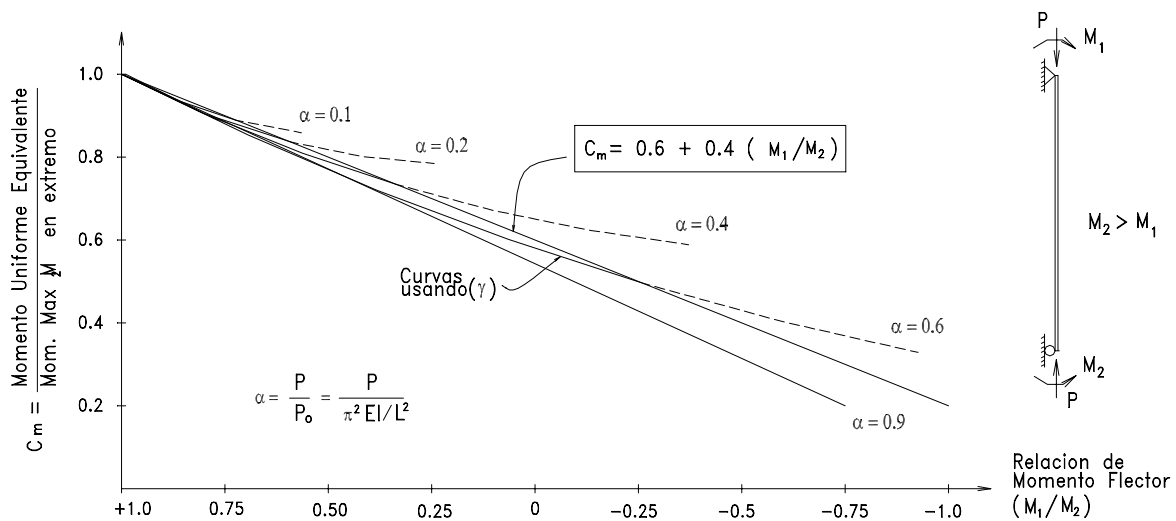
Antes también se obtuvo: $B_1 = \sec(kL/2) = 1 / (1 - \alpha)$ y usando el momento equivalente uniforme M_e para reemplazar M_1 y M_2 :

$M_{z \max} = M_e (1 / (1 - \alpha))$; antes se determinó: $M_{z \max} = M_o B_1$ por lo que:

$$M_{z \max} = C_m M_2 (1 / (1 - \alpha)),$$

$$\text{donde: } C_m = M_e / M_2 = \sqrt{\frac{(M_1 / M_2)^2 - 2 (M_1 / M_2) \cos kL + 1}{2 (1 - \cos kL)}} \quad (Y)$$

La anterior expresión es muy compleja, no toma en cuenta el pandeo lateral-torsional ni cubre todo el rango de M_1/M_2 , por lo que, de la figura siguiente, donde se han graficado una serie de casos:



se simplifica dicha expresión por: $C_m = 0.6 + 0.4 (M_1/M_2)$, donde M_1 es el menor de los momentos aplicados en los extremos y M_2 el mayor. La relación M_1/M_2 es negativa si se produce punto de inflexión intermedio y positiva si hay curvatura simple.

Esta es la expresión para considerar C_m de acuerdo a AISC-LRFD, cuando no hay desplazamiento entre nudos.

8.2.3 Magnificación de Momentos en miembros con desplazamiento de nudos

Una aproximación simple para este caso se puede deducir de la deformada ya tratada anteriormente:

$$M_{z \max} = M_o B = M_o \frac{C_m}{1 - \alpha},$$

donde B es el factor de magnificación.

En la figura 8.12 se puede aceptar que la curva producida por $P \cdot \delta$ puede ser aproximada por una curva de seno, en cuyo caso se puede aplicar el procedimiento y los resultados que se obtuvieron en la presentación de la viga-columna sin desplazamiento de apoyos pero considerando $2L$ en vez de L ; así:

$$C_m = 1 + \left(\frac{\pi^2 EI \delta_0}{4 L^2 M_o} - 1 \right) \alpha \quad \dots (\beta)$$

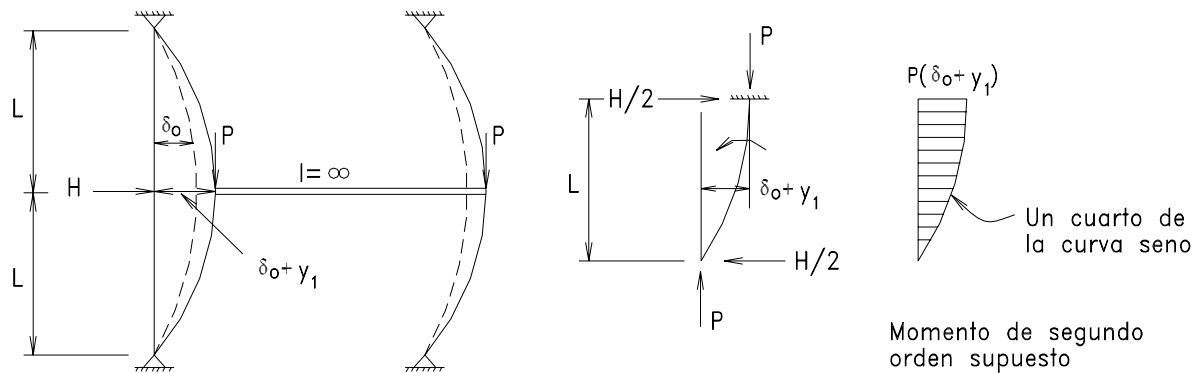


Fig. 8.12

Para el cálculo de α también debe tomarse $2L$ en vez de L .

En la figura: $\delta_o = \frac{(H/2)L^2 \cdot L}{3EI}$ y

$$M_o = H \cdot L / 2$$

que sustituidos en (β)

$$C_m = 1 + \left(\frac{\pi^2 EI}{4 L^2} \frac{H L^3}{6 EI HL} - 1 \right) \alpha$$

$$C_m = 1 + (\pi^2/12 - 1) \alpha = 1 - 0.18 \alpha \text{ que es un valor cercano a } 1.0$$

Para simplificar, se acepta $C_m = 1$ para el caso de pórticos con desplazamiento, conforme AISC-LRFD-H1.

Al particular se verá, posteriormente, que AISC-LRFD usa dos "magnificadores", B_1 para tomar en cuenta los efectos de segundo orden de las cargas de gravedad, que no producen desplazamiento del pórtico, y B_2 , para tomar en cuenta los efectos de segundo orden que produce la porción de la carga que origina desplazamiento del pórtico.

8.3 RESISTENCIA NOMINAL PARA MIEMBROS CON INESTABILIDAD EN EL PLANO DE FLEXIÓN

En aquellos casos en que el pandeo lateral-torsional se evita y la flexión se realiza alrededor de un eje, la falla será por inestabilidad en dicho plano de flexión.

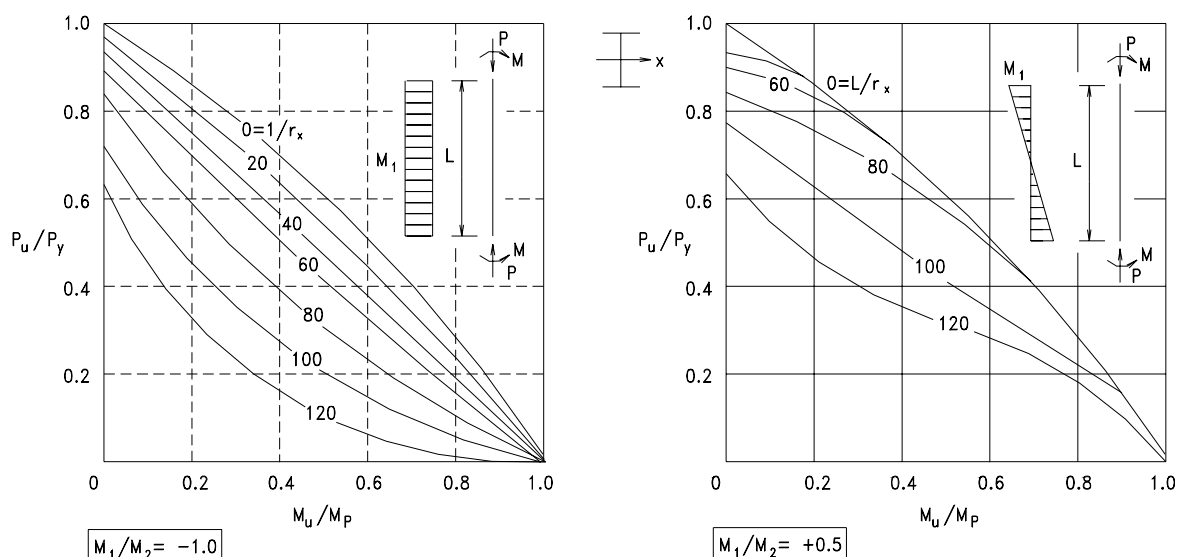


Fig. 8.13

En las figuras se dan los resultados de estudios de las llamadas viga-columnas flectadas alrededor de uno de sus ejes (X) con diferentes cargas axiales y relaciones de esbeltez en relación al eje X, así como distintos momentos de extremos.

Las curvas mostradas se puede aproximar por la siguiente relación lineal de interacción: (usando P_u/P_n en vez de P_u/P_y y M_u/M_n por M_u/M_p)

$$P_u/P_n + (M_u/M_n) \frac{C_m}{1 - \alpha} \leq 1.0$$

donde

- P_u Máxima carga de compresión cuando se alcanza la resistencia en la expresión de interacción.
- P_n Resistencia nominal de la columna cargada axialmente obtenida con la relación de esbeltez KL/r_x
- M_u Momento máximo que se alcanza en la expresión de interacción.
- M_n Máxima resistencia nominal de flexión = M_p (o M'_p); no hay pandeo alrededor del eje Y.
- $C_m/(1-\alpha)$ para incluir el efecto del momento de segundo orden.
- α $P_u L^2/\pi^2 EI$

8.4 RESISTENCIA PARA MIEMBROS CON INESTABILIDAD QUE INVOLUCRA FLEXIÓN Y TORSIÓN

Para el caso frecuente de columnas sin arriostres en su longitud, se tiene la posibilidad de inestabilidad oblicua al plano de flexión, con efectos torsionales. Este es un tema que se debe tratar como una extensión del caso de vigas con pandeo lateral-torsional.

Se han obtenido curvas muy parecidas a las mostradas en la página anterior, siempre que se considere, al determinar P_n , KL/r_y en vez de KL/r_x , para tomar en cuenta la tendencia de la columna a pandear alrededor del eje débil en este caso, y $M_n < M_p$, para tomar en cuenta la pérdida de capacidad en flexión de la misma, por la distancia no arriostrada del perfil.

Puede, entonces, plantearse una nueva relación de interacción que tome en cuenta estas consideraciones; así:

$$P_u/P_n + \frac{M_u C_m}{M_n (1 - P_u / P_e)} \leq 1.0$$

donde

P_u Carga de compresión aplicada

M_u Momento aplicado

P_n $A_g F_{cr}$ = Resistencia nominal para miembros en compresión axial

M_n Resistencia nominal en flexión, tal como se trató en el Cap.7

C_m Factor explicado anteriormente.

P_e $(\pi^2 EI)/L^2$

Para el caso de columnas con flexión biaxial, se emplea una fórmula de interacción que aunque es sólo una extensión de la expresión dada líneas arriba, ha probado, hasta la fecha, ser realista:

$$P_u/P_n + \frac{M_{ux} C_{mx}}{M_{nx} (1 - P_u / P_{ex})} + \frac{M_{uy} C_{my}}{M_{ny} (1 - P_u / P_{ey})} \leq 1.0$$

Todos los términos tienen el mismo significado que los anteriormente señalados, excepto que ahora, los suscritos, indican que deben ser evaluados con relación a los ejes X e Y indicados.

8.5 ESPECIFICACIONES AISC-LRFD PARA MIEMBROS EN FLEXO-COMPRESION

Las Especificaciones AISC-LRFD usan las Fórmulas de Interacción que se han venido discutiendo en este texto, luego de un estudio del Grupo de Trabajo que presidió el Profesor Yura. Entre otras consideraciones, estas fórmulas se re-escribieron para que fueran posibles de usar en dos situaciones:

- 1) Por los diseñadores que usan Programas para el análisis de segundo orden (que proporcionan directamente resultados del efecto del momento de segundo orden).
- 2) Para procurar aproximar dichos efectos, cuando se usan Programas de Análisis de primer orden.

En la Sección AISC-LRFD.H1 se estipula lo siguiente:

Fórmula H1-1a: Para: $P_u / \phi_c P_n \geq 0.2$

$$P_u / \phi_c P_n + 8/9 \left(\frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ny}} \right) \leq 1.0$$

Fórmula H1-1b: Para: $P_u / \phi_c P_n < 0.2$

$$1/2 (P_u / \phi_c P_n) + \left(\frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ny}} \right) \leq 1.0$$

donde

P_u Carga axial factorizada de compresión.

P_n Resistencia para compresión como columna como si estuviera sometida solamente a compresión axial, (Ver Cap. 6).

ϕ_c Factor de reducción de resistencia en compresión = 0.85

M_{ux} Momento factorizado alrededor del eje X , **incluyendo los efectos de segundo orden:**
 $M_{ux} = B_1 M_{ntx} + B_2 M_{ltx}$, un magnificador de momento para ser usado en vez de calcular los momentos elásticos de segundo orden. (cuando se emplean programas de análisis de primer orden).

M_{nt} Momentos en el pórtico sin traslación de nudos. Pórtico arriostrado.

M_{lt} Momentos en el pórtico con traslación de nudos. Pórtico con traslación de nudos.
 Pórtico sin arriostrar.

M_{uy} Igual a M_{ux} , pero con relación al eje Y.

M_{nx} Momento nominal de resistencia para flexión al eje X, (Ver Cap. 7).

M_{ny} Igual a M_{nx} pero con relación al eje Y.

ϕ_b Factor de reducción de resistencia para miembros en flexión = 0.90

8.5.1 Pórticos Arriostrados. Magnificador de Momentos

El magnificador de momentos B_1 para pórticos arriostrados, es decir para aquellos que no tienen traslación de nudos es, según AISC-LRFD-H1.2a:

$$B_1 = \frac{C_m}{1 - P_u / P_e} \geq 1.0$$

donde C_m se tomará en la siguiente forma:

1. Para miembros con cargas transversales entre soportes:

$$C_m = 1 + \psi 2\alpha \quad \text{..... (Ver Tabla en Pag. 8 - 9)}$$

$$\text{Para simplificar} \quad C_m = 1.0 \quad \text{..... (Extremos del elemento con libre rotación)}$$

$$C_m = 0.85 \quad \text{..... (Extremos del elemento con extremos restringidos)}$$

2. Para miembros sin cargas transversales entre sus apoyos, con momentos M_1 (el menor) y M_2 (el mayor), C_m convierte el diagrama linealmente variable en uno con momento uniforme $M_e = C_m M_2$; $C_m = 0.6 - 0.4(M_1 / M_2)$. Los momentos indicados son los momentos rotacionales en vez de los momentos flectores, de allí el cambio de signo con relación al de la explicación dada anteriormente.

Por consiguiente: M_1/M_2 es (-) para curvatura simple y M_1/M_2 es (+) para curvatura doble.

P_u = Carga axial factorizada

P_e = Carga de Euler, empleando KL/r o λ_c para el eje de flexión y $K \geq 1.0$

$$P_e = \frac{\pi^2 E A_g}{(KL / r)^2} = \frac{A_g F_y}{\lambda_c^2}$$

Para pórticos arriostrados: $M_u = B_1 M_{nt}$

EJEMPLO 8.1

Investigar cuál es el momento máximo que se puede aplicar a la columna AB, de la figura, cuyo perfil es CVS250x54 de acero con $F_y = 2530 \text{ kg/cm}^2$, que pertenece, simultáneamente a dos pórticos arriostrados con $K_x = K_y = 1.0$.

$$P_u = 20 \text{ t}$$

$$M'_{ux} = M_{ux}/B_1 = ?$$

SOLUCION

Perfil CVS250x54:

$$A = 68.4 \text{ cm}^2; \quad r_x = 10.26 \text{ cm}; \quad r_y = 3.63 \text{ cm}; \quad \phi_b M_p = 15.1 \text{ t-m};$$

$$\phi_b M_r = 7.2 \text{ t-m} \quad L_p = 181 \text{ cm}; \quad L_r = 1079 \text{ cm}; \quad BF = 0.009 \text{ t}$$

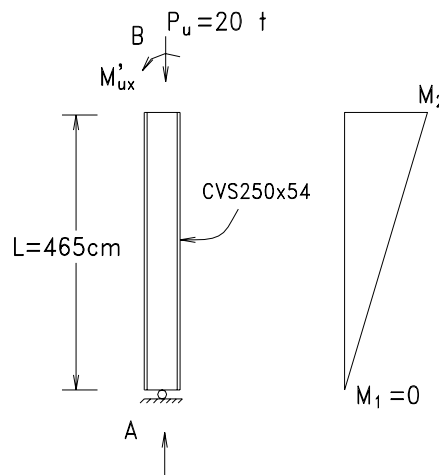


Fig. 8.14

$$K_y L_y / r_y = 1.0 * 465 / 3.63 = 128 \dots \phi_c F_{cr} = 910 \text{ kg/cm}^2;$$

$$\phi_c P_n = 68.4 * 910 / 1000 = 62.24 \text{ t}$$

$$P_u / \phi_c P_n = 20 / 62.24 = 0.32 > 0.2$$

$$\phi M_{nx} = 15.1 - 0.009 (465 - 181) = 12.54 \text{ t-m}$$

$$P_u / \phi_c P_n + 8/9 (M_{ux} / \phi_b M_{nx}) \leq 1.0$$

$$M_{ux} = 9/8 (1 - P_u / \phi_c P_n) \phi_b M_{nx}$$

$$M_{ux} = 9/8 (1 - 0.32) * 12.54 = 9.60 \text{ t-m. Este sería el momento magnificado.}$$

El momento que se puede aplicar es M_{ux}/B_1 .

$$B_1 = C_m / (1 - P_u / P_e) \geq 1.0$$

$$C_m = 0.6 - 0.4(0) = 0.6$$

$$P_e = A_g \pi^2 E / (KL/r_x)^2 = \frac{\pi^2 * 2.1 * 10^6 * 68.64}{(465 / 10.26)^2 * 1000} = 692 \text{ t}$$

$$B_1 = 0.6 / (1 - 20/692) \cong 0.6 \dots \text{use } B_1 = 1.0$$

$$M_{ux}/B_1 = 9.60/1.0 = 9.60 \text{ t-m. Se puede aplicar } M'_{ux} = 9.60 \text{ t-m}$$

Nota Este perfil cuyas características y resistencias se conocen (suministradas en las Tablas de los Perfiles Soldados y las Tablas de Selección para Miembros en Flexión) no ha requerido las verificaciones correspondientes al pandeo local y la obtención de las resistencias de diseño, ya que dichas Tablas ya las involucran.

8.5.2 Pórticos sin Arriostramiento. Magnificador de Momentos

En un pórtico arriostrado, cualquier desplazamiento producido por las fuerzas laterales o por cargas de gravedad, son mayormente evitados por los arriostramientos, manteniendo el corrimiento de nudos dentro de un rango muy pequeño que no producen efectos de segundo orden de la aplicación de las cargas.

En cambio, un pórtico sin arriostramientos diagonales, o cualquier otro tipo de ayuda, que evite el desplazamiento de los nudos, depende enteramente de la capacidad flexionante de sus elementos, vigas y columnas así como de la rigidez de sus nudos, para su estabilidad y el control de la magnitud de los desplazamientos laterales entre nudos. Por lo cual, un pórtico sin arriostramientos, requiere un análisis especial.

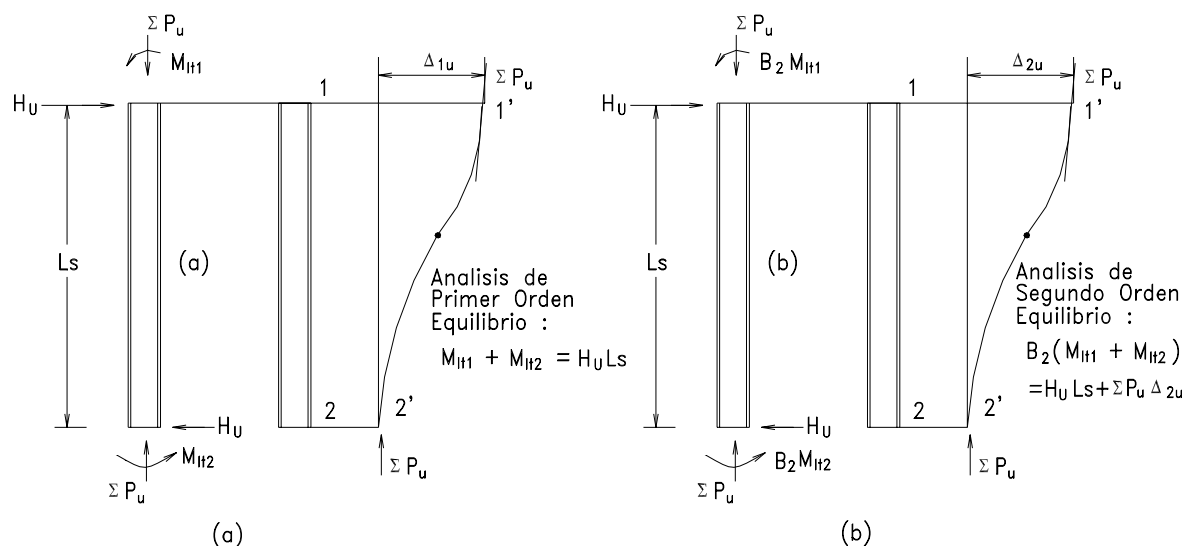


Fig. 8.15

En la figura Fig 8.15 (a), el equilibrio de primer orden necesita que:

$$M_{H1} + M_{H2} = H_u L_s$$

La deflexión del desplazamiento lateral Δ_{1u} causa que la carga de gravedad ΣP_u actúe con una excentricidad Δ_{1u} . El momento de la fuerza lateral, $H_u L_s$, se incrementa por la cantidad $\Sigma P_u \Delta_{1u}$. Ahora el nuevo momento actuante es: $H_u L_s + \Sigma P_u \Delta_{1u}$ que incrementará el desplazamiento horizontal a Δ_{2u} , como se muestra en la Fig. 8.15 (b).

El momento final de equilibrio (incluyendo el efecto P- Δ) puede expresarse como:

$$B_2 (M_{lt1} + M_{lt2}) = H_u L_s + \sum P_u \Delta_{2u}$$

AISC-LRFD-H1.2a define B_2 como el factor de magnificación y los momentos M_{lt1} y M_{lt2} serían los momentos primarios resultantes de un análisis bajo cargas factorizadas.

Se pueden igualar las dos expresiones anteriores y despejar B_2 , así:

$$B_2 = \frac{H_u L_s + \sum P_u \Delta_{2u}}{H_u L_s}$$

En la figura (a) anterior se observa que hay una proporcionalidad entre H_s y el desplazamiento Δ_{u1} que se expresa: $\Delta_{u1} = \beta H_u$, siendo β el factor de proporcionalidad.

La carga magnificada equivalente en la Fig. 8.15 (b) es el momento magnificado dividido por L_s :

$$\text{Carga equivalente lateral} = H_u + \frac{\sum P_u \Delta_{2u}}{L_s}$$

También:

$$\Delta_{2u} = \beta (\text{carga equivalente lateral}) = \beta \left(H_u + \frac{\sum P_u \Delta_{2u}}{L_s} \right) \text{ y sustituyendo } \Delta_{1u}$$

por βH_u se tiene:

$$\Delta_{2u} = \Delta_{1u} + \frac{\Delta_{1u} \sum P_u \Delta_{2u}}{H_u L_s}$$

Despejando Δ_{2u} :

$$\Delta_{2u} = \frac{\Delta_{1u}}{1 - \sum P_u \left(\frac{\Delta_{1u}}{H_u L_s} \right)}$$

y llevándola a la expresión para B_2 :

$$B_2 = \frac{1}{1 - \sum P_u \left(\frac{\Delta_{1u}}{H_u L_s} \right)}$$

donde H_s es el cortante en el entrepiso.

Luego de la explicación anterior vale la pena insistir, entonces que hay dos métodos de obtener los momentos magnificados de los extremos:

a) Método de los magnificadores de momentos

AISC-LRFD.H1.2.a indica que los momentos M_u para ser usados por sus Fórmulas de Interacción deben ser:

$$M_u = B_1 M_{nt} + B_2 M_{lt}$$

Se requiere usar los momentos del primer orden y el procedimiento siguiente:

- 1.) Obtener M_{nt} , en los pórticos sin desplazamiento lateral, con las cargas de gravedad y usar B_1 .
- 2.) Un análisis para cargas laterales solamente para obtener M_{lt} , y emplear B_2 .

B_1 se trató anteriormente. El magnificador de momentos para el desplazamiento lateral se da como:

$$B_2 = \frac{1}{1 - \frac{\sum P_u}{\sum P_e}} \quad \text{o} \quad B_2 = \frac{1}{1 - \sum P_u \left(\frac{\Delta_{oh}}{\sum H L} \right)}$$

La primera expresión es una simplificación para facilitar el cálculo de B_2 , la segunda expresión se obtuvo anteriormente,

donde

$\sum P_u$ cargas factorizadas de compresión en un entrepiso en el nivel sujeto a desplazamiento lateral.

Δ_{oh} deflexión lateral del piso en consideración cuando actúa la carga H_u .

L altura del entrepiso.

$$P_e = \frac{\pi^2 E A_g}{(KL / r)^2}$$

donde K es el factor de longitud efectiva en el plano del pórtico con desplazamiento lateral.

b) Análisis de segundo orden

Un método alternativo consiste en usar directamente un análisis de segundo orden bajo cargas factorizadas. El análisis de segundo orden toma en cuenta, iterativamente a la estructura deformada en vez de la configuración original, que se emplea en el análisis de primer orden; de esta manera se obtienen los momentos magnificados directamente.

A continuación se presentan dos ejemplos de aplicación de las fórmulas de interacción, haciendo uso de los magnificadores de momentos para considerar los efectos de segundo orden a partir de análisis realizados con momentos primarios.

EJEMPLO 8.2

Verificar si el Perfil CVS350x136, de acero con $F_y = 2530 \text{ kg/cm}^2$ es adecuado para la columna mostrada en la figura.

La columna pertenece a dos pórticos arriostrados.

$K_x = K_y = 1.0$; $L_x = L_y = 360 \text{ cm}$. $P_u = 100 \text{ t}$; $M_x = 20 \text{ t-m}$; $M_y = 7 \text{ t-m}$

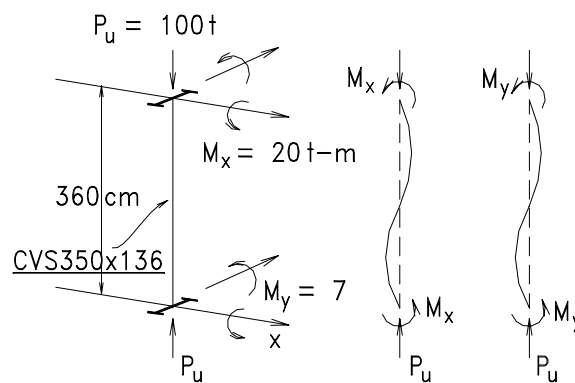


Fig. 8.16

SOLUCION

Para el Perfil CVS350x136, de las Tablas de Perfiles Soldados y de la Tabla de Selección de Perfiles para Flexión se obtiene la siguiente información:

$$A = 173.8 \text{ cm}^2; r_x = 14.65 \text{ cm}; r_y = 6.16 \text{ cm}; Z_y = 807 \text{ cm}^3 \quad \phi_b M_p = 55.0 \text{ t-m} \quad \phi_b M_r = 26.1 \text{ t-m}$$

$$L_p = 308 \text{ cm} \quad L_r = 2018 \text{ cm} \quad BF = 0.017 \text{ t}$$

Cálculo de ϕP_n :

$$K_x L_x / r_x = 1.0 \cdot 360 / 14.65 = 25;$$

$$K_y L_y / r_y = 1.0 \cdot 360 / 6.16 = 58 \quad \dots \quad \phi F_{cr} = 1.806 \text{ t/cm}^2$$

$$\phi_c P_n = 173.8 \cdot 1.806 = 314 \text{ t}$$

$$P_u / \phi_c P_n = 100 / 314 = 0.32 > 0.2$$

debe emplearse la primera fórmula de interacción.

Cálculo de la magnificación de los momentos en los dos ejes:

$M_{ltx} = M_{lty} = 0$, ya que la columna pertenece a pórticos arriostrados en sus dos direcciones principales.

$$M_{ux} = B_{1x} \cdot M_{ntx}; \text{ donde } M_{ntx} = 20 \text{ t-m}; \quad M_{uy} = B_{1y} \cdot M_{nty}; \text{ donde } M_{nty} = 7 \text{ t-m}$$

$$B_{1x} = \frac{C_{mx}}{1 - P_u / P_{ex}} \geq 1.0 ; B_{1y} = \frac{C_{my}}{1 - P_u / P_{ey}} \geq 1.0;$$

$$C_{mx} = C_{my} = 0.6 - 0.4(1) = 0.2$$

$$P_{ex} = \frac{\pi^2 E A}{(KL / r)_x^2} = \frac{\pi^2 * 2.1 * 1000 * 173.8}{25^2} = 5763 \text{ t};$$

$$P_{ey} = \frac{\pi^2 * 2.1 * 1000 * 173.8}{58^2} = 1071 \text{ t}$$

$$B_{1x} = 0.2 / (1 - 100/5763) = 0.2 \quad \dots B_{1x} = 1.0$$

$$B_{1y} = 0.2 / (1 - 100/1071) = 0.22 \quad \dots B_{1y} = 1.0$$

$$M_{ux} = 1.0 * 20 = 20 \text{ t-m}; M_{uy} = 1.0 * 7 = 7 \text{ t-m}$$

Cálculo de los Momentos resistentes del Perfil:

$$\phi_b M_{nx} = 55 - 0.017(360 - 308) = 54.12 \text{ t-m}$$

$$\phi_b M_{ny} = \phi_b Z_y F_y = 0.9 * 807 * 2530 / 10^5 = 18.38 \text{ t-m}$$

Aplicación de la primera fórmula de interacción:

$$100/314 + 8/9(20/54.12 + 7/18.38) = 0.32 + 0.67 = 0.99 < 1.0 \quad \dots \text{O.K.}$$

EJEMPLO 8.3

Verificar si el Perfil CVS400x163 de la columna AB mostrada en la Fig. 8.17, puede soportar las cargas factorizadas:

$$P_u = 136.94 \text{ t}; \quad M_{ntx} = 6.14 \text{ t-m}; \quad M_{ltx} = 39.03 \text{ t-m (sismo)}; \quad M_y = 0.$$

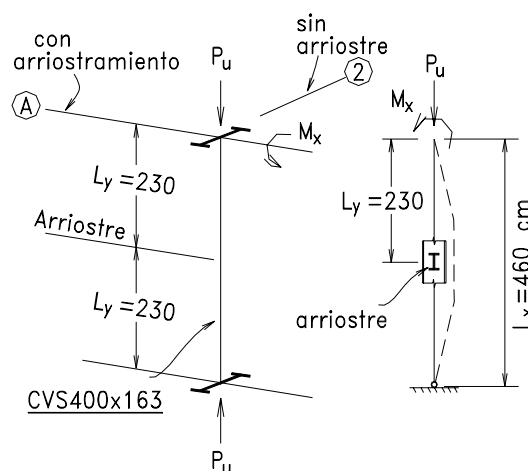


Fig. 8.17

La columna, con relación a su eje X, pertenece a un pórtico no arriostrado, por lo que $K_x = 2.3$ (Ver Pag. 8-29) y asimismo, con relación a su eje Y, pertenece a un pórtico arriostrado, por lo que: $K_y = 1.0$.

La carga de gravedad de todo el edificio en ese piso es: $\Sigma P_u = 1640$ t.
En el piso hay 20 columnas iguales.

SOLUCION

Para el perfil CVS400x163, de las Tablas de Perfiles Soldados y de la Tabla de Selección de Perfiles para Flexión se obtiene la siguiente información:

$$A = 207.6 \text{ cm}^2; r_x = 17.15 \text{ cm}; r_y = 7.40 \text{ cm}$$

$$\phi_b M_p = 77.1 \text{ t-m}; L_p = 370 \text{ cm};$$

$$\phi_b M_r = 37.1 \text{ t-m}; L_r = 2078 \text{ cm}; BF = 0.023 \text{ t}$$

Cálculo de la Carga de Euler:

$$P_{ex} = \frac{\pi^2 E A}{(K L / r)^2_x} = \frac{\pi^2 * 2.1 * 1000 * 207.6}{(2.3 * 460 / 17.15)^2} = 1177 \text{ t}$$

Cálculo de los magnificadores de momentos:

- Para las cargas de gravedad, el pórtico no tiene desplazamiento:

$$B_1 = C_m / (1 - \alpha); C_m = 1.0 \text{ para pórticos sin arriostramiento};$$

$$\alpha = P_u / P_{ex} \quad \alpha = 136.94 / 1177 = 0.12; \quad B_1 = 1 / (1 - 0.12) = 1.13$$

- Para las cargas de sismo: Se usa la expresión simplificada B_2

$$B_2 = 1 / (1 - \Sigma P_u / \Sigma P_{ex}) = 1 / (1 - 1640 / (20 * 1177)) = 1.07$$

Cálculo del momento magnificado:

$$M_{ux} = B_1 * M_{ntx} + B_2 * M_{ltx}$$

$$M_{ux} = 1.13 * 6.14 + 1.07 * 39.03 = 48.70 \text{ t-m}$$

Cálculo de $\phi_c P_n$:

$$K_x L_x / r_x = 2.3 * 460 / 17.15 = 62;$$

$$K_y L_y / r_y = 1.0 * 230 / 7.40 = 31 \quad \dots \quad \phi_c F_{cr} = 1.76 \text{ t/cm}^2$$

$$\phi_c P_n = 1.76 * 207.6 = 365 \text{ t}$$

$$P_u / \phi_c P_n = 136.94 / 365 = 0.37 > 0.2,$$

Usar la primera fórmula de interacción.

Cálculo de $\phi_b M_{nx}$:

Como $L_b = 230 \text{ cm} < L_p = 370 \text{ cm}$ $\phi_b M_{nx} = \phi_b M_p = 77.1 \text{ t-m}$

Usando la primera fórmula de interacción: $P_u/\phi_c P_n + 8/9 * M_{ux}/\phi_b M_{nx}$

$$0.37 + 8/9 * (48.7/77.1) = 0.37 + 0.56 = 0.93 < 1.0 \text{ O.K.}!$$

EJEMPLO PRACTICO

Continuación del Ejemplo Práctico iniciado en la Pág. 7 - 52.

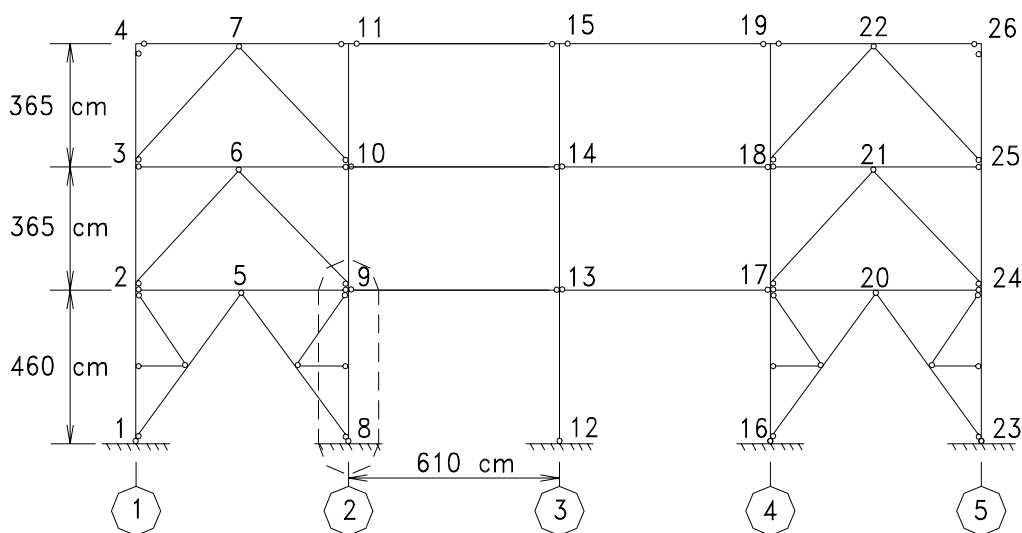
Seleccionar la columna del Pórtico 2, en el eje A, así como las vigas del nivel +4.60 del Pórtico en el eje A.

SOLUCION

La columna del Pórtico 2 en el eje A, pertenece también, al Pórtico del eje A, por lo que es necesario analizar este pórtico.

3) Diseño de la columna del Pórtico 2 en el eje A:

a) Cargas de Servicio aplicadas sobre las vigas:



Pórtico A

Fig. 8.18

- Cargas de gravedad: (en Kg/m)

Tipo de carga	Primer Nivel	Segundo Nivel	Techo
<u>Carga Muerta:</u>			
Peso de losa	$240 \times 1.85 / 2 = 222$	222.0	222
Acabado de piso	$100 \times 1.85 / 2 = 92.5$	92.5	92.5
Tabiquería móvil	$100 \times 1.85 / 2 = 92.5$	92.5	-
Peso propio de viga	80	80.0	80
Fachada	$250 \times 4.13 = 1032.5$	$250 \times 3.65 = 912.5$	462.5
Total Carga Muerta	1520	1400	857
<u>Carga viva:</u>			
Pisos interiores, L	$250 \times 185 / 2 = 231$		231
Techo, L _r		$200 \times 1.85 / 2 = 185$	

Nota 1.85 m; distancia entre viguetas de piso. Se considera que parte del peso de la fachada liviana cuelga del primer nivel; asimismo hay un parapeto que reposa en viga del techo.

- Cargas de Sismo: Considerando la estructura en la dirección del pórtico A:

Z = 1.0 zona 1

U = 1.0 edificio tipo C

$H = ZUSCW/R_d$

S = 1.0 suelo tipo I

$R_d = 3$ (Pórtico arriostrado)

$T_s = 0.3$ seg; $T = 0.07H / \sqrt{D} = 0.07 \times 11.9 / \sqrt{4 \times 6.13} = 0.17$ seg

$C = 0.8 / (0.17 / 0.3 + 1) = 0.51 \geq 0.4 \dots C = 0.4$

$H = 1 \times 1 \times 1 \times 0.4 / 1 \times W = (0.4/3) \times W \dots W = (\text{de la Pag. 7-56}) = 1287.5 \text{ t}$

$H = 0.4/3 \times 1287.5 = 172 \text{ t}$

Niv. n	$P_i h_i$	F_i	$F_i/2$
1	2226.9	37.84	18.92
2	3852.7	65.64	32.82
3	4015.0	68.41	34.20

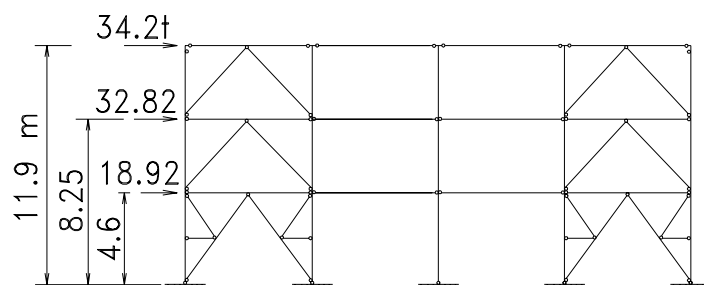


Fig. 8.19

Como son 2 pórticos arriostrados: $F_i/2$

b) Análisis del pórtico:

Se muestran los 4 estados de carga analizados con sus diagramas de momentos flectores y acciones axiales en los miembros.

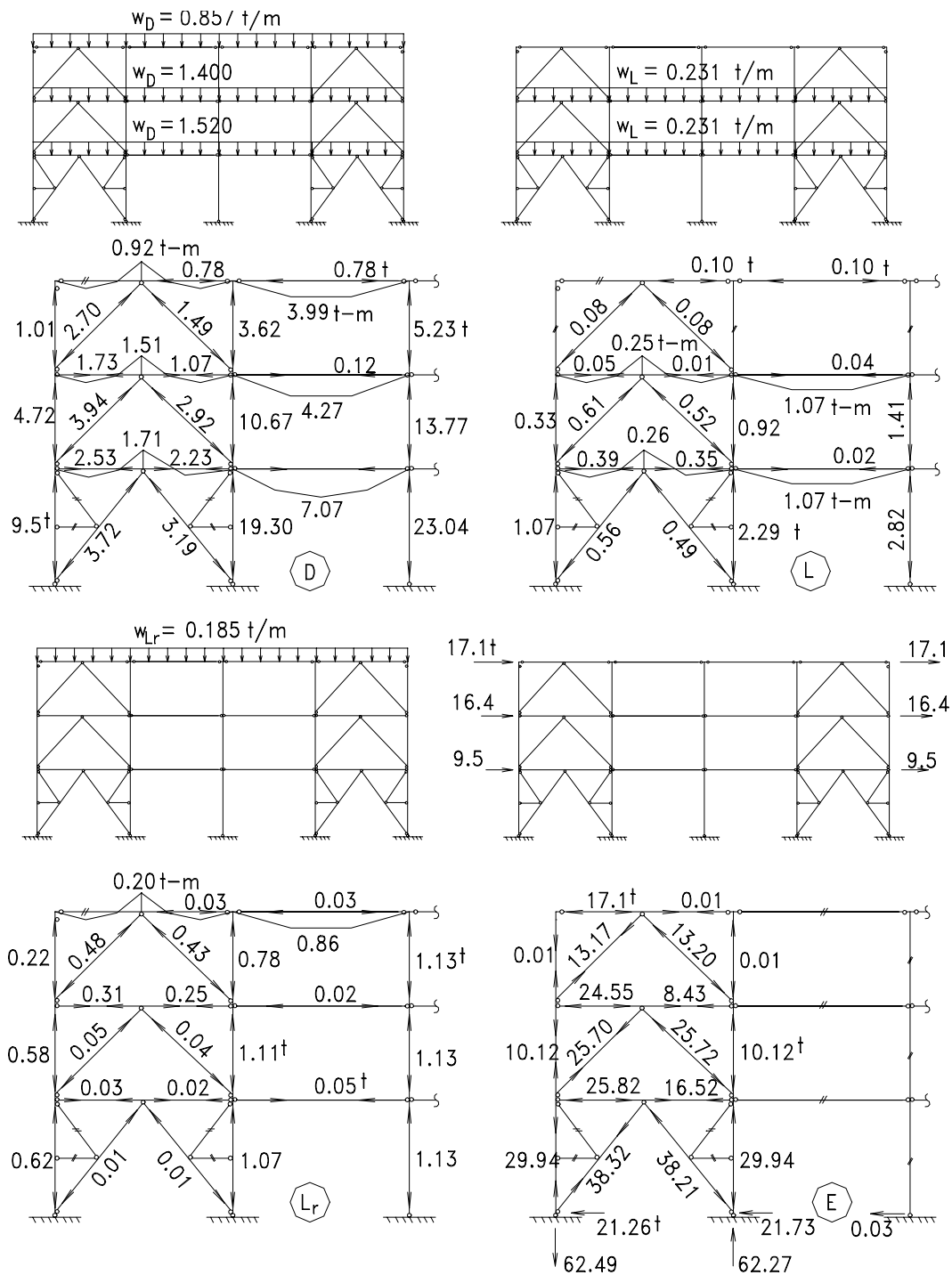
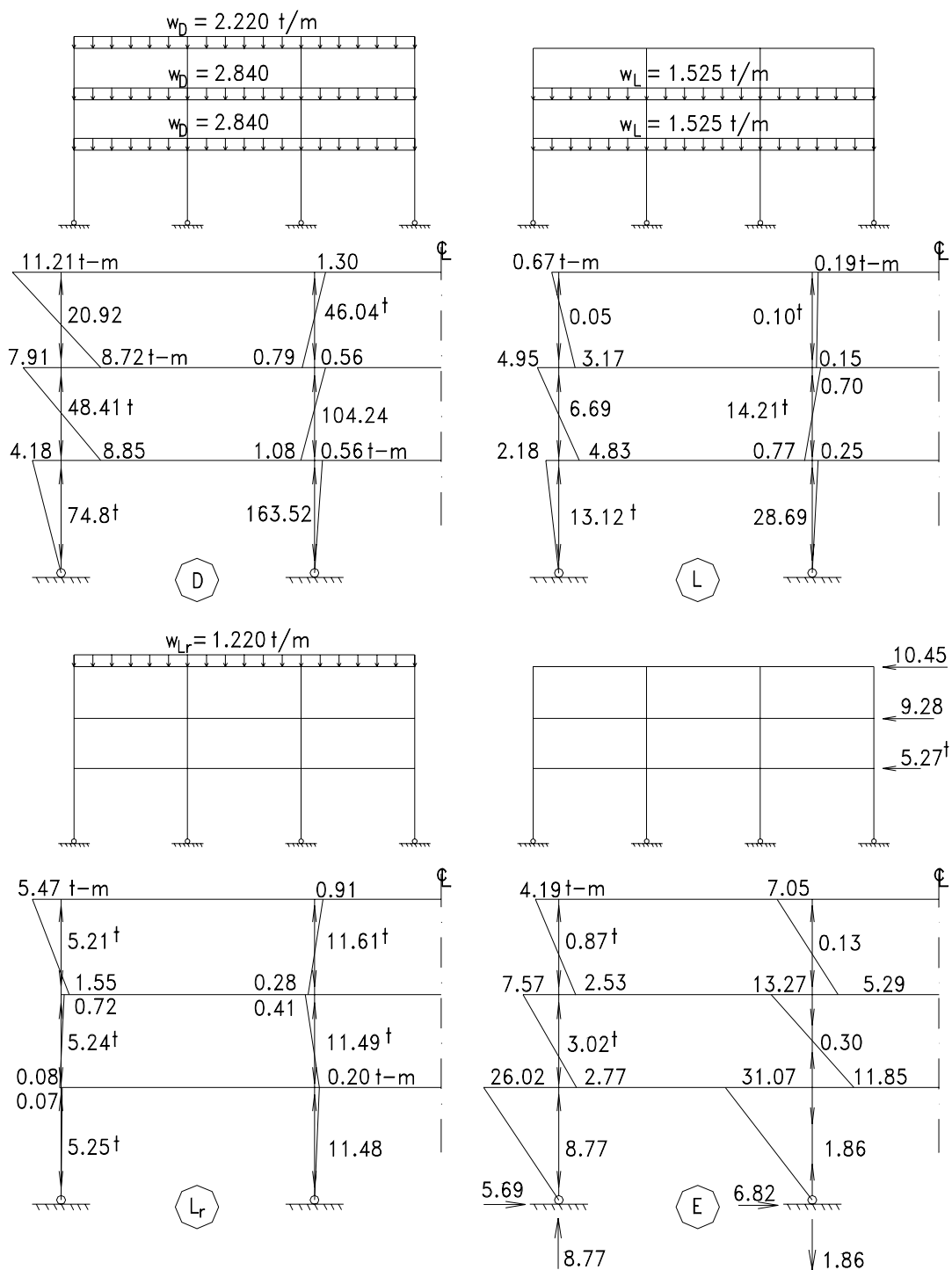


Fig. 8.20

A continuación se muestran los 4 estados de cargas con sus diagramas de momentos flectores y cargas axiales para las columnas del Pórtico 2 (en la Pág. 7 - 57 se trataron las vigas); en esta oportunidad se usan los resultados para la selección de los perfiles de las columnas.



Nota : No se dibujan los Diagramas de Momentos Flectores en Vigas

Fig. 8.21

c) Selección de perfiles:

Se efectuará, a manera de ejemplo, la selección de perfiles para las vigas secundarias del primer nivel del pórtico del eje A, y de la columna del pórtico 2 con el pórtico A.

c.1) Diseño de las vigas del Nivel 1 en el pórtico A:**Viga 9-13:**

$$M_d = 7.07 \text{ t-m}; M_l = 1.07;$$

Combinación A4.2:

$$M_u = 1.2 \cdot 7.07 + 1.6 \cdot 1.07 = 10.2 \text{ t-m}; L_b = 0$$

en la Tabla de Selección de perfiles: VS400x32

$$\varphi_b M_n = 13.3 \text{ t-m} > 10.2 \text{ O.K!}$$

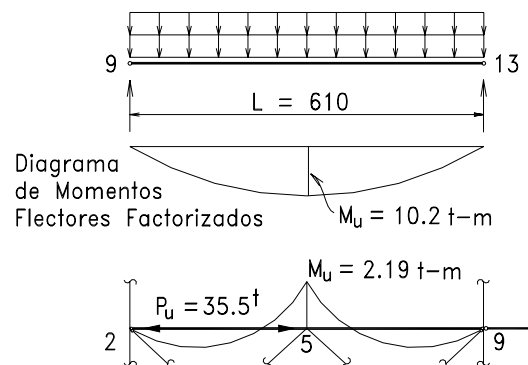


Fig. 8.22

Viga 2-9: Tramo 2-5

Se usará el mismo VS400x32

Combinación A4.5:

$$M_u = 1.2 \cdot 1.71 + 1.5 \cdot 0 + 0.5 \cdot (0.26 + 0.01)$$

$$M_u = 2.19 \text{ t-m}$$

$$P_u = 1.2 \cdot (-2.53) + 1.5 \cdot 25.82 + 0.5 \cdot (-0.03 - 0.39)$$

$$P_u = 35.5 \text{ t}$$

$$A = 40.9 \text{ cm}^2; r_x = 16.79 \text{ cm}; P_e = \pi^2 E \cdot 40.9 / (305/16.79)^2 / 1000 = 2570 \text{ t},$$

$$P_u / P_e = 35.5 / 2570 = 0.014;$$

$$C_m = 1 - 0.4\alpha \text{ (de Tabla Pag. 8-9)} = 1 - 0.4 \cdot 0.014 = 0.99$$

$$B1 \cdot M_u = 2.19 / 0.99 = 2.21 \text{ t-m}; KL / r_x = 1 \cdot 305 / 16.77 = 18$$

$$\varphi_c F_{cr} = 2120 \text{ kg/cm}^2$$

$$\varphi_c P_n = 40.9 \cdot 2.12 = 86.7 \text{ t}; P_u / \varphi_c P_n = 0.41 > 0.2$$

$$M_{ux} / \varphi_b M_n = 2.21 / 13.3 = 0.16$$

Aplicando la Primera fórmula de Interacción:

$$0.41 + 8/9 \cdot 0.16 = 0.55 < 1.0 \text{ O.K! Use VS400x32.}$$

Verificar corte en ambas vigas.

c.2) Selección del perfil para columna A-2:

Se verifica CVS400x163: $A = 207.6 \text{ cm}^2$ $r_x = 17.15 \text{ cm}$ $r_y = 7.4 \text{ cm}$ $I_x = 61049 \text{ cm}^4$

Del Análisis: (Ver Fig. 8.21)

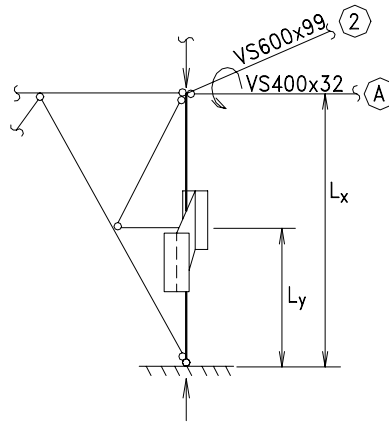


Fig. 8.23

	$M'_x \text{ (t-m)}$	$P \text{ (t)}$
		(2) (A)
D	4.18	$74.8 + 19.3 = 94.10$
L	2.18	$13.12 + 2.29 = 15.41$
L_r	0.07	$5.25 + 1.07 = 6.32$
E (2)	26.02	8.77
E (A)	0.0	29.94

E(2): Sismo en la dirección del plano 2

E(A): Sismo en la dirección del plano A

Los resultados de las combinaciones son los siguientes:

	A4.2	A4.3	A4.5		A4.6	
			Sismo: E(2)	E(A)	E(2)	E(A)
$M_x \text{ (t-m)}$	8.54	6.22	45.17	6.1	-35.27	3.76
$P_u \text{ (t)}$	140.74	130.74	136.94	169.0	71.54	39.80

Se observa que la condición más desfavorable es la combinación A4.5, con el sismo actuando en la dirección del pórtico 2.

VS600x99 : $I_x = 90072 \text{ cm}^4$

CVS400x163: $I_x = 61049 \text{ cm}^4$

En la Carta de Alineamiento:

$K_x = ?$ $G_a = 10$ (Apoyo articulado)

$$G_b = \frac{61049 * (1/490 + 1/365)}{90072 / 915} = 3.05$$

$$K_x = 2.30$$

$$P_{ex} = \pi^2 E A / (KL/r_x)^2 = \pi^2 * 2.1 * 1000 * 207.6 / (2.30 * 460 / 17.15)^2 = 1177 \text{ t}$$

Efectos de Segundo orden:

a) Para las cargas de gravedad:

$$B_1 = 1 / (1 - P_u / P_{ex}) = 1 / (1 - 136.94 / 1177) = 1.13$$

b) Para las cargas horizontales:

$$B_2 = 1 / (1 - \Sigma P_u / \Sigma P_{ex})$$

Para calcular ΣP_u :

$D = 1171 \text{ t}$, en este caso, es el peso muerto de toda la estructura al nivel del primer entrespacio, ver Pag. 7 - 56.

$L + L_r = (335 + 134)$, en este caso, es la suma de la carga viva en los niveles 1 y 2 y en la azotea, ver Pag. 7 - 56.

Se considera ΣP_u para la Combinación A4.5 porque corresponde a la condición más desfavorable.

$$\Sigma P_u = 1.2 * 1171 + 0.5 * (335 + 134) = 1640 \text{ t.}$$

$$\Sigma P_{ex} = 20 * 1177 = 23540 \text{ t. Se sume que son 20 columnas iguales.}$$

$$B_2 = 1 / (1 - 1640 / 23540) = 1.07$$

Momentos magnificados:

$$B_1 M_x \rightarrow 1 \quad D = 4.18 * 1.13 = 4.72; \quad L = 2.18 * 1.13 = 2.46; \quad L_r = 0.07 * 1.13 = 0.08$$

$$B_2 M_x \rightarrow 2 \quad E = 26.02 * 1.07 = 27.84$$

Con estos valores se procede a calcular el Momento factorizado M_{ux} que ingresa a la Combinación A4.5.

$$M_{ux} = 1.2 * 4.72 + 1.5 * 27.84 + 0.5 * (2.46 + 0.08) = 48.7 \text{ t-m}$$

De la Tabla de la Selección de Perfiles se obtiene la siguiente información:

Para CVS400*163:

$$\phi_b M_p = 77.1 \text{ t-m}; \quad L_p = 370 \text{ cm};$$

$$\phi_b M_r = 37.1 \text{ t-m}; \quad L_r = 2078 \text{ cm}; \quad BF = 0.024 \text{ t}$$

$$\text{Asimismo: } r_x = 17.6 \text{ cm}; \quad r_y = 7.40 \text{ cm}$$

EJEMPLO PRACTICO

Para $L_b = 460/2 = 230$ cm $\varphi_b M_n = \varphi_b M_p = 77.1$ t-m

Se procede a determinar $\varphi_c P_n$:

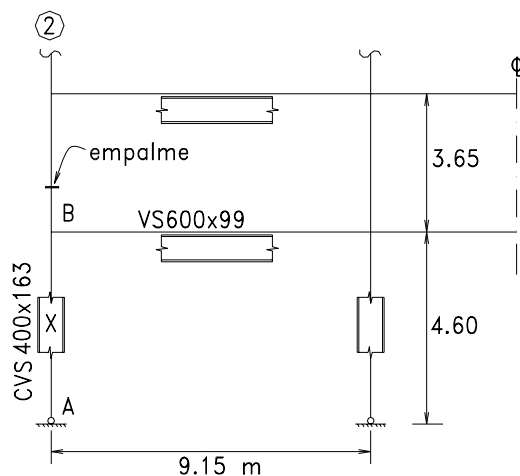


Fig. 8.24

$$K_y L_y / r_y = \frac{1.0 * 460}{2 * 7.4} = 31$$

$$K_x L_x / r_x = \frac{2.3 * 460}{17.15} = 62$$

$$\varphi F_{cr} = 1.76 \text{ t/cm}^2$$

$$\varphi_c P_n = 207.6 * 1.76 = 365.0 \text{ t}$$

$$P_u / \varphi_c P_n = 0.37 > 0.2;$$

$$M_{ux} / \varphi_b M_n = 48.7 / 77.1 = 0.63$$

En la fórmula de interacción: $0.37 + (8/9) * 0.63 = 0.93 < 1.0$ O.K.!

Para el segundo entrepiso el perfil a ensayar podría ser CVS400x132.

El empalme de columna se realiza a unos 60 cm o 90 cm del nudo rígido.

A continuación se trata otro Ejemplo Práctico, el caso de un Pórtico Rígido a dos Aguas, simétrico y con sección constante, con el objeto de mostrar el procedimiento que se emplea para su diseño.

Los pórticos de un piso tienen elementos en flexión combinada con cargas axiales de compresión y en algunos casos de tracción pero de magnitud pequeña, es decir, la flexión es predominante, por lo que algunas veces sus secciones se seleccionan por flexión. Demás estar decir que los perfiles más adecuados son los perfiles VS, en este caso.

EJEMPLO PRACTICO

Seleccionar los perfiles para el Pórtico Rígidos a dos aguas que se muestra en la Fig. 8.25.

El Pórtico mostrado pertenece a un Galpón que cubre un espacio con planchas livianas sobre el techo y las paredes laterales. Las ventanas tienen aberturas inferiores a 30% de la superficie expuesta al viento. Velocidad del Viento de 50 km por hora.

El perfil a usar será uno del tipo de los Perfiles Soldados hecho de acero con $F_y = 2530 \text{ kg/cm}^2$.

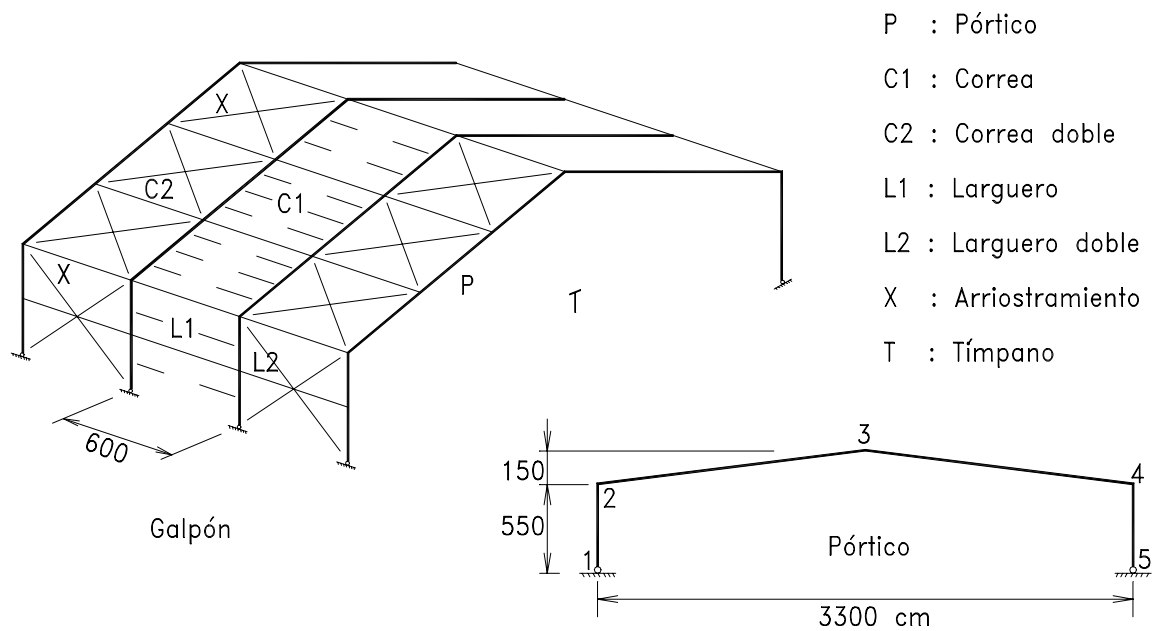


Fig. 8.25

Para reducir la extensión del tema se presenta, a continuación, los esquemas de todas las Cargas de Servicio ya determinadas que se aplicarán al Pórtico.

Primer Esquema: Cargas de gravedad

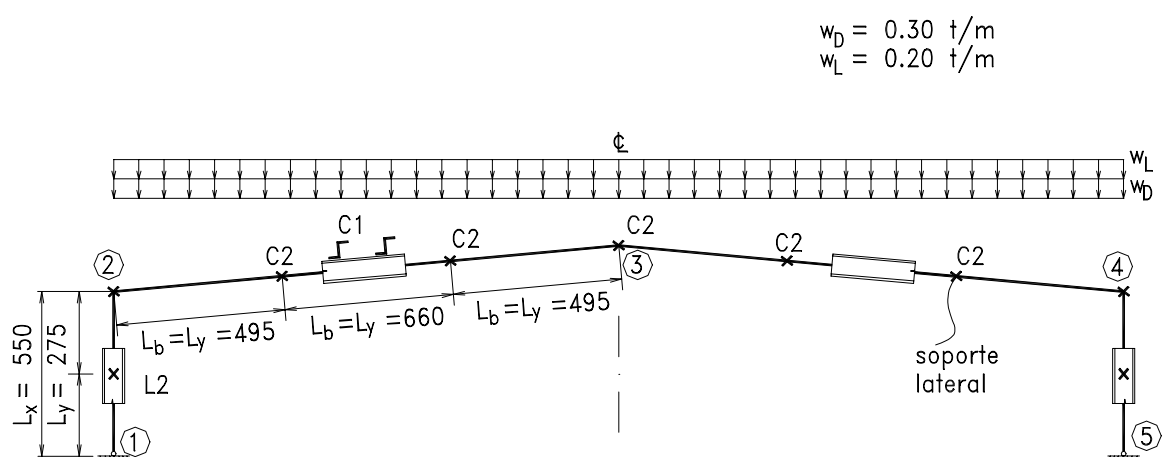


Fig. 8.26

Segundo Esquema: Cargas de viento

Velocidad del Viento: 50 km/hora. ($C_{pi} = \pm 0.3$, coeficiente de presión interna).

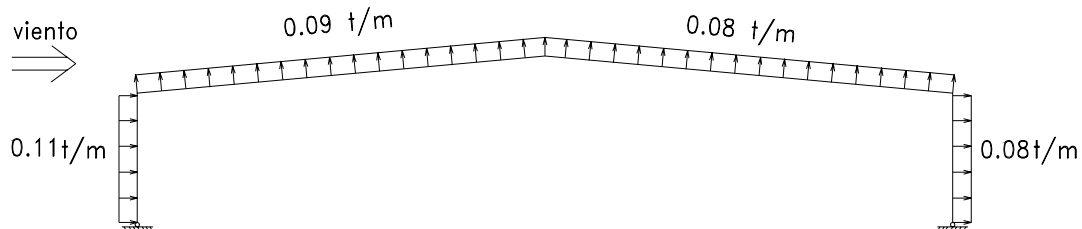


Fig. 8.27

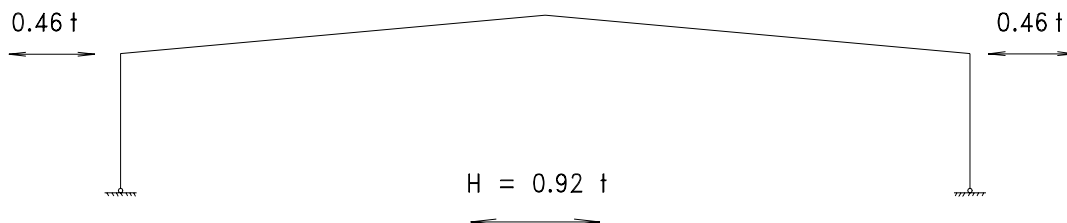
Tercer Esquema: Cargas de Sismo

Fig. 8.28

En el primer esquema se presenta, también, la ubicación de los soportes laterales confiables (con una x), así como la distancia entre ellos. Se considera punto arriostrado, en este caso, el sitio donde se colocan las llamadas correas dobles que integran, junto con los elementos que forman una X, el arriostramiento de los techos o paredes con cubierta liviana.

SOLUCION**a) Determinación de las cargas que actúan sobre el Pórtico:**

Se muestran en los esquemas anteriores.

b) Análisis del Pórtico para 4 estados de cargas:

En las figuras siguientes se presentan los estados de cargas y los resultados del análisis respectivo mediante los diagramas de momentos flectores y las acciones axiales.

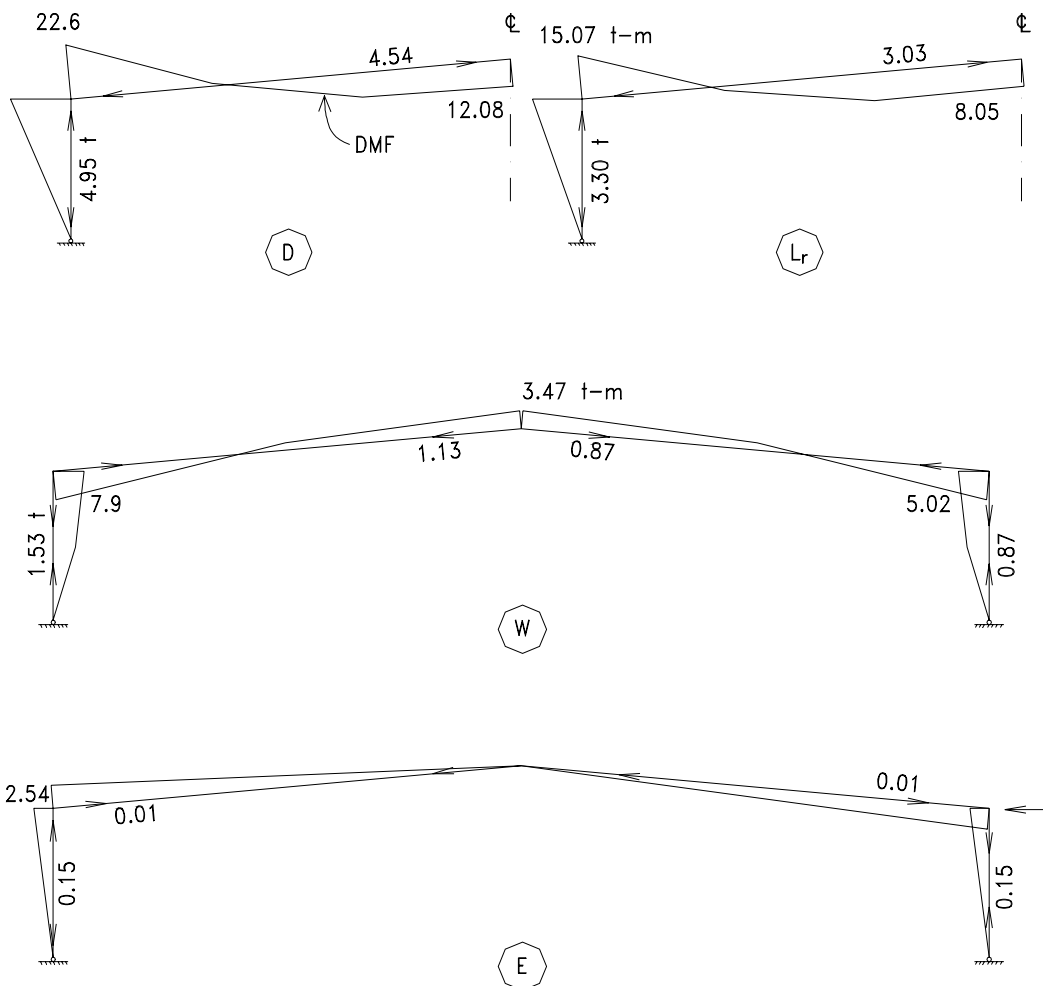


Fig. 8.29

c) Combinación de Cargas:

(Se empleará signo positivo para las cargas axiales de tracción y momentos positivos)

c.1) Para la columna 1-2:



Fig. 8.30

Del Análisis:

Extremo 2:

	M	P
D	-22.6 t-m	-4.95 t
L _r	-15.07	-3.30
E	-2.54	-0.15
W	7.90	1.53

Aplicando las combinaciones:

Combinaciones	M _x	P _u
A4.1	-31.54 t.m	-6.93 t
A4.2	-34.66	-7.59
A4.3a	-44.91	-10.00
A4.3b	-51.23	-11.22
A4.4	-24.39	-5.60
A4.5	-38.96	-7.82
A4.6	-26.80	-6.23

c.2) Para la viga:

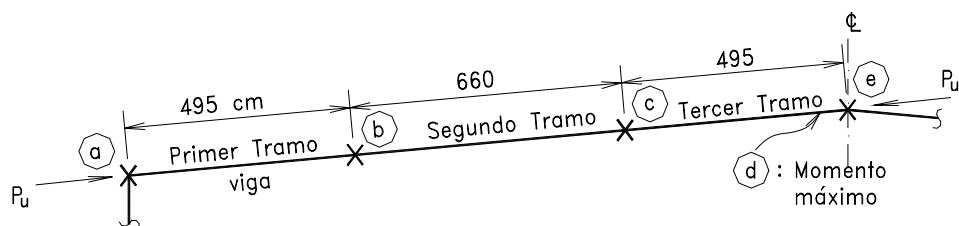


Fig. 8.31

Del Análisis: (en el apoyo y en las secciones arriostradas)

	M, t-m					P, t
	a	b	c	d	e	
D	-22.60	-3.71	10.11	12.21	12.08	-4.54
L _r	-15.06	-2.48	6.74	8.14	8.05	-3.03
E	-2.53	-1.77	0.79	0.32	0.0	-3.01
W	7.83	1.93	-2.55	-3.38	-3.46	1.26

Aplicando las Combinaciones de cargas:

	M _x , t-m					P _u , t
	a	b	c	d	e	
A4.1	-31.60	-5.19	14.15	17.09	16.91	-6.62
A4.2	-34.70	-5.69	15.50	18.72	18.52	-6.92
A4.3a	-51.22	-8.42	22.92	27.68	27.38	-10.30
A4.3b	-44.94	-6.88	20.88	24.93	24.61	-9.29
A4.4	-24.47	-3.18	12.19	14.33	14.02	-5.33
A4.5	-38.45	-8.35	16.69	19.20	18.52	-6.98
A4.6	-26.72	-3.19	11.23	14.90	15.37	-5.71

Se observa que la combinación que origina los efectos más importantes sobre las columnas y sobre las vigas es la que corresponde a la combinación:

$$A4.3a = 1.2D + 1.6L_r + 0.5L$$

Como no interviene E, ni W, en esta combinación de carga: $M_{lt} = 0$, por lo que a magnificadores de momentos se refiere, se usará $B_1 = 1 / (1 - P_u/P_{ex})$

d) Selección de Perfil:

De la Tablas Propiedades de Perfiles Soldados y de la Tabla de Selección de Perfiles para Flexión se escoge el Perfil **VS600x86** con las siguientes características:

$$\begin{aligned} A &= 108.9 \text{ cm}^2 \\ I_x &= 72985 \text{ cm}^4 \\ r_x &= 25.89 \text{ cm} \text{ y } r_y = 5.18 \text{ cm} \end{aligned}$$

y con las siguientes Resistencias de Diseño por Flexión:

$$\begin{aligned}\phi_b M'_p &= 57.5 \text{ t-m} & L'_p &= 294 \text{ cm} \\ \phi_b M_r &= 28.4 \text{ t-m} & L_r &= 839 \text{ cm} & BF &= 0.053 \text{ t}\end{aligned}$$

Se procede a verificar este perfil tanto para la columna como para los distintos tramos de la viga.

Para columna 1-2:

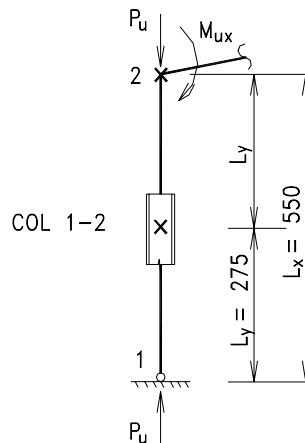


Fig. 8.32

El tramo crítico se encuentra en la parte superior de la misma, donde:

$$M_x = 51.22 \text{ t-m} \text{ y } P_u = 11.22 \text{ t}$$

$$\text{Asimismo: } L_b = L_y = 275 \text{ cm}$$

$$K_x = ?$$

$$G_a = 10 \text{ (apoyo articulado)}$$

$$G_b = (72985/5.5)/(72985/16.5) = 3.3$$

y en la Carta de Alineamiento para pórticos con posibilidad de desplazamiento lateral se obtiene: $K_x = 2.2$

$$K_x L_x / r_x = 2.2 * 550 / 25.89 = 47$$

$$P_{ex} = \pi^2 EA / (K_x L_x / r_x)^2 = \pi^2 * 2.1 * 1000 * 108.9 / 47^2 = 1021 \text{ t}$$

$$B_1 = 1 / (1 - \alpha) = 1 / (1 - 11.22/1021) = 1.01$$

$$M_{ux} = 1.01 * 51.22 = 51.6 \text{ t-m}$$

$$K_y L_y / r_y = 1.0 * 275 / 5.18 = 53 \quad \phi_c F_{cr} = 1.86 \text{ t/cm}^2 \quad \phi P_n = 108.9 * 1.86 = 203 \text{ t}$$

$$P_u / \phi_c P_n = 11.22 / 203 = 0.05 < 0.2 \text{ Use fórmula H1-1b}$$

$$\phi_b M_{nx} = \phi_b M_p = 57.5 \text{ t-m} \text{ ya que } L_b = 275 < L_p = 294 \text{ cm}$$

Aplicando la segunda fórmula de interacción:

$$0.05/2 + 51.6/57.5 = 0.025 + 0.92 = 0.93 < 1.0 \text{ O.K!}$$

Para viga 2-3:

En la Página 8-9 de este texto se presenta una Tabla para la determinación de C_m para el caso de elementos en flexo-compresión con cargas transversales a su eje. Aunque la viga pertenece a un

pórtico que tiene desplazamiento lateral, ésta no tiene desplazamiento entre sus nudos extremos, por lo tanto su comportamiento corresponde al caso de un miembro con nudos sin traslación.

El caso, en la Tabla mencionada, que más se asemeja, es el de una viga con extremos empotrados sometida a una carga uniformemente repartida, para el cual:

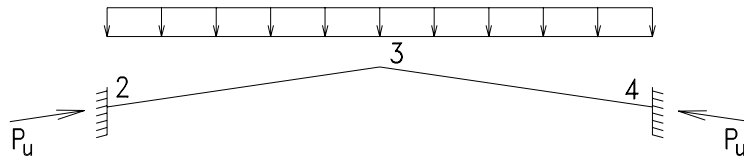


Fig. 8.33

$$C_{mx} = 1 - 0.4 \alpha \quad \alpha = P_u / P_{ex}$$

$$P_u = 10.3 \text{ t} \quad K_x L_x / r_x = 1.0 * 1657 * 2 / 25.89 = 128$$

$$P_{ex} = \pi^2 * 2.1 * 1000 * 108.9 / (128)^2 = 138 \text{ t} \quad \alpha = 10.3 / 138 = 0.08$$

$$C_{mx} = 1 - 0.4 * 0.08 = 0.96 \text{ y } B_1 = C_{mx} / (1 - \alpha) = 0.96 / (1 - 0.08) \cong 1.06$$

Para lo que sigue, ver, también, páginas 8-35 y 8-36.

Primer tramo: $M_x = 51.22 \text{ t-m}$; $P_u = 10.3 \text{ t}$; $L_b = 495 \text{ cm}$; $K_x = 1.0$; $K_y = 1.0$

$$K_y L_y / r_y = 1.0 * 495 / 5.18 = 96 \quad \dots \quad \phi_c F_{cr} = 1.33 \text{ t/cm}^2$$

$$\phi_c P_n = 108.9 * 1.33 = 145 \text{ t} \quad \dots \quad P_u / \phi_c P_n = 10.6 / 145 = 0.07 < 0.2;$$

$$B_1 = 1.06; \quad M_{ux} = 1.06 * 51.22 = 54.26$$

$$M_1 / M_2 = -8.42 / 51.22 = -0.16$$

$$C_b = 1.75 + 1.05(-0.16) + 0.3(-0.16)^2 = 1.59 \quad \text{El factor } C_b \text{ puede aplicarse}$$

$$\phi_b M_{nx} = 1.59 * [57.9 - 0.053 * (495 - 294)] \quad \text{cuando } P_u / \phi P_n < 0.2$$

$$\phi_b M_{nx} = 75.12 > 57.5$$

$$\therefore \phi_b M_{nx} = \phi M_p = 57.5 \text{ t-m}$$

Aplicando la Fórmula de Interacción H1-1b:

$$0.07/2 + 54.26/57.5 = 0.04 + 0.94 = 0.98 < 1.0 \quad \dots \quad \text{O.K!}$$

Segundo tramo: $M_x = 22.92 \text{ t-m}$; $P_u = 10.3 \text{ t}$; $L_b = 660 \text{ cm}$; $K_x = 1.0$; $K_y = 1.0$

$$K_y L_y / r_y = 1.0 * 660 / 5.18 = 127 \quad \dots \quad \phi_c F_{rc} = 0.92 \text{ t/cm}^2$$

$$\phi_c P_n = 0.92 * 108.9 = 100 \text{ t} \quad \dots \quad P_u / \phi_c P_n = 10.6 / 100 = 0.106 < 0.2$$

$$B_1 = 1.06; \quad M_{ux} = 1.06 * 22.92 = 24.30 \text{ t-m}$$

$$M_1 / M_2 = 8.42 / 27.68 = 0.30$$

$$C_b = 1.75 + 1.05(0.30) + 0.3(0.30)^2 = 2.09$$

$$\phi_b M_{nx} = 2.09 * [57.5 - 0.053(660 - 294)] = 79.6 > 57.5 \quad \therefore$$

$$\phi_b M_{nx} = \phi_b M_p = 57.5 \text{ t-m}$$

Aplicando la fórmula de Interacción H1-1b:

$$0.106/2 + 24.30/57.5 = 0.05 + 0.42 = 0.47 < 1.0 \quad \dots \quad \text{O.K!}$$

8.6 MIEMBROS EN TRACCION AXIAL CON FLEXION SIMULTANEA

Las Especificaciones AISC-LRFD para el caso se presentan en las fórmulas de interacción siguientes:

Fórmula H1-1a:

Para: $P_u/\phi P_n > 0.2$: $P_u/\phi P_n + 8/9 (M_{ux}/\phi_b M_{nx} + M_{uy}/\phi_b M_{ny}) \leq 1.0$

Fórmula H1-1b:

Para: $P_u/\phi P_n \leq 0.2$: $1/2 (P_u/\phi P_n) + (M_{ux}/\phi_b M_{nx} + M_{uy}/\phi_b M_{ny}) \leq 1.0$

donde

P_u Carga Axial factorizada de tracción axial.

ϕP_n Resistencia de Diseño para tracción, como se indica en el Cap. 3 de este texto.

M_{ux}, M_{uy} Momentos aplicados con relación a los ejes x, e y.

$\phi_b M_{nx}$,

$\phi_b M_{ny}$ Momentos resistentes de Diseño del perfil, como se indica en el Cap. 7 de este texto.

Como se observa las expresiones son idénticas a las Fórmulas de Interacción para flexo-compresión, pero el significado en sus términos es distinto.

Las fórmulas de interacción cubren el caso de flexión bi-axial con carga axial de tracción combinada, y también son aplicables para el caso de Flexión uni-axial (M_{ux} o $M_{uy} = 0$) que se muestra en la figura siguiente.

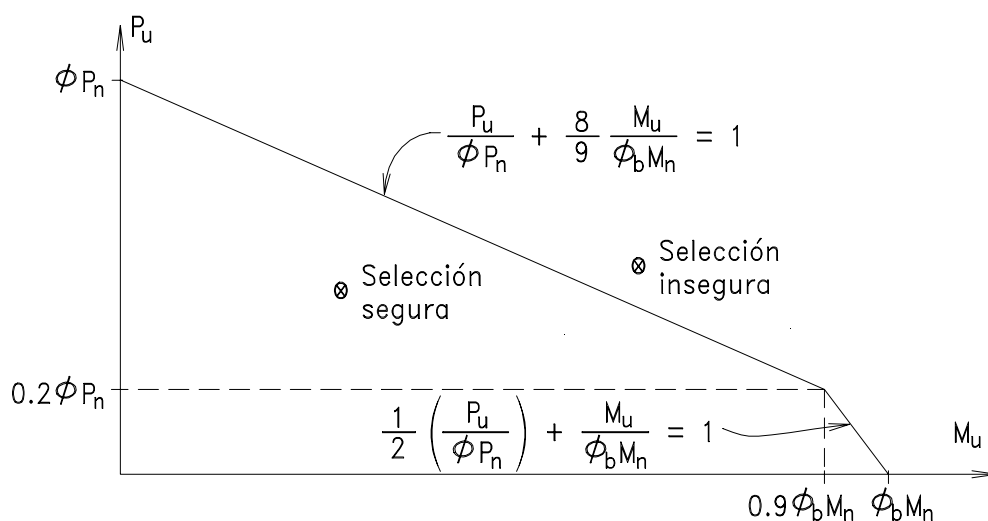


Fig. 8.35

EJEMPLO 8.6

Verificar si el Perfil CS200x50 de acero con $F_y = 2530 \text{ kg/cm}^2$, puede estar sometido a las siguientes cargas factorizadas:

$$P_u (\text{tracción}) = 25 \text{ t} \quad M_{uy} = 5 \text{ t-m}; \quad M_{ux} = 0$$

SOLUCION

En las Tablas de Perfiles Soldados se obtiene la siguiente información:

$$A = 64.2 \text{ cm}^2; \quad Z_y = 253 \text{ cm}^3$$

$$\phi_t P_n = 0.9 \cdot 64.2 \cdot 2530 / 1000 = 146 \text{ t};$$

$$P_u / \phi P_n = 0.17 < 0.2$$

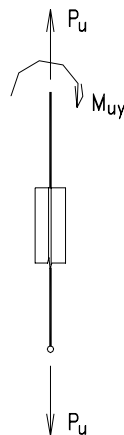


Fig. 8.36

por lo que se aplica la Fórmula H1-1b.

$$\phi_b M_{ny} = 0.9 \cdot Z_y \cdot F_y = 0.9 \cdot 253 \cdot 2530 / 10^5$$

$$\phi_b M_{ny} = 5.76 \text{ t-m}$$

Aplicando la fórmula de interacción correspondiente:

$$0.17/2 + 5/5.76 = 0.085 + 0.84 = 0.95 < 1.0 \quad \text{..... O.K!}$$

Nota.- En el caso de miembros en tracción con flexión no tienen significado los magnificadores de momentos, como ocurre en el caso de flexo-compresión, ya que en los momentos de segundo orden producidos por la carga axial de tracción son mas bien favorables.

EJEMPLO 8.7

Verificar el mismo perfil del Ejemplo anterior si la flexión ocurre alrededor del eje X con:

$$P_u (\text{tracción}) = 40 \text{ t}$$

$$M_{ux} = 10 \text{ t-m}; \quad M_{uy} = 0.$$

$$L_b = 250 \text{ cm}.$$

SOLUCION

Nuevamente $\phi P_n = 146 \text{ t}$

asimismo:

$P_u/\phi P_n = 40/146 = 0.27 > 0.2$, por lo que se debe aplicar la Fórmula H1-1a.

$\phi_b M_{nx} = ?$

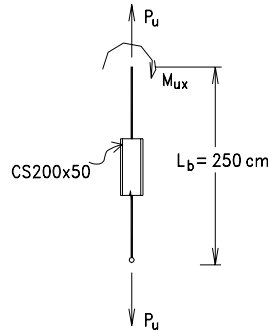


Fig. 8.37

De la Tabla de Selección de Perfiles para Flexión se lee la siguiente información: $M_p = 12.2 \text{ t-m}$ y $L_p = 255 \text{ cm} > L_b = 250 \text{ cm}$

Como $L_b < L_p$, use $\phi_b M_n = \phi_b M_p$

Aplicando la fórmula respectiva:

$$0.27 + 8/9 \cdot (10/12.2) = 0.27 + 0.74 = 1.01 \approx 1.0 \text{ O.K!}$$

8.7 PROCEDIMIENTOS DE DISEÑO PARA SELECCIONAR PERFILES POR EL METODO DE LA CARGA AXIAL EQUIVALENTE

En la selección preliminar de una sección para un elemento en flexo-compresión es conveniente convertir los momentos flectores actuantes, de manera aproximada, a cargas axiales equivalentes para obtener $P_{u \text{ eq}}$ directamente en las Tablas de Resistencia de Diseño de Columnas del Apéndice A. En casos en que la flexión sea predominante será conveniente convertir las fuerzas axiales en momentos equivalentes para obtener $M_{u \text{ eq}}$.

Para la fórmula H1-1a, cuando $P_u/\phi_c P_n \geq 0.2$, multiplicando por $\phi_c P_n$:

$$P_u + \frac{8}{9} \left(\frac{\phi_c P_n}{\phi_b M_{nx}} \right) M_{ux} + \frac{8}{9} \left(\frac{\phi_c P_n}{\phi_b M_{ny}} \right) M_{uy} \leq (\phi_c P_n = P_{u \text{ eq}})$$

como una aproximación para una sección preliminar se puede adoptar: $M_{nx} = Z_x F_y$ y $M_{ny} = Z_y F_y$, y como $\phi_c P_n = \phi_c A_g F_{cr}$ para ambos ejes x e y, por lo que se tiene:

$$P_{u \text{ eq}} = P_u + \frac{8}{9} \left(\frac{\phi_c P_{crx}}{\phi_b F_y} \right) \frac{A_g}{Z_x} M_{ux} + \frac{8}{9} \left(\frac{\phi_c F_{cry}}{\phi_b F_y} \right) \frac{A_g}{Z_y} M_{uy}$$

En una columna de un pórtico arriostrado con flexión uniaxial (M_{ntx}) y compresión P_u , donde:

$$M_{ux} = M_{ntx} \left(\frac{C_{mx}}{1 - \frac{P_u}{P_{ex}}} \right)$$

Despreciando el tercer término ya que no hay flexión alrededor del eje y:

$$P_{u\ eq} = P_u + \frac{8}{9} \left(\frac{\phi_c F_{cr}}{\phi_b F_y} \right) \frac{A_g}{Z_x} \left(\frac{C_{mx}}{1 - \frac{P_u}{P_{ex}}} \right) M_{ntx}$$

como: $\pi^2 E = 20700 \text{ t/cm}^2$, el término de magnificación será:

$$\frac{1}{1 - \frac{P_u}{P_{ex}}} = \frac{P_{ex}}{P_{ex} - P_u} = \frac{20700 I_x}{20700 I_x - P_u (K_x L_x)^2}$$

Así $P_{u\ eq}$ puede ser expresado para flexión uniaxial:

$$P_{u\ eq} = P_u + M_{nt} \beta_{az} \left(\frac{8 \phi_c F_{cr}}{9 \phi_b F_y} \right) \left(\frac{\beta_m}{\beta_m - P_u (KL)^2} \right) \quad \dots (i)$$

para el caso de flexión biaxial, la anterior fórmula se convierte en:

$$P_{u\ eq} = P_u + M_{ntx} \beta_{azx} \left(\frac{8 \phi_c F_{crx}}{9 \phi_b F_y} \right) \left(\frac{\beta_{mx}}{\beta_{mx} - P_u (K_x L_x)^2} \right) + M_{nty} \beta_{azy} \left(\frac{8 \phi_c F_{cry}}{9 \phi_b F_y} \right) \left(\frac{\beta_{my}}{\beta_{my} - P_u (K_y L_y)^2} \right) \quad (ii)$$

donde

M_{nt} = Momento factorizado de un análisis de primer orden para un pórtico arriostrado, usando

M_{ntx} o M_{nty} , según el eje de flexión apropiado.

β_{az} = Relación A_g/Z , usando Z_x o Z_y según el eje de flexión apropiado.

β_m = $20700 I$, usando I_x o I_y según el eje de flexión apropiado

KL = $K_x L_x$ o $K_y L_y$ según el eje de flexión apropiado

El primer término (relación de esfuerzos) puede ser aproximado como 0.7 para iniciar el proceso. Cuando no se ha predeterminado el peralte del elemento, $\beta_{az} = 0.06$. El último término entre paréntesis puede ser tomado como 1 para una primera aproximación. Ver Tabla 8.2 para valores promedio de β_{az} en perfiles soldados CVS y VS.

El Profesor Yura, de la Universidad de Texas, Austin, ha propuesto para flexión biaxial

tanto en pórticos arriostrados como en aquellos sin arriostrar, lo siguiente:

$$P_{u\text{eq}} = P_u + M_x \left(\frac{2}{d} \right) + M_y \left(\frac{7.5}{b_f} \right) \quad \dots \text{(iii)}$$

donde

d = Peralte nominal de la sección

b_f = Ancho nominal del ala

M_x = Momento factorizado alrededor del eje x

= $B_1 M_{nt}$, para pórticos arriostrados, o

= $B_1 M_{nt} + B_2 M_{lt}$, para pórticos no arriostrados

M_y = Momento factorizado alrededor del eje y

Nótese que $Z_x \approx i 2A_f(d/2)$ y $A_g \approx j 2A_f$, por lo tanto:

$(\beta_{az})_x = A_g/Z_x \approx k 2/d$ como en la ecuación anterior.

Además, tomando $Z_y = A_f b_f/4$ se obtiene $(\beta_{az})_y = 8/b_f$, cercano al $7.7/b_f$ propuesto por Yura, quien sugiere, como una primera aproximación, despreciar el efecto de reducción de esfuerzos y del incremento debido al término de magnificación.

Cuando predomina el momento flector sobre la carga axial, se puede calcular un momento flector equivalente para flexión uniaxial en el caso de pórticos arriostrados como se indica a continuación:

$$M_{u\text{eq}} = M_u + P_u \left(\frac{1}{\beta_{az}} \right) \left(\frac{9 \phi_b F_y}{8 \phi_c F_{cr}} \right) \left(\frac{\beta_m - P (KL)^2}{\beta_m} \right) \quad \dots \text{(iv)}$$

Usando la aproximación propuesta por Yura para flexión biaxial $M_{u\text{eq}}$:

$$M_{u\text{eq}} = M_x + P_u \left(\frac{d}{2} \right) - M_y \left(\frac{bd}{15} \right) \quad \dots \text{(v)}$$

donde M_x y M_y son los momentos flectores factorizados y magnificados alrededor de los ejes x e y respectivamente.

En la página siguiente se dan los valores aproximados de β_{az} y β_b para Perfiles Soldados.

Tabla 8.2 Valores aproximados de β_{az} y β_b para Perfiles Soldados

Secciones	$\beta_{az} = \frac{A_g}{Z_x} \left(\frac{1}{\text{cm}} \right) 1$	$\beta_b = \frac{Z_x}{Z_y} 2$
CVS250	0.10	3.6
CVS300	0.08	2.6
CVS350	0.07	2.9
CVS400	0.06	3.0
CVS450	0.06	3.4
CVS500	0.05	3.0
CVS550	0.04	3.1
CVS600	0.04	3.1
CVS650	0.04	3.4
VS300	0.08	8.0
VS400	0.06	5.2
VS450	0.05	5.9
VS500	0.05	5.7
VS600	0.04	5.7
VS750	0.03	5.7

EJEMPLO 8.8

Seleccionar el perfil soldado CVS de acero A36 adecuado para la columna que se muestra en la figura y que se encuentra sujeta a las cargas últimas indicadas, provenientes de un análisis de primer orden:

$M_x = 20 \text{ t-m}$, $M_y = 7 \text{ t-m}$, $P_u = 100 \text{ t}$

Considere al elemento como parte de un pórtico arriostrado, por lo que:

$K_x = K_y = 1.0$, $L_x = L_y = 360 \text{ cm}$

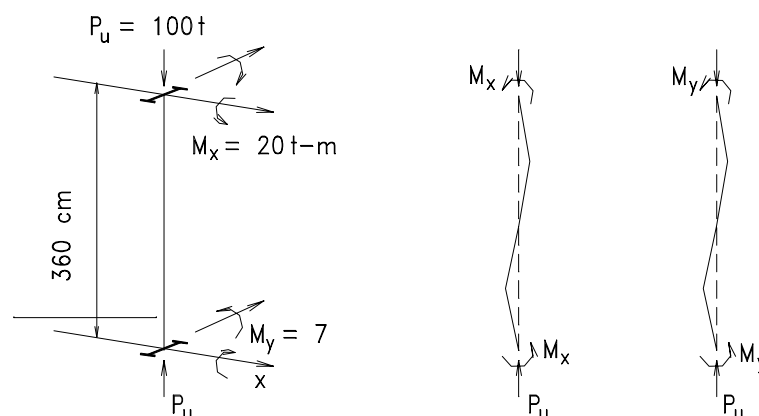


Fig. 8.38

SOLUCION

De la ecuación (ii) propuesta, sin considerar la magnificación de momentos:

$$P_{u\text{ eq}} = P_u + M_{ntx} \beta_{azx} \left(\frac{8 \phi_c F_{crx}}{9 \phi_b F_y} \right) + M_{nty} \beta_{azy} \left(\frac{8 \phi_c F_{cry}}{9 \phi_b F_y} \right)$$

multiplicando y dividiendo el término del eje Y por $\beta_b = Z_x/Z_y$ que en la Tabla 8.2 se estima es: 3.1 para perfiles CVS, lo mismo que $\beta_{az} = 0.06$ 1/cm, además de considerar la relación de esfuerzos preliminar de 0.7, se tiene:

$$P_{u\text{ eq}} = P_u + M_{ntx} \beta_{az} (0.7) + M_{nty} \beta_{az} \beta_b (0.7)$$

Entonces:

$$P_u = 100 + 20 \cdot 100 \cdot 0.06 \cdot 0.7 + 7 \cdot 100 \cdot 0.06 \cdot 3.1 \cdot 0.7 = 275 \text{ t}$$

- a) Selección tentativa con $K_y L_y = 1.0 \cdot 360 = 360$ cm, se escoge de la Tabla de Resistencia de Diseño de Columnas para Cargas Axiales, el perfil CV350x128 con $\phi_c P_n = 296$ t; en la Tabla 8.2: $\beta_{az} = 0.07$ y $\beta = 2.9$

Calculando nuevamente $P_{u\text{ eq}}$:

$$P_{u\text{ eq}} = 100 + 20 \cdot 100 \cdot 0.07 \cdot \frac{8}{9} \cdot \frac{1.82}{(0.9 \cdot 2.53)} + 7 \cdot 100 \cdot 0.07 \cdot 2.9 \cdot \frac{8}{9} \cdot \frac{1.82}{(0.9 \cdot 2.53)}$$

$$P_{u\text{ eq}} = 300.3 \text{ t} > \phi_c P_n = 296 \text{ t}$$

Es necesario un perfil mayor: CVS350x136

con $K_y L_y = 360$ cm se tiene $\phi_c P_n = 313$ t

$$\phi_c F_{cr} = 313/173.8 = 1.8 \text{ t/cm}^2$$

$$\frac{8}{9} (\phi_c F_{cr} / 0.9 F_y) = 0.71$$

De la Tabla 8.2 $\beta_b = 3.0$, $\beta_{az} = 0.072$

Calculando nuevamente $P_{u\text{ eq}}$:

$$P_{u\text{ eq}} = 100 + 20 \cdot 100 \cdot 0.072 \cdot 0.71 + 7 \cdot 100 \cdot 0.072 \cdot 3.0 \cdot 0.71$$

$$P_{u\text{ eq}} = 309.6 \text{ t} < \phi_c P_n = 313 \text{ t}$$

- b) Aplicando la Fórmula de Interacción

$$P_u / \phi_c P_n = 100/313 = 0.32 > 0.2, \text{ usar la Fórmula H1-1a}$$

De la Tabla de Selección de Perfiles Soldados para Diseño de Miembros en Flexión, para el perfil CVS350x136:

$$Z_y = 807 \text{ cm}^3$$

$$\phi_b M_p = 55 \text{ t-m}$$

$$L_p = 308 \text{ cm}$$

$$\phi_b M_r = 26.2 \text{ t-m} \quad L_r = 2025 \text{ cm} \quad BF = 0.017 \text{ t}$$

Como $P_u / \phi_c P_n > 0.2$, entonces: $C_b = 1.0$

$$\phi_b M_{nx} = 1.0 [55 - 0.017 * (360 - 308)] = 54.3 \text{ t-m}$$

$$\phi_b M_{ny} = \phi_b Z_y F_y = 0.9 * 807 * 2.53 / 10^2 = 18.38 \text{ t-m}$$

Magnificación de momentos:

$$M_{ux} = B_{1x} M_{ntx}, \quad M_{uy} = B_{1y} M_{nty}$$

$$B_{1x} = \frac{C_{mx}}{1 - P_u / P_{ex}} \quad B_{1y} = \frac{C_{my}}{1 - P_u / P_{ey}} \quad c$$

$$C_{mx} = C_{my} = 0.6 - 0.4 * (1) = 0.2$$

$$P_{ex} = \frac{\pi^2 EA}{(KL/r)_x^2} = \frac{\pi^2 (2.1 \times 10^3)(173.8)}{(24.6)^2} d = 5952.5 \text{ t}$$

$$P_{ey} = \frac{\pi^2 EA}{(KL/r)_y^2} = \frac{\pi^2 (2.1 \times 10^3)(173.8)}{(58.4)^2} e = 1056.2 \text{ t}$$

$$B_{1x} = 0.2 / (1 - 100 / 5952.5) = 0.2 \quad \text{Use } B_{1x} = 1.0$$

$$B_{1y} = 0.2 / (1 - 100 / 1056.2) = 0.22 \quad \text{Use } B_{1y} = 1.0$$

Por lo que:

$$M_{ux} = 1.0 * 20 = 20 \text{ t-m} \quad M_{uy} = 1.0 * 7 = 7 \text{ t-m}$$

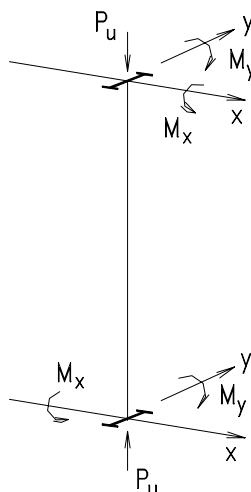
Entonces, en la fórmula de interacción se tiene:

$$0.32 + 8/9 (20/54.13 + 7/18.38) = 0.99 < 1.0 \quad \dots \text{ O.K.}$$

Use perfil CVS350x136

PROBLEMAS**8.1**

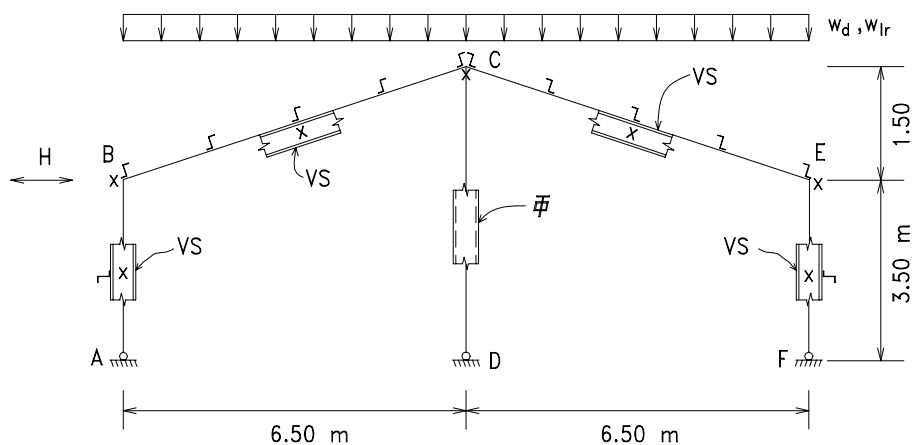
Acero: $F_y = 2530 \text{ kg/cm}^2$ $K_x L_x = K_y L_y = 300 \text{ cm}$
 $P_u = 120 \text{ t}$; $M_x = 15 \text{ t-m}$,
 $M_y = 5 \text{ t-m}$



Seleccionar el Perfil Soldado CVS que cumpla con las Especificaciones AISC-LRFD

8.2

Acero: $F_y = 2530 \text{ kg/cm}^2$ $K_y = 1.0$



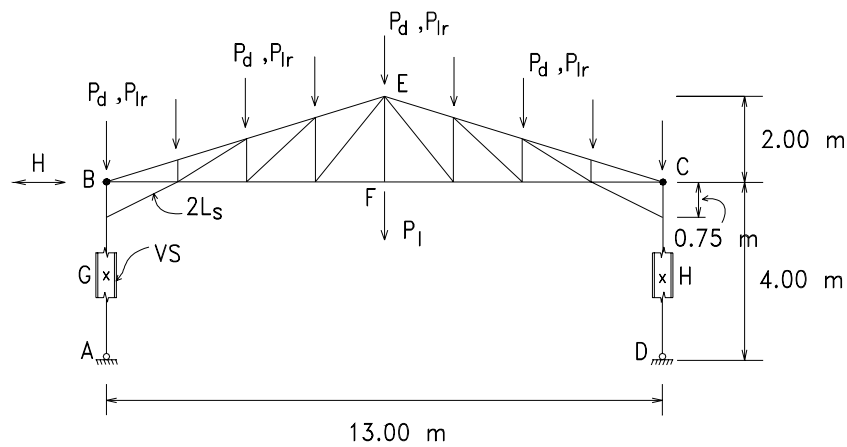
Seleccionar perfiles VS para las columnas AB y EF y las vigas BC y CE, asimismo una sección cuadrada tubular para la columna CD del Pórtico Rígido de alma llena mostrado en la figura.

Arriostramientos (soportes laterales) en las secciones indicadas con X. Dar una idea con esquemas de los nudos B y C.

Cargas de Servicio:

$w_d = 500 \text{ Kg/m}$; $w_{lr} = 300 \text{ kg/m}$ y $H (\text{sismo}) = 1000 \text{ Kg}$

8.3



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

Ls dobles para el tijeral.

Perfil Soldado VS o CVS para columnas AB y CD.

$K_y = 1.0$. Soportes laterales en G, B, E, F, C y H.

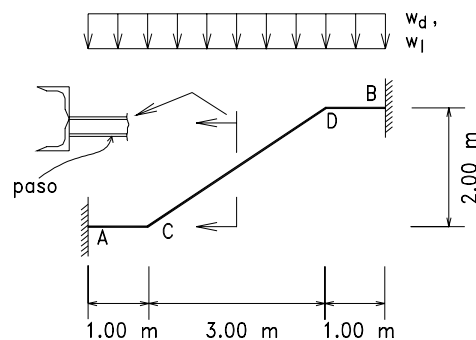
Cargas de Servicio:

$P_d = 800 \text{ Kg}$, $P_{lr} = 550 \text{ Kg}$, $P_l = 2000 \text{ Kg}$, esta última proveniente de una viga con tecla, $H = 1500 \text{ Kg}$ (sismo).

Seleccionar los perfiles según AISC-LRFD.

Deflexión lateral máxima para acción del Sismo = 1.2 cm

8.4 La figura muestra el esquema de una "costilla" de un escalera metálica.



Seleccionar el perfil formado por dos Ls como se muestra en el Corte.

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

Cargas de servicio:

Carga muerta = $w_d = 150 \text{ kg/m}$

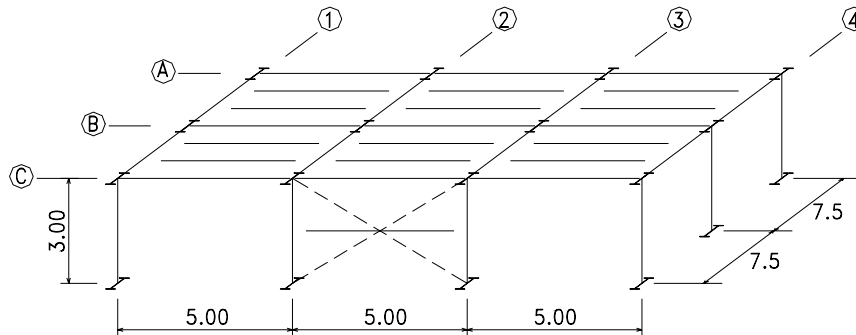
Carga viva = $w_l = 500 \text{ kg/m}$

Para verificar que la solución es aceptable para las vibraciones, aplique el criterio de

Ellington y Woods: 1 mm máximo para una carga concentrada de 1 kN al centro.

Dar una idea de los detalle de los nudos A, B, C y D.

- 8.5** Acero $F_y = 2530 \text{ kg/cm}^2$. Usar Perfiles Soldados. Se muestra un mezanine situado dentro de otra construcción para efectos de almacén interior.



Seleccionar los perfiles adecuados para el pórtico 2, de nudos rígidos, de la construcción metálica mostrada. Las cargas serán factorizadas según AISC-LRFD. Los soportes laterales o arriostramientos coinciden con los apoyos y las viguetas de piso.

Las cargas de servicio son:

Peso propio de losa de concreto armado : 300 Kg/m^2

Peso propio de estructura metálica : 40 Kg/m^2

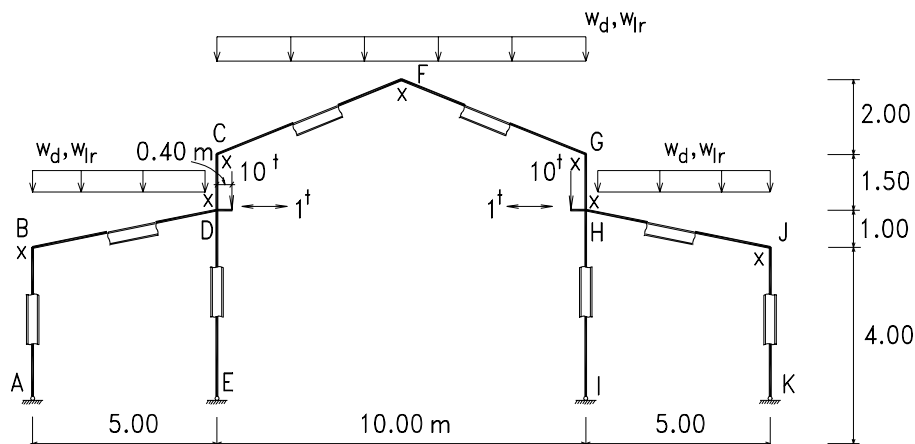
Peso acabado : 100 kg/m^2

Carga viva sobre el techo : 500 kg/m^2

Arriostramientos en X en los Pórticos A, B y C

- 8.6** La figura muestra un Pórtico Rígido con Perfiles Soldados para una cubierta de planchas livianas y que sostiene un puente grúa como se indica. $K_y = 1.0$. Acero $F_y = 2530 \text{ Kg/cm}^2$

Con una X se muestra la ubicación de los soportes laterales.



Seleccionar los perfiles soldados adecuados para las cargas mostradas, según AISC-LRFD.

Proporcionar un esquema de las conexiones de todos los nudos.

Capítulo 9

Conexiones

9.1 GENERALIDADES

En los Capítulos 3 y 4 se hizo una presentación de los conectores, pernos y soldaduras, con el objeto de poder conocer su resistencia a las distintas acciones que están sometidos por las cargas. También se trataron, como ejemplos, algunas conexiones, para explicar el comportamiento de los conectores y de las piezas conectadas.

En este Capítulo se tratarán con más detalle los diversos tipos de conexiones y su importancia en el comportamiento de las estructuras.

Una conexión se define, entonces, como la unión de dos o mas elementos estructurales, ya sea para dar una extensión a los mismos u obtener nudos que produzcan un comportamiento deseado para la estructura.

De acuerdo a las Especificaciones AISC-LRFD o AISC-ASD se definen tres Tipos de conexiones, que dependen del grado de restricción que someten a los nudos:

1. Completamente Restringido, llamado también de Conexión Rígida, de Pórtico Continuo o Conexión Continua y se designa con las letras **FR**.

Lo que se pretende con este tipo de conexión es que los ángulos originales entre los miembros que concurren a un nudo, se mantengan sin variación cuando se aplican las cargas, es decir que haya completa continuidad entre sus miembros. Si se tratara, por ejemplo, de una conexión de empotramiento de una viga se requeriría que se evitara la rotación del nudo hasta llegar, por lo menos, a un 90% del momento de empotramiento.

2. Sin Restricción, llamada también Extremo Libre o de Pórtico no Continuo, o Apoyo Simple o Extremo Articulado. Esta situación ocurre cuando se tiene una conexión donde se prevé una rotación libre entre sus miembros del orden de un 80% del caso teórico en que se usara una unión con pin sin fricción. Para el caso de vigas se pretende que sólo haya transferencia de corte, así las mismas se consideran como vigas simplemente apoyadas. En el caso de aplicación del Diseño Plástico, donde se aprovecha la continuidad de la estructura para la formación de Rótulas Plásticas justo en los nudos, este tipo de conexión no correspondería a lo requerido.

Para el reglamento AISC-LRFD no hay Apoyos Articados, si no que supone que toda conexión tiene un cierto grado de restricción por lo que clasifica a este tipo de unión como Parcialmente Restringida, **PR**; se puede aceptarla como "cercana" a un apoyo simple, si se le imponen tres condiciones:

- a) Las reacciones de las vigas simplemente apoyadas con cargas factorizadas deberán ser adecuadamente transmitidas por dichas conexiones.
 - b) La estructura y sus conexiones deberán transmitir las fuerzas laterales factorizadas.
 - c) La deformación inelástica de los elementos de la conexión permitirá que la capacidad de rotación sea tal que el cambio de ángulo se realice sin exceder la resistencia de los conectores y piezas de la conexión.
3. Conexión semi-rígida: Llamada propiamente Parcialmente Restringida **PR** y cubre aquellos casos en que se puede predecir la rotación de una conexión cuando se conoce el momento aplicado.

En la Fig. 9.1 se muestra la disposición para un ensayo de una conexión. Para comprender mejor los distintos tipos de conexiones AISC, se puede aplicar el criterio llamado de la "Línea de Viga" que desarrollaron Batho y Rowan, para poder comparar lo que se llama grado de restricción en relación a la variación de la rotación con el momento.

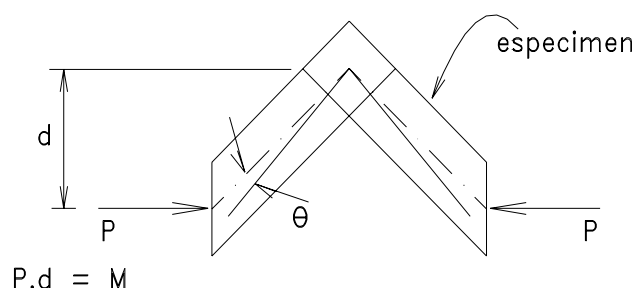


Fig. 9.1

En la Fig. 9.2 se aprecia una viga, donde aplicando las Ecuaciones de Pendiente y Deflexión se puede obtener la siguiente expresión para el extremo A:

$$M_a = M_{fa} + 2(EI/L) \theta_a$$

Cuando: $\theta_a = 0$ $M_a = M_{fa}$ (momento de empotramiento)

Cuando: $M_a = 0$ $\theta_a = -M_{fa}/(2 EI / L).$

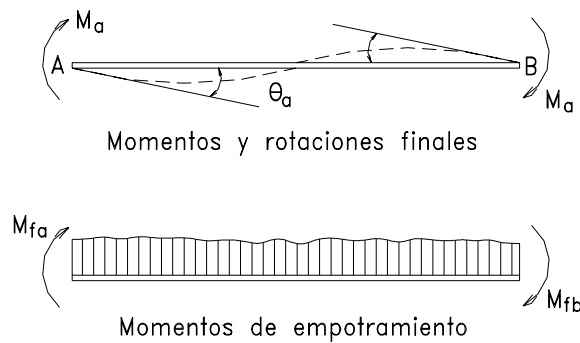


Fig. 9.2

Aplicando este concepto para el caso de una viga con carga uniformemente repartida en la Fig. 9.3 se muestra la "Línea de Viga" y las curvas típicas M vs θ de los tipos de conexiones mencionados anteriormente, obtenida en ensayos.

Conexión FR (M_1) con 90% o más de M_f ; Conexión PR (M_2) (extremo articulado) con 20% o menos de M_f ; Conexión PR (M_3) (semi-rígida) con una capacidad de momento entre 20 y 90% de M_f .

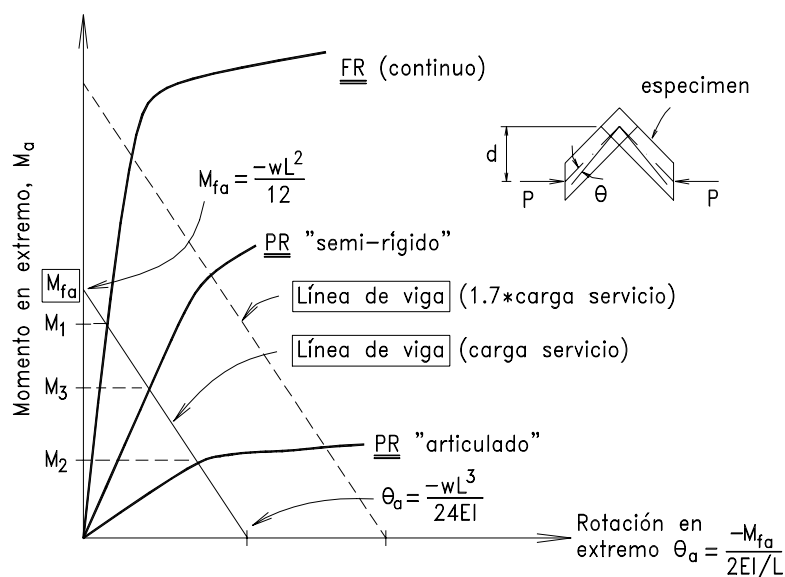


Fig. 9.3 CURVAS M vs. θ

9.2 CONEXIONES SIMPLES DE VIGAS

Llamadas también Conexiones Articuladas de Vigas, como cuando se conecta el alma de las vigas a las alas de las columnas en un sistema aporticado, o cuando se conectan almas entre vigas que se encuentran, se consideran que son conexiones del Tipo **PR**. Estas uniones se han estandarizado y se emplean Tablas para su diseño rápido, como las del Manual AISC.

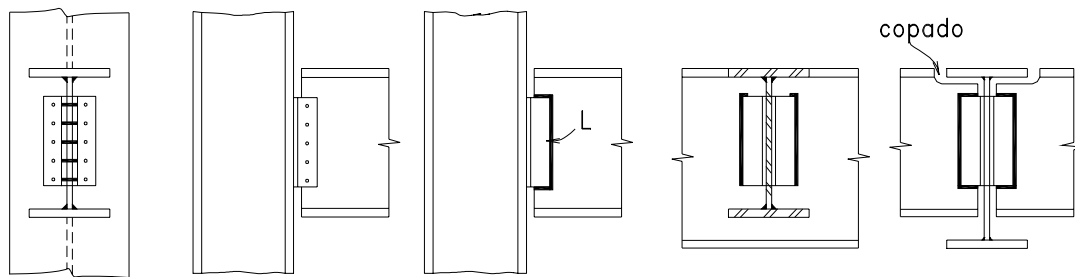


Fig. 9.4

En la Fig. 9.4 se muestra una unión de este tipo, con pernos o soldaduras, en la que se emplean ángulos.

Para el caso de unión de vigas cuyas alas superiores tienen un nivel común se requiere que el ala superior de algunas de las vigas sean "copadas" dando origen, entonces, a la necesidad de verificar el estado límite del Bloque de Corte que se trató en el Capítulo 3 y que corresponde a la posibilidad de falla por corte en la línea vertical de los conectores y en la línea horizontal, fractura o fluencia por tracción.

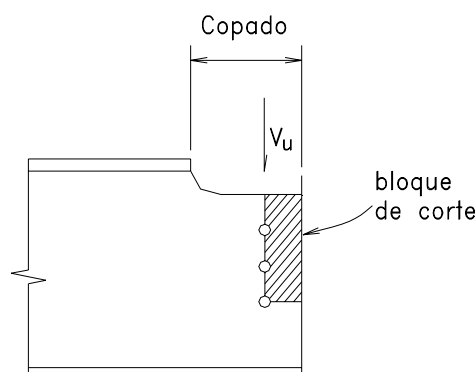


Fig. 9.5

Los pernos están expuestos a corte directo y no se considera ninguna excentricidad en las cargas aplicadas con relación a la línea de pernos. En cambio, en el caso de soldaduras debe incluirse el efecto de la excentricidad de la carga aplicada con relación al centro de gravedad de las soldaduras.

El espesor de los ángulos es frecuentemente determinado por el estado límite de Bloque de Corte y se espera que estos ángulos tenga capacidad para una cierta rotación que permita considerar la conexión como articulada.

EJEMPLO 9.1

Diseñar la conexión mostrada en la Fig. 9.6 para la condición de apoyo simple, (Ver Ejemplo de la Pag 7 - 51), unión que debe ser lograda mediante dos tipos de conectores:

- Pernos ASTM A325, de 5/8" de diámetro. Rosca excluida.
- Soldaduras con Electrodo de Arco protegido E60XX.

SOLUCION

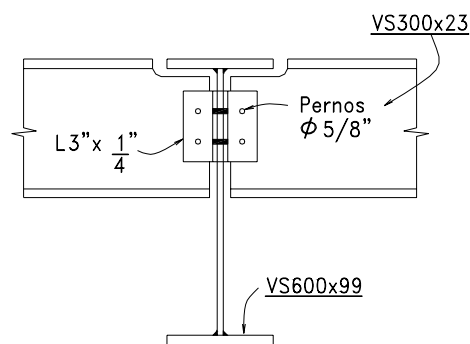


Fig. 9.6

La fuerza de corte obtenida del análisis en la viga: $V_u = 5.32 \text{ t}$ (Ver Pag. 7 – 53)

V_u no debe ser menor que:

$\phi V_n/2 = 14.54/2 = 7.32 \text{ t}$ (AISC indica que se considera como mínimo $\phi V_n/2$ para diseñar conexiones de apoyo simple).

Para los perfiles es necesario conocer el espesor de las almas:

VS600x99 $t_w = 0.8 \text{ cm}$

VS300x23 $t_w = 0.4 \text{ cm}$

a.1) Pernos en el alma de la viga VS300x23:

- Cálculo de la Resistencia de los pernos:

Apoyo en el alma de la viga VS300.

$$\phi R_n = \phi(2.4 \cdot F_u \cdot d \cdot t) = 0.75 \cdot 2.4 \cdot 4.08 \cdot 1.6 \cdot 0.4 = 4.7 \text{ t} \text{ controla!}$$

- Corte doble en los pernos:

$$\phi R_n = \phi(0.60 F_{bu}) m \cdot A_b = 0.65(0.60 \cdot 8.43) 2 \cdot 1.98 = 13.02 \text{ t}$$

Número de pernos = $7.32/4.7 = 1.55$, sean 2 pernos.

- Bloque de Corte:
Por el copado del ala superior de la viga VS300:
En la Fig. 9.7 se muestra la disposición de pernos

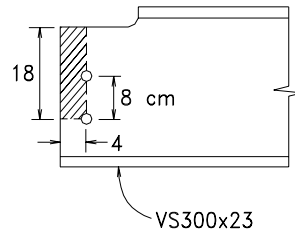


Fig. 9.7

Resistencia:

$$\phi P_n = \phi (0.60 F_y A_{vg} + A_{nt} F_u) \text{ o}$$

$$\phi P_n = \phi (0.60 F_u A_{ns} + A_{tg} F_y)$$

$$A_{vg} = \text{área de la fluencia al corte:} \quad 18 * 0.4 = 7.2 \text{ cm}^2$$

$$A_{nt} = \text{área neta de fractura a la tracción:} \quad (4 - 0.5(1.6 + 0.16))0.4 = 1.25 \text{ cm}^2$$

$$A_{ns} = \text{área neta de fractura al corte:} \quad (18 - 1.5(1.6 + 0.16))0.4 = 6.15 \text{ cm}^2$$

$$A_{tg} = \text{área de fluencia a la tracción:} \quad 4 * 0.4 = 1.6 \text{ cm}^2$$

$$\phi P_n = 0.75(0.6 * 2.53 * 7.2 + 4.08 * 1.25) = 12.02 \text{ t}$$

$$\phi P_n = 0.75(0.6 * 4.08 * 6.15 + 2.53 * 1.6) = 14.32 \text{ t}$$

Se observa que $\phi P_n = 14.32 > 7.32$ O.K!

Use 2 pernos de 5/8", A325 para conectar el ama de la viga VS300

a.2) Pernos en el alma de la viga VS600x99:

Se produce corte doble en los pernos y el apoyo es más desfavorable en el alma de la viga VS600.

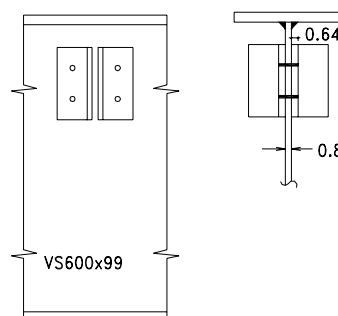


Fig. 9.8

Resistencia de diseño al aplastamiento:

$$\phi R_n = 0.75 * 2.4 * 4.08 * 1.6 * 0.8 \quad \phi R_n = 9.40 \text{ t}$$

9.2 CONEXIONES SIMPLES DE VIGAS

9 - 7

Resistencia al corte = 13.02 t

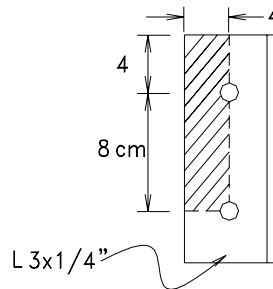
Número de pernos: $2 \cdot 7.32 / 9.40 = 1.56$; es conveniente usar dos pernos en cada ángulo.a.3) Verificación en el ángulo:

Fig. 9.9

Distancia $L \geq 1.5d$ $1.5 \cdot 1.6 = 2.4 \leq 4.0 \text{ cm} \dots \text{O.K!}$

Bloque de corte:

$$A_{vg} = 12 \cdot 0.64 = 7.68 \text{ cm}^2;$$

$$A_{nt} = [4 - 0.5 (1.6 + .16)] 0.64 = 2.0 \text{ cm}^2$$

$$A_{tg} = 4 \cdot 0.64 = 2.56 \text{ cm}^2$$

$$A_{ns} = [12 - 1.5 (1.6 + .16)] 0.64 = 6.0 \text{ cm}^2$$

$$\phi P_n = 0.75 (0.6 \cdot 2.53 \cdot 7.68 + 4.08 \cdot 2.00) = 14.86 \text{ t}$$

$$\phi P_n = 0.75 (0.6 \cdot 4.08 \cdot 6.00 + 2.53 \cdot 2.56) = 15.87 \text{ t} \dots \text{controla!!}$$

En cada ángulo: $P_u = \phi V_n / 2$ Como $\phi P_n > P_u = 7.32 / 2 = 3.66 \text{ t} < 15.87 \text{ t} \dots \text{O.K!}$ b.1) Soldadura en el alma de la viga VS300 con los ángulos:

Ubicación del Centro de gravedad:

Considerando para los cálculos 1 cm como tamaño de soldadura:

$$\bar{x}_1 = \frac{2 \cdot 6.5^2 / 2 + 12 \cdot 6.5}{2 \cdot 6.5 + 12} = 4.8 \text{ cm}$$

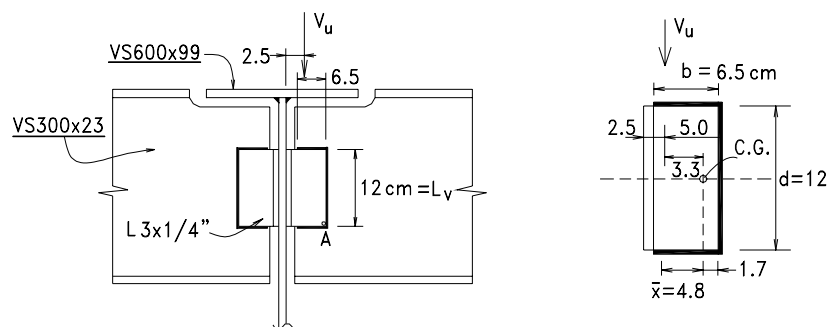


Fig. 9.10

$$I_p = 2*6.5*6^2 + (1/12)12^3 + 2*(1/12)6.5^3 + 2*6.5*(4.8 - 6.5/2)^2 + 12*1.7^2 = 724 \text{ cm}^3$$

Corte directo en soldaduras verticales:

$$R_v = V_u / 2 L_v = 7.32 / (2*12) \quad R_v = 0.305 \text{ t/cm}$$

Por carga excéntrica:

En punto A:

$$R_y = 7.32(3.3)*1.7 / (2*724) \quad R_y = 0.02 \text{ t/cm}$$

$$R_x = 7.32(3.3)*6 / (2*724)$$

$$R_x = 0.1 \text{ t/cm}$$

$$R_u = \sqrt{(0.305 + 0.03)^2 + 0.1^2} = 0.35 \text{ t/cm}$$

$$R_u = 0.35 \text{ t/cm}$$

Tamaño de soldadura: $w_s = 3 \text{ mm}$.

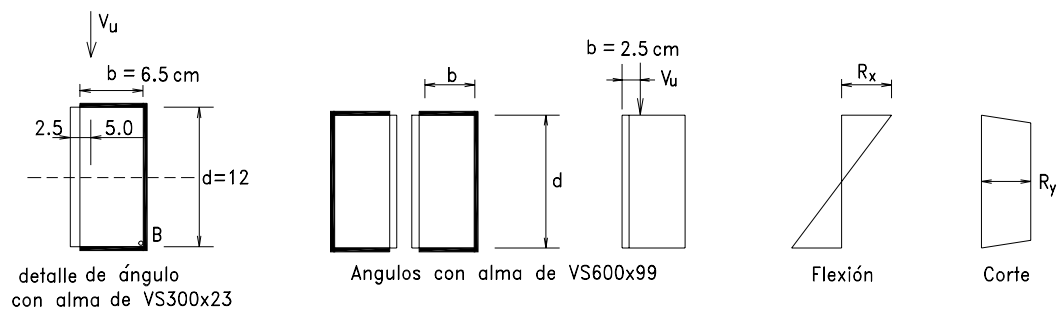
$\phi R_{nw} = 0.426 \text{ ton/cm}$ para unir ángulos con el alma de la viga VS300.

b.2) Soldadura en el alma de la viga VS600x99 con ángulos:

Esfuerzos por flexión:

$$S = d^2/3 + 2 b d = 12^2/3 + 2*6.5*12$$

$$S = 204 \text{ cm}^3$$



En el punto B:

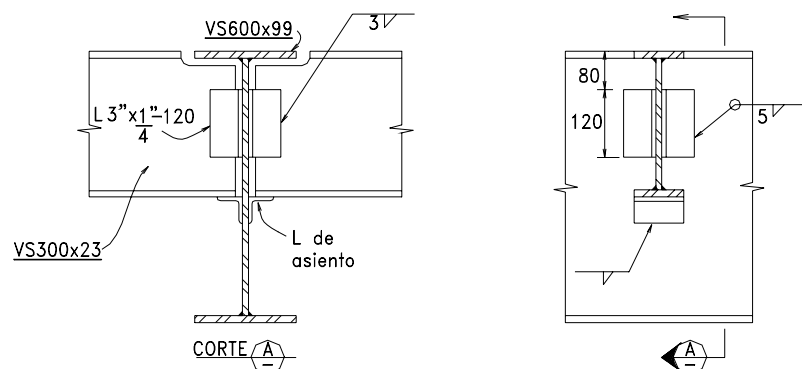
$$R_x = \frac{V_u e d / 2}{S} = \frac{7.32 * 2.5 * 12 / 2}{204} = 0.54 \text{ t/cm}$$

$$R_y = (V_u / 2) / (d + 2b) = (7.32 / 2) / (12 + 2*6.5) = 0.146 \text{ t/cm}$$

$$R_u = \sqrt{0.54^2 + 0.146^2} = 0.56 \text{ t/cm} \dots \text{ Usando soldaduras de filete de 5 mm}$$

$$\phi R_{nw} = 0.640 \text{ t/cm} > 0.56 \text{ t/cm} \dots \text{ O.K!}$$

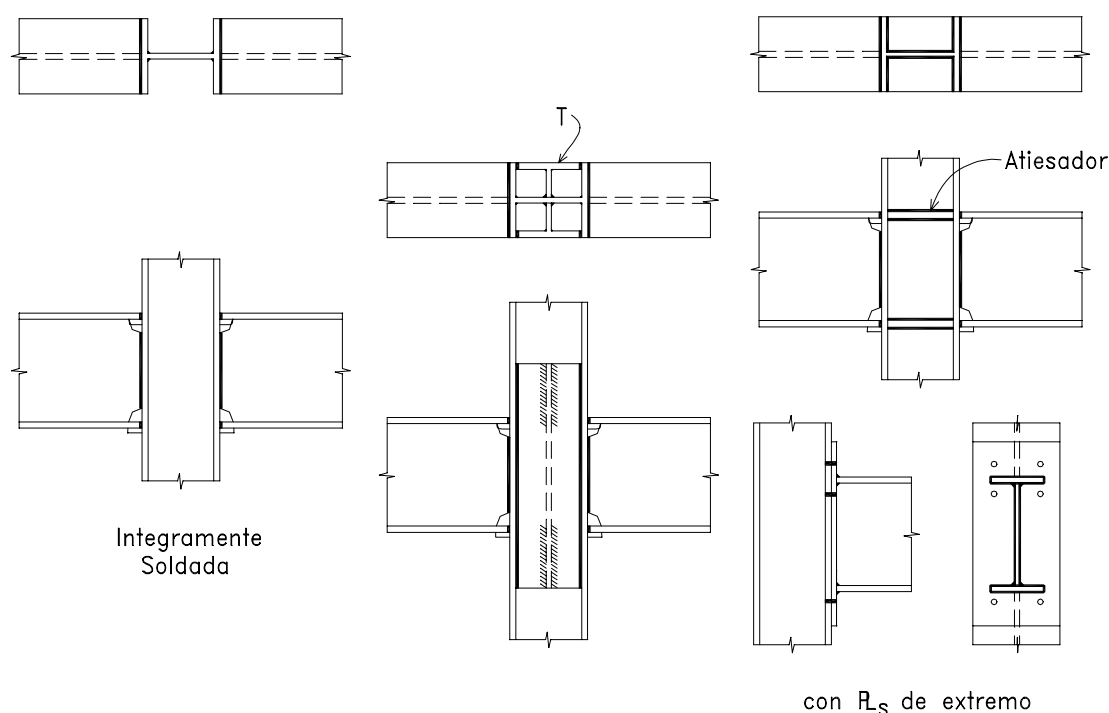
DETALLE



9.3 CONEXIONES CONTINUAS DE VIGA A COLUMNA

Las conexiones continuas, llamadas Conexiones Rígidas, pretenden transmitir, en el caso de nudos de vigas con columnas, los momentos flectores (si es necesario el momento plástico) y los esfuerzos cortantes, sin rotación relativa de sus miembros. Para la transmisión del momento se asume que la tracción y la compresión de la flexión se concentran en las alas a una distancia igual a la del peralte, fuerzas que son, generalmente, muy grandes y que pueden afectar el alma y las alas de las columnas en la zona de la conexión.

Como las almas transmiten principalmente el corte, esta unión debe también ser considerada para dicho efecto.



En las Figs. 9.13 se observan distintas formas de conseguir una unión de vigas con columnas. Las mostradas corresponden a las más conocidas. Algunas son enteramente soldadas y otras empernadas.

El uso de Pórticos Rígidos tiene sus ventajas, entre las que cabe anotar las siguientes:

- Las estructuras pueden ser analizadas y diseñadas haciendo uso del Análisis o del Diseño Plástico.

- b) Las estructuras analizadas por métodos del Análisis Elástico pueden ser consideradas para aprovechar la reducción en el momento negativo en sus vigas, de un 10% tal como que se permite en LRFD-A5.1.
- c) Son factibles de asegurar un buen y conocido comportamiento del pórtico para las cargas laterales, ya que sus nudos rígidos intervienen en provecho de la estabilidad de la estructura.

Volviendo a las trasmisión de las fuerzas en las alas generadas por el momento, el ala en compresión de la viga puede afectar al alma de la columna, produciéndose fluencia, o abolladura en la misma por la carga concentrada (ambos efectos se trataron en los apoyos de vigas) o por inestabilidad del alma por pandeo. Asimismo el ala en tracción de la viga puede afectar al ala de la columna flexionándola adversamente.

Es por ello que se colocan frecuentemente los llamados "*atiesadores opuestos a las alas*" como se pasa a explicar.

9.3.1 Atiesador opuesto al ala en compresión de la viga

Pandeo local del alma:

En la Fig. 9.14 se observa que el alma es afectada en un ancho:

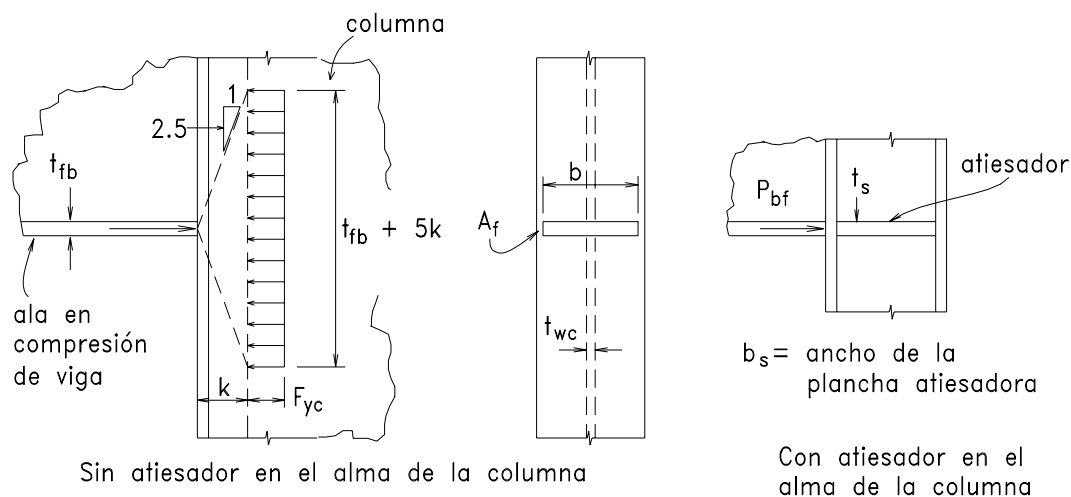


Fig. 9.14

$(t_b + 5k)$ con el esfuerzo de fluencia F_{yc} , y si se asume que el ala de la viga está en su máximo esfuerzo $P_{bf} = F_{yb} A_f$, se puede plantear la siguiente expresión:

$$P_{bf} \leq \phi (t_b + 5k) F_{yc} t_{wc}$$

$$F_{yb} A_f \leq \phi (t_b + 5k) F_{yc} t_{wc}$$

donde

$$\phi = 1.0$$

F_{yc} esfuerzo de fluencia en el alma de la columna

F_{yb} esfuerzo de fluencia en el ala

A_f área del ala en compresión de la viga

De la expresión se puede deducir si va a hacer necesario el uso de atiesador opuesto al ala en compresión.

Abolladura del alma:

La fuerza de compresión del ala de la viga, puede también producir abolladura en el alma por inestabilidad local, tal como se explicó en el caso de almas de vigas con cargas concentradas en el Capítulo 7, así:

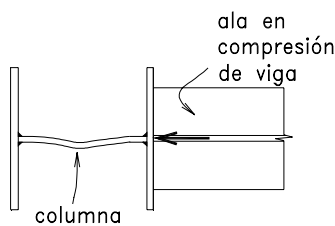


Fig. 9.15

$$P_{bf} \leq \phi 1.133 t_{wc}^2 \sqrt{F_{yc} (t_{fc} / t_{wc})} 1 [1 + 3 (t_{fb}/d) (t_{wc}/t_{fc})^{1.5}]$$

donde

ϕ 0.75, factor de resistencia

P_{bf} Carga factorizada al considerar que el momento se transmite por fuerzas en las alas

t_{wc} espesor del alma de la columna, cm

t_{fc} espesor del ala de la columna, cm

d peralte de la columna, cm

t_{fb} espesor del ala de la viga, cm

F_{yc} Pto. de fluencia de columna en kg/cm^2

Pandeo global del alma de la columna:

Cuando la compresión sobre el alma de la columna proviene de las alas de dos vigas que llegan a la columna, se debe considerar este fenómeno de pandeo global del alma de la columna en la zona de unión.

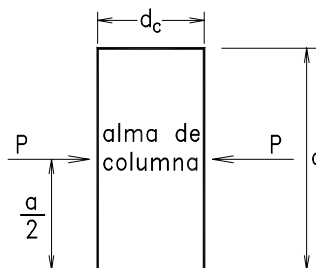


Fig. 9.16

Se planteó en el Capítulo 6 que el pandeo elástico de planchas sometidas a compresión es:

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

considerando $k = 4$ y el área de la sección de la plancha ($d_c t$), se puede expresar la carga de pandeo:

$$P_{cr} = \frac{4 \pi^2 E t^3}{12 (1 - \mu^2) d_c} = \frac{33400 t^3}{d_c}$$

y para tomar en cuenta el pandeo inelástico:

$$P_{cr} = \frac{33400 t^3}{d_c} \sqrt{F_{yc} / 36} = \frac{5570 t^3 \sqrt{F_{yc}}}{d_c}$$

Sin embargo AISC-LRFD considera como mejor expresión:

$$P_n = \frac{4100 t_{wc}^3 \sqrt{F_{yc}}}{d_c} \quad (\text{kips})$$

sustituyendo P_{bf}/ϕ por P_n que transmite el ala

$$P_{bf} \leq \frac{\phi 4100 t_{wc}^3 \sqrt{F_{yc}}}{d_c} \quad (\text{kips})$$

$$P_{bf} \leq \frac{\phi 34.41 t_{wc}^3 \sqrt{F_{yc}}}{d_c} \quad (t)$$

donde

- P_n resistencia nominal del alma de la columna, t
 d_c = $d - 2k$ (peralte libre del alma de la columna), cm.
 t_{wc} espesor del alma de la columna, cm.
 F_{yc} punto de fluencia de la columna, kg/cm^2 ;
 ϕ = 0.9

Reglas para el diseño del Atiesador Opuesto al ala en compresión:

- 1) Cuando el alma en compresión de la columna no es capaz de cumplir con las expresiones dadas para la abolladura o el pandeo, es necesario diseñar los atiesadores como elementos en compresión cargados axialmente.

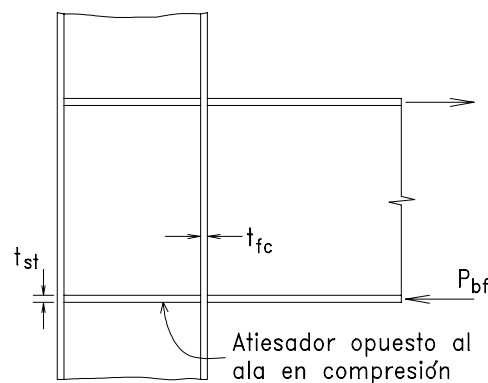


Fig. 9.17

- 2) Cuando el pandeo del alma controla, se requiere que los atiesadores se extiendan a todo lo ancho del alma.
- 3) Cuando la fluencia local es el estado límite y existe viga en un sólo lado, el atiesador se puede extender hasta la mitad del alma.
- 4) Cuando se requieren atiesadores por fluencia local, estos deberán tener un área:

$$A_{st} \geq \frac{P_{bf} - \phi F_{yc} (t_{bf} + 5k) t_{wc}}{\phi F_{yst}}$$

donde

$$\phi = 1.0$$

F_{yst} F_y del atiesador.

- 5) Los atiesadores tendrán un ancho mínimo igual al ancho del ala de la viga dividido por 3.
- 6) El espesor del atiesador no será menor que la mitad del espesor del ala de la viga, en esa forma se asegura que se cumple la relación $b_f/2t_f \leq \lambda_r 1$, para evitar pandeo local del atiesador.
- 7) La soldadura que conecta el atiesador al alma será proporcionada para la diferencia entre las fuerzas que se transmiten en las alas de vigas.

9.3.2 Atiesador Opuesto al ala en tracción de la Viga

Como el ala en tracción de la viga "jala" el ala de la columna, la somete a flexión. Graham, aplicando la teoría las Líneas de Fluencia en la zona afectada por el ala en tracción obtuvo la expresión: (ver Fig. 9.18)

$$P_n = 7t^2 f_c F_{yc} + t_{fb} m F_{yc}$$

de donde despejando:

$$t_{fc} = \sqrt{(P_n / 7 F_{yc}) \left(1.25 - \frac{t_{fb} m F_{yc}}{P_n} \right)}$$

en pruebas se ha encontrado que el valor mínimo para:

$$\frac{t_{fb} m F_{yc}}{P_n} \text{ es } 0.15$$

que reemplazado en la expresión previa permite obtener el valor conservador de t_{fc} para evitar que se presenten problemas en el ala de la columna cuando actúa la tracción en el ala de la viga.

$$t_{fc} \geq 0.4 \sqrt{P_{bf} / \phi F_{yc}}$$

donde

P_{bf} Carga factorizada del ala en tracción de la viga.

F_{yc} Esfuerzo de fluencia del ala de la columna.

$\phi = 0.9$

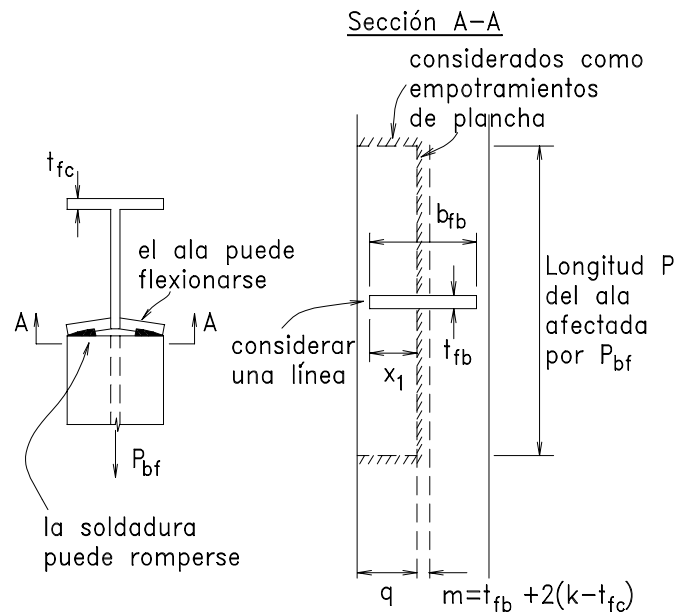


Fig. 9.18

En este caso P_n se ha igualado a P_{bf} .

EJEMPLO 9.2

Se desea diseñar la conexión continua de la figura. Ver Pag 7-58 de donde se ha obtenido la información sobre los momentos y cortantes factorizados actuantes. Las acciones indicadas corresponden a la Combinación de Cargas A4.5, es decir a cargas de gravedad y de sismo, por lo que se muestran dichos efectos cuando el sismo actúa en uno y otro sentido.

Acero de los Perfiles Soldados y ángulos con $F_y = 2530 \text{ kg/cm}^2$ y $F_u = 4080 \text{ kg/cm}^2$;
Electrodos E60XX; Pernos $\phi = 5/8"$, ASTM A325.

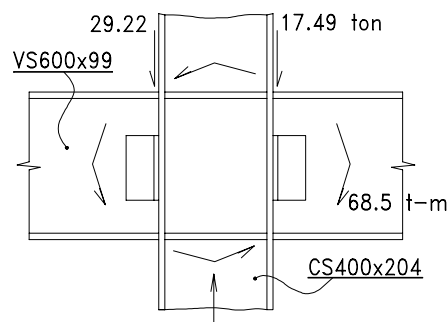


Fig. 9.19

SOLUCION

De la Tabla de Propiedades de Perfiles Soldados se obtiene la siguiente información:

Perfil	b_f	t_f	h_c	t_w
CS400x204	40.5	2.5	35.7	1.6
VS600x99	24.1	1.6	60.8	0.8

$$k = w_s + t_f = 0.8 + 2.5 = 3.3 \text{ cm}$$

(para CS400x204)

a) Atiesador opuesto al ala en Compresión de la Viga:

$$\text{Determinación de } P_{bf} \cong M / (h_c + t_f) = \frac{68.5 * 100}{(60.8 + 1.6)} = 109 \text{ t}$$

Se requiere que el alma sea capaz de tener las siguientes Resistencias de Diseño a una carga concentrada P_{bf} que se indican a continuación:

- Para evitar fluencia local en el alma de la columna:

$$\phi P_{bf} = \phi(t_{fb} + 5k)F_{yc}t_{wc} = 1.0(1.6 + 5*3.3)2.53*1.6 = 73.27 \text{ t} \quad (\text{Pag. 9-11})$$

- Para evitar abolladura del alma por inestabilidad:

$$\phi P_{bf} = \phi * 1.133 * t_{wc}^2 \sqrt{F_{yc} * (t_{fc} / t_{wc})} * [1 + 3(t_{fb}/d) (t_{wc}/t_{fc})^{1.5}] \quad (\text{Pag. 9-11})$$

$$\phi P_{bf} = 0.75 * 1.133 * 1.6^2 \sqrt{2530(2.5/1.6)} * [1 + 3(1.6/35.7)(1.6/2.5)^{1.5}]$$

$$\phi P_{bf} = 146 \text{ t}$$

- Para evitar pandeo global del alma en la zona de la conexión: (Pag. 9-12)

$$\phi P_{bf} = \frac{\phi 34.1 t_{wc}^3 \sqrt{F_{yc}}}{d_c} = \frac{0.9 * 34.1 * 1.6^3 * \sqrt{2530}}{35.7} = 177 \text{ t}$$

Se nota que el alma es deficiente en el estado límite de fluencia, por lo que se deben usar atiesadores opuestos al ala en compresión de la viga cuya área sea: (Pag. 9-13)

$$A_{st} \geq \frac{P_{bf} - \phi F_{yc} (t_{bf} + 5k) t_{wc}}{\phi F_{ys}} = \frac{109 - 0.9 * 2.53 (1.6 + 5 * 3.3) * 1.6}{1.0 * 2.53} = 17.02 \text{ cm}^2$$

$$b = 12 \text{ cm}$$

$$t_{st} = 17.02 / (2 * 12) = 0.71 \text{ cm} = 8 \text{ mm}$$

$$b/t_{st} = 12/0.8 = 15 < 15.8 \text{ O.K! Use 2 planchas de } 8 \times 120$$

b) Atiesador opuesto al ala en tracción:

Para que no sea necesario su uso se requiere que:

$$t_{fc} \geq 0.4 \sqrt{P_{bf} / \phi F_y} = 0.4 \sqrt{109 / (0.9 * 2.53)} = 2.76 \text{ cm} > 2.5 \text{ cm}; \text{ se necesita}$$

usar atiesadores iguales a los de compresión: 2 planchas de 8x120

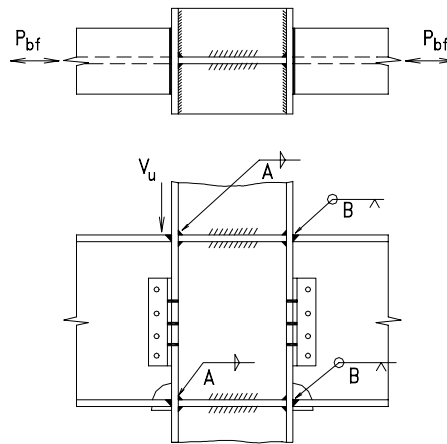
c) Unión de los atiesadores a la columna:

Fig. 9.20

Lo máximo que pueden resistir los atiesadores:

$$\phi A_{st} F_{yst} = 0.85 \cdot 2 \cdot 0.8 \cdot 12 \cdot 2.53$$

$$\phi A_{st} F_{yst} = 42 \text{ t}$$

- Tamaño w_s de la soldadura de filete requerida para unir los atiesadores con el ala (A):

Se necesita una resistencia por cm de:

$$\phi R_{nw} = 42 / (2 \cdot 2 \cdot 12) = 0.86 \text{ t/cm}$$

Con soldadura de 6 mm (1/4") arriba y abajo de cada atiesador se puede cumplir.

d) Unión de las alas de la viga al ala de la columna:

Soldaduras (B): Serán acanaladas de penetración total.

Ver Esquema en la Fig. 9.20

e) Unión del alma de la viga al ala de la columna:

Esta unión transmite el corte $V_u = 29.22 \text{ t}$, sin embargo la conexión debe ser capaz de tomar un mínimo de $\phi V_n / 2 = 61.7 / 2 = 30.9 \text{ t}$.

Usando pernos de 5/8"- A325 y $L_s 3" \times 1/4"$

- En el alma de la viga:

$$\text{Apoyo: } \phi R_n = \phi (2.4 \cdot F_u) d \cdot t = 0.75 \cdot 2.4 \cdot 4.08 \cdot 1.6 \cdot 0.8 = 9.4 \text{ t}$$

$$\text{Corte doble: } \phi R_n (0.60 F_{bu}) m \cdot A_b = 0.65 (0.60 \cdot 8.43) 2 \cdot 1.98 = 13.02 \text{ t}$$

$$\text{Número de pernos: } 30.9 / 9.4 = 3.29, \text{ sean 4 pernos.}$$

- En el ala de la columna:

$$\text{Apoyo: } \phi R_n = 0.75 \cdot 2.4 \cdot 4.08 \cdot 1.6 \cdot 0.64 = 7.52 \text{ t (en el ángulo)}$$

$$\text{Corte simple: } \phi R_n = 0.65 (0.6 \cdot 8.43) \cdot 1 \cdot 1.98 = 6.51 \text{ t}$$

Número de pernos: $N = 30.87/6.51 = 4.71$, Usar 6 pernos de 5/8"
(tres en cada ángulo)

f) Largo del ángulo y ubicación de los pernos:

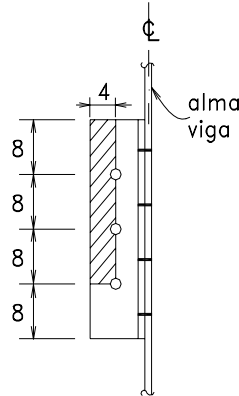


Fig. 9.21

Ver el detalle en la Fig. 9.21

Falla por bloque de corte:

$$A_{vg} = 24 \times 0.64 = 15.4 \text{ cm}^2$$

$$A_{nt} = [4 - 0.5(1.6 + 0.16)] \times 0.64 = 1.99 \text{ cm}^2$$

$$A_{ns} = [24 - 2.5(1.6 + 0.16)] \times 0.64 = 12.54 \text{ cm}^2$$

$$A_{tg} = 4 \times 0.64 = 2.56 \text{ cm}^2$$

$$\phi P_n = 0.75(0.6 \times 2.53 \times 15.4 + 4.08 \times 1.99) = 23.6 \text{ t}$$

$$\phi P_n = 0.75(0.6 \times 4.08 \times 12.54 + 2.53 \times 2.56) = 27.9 \text{ t}$$

Como son dos bloques de corte:

$$2\phi P_n = 2 \times 29.52 = 59.04 > 30.9 \text{ O.K!}$$

9.4 CONEXIONES DE TEES

Para ciertas conexiones emperradas en que se aplican fuerzas de tracción como se ve en la figura, aparecen fuerzas denominadas: "Fuerzas de Palanca", Q. (Ver Fig. 9.22)

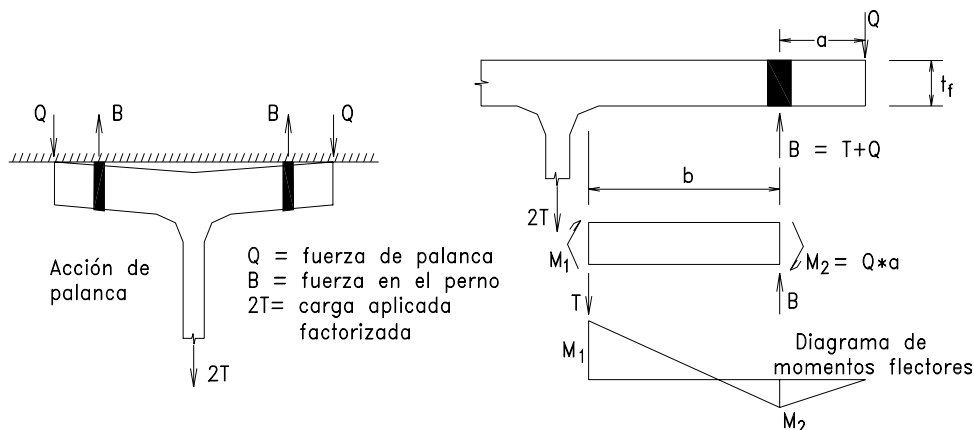


Fig. 9.22

Para el equilibrio de Momentos en el tramo b se necesita:

$$M_1 + M_2 = T.b$$

En el volado: $M_2 = Q.a$ y el equilibrio de fuerzas; $T + Q = B$

Si w es el largo tributario a lo largo de la Tee, se puede expresar como:

$$\delta = \frac{\text{Largo tributario neto en la Línea de pernos}}{\text{Largo tributario total en la sección crítica (cerca del alma)}}$$

Entonces M_2 puede expresarse en términos de M_1 y δ así:

$$M_2 = (M_2 / \delta M_1) \delta M_1 = \alpha \delta M_1;$$

ingresando expresiones anteriores y resolviendo para M_1 , se da:

$$M_1 = T.b / (1 + \alpha \delta) \quad \text{ó} \quad M_1 = Q.a / \alpha \delta$$

y eliminado M_1 :

$$Q = T [\alpha \delta / (1 + \alpha \delta)] (b/a)$$

Se tienen dos requerimientos de diseño que se deben cumplir:

a) La resistencia del ala será adecuada en flexión:

Es decir: $\phi_b M_n \geq M_1$, y como $\phi_b M_n = \phi_b M_p = \phi Z F_y = \phi w.t_f^2 / 4 * F_y$

donde

w largo tributario (paso) paralelo al alma de la Tee.

$\phi_b = 0.90$

Combinando esta expresión con las fórmulas anteriores y despejando:

$$t_f \geq \sqrt{4T.b / [\phi_{bw} F_y (1 + \alpha \delta)]}$$

b) La resistencia del perno en tracción:

$$\phi R_n \geq B; \text{ donde } B = T [1 + \frac{\alpha \delta}{(1 + \alpha \delta)}] (b/a)$$

Se puede notar que cuando $\alpha = 0$ no hay "acción de palanca" y existe curva simple de flexión y cuando $\alpha = 1$ habrá máxima "acción de palanca" con curva doble de flexión.

9.4 CONEXIONES DE TEES

9 - 19

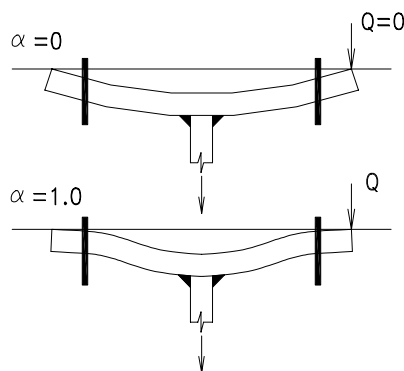
En vez de a) y b) las pruebas han indicado usar mejor:

$$a' = a + d/2 \quad y \quad b' = b - d/2$$

Se puede, entonces, expresar lo anterior como lo indica AISC-LRED:

$$t_f \geq \sqrt{4T \cdot b' / [\phi_{bw} F_y (1 + \alpha\delta)]} \quad \dots\dots \text{ con } \phi_b = 0.90$$

$$y \quad \phi R_n \geq T \left[1 + \frac{\alpha\delta}{(1 + \alpha\delta)} \frac{b'}{a'} \right]$$



donde

T Tracción factorizada aplicada al perno;

b' = b - d/2;

d diámetro del perno;

w largo tributario a un perno;

$\alpha = M_2 / (\delta M_1)$, ($0 \leq \alpha \leq 1.0$);

δ relación del área neta en la línea del perno (donde actúa M_2) al área total donde M_1 actúa = $(w - d') / w$

9.5 CONEXION CONTINUA DE VIGA A COLUMNA - PLANCHA DE EXTREMOS

Existe una alternativa práctica para la unión de las vigas a las alas de la columnas que, en estos tiempos, es muy usada y tiene como sustento una serie de estudios y pruebas que han demostrado su viabilidad por lo que se ha convertido en una solución muy empleada (ver Fig. 9.23).

Esta conexión permite que la mayor porción del trabajo se efectúe en el taller y la viga quede lista para ser colocada en sitio, teniéndose una conexión tipo FR.

Una aproximación conservadora para diseñar la plancha de extremo consiste en usar el concepto de la "acción de palanca" explicada en la conexión de Tees de la Sección 9.4 previa, para la zona cercana al ala en tracción. Los pernos son diseñados para la acción simultánea de tracción y corte incluyendo el "efecto de palanca".

EJEMPLO 9.3

Para la conexión continua del Ejemplo de la Pag. 9-14 diseñar como alternativa, una conexión con planchas de extremos que origine una unión FR.

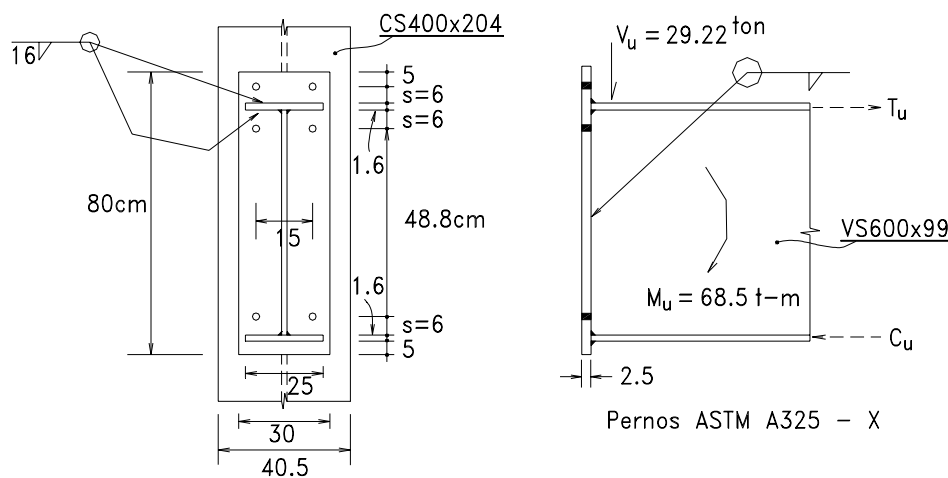


Fig. 9.23

SOLUCION**a) Número de pernos y su ubicación:**

Se acostumbra emplear 4 pernos en la región del ala superior de la viga y dos pernos en la región del ala inferior, excepto que haya una definida inversión de momentos, caso en que se usan también los mismos pernos de la parte superior.

Tracción en el ala de la viga por el momento:

$$T_u \cong 68.5 \cdot 10^2 / (60.8 + 1.6) = 109 \text{ t}$$

Pernos con diám. $d = 1.1/8"$ $A_b = 6.41 \text{ cm}^2$ y $d = 2.86 \text{ cm}$.

Resistencia del perno en tracción: $F_{bu} = 7.4 \text{ t/cm}^2$, ver Pag. 2-10.

$$\phi R_n = 0.75 \cdot (0.75 \cdot 6.41) \cdot 7.4 = 26.68 \text{ t}$$

Número de pernos:

$$T_u / \phi R_n = 109 / 26.68 = 4.08, \text{ sean 4 pernos de } 1.1/8"$$

S = Distancia libre entre pernos y caras de alas: $4.5 \text{ cm (típico)} + w_s$

w_s = Tamaño de la soldadura de filete que une el ala de la viga a la plancha de extremo $\approx 16 \text{ mm}$

Entonces: $s = 4.5 + 1.6 = 6.1 \cong 6 \text{ cm}$

En cada cm de soldadura existe una acción de:

$$T_u / (2b_f - t_w) = 109 / (2 \cdot 25 - 0.8) = 2.21 \text{ t/cm}$$

con $w_s = 16 \text{ mm}$ se tiene: $\phi R_{nw} = 2.13 \text{ t/cm}$, mas o menos.

b) Determinación del espesor de la plancha de extremo:

Dimensiones de la plancha (ver Fig. 9.23): $30 \text{ cm} \times 80 \text{ cm}$

Se asume: $Q = 0$ (no hay "acción de palanca")

$$b' = s - 0.5 d = 6 - 0.5 \cdot 2.86 = 4.57 \text{ cm};$$

$$t_p = \sqrt{\frac{4 \cdot (109 / 2) \cdot 4.57}{30 \cdot 2.53 (1 + 0) \cdot 0.9}} = 3.82 \text{ cm (1.1/2")}$$

Es posible, como alternativa, emplear el método proporcionado por Krishnamurthy que consiste en ir ajustando el momento en la plancha de tal modo que la "acción de palanca" no entre en los cálculos. Este método es una aproximación semi-empírica para establecer el espesor de la Plancha de Extremo (ver AISC - Engineering Journal, Oct.1978 para más detalles). Se procede a aplicarlo sin explicaciones:

$$\text{Se asume: } b' = s - 1/4 d - w_s = 6 - 0.25 \cdot 2.86 - 1.6 = 3.69 \text{ cm}$$

El momento actuante es $T \cdot b'$, que en este procedimiento se considera como:

$$M_e = \alpha m \cdot T_u \cdot b' / 4$$

$$\text{donde } \alpha m = C_a \cdot C_b (A_f / A_w)^{1/3} (b'/d)^{1/4},$$

siendo

$$C_a = 1.13, \text{ para pernos A325 y acero de planchas con } F_y = 2530 \text{ kg/cm}^2;$$

$$C_b = \sqrt{b_f / b_s} \leq 1$$

b_f ancho del ala en tracción de la viga;

b_s ancho de la plancha;

b brazo efectivo;

d diámetro del perno;

A_f área del ala en tracción de la viga;

A_w área del alma de la viga.

$$C_b = \sqrt{25 / 30} = 0.913;$$

$$(A_f / A_w)^{1/3} = [(1.6 \cdot 25) / (0.8 \cdot 60.8)]^{1/3} = 0.94; (b' / d)^{1/4} = 1.065$$

$$\alpha m = 1.13 * 0.913 * 0.94 * 1.065 = 1.03; M_e = 1.03 * 109 * 3.69 / 4 = 103.9 \text{ t-cm.}$$

En la fórmula para t_p se cambia $T.b'$ por M_e , así:

$$t_p \geq \sqrt{\frac{4 * 103.9}{0.9 * 30 * 2.53 (1 + 0)}} = 2.34 \text{ cm,}$$

usar: $t_p = 2.5 \text{ cm}$ Plancha: 300x800x25

c) Verificación de la acción combinada de corte y tracción en los pernos superiores:

$$\text{Acción de corte en pernos: } f_{uv} = V_u / A_b = 29220 / (6 * 6.41) = 760 \text{ kg/cm}^2$$

Esfuerzo máximo en tracción aplicable al perno en condiciones de tracción y corte: $F'_{ut} = 5990 - 1.4 f_{uv} = 5990 - 1.4 * 760 = 4926 \text{ kg/cm}^2$ que no debe sobrepasar $F'_{ut} = 4800 \text{ kg/cm}^2$, por lo que $F'_{ut} = 4800 \text{ kg/cm}^2$

$$\text{Por otro lado, } f_{ut} = T_u / (4A_b) = 109000 / (4 * 6.41) = 4250 \text{ kg/cm}^2 \text{ O.K!}$$

d) Verificación de fluencia local en el alma por acción del ala en compresión de la viga:

Para este tipo de conexión, Murray ha recomendado la siguiente expresión para la verificación de este estado límite:

$$P_{bf} = F_{yc} \cdot t_{wc} \cdot (t_{fb} + 6k + 2t_p + 2w_s),$$

donde

P_{bf} carga factorizada que se puede aplicar como máximo.

F_{yc} punto de fluencia del material de la columna.

t_{wc} espesor del alma de la columna

k distancia desde el ala al pie de la soldadura de filete que une el alma con el ala.

t_p espesor de la plancha de extremo;

w_s tamaño de la soldadura.

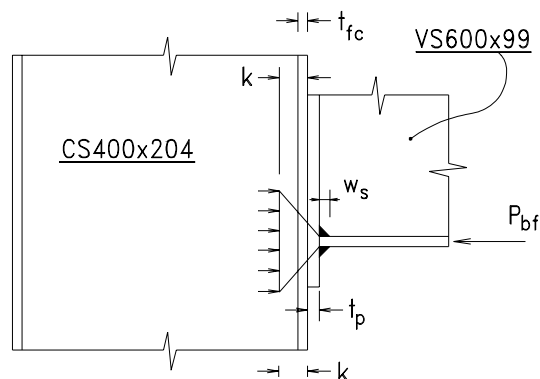


Fig. 9.24

$$P_{bf} = 2.53 \cdot 1.6(1.6 + 6 \cdot 3.4 + 2 \cdot 2.5 + 2 \cdot 1.6) = 122 > 109 \text{ t} \dots\dots \text{O.K.}!$$

e) Nota:

Es opinión del autor de este texto que deben colocarse siempre los atiesadores opuestos a las alas de las vigas, por dos motivos:

- para una mejor transmisión de los esfuerzos de una viga a otra a través de la columna, y
- para evitar concentraciones de esfuerzos en las soldaduras de filete que unen el alma con el ala en los Perfiles Soldados, cuyo tamaño no ha sido determinado precisamente para la transmisión de estos esfuerzos.

9.6 CONEXIONES RIGIDAS DE ESQUINA

Para que una Conexión de Esquina (Ver Fig. 9.25a) esté adecuadamente diseñada para constituir un nudo rígido es necesario que:

- Sea capaz de transmitir el momento del nudo, de la viga a la columna.
- Trasmita el corte de la viga a la columna y
- Trasmita el corte de la parte superior de la columna a la viga.

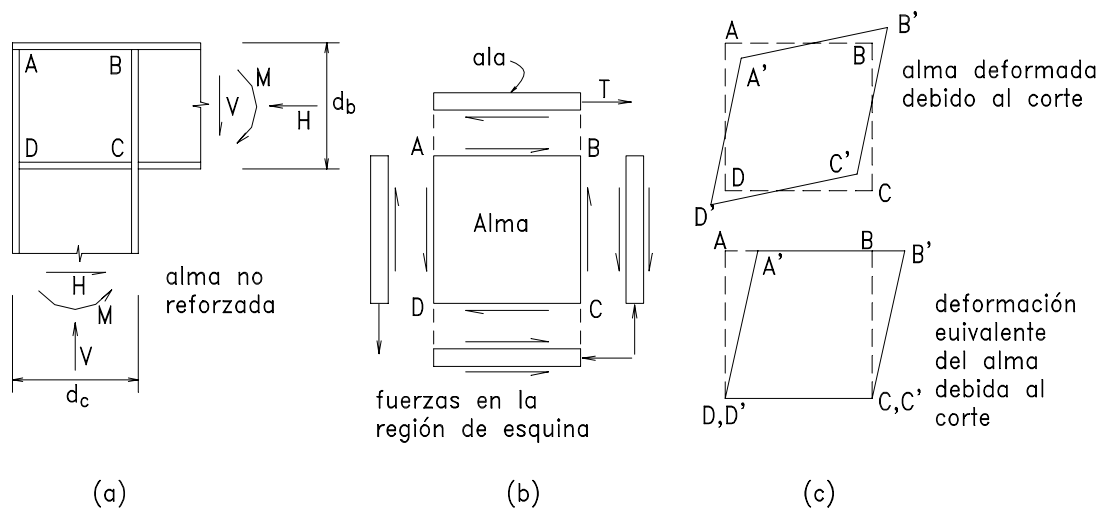


Fig. 9.25

Cuando se trata de dos perfiles que se encuentran, como se muestra en la figura, el análisis del pórtico establece los momentos, acciones axiales y cortantes. Las fuerzas de las alas deben ser

transmitidas al alma.

Suponiendo, como se acostumbra, que el momento flector es tomado por las alas por dos fuerzas a una distancia $0.95 d_b$, la fuerza en el ala es:

$$T_u = M_u / (0.95 d_b)$$

La resistencia nominal del alma en la sección AB:

$$V_{ab} = V_n = \tau_y \cdot t_w \cdot d_c$$

Se debe cumplir: $\phi V_n = \phi \tau_y \cdot t_w \cdot d_c = T_u = M_u / (0.95 d_b)$.

Se sabe que $\tau_y = 0.60 F_y$ y $\phi = 0.90$, que, reemplazados en la expresión anterior y despejando t_w , se obtiene:

$$t_w \text{ requerido} = \frac{1.95 M_u}{F_y \cdot d_b \cdot d_c} = \frac{1.95 M_u}{F_y \cdot A_{bc}}$$

donde $A_{bc} = d_b \cdot d_c$, denominada área planar del alma de la columna dentro de los linderos de la conexión.

Frecuentemente, en conexiones de esquina con Perfiles Soldados, estos no tienen el espesor t_w lo suficientemente grande para resistir estos esfuerzos de corte por lo que se acostumbra engrosar el alma, dentro de los linderos de la conexión, con las llamadas "planchas dobladoras" para completar el espesor requerido, pero esta solución se abandona por lo impráctico debido al exceso de soldadura, prefiriéndose, ahora, los llamados "atiesadores diagonales" que se muestran en la figura.

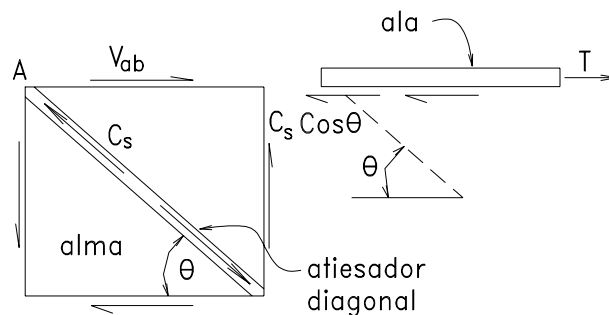


Fig. 9.26

$$T = V_{ab} + C_s \cdot \cos \theta \quad \text{ó} \quad M_u / (0.95 d_b) = \phi_v (0.60 F_y) t_w \cdot d_c + A_{st} \cdot \phi_c F_{cr} \cdot \cos \theta$$

y despejando:

$$A_{st} = (1/(\phi_c F_{cr} \cos \theta)) * (M_u / (0.95 d_b) - \phi_v (0.60 F_y) t_w \cdot d_c)$$

donde

$\phi_v = 0.90$, para el límite de fluencia de corte.

$\phi_c = 0.85$, para elementos en compresión.

F_{cr} esfuerzo crítico de pandeo de un elemento en compresión.

EJEMPLO 9.4

Diseñar la conexión de Esquina del Pórtico Rígido a dos Aguas de la Pag. 8-32, soldada con electrodos E60XX.

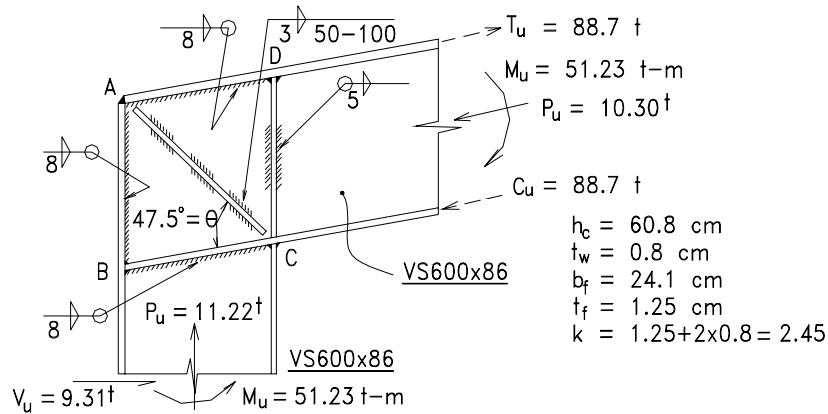


Fig. 9.27

SOLUCION

- a) Verificación del alma, dentro de los linderos de la conexión, a los esfuerzos de corte:

$$t_{w \text{ req}} = \frac{1.95 * 51.23 * 10^2}{2.53 (60.8 * 60.8)} = 1.07 \text{ cm} > 0.8 \text{ cm}$$

por lo que se deben emplear atiesadores diagonales.

- b) Determinación de los atiesadores diagonales: $\theta = 47.5^\circ$ $\cos \theta = 0.676$

$$T_u = C_u \cong M_u / 0.95 h_c = 51.23 / (0.95 * 0.608) = 88.7 \text{ t}$$

Para un diseño preliminar se asume que: $F_{cr} \cong F_y$

$$A_{st} = (1 / (0.85 * 2.53 * 0.676)) * [51.23 * 10^2 / 60.8 * 0.95 - 0.90 (0.60 * 2.53) * 0.8 * 60.8]$$

$$A_{st} = 15.3 \text{ cm}^2$$

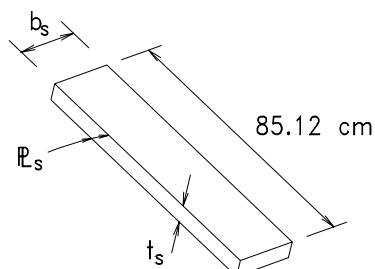
$$b_s = (b_f - t_w) / 2 \quad b_s = (24.1 - 0.8) / 2 = 11.65 \text{ cm}$$

$$r = 2. b_s / \sqrt{12} = 6.73 \text{ cm}$$

$$KL / r = 85.12 / 6.73 = 12.65$$

$$\phi F_{cr} = 2147 \text{ kg/cm}^2$$

$$\phi F_y = 0.85 * 2530 = 2140 \text{ kg/cm}^2,$$



atiesador diagonal

Fig. 9.28

significa que la suposición de $\phi F_c = \phi F_y$ estuvo correcta.

$$t_s = 15.3 / (2 * 11.65) \quad t_s = 0.65 \text{ cm} \quad \dots \text{ usar } 3/8" (9.5 \text{ mm})$$

c) Determinación del atiesador opuesto al ala en compresión: CD

Para una carga puntual el alma resiste a la fluencia local:

$$k = 1.25 + 0.6 \frac{1.9}{12} = 1.25 + 0.095 = 1.345$$

$$P_{bf} = \phi (5k + t_{bf}) F_{yc} = 1.0 (5 * 1.9 + 1.6) * 2.53 * 0.8 = 22.5 \text{ t}$$

$$A_{st} = \frac{(88.7 - 22.5) / 2}{0.9 * 2.53} = 14.53 \text{ cm}^2$$

$$b_s = 12 \text{ cm} \quad \dots \quad t_s = 14.53 / 12 = 1.21 \text{ cm} \approx 1/2" \text{ o } 1.25 \text{ cm};$$

$$b_s / t_s = 12 / 1.25 = 9.6 < 15.8 \quad \dots \quad \text{O.K!}$$

Use 2 planchas de 120x12.5 como atiesadores opuesto al ala en compresión.

d) Diseño de Soldaduras:

d.1) Soldaduras de filete en líneas AB y AD:

Estas soldaduras deben transmitir las fuerzas de las alas al alma.

$T_u = 88.7 \text{ t}$ en una longitud de desarrollo, en cada caso:

$$L_s = 2 * 60.8 = 121.6 \text{ cm.} \quad \text{Fuerza en cada cm: } 88.7 / 121.6 = 0.73 \text{ t/cm}$$

$$\text{Con } w_s = 8 \text{ mm (5/16")} \quad \dots \quad \phi R_{nw} = 1.069 \text{ t/cm}$$

d.2) Soldadura en línea BC:

$$\text{Acción del corte: } 9.31 / (2 * 60.8) = 0.077 \text{ t/cm}$$

$$\text{Acción de } C_u = 0.73 \text{ t/cm}$$

$$\text{La resultante: } \sqrt{0.077^2 + 0.73^2} = 0.73 \text{ t/cm} \quad \dots \quad \text{Con } w_s = 8 \text{ mm}$$

$$\phi R_{nw} = 1.069 \text{ t/cm, use } w_s = 8 \text{ mm a cada lado del alma.}$$

d.3) Soldadura en línea AC:

La soldadura debe desarrollar la resistencia que se le asigna a los atiesadores.

$$\text{Acción en cada cm: } \frac{0.95 * 11.66 * 2 * 2.53}{4 * 85.12} = 0.165 \text{ t/cm}$$

$$w_{s \text{ mín}} = 3 \text{ mm, con } \phi R_{nw} = 0.426 \text{ t/cm}$$

Usar cordones intermitentes de $w_s = 3 \text{ mm}$, 5 cm cada 10 cm.

d.4) Soldadura en línea CD:

La soldadura debe desarrollar la fuerza:

$$\frac{(88.7 - 22.5)}{2 * 60.8} = 0.544 \text{ t/cm}; \text{ Use } w_s = 5 \text{ mm}$$

(Tamaño mínimo para Plancha de $t = 12.5 \text{ mm}$).

Es preferible usar soldadura intermitente, tal como se hizo en d.3).

9.7 DISEÑO DE PLANCHAS DE APOYO DE COLUMNAS

Las Planchas de Apoyo para columnas tienen por objeto repartir la carga de la columna en un área suficiente de apoyo sobre el concreto armado para prevenir el aplastamiento del mismo; asimismo sirve para anclar la columna mediante pernos de anclaje.

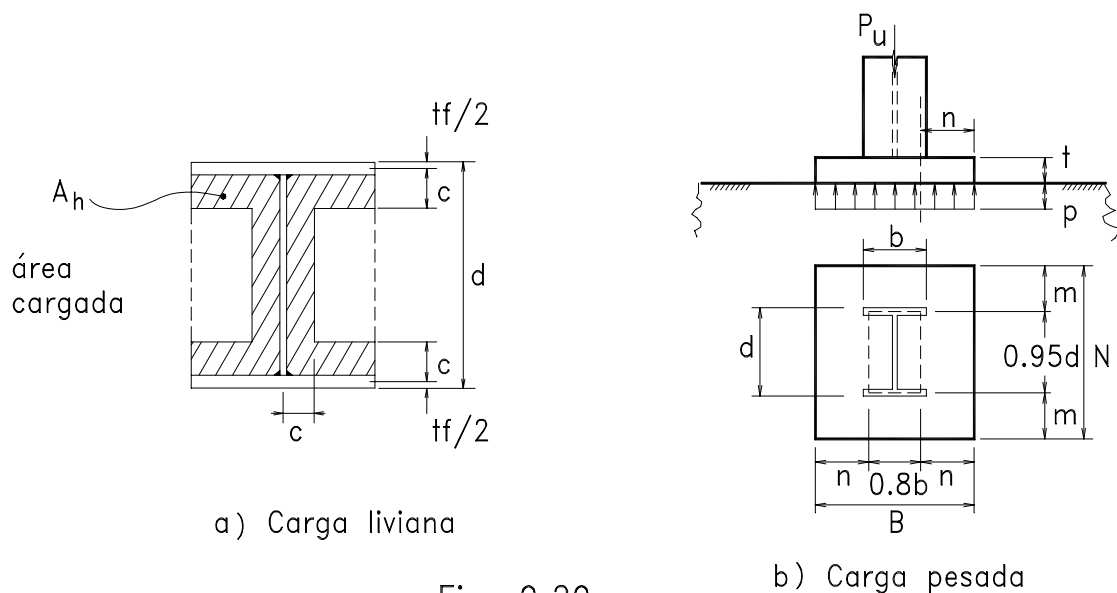


Fig. 9.29

9.7.1 Planchas bajo cargas axiales

El diseño envuelve varias consideraciones:

- El área de la plancha de base depende de la resistencia del concreto.
- El espesor de la plancha es controlado por la resistencia en flexión de la misma. Cuando las dimensiones de la plancha **B** y **N** son relativamente grandes con relación a las dimensiones exteriores del perfil **b** y **d**, existe el enfoque tradicional de diseñar la plancha con voladizos **m** y **n** uniformemente cargados. (Fig. 9.29b)

- c) Para aquellas planchas que reciben cargas de las columnas relativamente pequeñas, las dimensiones B y N pueden resultar menores de las dimensiones **b** y **d** por lo que se deben tratar como planchas cuyas mínimas dimensiones serán $B = b$ y $N = d$, cargadas uniformemente sobre un área de forma H como se ve en la figura anterior.

AISC-LRFD establece para el **concreto, en su Sección D-J9** que:

$$\phi_c P_p \geq P_u$$

- 1) Si el área del apoyo de concreto está cubierta completamente por la plancha:

$$P_p = 0.85 f'_c A_1 \quad A_1 = A_2 \quad (\alpha)$$

- 2) Si el área de la plancha A1 es **menor** que la superficie de concreto sobre la que descansa, A2, que sea geométricamente similar y concéntricamente cargada:

$$P_p = 0.85 f'_c A_1 \sqrt{A_2 / A_1} \leq 0.85 f'_c (2 A_1) \quad A_1 < A_2 \quad (\beta)$$

donde

$\phi_c = 0.60$ para el concreto;

f'_c resistencia del mismo a los 28 días.

P_p Resistencia Nominal del concreto contra el aplastamiento de la plancha.

A_1 = Área de la plancha; A_2 = área del pedestal o zapata.

- Cuando se emplea el método del cantiliver, se supone el área bajo la plancha uniformemente cargada y el momento factorizado en las secciones es:

$$M_u = (P_u/B.N) * (N.n^2/2) \text{ (en la sección paralela al alma de la columna)}$$

$$M_u = (P_u/B.N) * (B.m^2/2) \quad \text{(en la sección paralela a las alas de la columna)}$$

El estado límite de fluencia para la sección de la plancha requiere:

$$\phi_b M_n \geq M_u$$

donde

$$\phi_b M_n = \phi_b M_p = \phi_b Z F_y = 0.9(N.t^2/4) F_y \quad \text{ó} \quad 0.9(B.t^2/4) F_y$$

Igualando $\phi_b M_n$ a M_u y resolviendo para:

$$t = \sqrt{\frac{2 P_u n^2}{B N \phi_b F_y}} \quad t = \sqrt{\frac{2 P_u m^2}{B N \phi_b F_y}}$$

el mayor de **m** o **n** controlará el espesor de **t** de la plancha.

- Cuando se tiene una plancha que sólo necesita $b \times d$ (Ver Fig. 9.29a), se debe emplear el **Método de las líneas de fluencia**, semi-empírico, que consiste en suponer que el área cargada (achurada en la figura de la página anterior tiene un cantiliver que, de acuerdo al Manual LRFD del AISC se denomina c y reemplaza a m (ó n):

$$c = 1/4 (d + b_f - t_f - \sqrt{(d + b_f - t_f)^2 - 4 (A_h - b_f t_f) })$$

Adicionalmente, P_u se reemplaza por la porción de la carga P_o directamente debajo de la columna.

$$P_o = P_u (b_f d) / (B.N)$$

Por último, el área requerida A_h del superficie de forma H, se calcula de la expresión (β) donde A_1 se considera: $b_f d$

EJEMPLO 9.4

Diseñar la *plancha de apoyo* para la columna CS200x50 de un edificio, cargada axialmente para las condiciones siguientes:

Carga muerta = 20 t; carga viva = 40 t y carga de sismo = 10 t

Acero para la plancha con $F_y = 2530 \text{ kg/cm}^2$. Zapata de concreto armado de 1.50 m x 1.50 m con concreto de $f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$.

SOLUCION

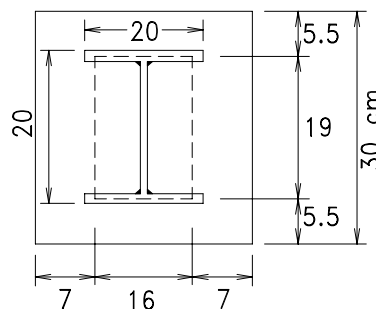


Fig. 9.30

a) Determinación de la carga factorizada:

$$\begin{aligned} \text{A4.1} & : 1.4D \\ & = 1.4 \cdot 20 = 28 \text{ t} \\ \text{A4.2} & : 1.2D + 1.6L \\ & = 1.2 \cdot 20 + 1.6 \cdot 40 = 88 \text{ t} \\ \text{A4.5} & : 1.2D + 1.5E + 0.5L \\ & = 1.2 \cdot 20 + 1.5 \cdot 10 + 0.5 \cdot 40 = 59 \text{ t} \\ \text{A4.6} & : 0.9D - 1.5E \\ & = 0.9 \cdot 20 - 1.5 \cdot 10 = 3 \text{ t} \end{aligned}$$

La máxima carga factorizada para la columna es:

$$P_u = 88 \text{ t}$$

b) Determinación de la plancha de apoyo:

$$\text{Como tanteo: } A_1 = 88 / 0.6(0.85 \cdot 0.21) = 821 \text{ cm}^2$$

$$B = 30 \text{ cm; } N = 30 \text{ cm.}$$

$A_1 < A_2$ por lo tanto:

$$\phi_c P_p = 0.6 * 0.85 * 0.21 * 900 \sqrt{22500 / 900} = 481.8 \text{ t}$$

$$\leq 0.6 * 0.85 * 0.21 * (2 * 900) = 192.6 \text{ t} > P_u \text{ O.K!}$$

Use: $B = N = 30 \text{ cm}$.

Columna CS200x50 tiene como dimensiones: $b_f \cong d = 20 \text{ cm}$;

luego: $0.80 b_f = 0.80 * 20 = 16 \text{ cm}$; $0.95 d = 0.95 * 20 \text{ cm} = 19 \text{ cm}$.

Por lo tanto: $n = (30 - 16) / 2 = 7 \text{ cm}$

$$t = \sqrt{\frac{2 * 88 * 7^2}{30 * 30 * 0.9 * 2.53}} = 2.05 \text{ cm};$$

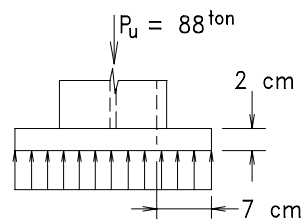


Fig. 9.31

usar $t = 2 \text{ cm}$.

Usar: Plancha de 300x300x20

EJEMPLO 9.5

El mismo Ejemplo, pero la carga factorizada es: $P_u = 30 \text{ t}$

SOLUCION

Tanteo: $A_1 = 30 / (0.6 * 0.85 * 0.21) = 281 \text{ cm}^2 = 17 \times 17 \text{ cm}$ Usar: $B = N = 22 \text{ cm} > 20 \text{ cm}$;

$$\sqrt{A_2 / A_1} = \sqrt{150^2 / 22^2} = 6.8 > 2$$

considere, entonces, $\sqrt{A_2 / A_1} = 2$

$$P_o = 30 (20 * 20) / (22 * 22) = 24.73 \text{ t}$$

$$A_h = \frac{24.73}{0.6 * 0.85 * 0.21 * (2)} = 115 \text{ cm}^2$$

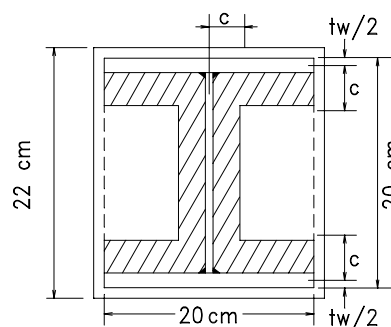


Fig. 9.32

$$c = 1/4 (20 + 20 - 1.25 - \sqrt{(20 + 20 - 1.25)^2 - 4 (115 - 20 * 1.25)})$$

$$c = 1.24 \text{ cm}; \quad t = \sqrt{\frac{2 * 24.73 * 1.24^2}{115 * 0.9 * 2.53}} = 0.54 \text{ cm} \quad \text{Use plancha: } \underline{220 \times 220 \times 6.4 \text{ mm}}$$

9.8 PERNOS DE ANCLAJE

Para asegurar la plancha de apoyo de las columnas a la cimentación es necesario emplear Pernos de anclaje que son varillas lisas con extremos roscados. Un tipo de pernos de anclaje muy usado es el que se muestra en la figura siguiente, con rosca gruesa en el extremo embebido. Shipp y Haninger en el AISC Engineering Journal, Second Quarter de 1983, tratan sobre este tema.

Por otro lado se sabe que, para columnas cargadas axialmente, se pueden presentar acciones de compresión y corte o acciones de tracción y corte.

Para el caso del corte se emplean las llamadas Llaves de Corte que se sueldan a la parte inferior de las planchas de apoyo: Si H_u es la acción del corte, ésta no debe exceder la resistencia del concreto alrededor de la Llave de Corte:

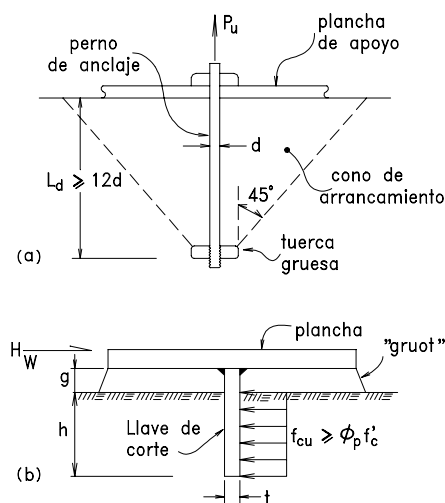


Fig. 9.33

$$\text{Así } f_{cu} = H_u / l \cdot h \leq \phi_p f'_c$$

donde

$$\phi_p = 0.60$$

f'_c Resistencia del concreto

l Ancho de la plancha

Por otro lado la resistencia a la flexión de esta plancha es:

$$\phi_b M_n = Z \phi_b F_y = l \cdot t^2 / 4 * (\phi_b F_y)$$

que debe ser mayor o igual al momento que ejerce el corte H_u sobre la Llave de corte:

$$H_u (g + h/2).$$

$$\text{Igualando y despejando: } H_u \leq \frac{\phi F_y t^2 \cdot l}{4 (g + h / 2)}$$

Los pernos de anclaje, entonces, solamente son diseñados para Tracción, ya que la Llave de Corte se encarga de H_u .

Para el tipo de Perno de anclaje que se recomienda siempre que sea de Acero A36 o A307 y cuyo detalle se da en la Fig. 9.33(a) se debe cumplir con los siguientes requerimientos, para que sean confiables:

- Concreto con resistencia $f'_c \geq 210 \text{ kg/cm}^2$
- La distancia entre los mismos no debe ser menor a $15d$, para evitar la interferencia entre los conos de arrancamiento de los pernos de anclaje en tracción.

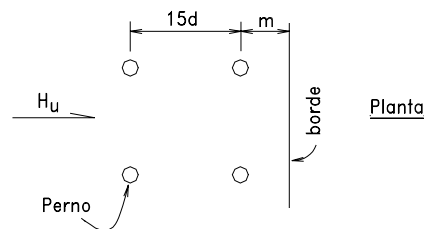


Fig. 9.34

- La distancia al borde cercano de la cimentación (m), perpendicular a la dirección del corte, cuando no se emplean llaves de corte, será mayor a $12d$.
- Para no recortar el cono de arrancamiento que se opone a la fuerza de tracción del perno, la distancia al borde más cercano de la cimentación, no será menor a $5d$ ni 10 cm .
- Si se cumple con todo lo anterior, la longitud de anclaje del perno puede ser: $L_d = 12d$

EJEMPLO 9.6

Determinar los Pernos de Anclaje para la Plancha de Apoyo de la Columna A2 del Ejemplo Práctico, diseño del Edificio desarrollado en los Capítulos 7 y 8.

Calidad del concreto de la cimentación: $f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$.

Emplear Llave de corte y Pernos de Anclaje tipo Pernos con Tuerca embebida de acero A36 para la tracción.

SOLUCION

En la Fig. 9.35 se muestra la plancha de apoyo con las condiciones de cargas factorizadas.

Combinación A4.6:

- Condición a:
Sismo en dirección del eje 2
 $P_u = 8.08 \text{ t}$ (hacia arriba)
 $H_u = 32.6 \text{ t}$
- Condición b:
Sismo en la dirección eje A
 $P_u = 72 \text{ t}$ (hacia abajo)
 $H_u = 8.53 \text{ t}$

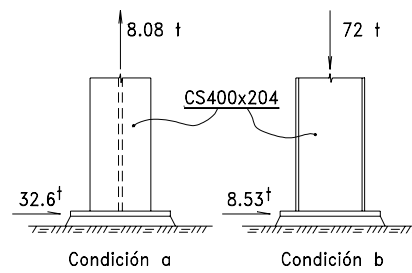


Fig. 9.35

Llave de Corte: (ver Fig. 9.36(b))

$h.l = H_u / (\phi_p f'_c) = 32.6 / (0.6 \cdot 0.21) = 259 \text{ cm}^2$;
suponiendo $l = 25 \text{ cm}$, se tiene $h = 10 \text{ cm}$.

Usando plancha de $1.3/4"$ ($t = 4.375 \text{ cm}$)

$$H_u = 4.375^2 / \frac{0.9 \cdot 2.53}{(2.5 + 10 / 2)} \cdot 25 = 36.3 \text{ t} > 32.6 \text{ t}$$

Usar plancha de: $1.3/4" \times 250 \times 100$

Pernos de Anclaje:

$$P_u = 8.08 / 4 = 2.02 \text{ t}$$

Usando 4 pernos de $1/2"$

Debe verificarse el estado límite por

Fluencia:

$$\phi R_n = 0.9 \cdot 1.25 \cdot 2.53 = 2.84 \text{ t} \quad \phi R_n = 2.84 \text{ t} > 2.02 \text{ O.K!}$$

Debe verificarse el estado límite por

fractura en la zona roscada:

$$\phi R_n = 0.75 \cdot 0.75 \cdot 1.25 \cdot 4.08 \quad \phi R_n = 2.87 \text{ t} \text{ O.K!}$$

Distancia entre pernos: $15 \cdot 1.25 = 18.8 \text{ cm} \approx 20 \text{ cm}$; y 25 cm en la otra dirección

Longitud del perno: $12 \cdot 1.25 = 15 \text{ cm} = 20 \text{ cm}$

Ver disposición de los pernos y la Llave de anclaje en la Fig. 9.36.

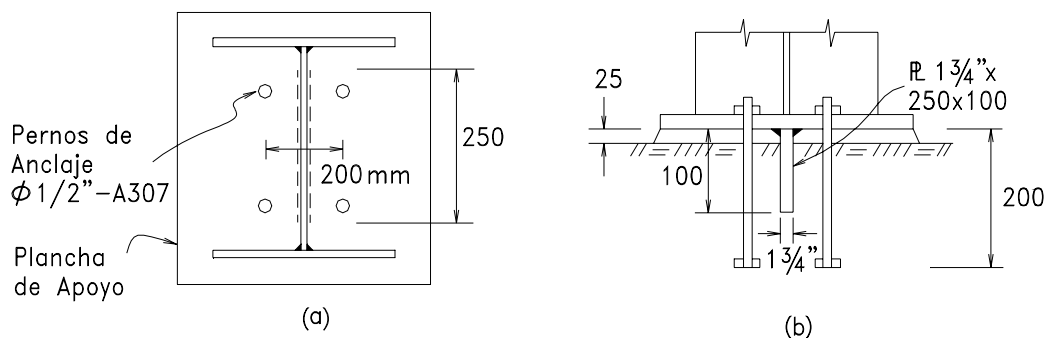


Fig. 9.36

9.8.1 Apoyo con pernos de anclaje sujetos a esfuerzos de corte y tracción combinados (sin llave de corte)

Cuando no se emplean llaves de corte, se confía en los pernos de anclaje con tuerca en el extremo embebido en el concreto como se muestra en la Fig. 9.37 para soportar tracción y corte simultáneo. Las tuercas embebidas proporcionan un resalte de soporte para el empotramiento del perno en el concreto, aumentando así la resistencia de los anclajes contra el arrancamiento.

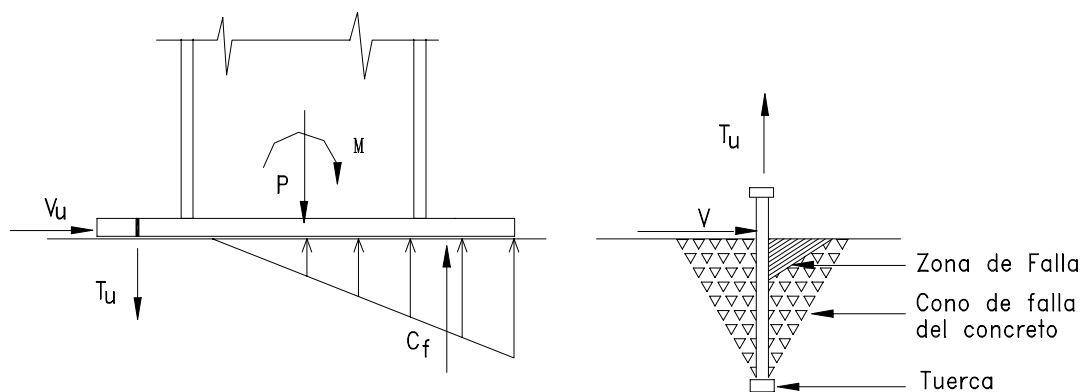


Fig. 9.37 Apoyo con pernos de tuerca embebida

Los pernos de anclaje con tuerca embebida son colocados antes que se vacie el concreto o se insertan mientras el concreto aún está fresco.

La ductilidad del perno de anclaje se puede asegurar causando un mecanismo de falla, tal que el perno de anclaje fluya antes que se exceda la tracción en el cono de arrancamiento del concreto. Esto se consigue cuidando que la resistencia del "cono de falla del concreto" U_p , sea mayor o iguale a la fuerza mínima de tracción $A_t F_y$ del perno de anclaje.

El procedimiento de diseño que se presenta es aplicable, generalmente, a cualquier número de pernos o resistencia de concreto. Sin embargo, los siguientes materiales se consideran representativos para desarrollar los valores del diseño. Los materiales del perno de anclaje que se usan son: ASTM A36, A307 (Grado B) y A325. Se supone que el concreto tiene un esfuerzo mínimo de ruptura a los 28 días de $f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$. Los pernos de anclaje son barras de acero lisas, roscadas en su extremo, con una tuerca hexagonal pesada embebida en el concreto.

Muchos autores han presentado datos y ecuaciones de interacción para dar cuenta de los efectos combinados de tracción y corte. El área total requerida de acero del perno de anclaje considera el efecto de tracción y corte combinados. El efecto combinado hace que la fuerza de corte V cause una falla cerca de la superficie del concreto y se convierta entonces, en una carga de tracción adicional debida al fenómeno de fricción por corte. Este fenómeno es similar

a lo que ocurre en el refuerzo de los braquetes de concreto armado. La resistencia del perno de anclaje debe ser mayor o igual a la tracción combinada efectiva (T) en la que se incluyen los efectos de cargas de corte V, como se indica a continuación:

$$A_t F_y \geq T$$

donde

$A_t F_y$ Resistencia del diseño nominal igual al producto del área del perno A_t por la resistencia mínima del acero. (ver Tabla 9.2 en la Pag. 9-41)

T Tracción combinada efectiva, $T = C V_u + T_u$

C Coeficiente de corte, igual a la inversa del valor de la fricción de corte. ($C = 1.85$)

V_u, T_u Esfuerzos de corte y tracción últimos aplicados al perno.

Como parámetros adicionales se deben considerar la distancia entre pernos y la distancia de éstos a los bordes del concreto.

Ver las Tablas 9.1a y 9.1b (Pag. 9-40) para un resumen de la clasificación de los pernos de anclaje y de criterios para su diseño. Nótese que los pernos de anclaje son definidos como tipos: A, B, C y D, que se describen en los párrafos siguientes.

PERNOS DE ANCLAJE TIPO A

Los pernos de anclaje son clasificados como Tipo A, o aislados, o sin interferencia de conos, cuando: (Ver Fig. 9.38)

- La distancia al perno más cercano (r), es mayor o igual al espaciamiento mínimo (r_m) como se especifica en la Tabla 9.1b, (no hay interferencia entre los conos de arrancamiento).
- La distancia del borde más cercano (m) es mayor o igual a la distancia de borde mínima para corte (m_v) como se indica en la Tabla 9.1a.

Asimismo: $m_v > r_m/2$ y $m_v > m_t$ M_t (Ver Tabla 9.1)

- La profundidad de empotramiento del perno es mayor o igual a L_d que se indica en la Tabla 9.1b.

El tamaño de los pernos de anclaje Tipo A se seleccionan de manera que la carga de diseño T no exceda los valores básicos de la resistencia nominal de diseño $A_t F_y$ de la Tabla 9.2.

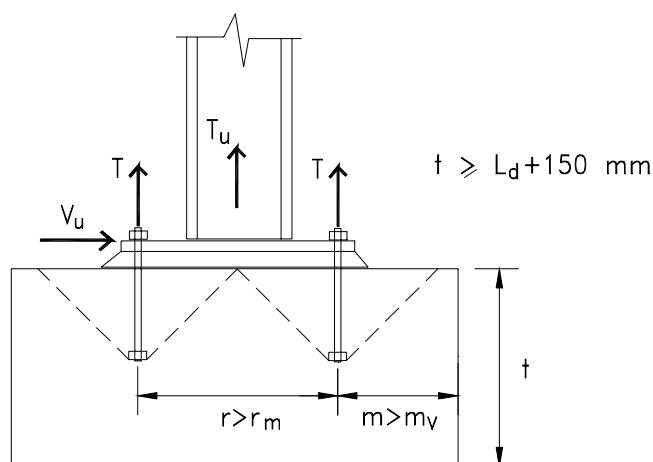


Fig. 9.38 Pernos de Anclaje Tipo A

PERNOS DE ANCLAJE TIPO B

Los pernos de anclaje se clasifican como "Tipo B" (Ver Fig. 9.39), con reforzamiento por corte, cuando:

- La distancia al perno más cercano (r) es mayor o igual que r_m .
- La distancia al borde más cercano (m) es mayor o igual a $r_m/2$ pero ocurre que es menor que m_v . Asimismo es necesario que $r_m/2 > m_t$.
- La profundidad del empotramiento del perno es mayor o igual a L_d .

El diámetro de los pernos de anclaje Tipo B se seleccionan como en el caso de los pernos de anclaje de Tipo A. Además, será necesario un refuerzo por corte A_{sv} que se proporciona a ambos lados de cualquier plano crítico de falla potencial (ver Fig. 9-39). El área total de acero de reforzamiento de corte horizontal A_{sv} se determina como sigue:

$$A_{sv} = \frac{F_y \cdot A_t}{C F_{yr} \cos 45^\circ}$$

Donde F_y es el punto de fluencia mínimo del acero del perno, F_{yr} es el esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo adicionado y A_t es el área del vástago.

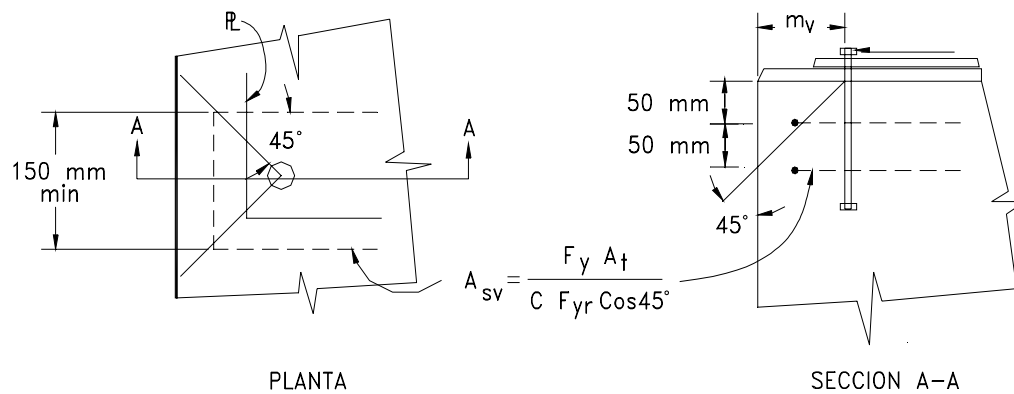


Fig. 9.39 Pernos de Anclaje Tipo B

PERNOS DE ANCLAJE TIPO C

Los pernos de anclaje se clasifican como del Tipo C, con refuerzo de corte más consideraciones al cono de falla, cuando se tiene lo siguiente: (ver Fig. 9-40)

- El espaciamiento al perno más cercano (r) es menor r_m .
- La distancia al borde más cercano (m) es mayor o igual a m_t y menor que m_v . Asimismo es necesario que $m_t < r_m/2$
- La profundidad del empotramiento del perno debe determinarse considerando el efecto de los conos de arrancamiento por tracción en la zona del concreto de cubierta.

Nota: $L_d(\text{requerido}) \geq L_d$ de la Tabla 9.1b.

- Bajo ninguna condición la distancia del borde al perno más cercano será menor que m_t ó 100 mm.

El tamaño de los pernos de anclaje Tipo C se seleccionan como en los pernos de anclaje Tipo A. La resistencia de los conos de arrancamiento del concreto en la zona de los pernos se calcula como sigue: (Ver Fig. 9.40)

- Primero se calcula el área efectiva de esfuerzo de tracción en el cono de arrancamiento del concreto A_e basada en r , m y una profundidad de empotramiento supuesta mayor que L_d . El área efectiva para el esfuerzo de tracción en el concreto A_e , es el área proyectada a un plano horizontal por el cono formado por la intersección entre líneas de 45 grados que se

irradian desde el borde de la tuerca embebida del perno y la superficie exterior del concreto sobre el cual actúan las cargas que se aplican. Cuando hay varios pernos cuyos conos de arrancamiento se interceptan, como es el caso de la Fig. 9.40, el área efectiva A_e sería la suma de cuatro sectores circulares más una estrella central.

- Luego, se calcula la fuerza de arrancamiento (U_p)

$$U_p = 1.065 \beta \sqrt{f_c'} A_e$$

U_p debe ser mayor a $A_t F_y$

donde $1.065 \beta \sqrt{f_c'}$ es la resistencia de tracción en el concreto a ser aplicada sobre el área efectiva A_e . $\beta = 0.65$

- Nótese que U_p debe ser mayor o igual que la resistencia de tracción especificada mínima ($A_t F_y$) del perno de anclaje estandar tal como se indica en Tabla 9.2. Si U_p es menor que $A_t F_y$, se incrementa la profundidad de empotramiento del perno hasta que se cumpla con U_p .

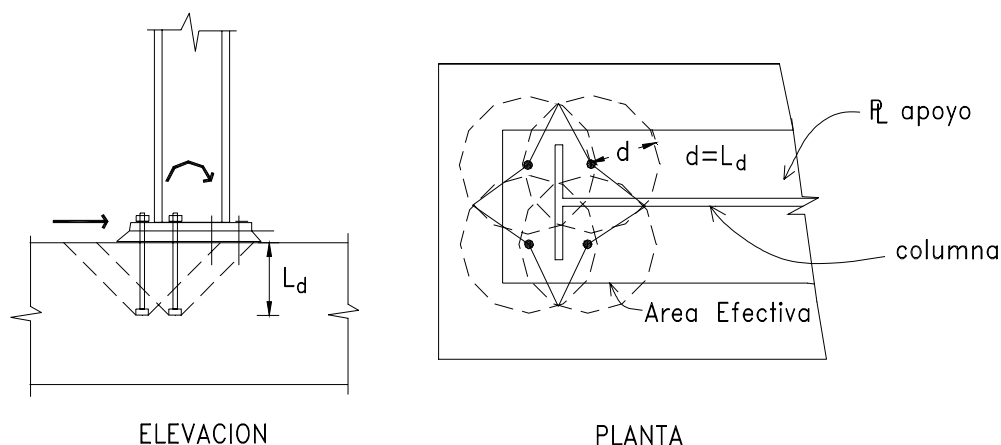


Fig. 9.40 Pernos de Anclaje Tipo C

PERNOS DE ANCLAJE TIPO D

Los pernos de anclaje se clasifican como Tipo D o de traslape de conos de tracción, cuando ocurre lo siguiente:

- El espaciamiento al perno más cercano (r) es menor que r_m .
- La distancia al borde más cercano (m) es mayor o igual que m_t y menor que $r_m/2$.
- La profundidad del perno requerido es mayor o igual que L_d .

El área proyectada de los conos de esfuerzo de arrancamiento del concreto se sobreponen, y entonces el mecanismo de falla es controlado por el refuerzo del concreto más que por el rendimiento de los conos de arrancamiento alrededor de los pernos de anclaje. Tal situación se presentan comunmente en pilares de concreto.

El tamaño de los pernos de anclaje Tipo D se selecciona como se hace con los pernos de anclaje Tipo A. El refuerzo de corte es proporcionado como en el caso de pernos de anclaje Tipo B. El refuerzo de tracción en el concreto adicional se proporciona como sigue:

- El área total de refuerzo por tracción A_{st} como es determinado por la siguiente ecuación :

$$A_{st} = n A_t \cdot F_y / F_{yr}$$

donde

n número total de pernos que están en el grupo de pernos.

F_{yr} es el esfuerzo de fluencia mínimo del acero de refuerzo.

- El refuerzo de tracción adicional A_{st} sera colocado concéntricamente.

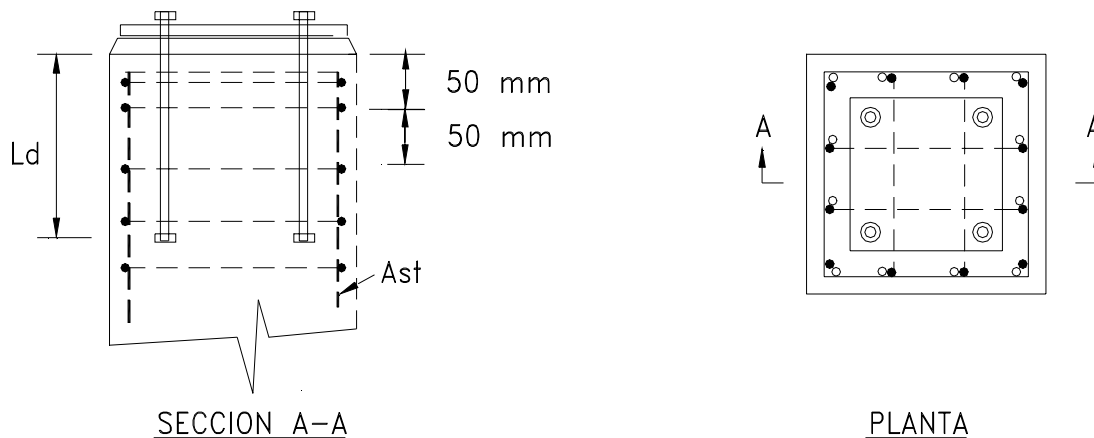


Fig. 9.41

Tabla 9.1a Tipos de Pernos de Anclaje

Tipo	Descripción	Espaciamiento entre pernos r	Distancia al borde m	Comentario
A	Aislado	$r \geq r_m$	$m \geq m_v$	$m_v > r_m/2$, $m_v > m_t$
B	Con refuerzo de corte solamente	$r \geq r_m$	$r_m/2 < m < m_v$	$r_m/2 > m_t$
C	Refuerzo de corte mas consideraciones de cono	$r < r_m$	$m_t < m < m_v$	$m_t < r_m/2$
D	Refuerzo por tracción	$r < r_m$	$m_t < m < r_m/2$	Pilares de concreto

Tabla 9.1b Valores para L_d , r_m , m_v , m_t

Tipo de perno (ASTM)	Longitud de Anclaje L_d	Espaciamiento mínimo entre pernos r_m	Mínima distancia de borde por corte m_v	Mínima distancia de borde por tracción m_t
A307	12 d	16 d	12 d	5 d o 4" min.
A325	17 d	24 d	17 d	5 d o 4" min.

Tabla 9.2 Diseño de Pernos de Anclaje

Diámetro del perno	Area del vástago	$A_t \cdot F_y$
d (in)	A_t (cm ²)	(en toneladas)
1/2	0.950	2.40
5/8	1.484	3.75
3/4	2.137	5.41
7/8	2.909	7.36
1	3.800	9.61
1 1/8	4.809	12.17
1 1/4	5.937	15.02
1 3/8	7.185	18.18
1 1/2	8.550	21.63
1 3/4	11.638	29.44
2	15.201	38.45
2 1/4	19.239	48.67

Nota: Para pernos A307, $F_y = 2.53 \text{ t/cm}^2$

EJEMPLO 9.7

Se requiere apoyar la costilla, sección cajón, de una escalera metálica al costado de una viga de concreto armado. El análisis muestra los efectos de las cargas factorizadas en la Fig. 9.42a.

Se pide el diseño de la plancha de apoyo y pernos.

$F_y = 2530 \text{ kg/cm}^2$, $F_{yr} = 4200 \text{ kg/cm}^2$ (acero de refuerzo en concreto armado)

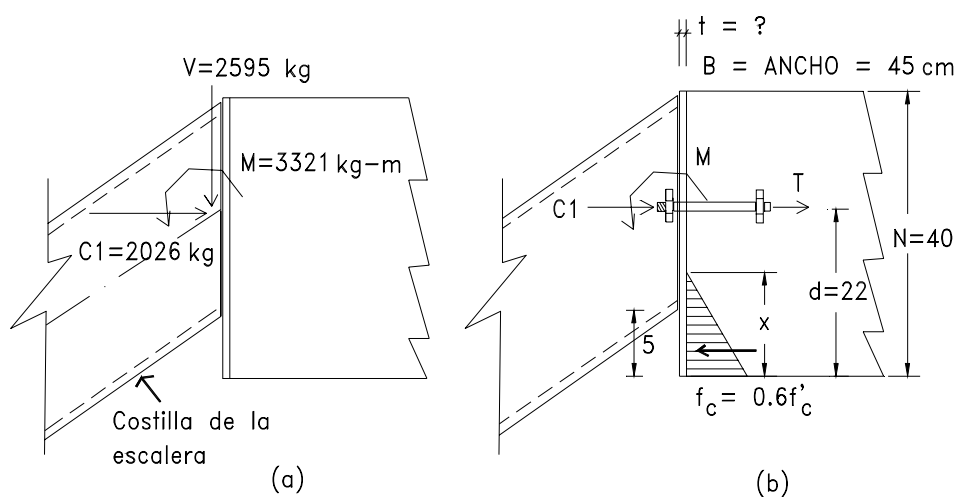


Fig. 9.42 Detalle del apoyo superior

SOLUCION

Por equilibrio: (ver Fig. 9.42b)

$$C1 + T = f_c \cdot B \cdot x / 2 \quad B = \text{ancho de la plancha de apoyo} = 45 \text{ cm}$$

$$(C1 + T) d = M + f_c \cdot B \cdot x^2 / 6$$

$$T = f_c \cdot B \cdot x / 2 - C1$$

$$(f_c \cdot B / 6) x^2 - (f_c \cdot B \cdot d / 2) x + M = 0$$

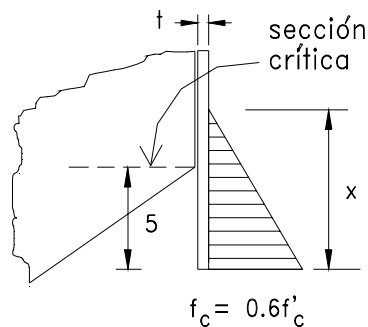
$$f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2 \quad f_c = 0.6 f'_c$$

Reemplazando datos y resolviendo se obtiene: $x = 5.84 \text{ cm}$ $T = 14535 \text{ kg}$

Diseño de plancha de apoyo

En la sección crítica de la plancha de apoyo:

$M_u = 50625 \text{ kg-cm}$, $B = 45 \text{ cm}$, $N = 40 \text{ cm}$



$$\phi M_n = \phi Z F_y \quad Z = B t^2 / 4 = 11.25 t^2$$

$$\phi M_n = 0.9 \cdot 11.25 \cdot 2530 \cdot t^2 = 50625 \text{ kg-cm}$$

$$t = 1.41 \text{ cm, usar plancha de } 5/8''$$

Determinación de Pernos de Anclaje

Considerando un perno en cada lado, se tiene:

$$T_u = 14535 / 2 = 7267 \text{ kg} = 7.27 \text{ t} \quad V_u = 1.3 \text{ t por perno}$$

$$\text{Entonces: } T = T_u + C V_u \quad \text{donde } C = 1.85$$

$$T = 7.27 + 1.85 \cdot 1.3 = 9.67 \text{ t}$$

entrando en la Tabla 9.2, se obtiene el diámetro requerido: Perno A307 $\varnothing 1''$

De la Tabla 9.1b: $m_v = 30 \text{ cm}$, $m_t = 12.7 \text{ cm}$, $r_m = 41 \text{ cm}$, $L_d = 30 \text{ cm}$

Se han colocado los pernos como se indica en la Figs. 9.42, 9.43 y 9.44

Se tiene: $m = d = 22 \text{ cm}$, $r = 30 \text{ cm}$

9.8 PERNOS DE ANCLAJE

9 - 43

Como: $r < r_m$, $m_t < m < m_v$, entonces el tipo de perno es C (ver Tabla 9.1a)

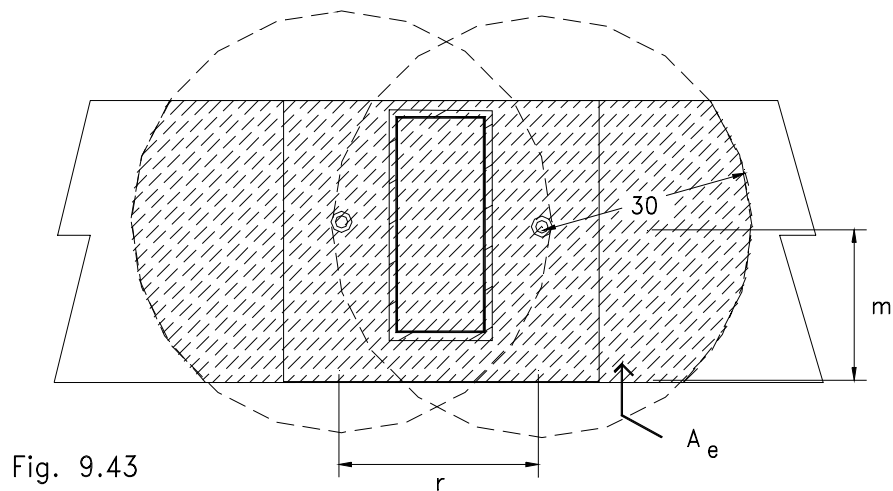


Fig. 9.43

En área efectiva (área sombreada) en 3458 cm^2

$$U_p = 1.065 \beta \sqrt{f'_c} A_e \geq F_y A_t = 1.065 * 0.65 * (210)^{0.5} * 3458 = 34689 \text{ kg}$$

$$n \cdot F_t \cdot A_t = 2 * 9918 = 19836 \text{ kg} \leq U_p \text{ OK}$$

Cálculo del refuerzo por corte

$$A_{sv} = \frac{F_y \cdot A_t}{C F_{yr} \cos 45^\circ} = \frac{9918}{1.85 * 4200 * 0.707} = 1.8 \text{ cm}^2, \text{ Usar } 2 \text{ } \varnothing 1/2'' \text{ en U}$$

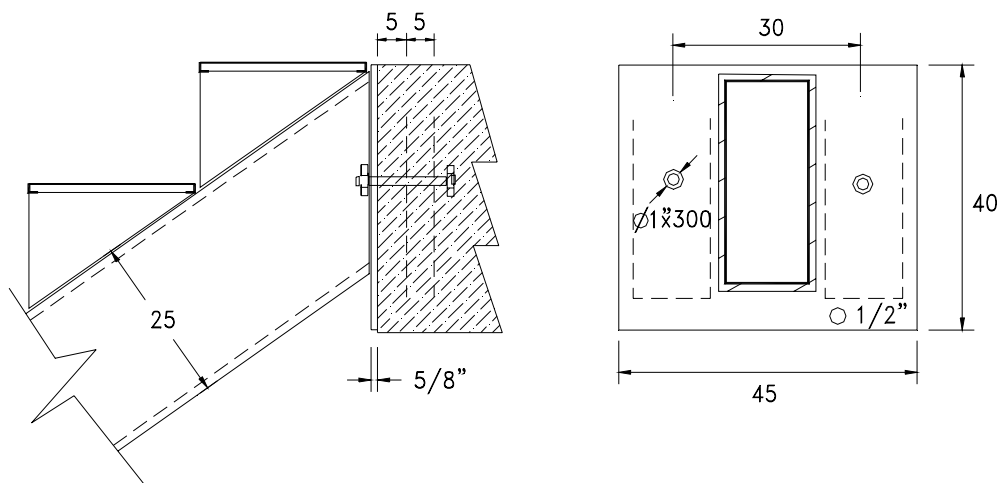


Fig. 9.44 Detalle del apoyo

9.9 CONEXIONES SOLDADAS EN ARMADURAS

A continuación se presenta un procedimiento para diseñar la unión de elementos del alma con las bridas de las armaduras en las que se emplean como perfiles, ángulos dobles de 4 o menos pulgadas, y cuyos detalles se muestran en la figura que sigue:

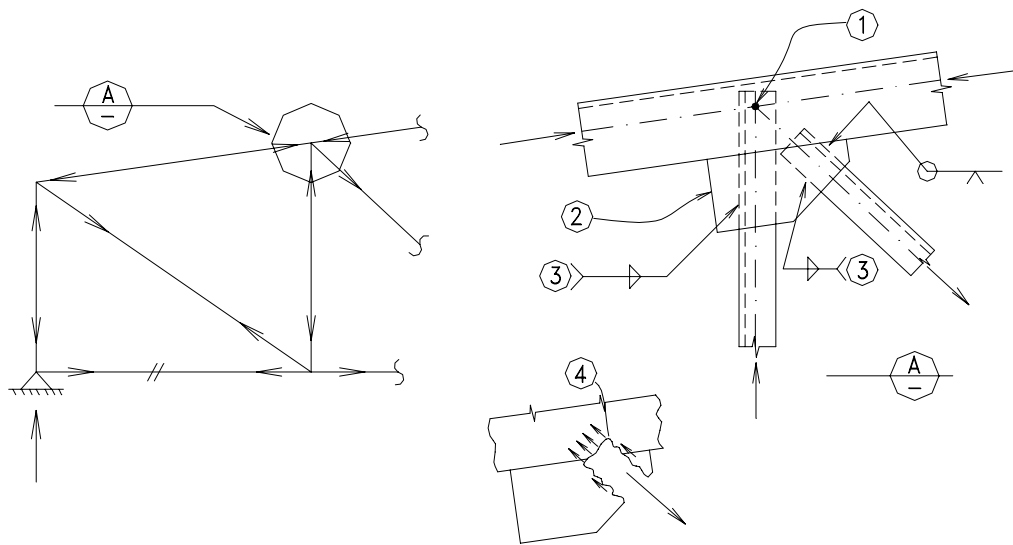


Fig. 9.45

- 1- Los centros de los elementos deben concurrir a un sólo punto, para no tener cualquier excentricidad y evitar, por consiguiente, momentos flectores no deseados en los elementos que concurren a un nudo en una armadura.
- 2- Hacer uso de cartelas, planchas del mismo espesor de las bridas, para ampliar el tramo en contacto entre los elementos del alma (diagonales y montantes) y las bridas. Es adecuado usar soldaduras acanaladas del mismo espesor de las cartelas. Así se asegura una verdadera ampliación del lado del ángulo de la brida. Esta soldadura debe ser verificada para resistir la diferencia de las fuerzas entre los elementos de las bridas. Las demás dimensiones de la cartela resultan de las longitudes de desarrollo de las soldaduras de filete que unen las diagonales y montantes con la cartela.

3- Determinar la longitud de desarrollo de los cordones de soldadura para resistir las fuerzas en las diagonales y montantes. Los cordones deben tener una longitud mínima igual al lado del ángulo. El tamaño de la soldadura debe cumplir con los tamaños mínimos y máximos que el grueso de los ángulos requiere.

4.- Verificar el bloque de corte para la cartela que formaría el elemento en tracción que concurre al nudo.

EJEMPLO 9.7

Diseñar el nudo B de la armadura mostrada en la figura.
Los perfiles son de acero A36 y los electrodos E60XX.

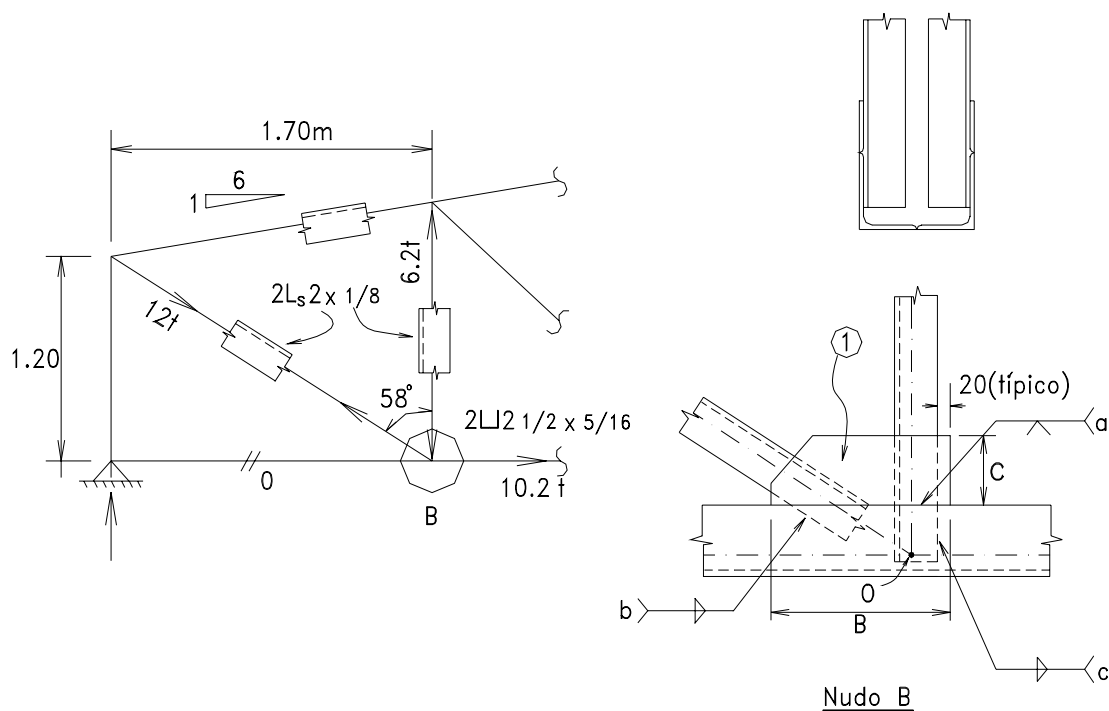


Fig. 9.46

SOLUCION

1. Ejes se encuentran en Punto O.
2. Cartela 1: Plancha de 8 mm (5/16").

3. Soldadura a: Acanalada de penetración total y longitud B.

$$\text{Mínimo B: } \frac{10.2 / 2}{0.6 * 4.08} = 2.1 \text{ cm. que no tiene significado práctico.}$$

B será determinado posteriormente.

4. Soldadura b: $w_s = 3 \text{ mm}$

$$\phi R_{nw} = 0.412 \text{ t/cm.} \quad l_s = 12 / (2 * 0.412) = 14.6 \text{ cm}$$

Sea 20 cm, 10 a cada lado del ángulo diagonal.

Ya sea a escala o por relaciones de geometría, se determinan las dimensiones B y C para desarrollar la soldadura de la diagonal. Ver figura adjunta.

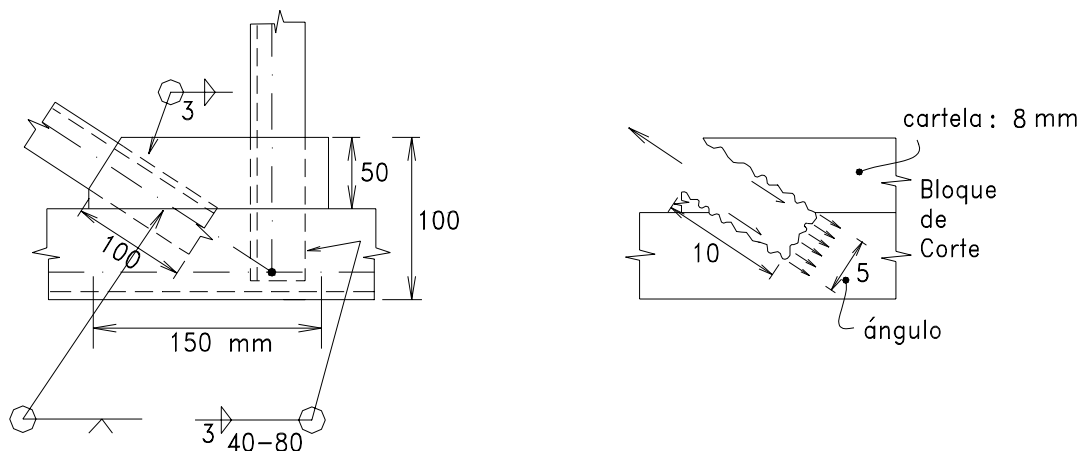


Fig. 9.47

5. Soldadura c : $w_s = 3 \text{ mm}$.

Longitud disponible para la soldadura = $4 * 10 = 40 \text{ cm}$.

Esfuerzo aplicado sobre un cm de soldadura:

$$6.2 / 40 = 0.155 \text{ t/cm.}$$

Si se usa el tamaño mínimo de soldadura:

$$\phi R_{nw} = 0.412 \text{ t/cm.}$$

Se puede emplear soldadura de filete intermitente: 40 mm cada 80 mm, con un esfuerzo de:

$$0.31 \text{ t/cm} < 0.412 \text{ t/cm.}$$

Bloque de corte: (en la cartela)

$$\phi P_n = 2 * 0.75 * 0.8 (4.08 * 5 + 0.6 * 2.53 * 2 * 10) = 60.91 \text{ t}$$

$$\phi P_n = 2 * 0.75 * 0.8 (0.6 * 4.08 * 2 * 10 + 2.53 * 5) = 73.79 \text{ t Controla!}$$

Mayor que la carga aplicada en la diagonal = 12 t

Capítulo 10

Construcción Compuesta de Acero y Concreto

10.1 GENERALIDADES

Muchas veces las vigas de acero y las losas de concreto de un piso, se diseñan en base en que los dos materiales actúan independientemente. Esta solución se debe a que se supone que no hay suficiente adherencia entre la viga y el concreto como para asegurar una acción conjunta. Sin embargo, el desarrollo de la soldadura ha permitido el uso de conectores de corte, que se sueldan encima de las vigas, lográndose una unión adecuada entre los dos materiales, originando la llamada Construcción Compuesta de Acero y Concreto.

En este Capítulo sólo se tratará el caso de vigas de acero con losas sólidas sobre el ala superior de los perfiles para miembros en flexión, tal como se muestra en las figuras que siguen. Se presentarán las Especificaciones del Instituto Americano de la Construcción en Acero con el Método de Diseño con Factores de Cargas y Resistencia AISC-LRFD para este tipo de construcción (5).

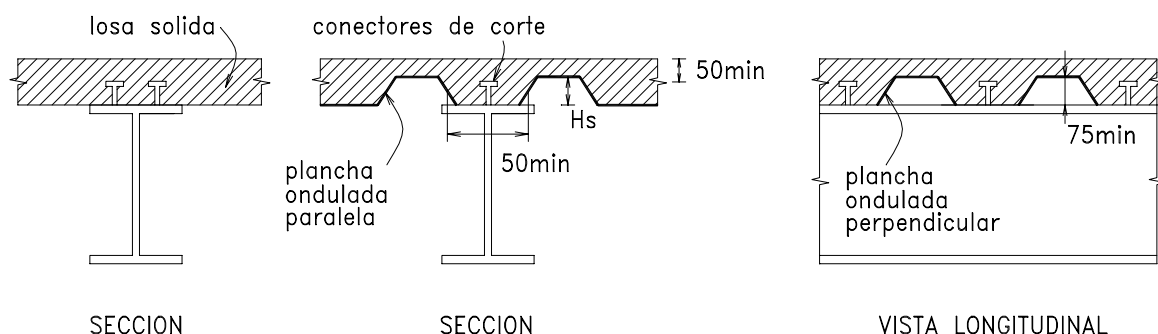


Fig. 10.1

Las Especificaciones AISC-LRFD, cuya primera versión es de 1986, se basa en la filosofía de diseño que plantea que las solicitaciones factorizadas, en la combinación más crítica, no excedan la resistencia de diseño de los miembros de acero; aparecerán, entonces, en el desarrollo de este tema, los criterios que rigen los estados límites y que sirven de comparación entre los efectos de las cargas sobre la construcción compuesta y la resistencia de la misma para su seguridad (5).

Hay casos en que las losas de concreto se vacian sobre planchas onduladas o plegadas de acero (para no usar encofrado de tablas de madera) como se observa en las figuras anteriores. Las ondulaciones pueden ser paralelas o perpendiculares a las vigas. Cuando son paralelas, el comportamiento de la construcción compuesta es el de una viga de acero con una losa de espesor variable; en cambio, en los casos en que las ondulaciones son perpendiculares, se requiere un tratamiento especial.

Retornando al único caso que se trata en este Capítulo, que es el de la viga de acero con losa de concreto armado de espesor constante en la parte superior, sólida, ésta última se apoya en las vigas, es continua y tiene, frecuentemente, luces de 1.50 m a 4.00 m entre vigas paralelas.

En construcción compuesta no es posible aplicar la teoría simple de vigas ya que se trata de dos materiales distintos. Por ello es conveniente, como en el caso de vigas de concreto armado de sección T, suponer un "ancho equivalente" en vez del ancho real de la sección, y en este caso, asimismo, una relación de módulos de elasticidad n entre el acero y el concreto, de tal modo que la teoría de vigas mencionada pueda aplicarse para la denominada "sección transformada". También se aprecia la importancia de usar los conectores de corte con tamaños y en número suficiente como para asegurar que la unión entre el concreto y el acero no se pierda.

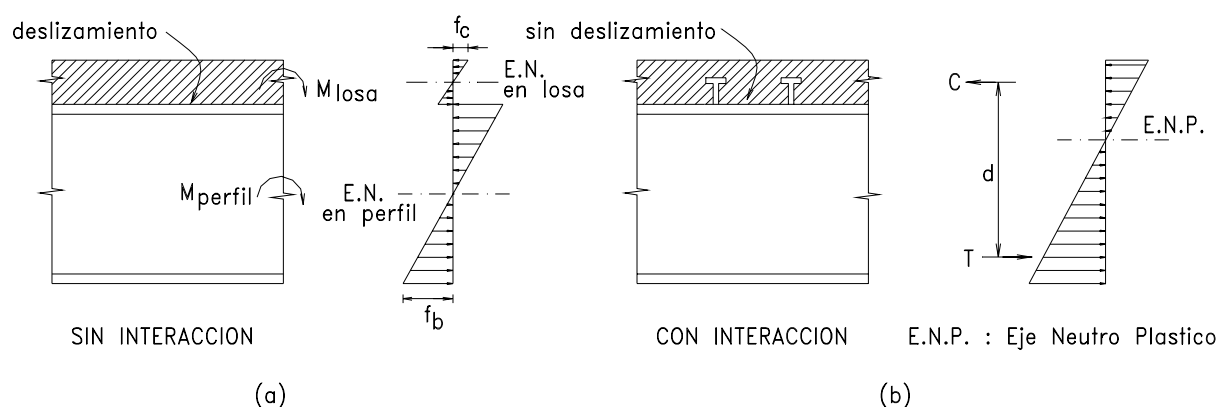


Fig. 10.2

Antes de proseguir se insistirá en la explicación de la "acción compuesta" que se espera en este tipo de construcción y el llamado ancho efectivo.

En la Fig. 10.2a se observa el comportamiento de una sección no compuesta. Se aprecia que la losa, actuando independientemente de la viga de acero, tiene su propia capacidad de tomar momento, lo mismo que el perfil de acero; cada uno de los materiales tiene su propio eje neutro. Hay deslizamiento en la superficie de contacto.

En cambio en Fig. 10.2b, la sección desarrolla la llamada acción compuesta. Como no hay deslizamiento entre ambos materiales se consigue que haya un sólo eje neutro y el diagrama especial de esfuerzos que se aprecia. En otras palabras, la tracción T y compresión C que representan al momento resistente tienen un brazo de palanca amplio y de allí las siguientes ventajas:

- Reducción en el peso de la viga de acero.
- Vigas de acero de menor peralte.
- Mayor rigidez en el piso.
- Se puede desarrollar un claro mayor para un mismo perfil.

Lo anterior induce a pensar que se tendrá una economía para esta solución, a pesar de la necesidad de los conectores de corte. Se puede mejorar aún esta reducción de costos con vigas híbridas manufacturadas con material en las alas con un punto de fluencia F_y mayor que el punto de fluencia F_{yw} del material del alma.

Por otro lado, se debe indicar que existen dos construcciones compuestas, la que emplea puntales de apoyo durante la construcción del piso (con apuntalamiento), y la construcción que no apoya las vigas de acero durante el vaciado del piso (sin apuntalamiento). Ciertamente, en este último caso, los esfuerzos de la carga muerta son resistidos por la viga de acero y luego, la sección compuesta resistirá los esfuerzos de la carga viva, a diferencia del primer tipo de construcción, en que la sección compuesta será la que toma todos los esfuerzos, sean de carga muerta o carga viva.

Hay, en la construcción compuesta en general, una desventaja en las vigas continuas en la zona de momentos negativos, donde la tracción ocurre en la parte superior. En este caso, la losa rajada por la tracción no participa en la rigidez de la viga; sin embargo, en lo que se refiere a la resistencia, se puede resistir la tracción en la parte superior, con barras de acero corrugadas embebidas en el concreto tal como en el caso de concreto armado. Es práctica común no hacer distingo en el momento de inercia entre las zonas de momento positivo y la de momentos negativos, suponiéndose una sección de momento de inercia constante a lo largo de toda la viga.

10.2 ANCHO EFECTIVO COLABORANTE EN LA CONSTRUCCION COMPUESTA

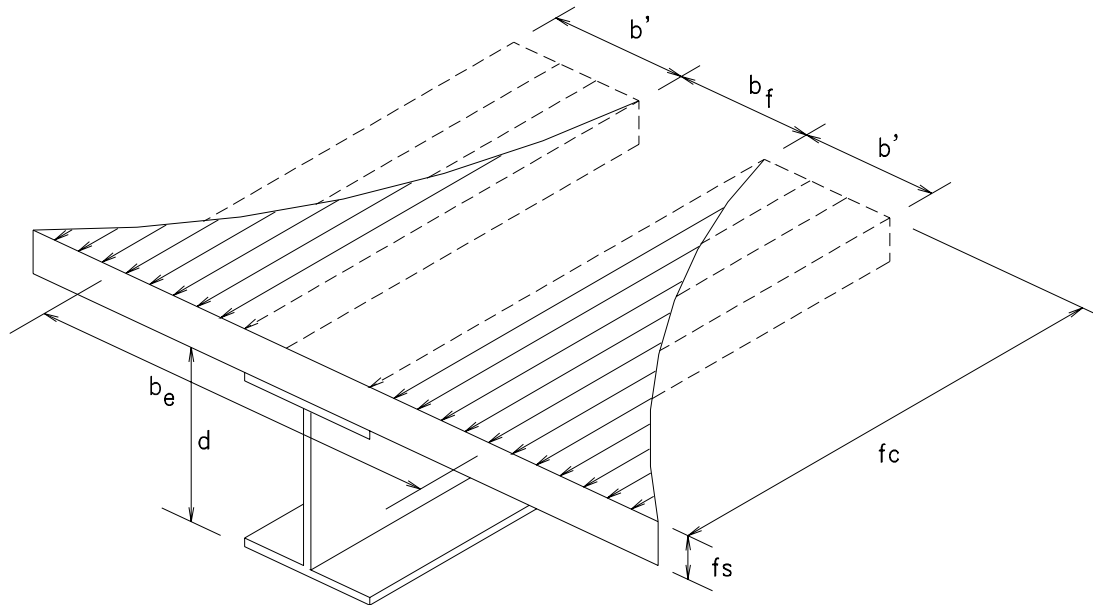


Fig. 10.3

El concepto de "ancho efectivo" es útil para aquellos casos en que se desea conocer la resistencia de una sección donde la distribución de esfuerzos no es uniforme como se aprecia en la figura anterior. Lo que se hace es suponer un ancho colaborante, con el mayor esfuerzo f_c constante, para igualar la resistencia que se encierra dentro de la verdadera curva de esfuerzos. El ancho efectivo para el ala en compresión de una viga compuesta es:

$b_e = b_f + 2b'$, donde dos veces $f_c \cdot b' \cdot t_s$ es igual a la resistencia mencionada anteriormente.

Las Especificaciones AISC-LRFD dan las expresiones prácticas para determinar el ancho efectivo b_e :

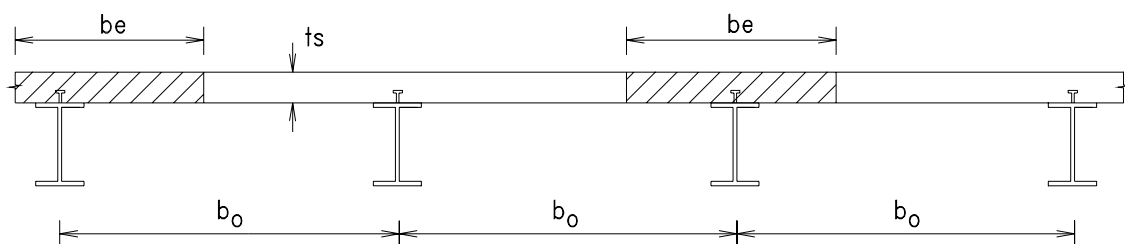


Fig. 10.4

a) Para una viga interior:

$$b_e \leq L/4 \quad \text{o} \quad b_e \leq b_o, \text{ el menor}$$

donde

L luz o claro

b_o espaciamiento entre las vigas

b) Para una viga exterior:

$$b_e \leq L/8 \quad \text{o} \quad b_e \leq 0.5 b_o, \text{ el menor}$$

10.3 MOMENTO NOMINAL RESISTENTE DE UNA SECCION COMPUESTA

La resistencia nominal de una sección compuesta que tenga su losa en compresión (momento positivo) depende de:

- Esfuerzo de fluencia del perfil de acero, F_y
- Las relaciones ancho-espesor de los elementos constituyentes de la sección de acero,
- La resistencia del concreto, f'_c
- La resistencia de los conectores para transferir el esfuerzo de corte en la superficie de contacto entre la losa y el ala superior del perfil, ΣQ_n .

Es posible determinar la resistencia nominal de una sección compuesta, M_n , cuya losa de concreto se encuentra en compresión, es decir con momento positivo, pero tomando en cuenta dos categorías que, según LRFD-I3.2, dependen de la relación h_c/t_w , para evitar la posibilidad del pandeo local del alma del perfil en compresión, así:

1. Cuando $h_c/t_w \leq 640/\sqrt{F_y}$: (donde F_y está en ksi):
 M_n se obtiene por la distribución de esfuerzos plásticos en la sección. En este caso se puede llegar hasta F_y en el alma.
2. Cuando $h_c/t_w \geq 640/\sqrt{F_y}$: (donde F_y está en ksi):
 M_n se obtiene por distribución elástica de esfuerzos en la sección, considerando la superposición de esfuerzos. Se limitan los esfuerzos en el alma para evitar pandeo local.

En este texto se tratará la **primera categoría**, es decir de aquellas secciones que cumplen la relación $h_c/t_w \leq 640/\sqrt{F_y}$

El momento nominal, M_n , se encontrará aceptando una distribución plástica en los esfuerzos, f'_c para el concreto y F_y para el acero.

Pueden presentarse dos casos :

Caso 1: Eje Neutro en el concreto: Caso más común.

$$C = 0.85 f'_c a b_e \quad y \quad T = A_s F_y$$

Igualando ambos:

$$a = \frac{A_s F_y}{0.85 f'_c b_e}$$

De acuerdo al ACI: $x = a / 0.85 f'_c$ para $f'_c \leq 280 \text{ kg/cm}^2$

por lo tanto de la figura del Caso 1: $M_n = C d_1$

Es frecuente que la losa resista una fuerza igual o superior a la del perfil de acero. En este caso, se puede expresar :

$$M_n = A_s F_y (d/2 + t_s - a/2) \quad (\alpha)$$

Entonces, el procedimiento usual es el siguiente:

Se supone un valor para a menor que t_s . Si C excede T , significa que el eje neutro de la sección se encuentra dentro de la losa por lo que se puede usar (α) para determinar M_n .

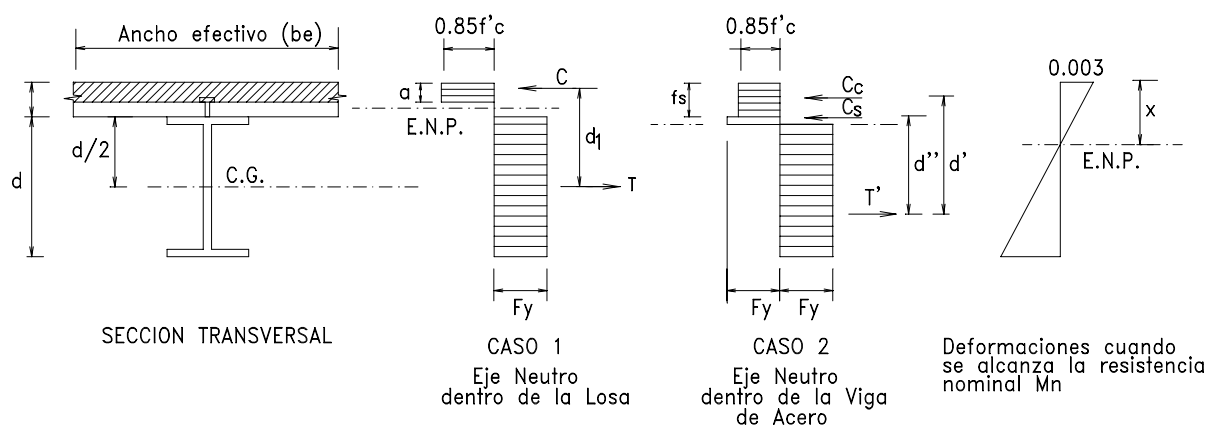


Fig. 10.5

Caso 2: Eje neutro en el perfil de acero:

En este caso la compresión en el concreto será:

$$C_c = 0.85 f'_c b_e t_s$$

La compresión en el acero es C_s . La tracción en el perfil de acero tendrá que ser: $T' = C_s + C_c$.
También $T' = A_s F_y - C_s$.

Combinando ambas expresiones y despejando C_s :

$$C_s = \frac{1}{2} (A_s F_y - C_c) \quad \text{ó} \quad C_s = \frac{1}{2} (A_s F_y - 0.85 f'_c b_e t_s)$$

El Momento nominal resistente será: $M_n = C_c d' + C_s d''$, siendo d' y d'' los brazos que se muestran en la figura. En este caso se ve la necesidad de limitar la relación $h_c/t_w \leq \lambda_p 1$, para evitar pandeo del alma por la acción de la compresión. Sin embargo no es necesario limitar $b_f/2t_f$ ya que el concreto y los conectores de corte impiden el pandeo local del ala en compresión. Tampoco hay problemas de pandeo lateral-torsional en construcción compuesta gracias al soporte lateral que proporciona la losa de concreto.

EJEMPLO 10.1

Determinar la resistencia de diseño de la vigueta interior de piso mostrada en la Fig. 10.6. Distancia entre viguetas = 185 cm. Luz = 610 cm.

Use acero con $F_y = 2530 \text{ kg/cm}^2$, concreto $f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$ y $n = 9$ (relación de módulos del acero y del concreto).

Asimismo, de acuerdo a las Especificaciones AISC-LRFD, $\phi = 0.85$, donde ϕ es el llamado factor de resistencia.

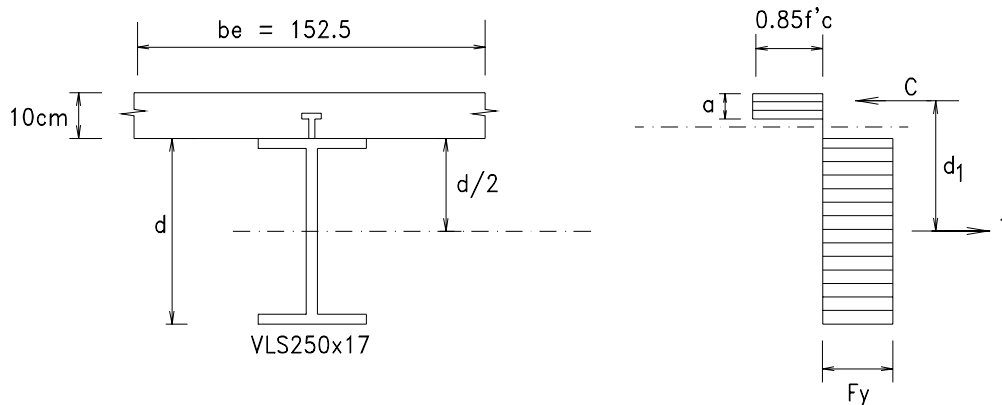


Fig. 10.6

SOLUCION

Ancho efectivo: $b_e = L/4 = 610/4 = 152.5$ ó $b_e = 185$ cm;
se usa: $b_e = 152.5$ cm

Se supone que el eje neutro se encuentra dentro del espesor de la losa, esto es que: $a \leq t_s$
(Caso1)

$$a = A_s F_y / (0.85 f'_c b_e) = 29.2 * 2.53 / (0.85 * 0.21 * 152.5) = 2.71 \text{ cm} < t_s \text{ OK.}$$

$$C = 0.85 f'_c a b_e = 0.85 * 0.21 * 2.71 * 152.5 = 73.8 \text{ t}$$

$$T = A_s F_y = 29.2 * 2.53 = 73.8 \text{ t que verifica el valor obtenido para C}$$

$$d_1 = d/2 + t_s - a/2 = 32.1/2 + 10 - 2.71/2 = 24.695 \text{ cm.}$$

$$\text{La resistencia nominal será: } M_n = C d_1 = 73.8 * 24.695 / 10^2 = 18.22 \text{ t-m}$$

$$\text{y la resistencia de diseño: } \phi M_n = 0.85 * 18.22 = 15.5 \text{ t-m}$$

EJEMPLO 10.2

Determinar la resistencia de diseño de la vigueta exterior de piso mostrada en la Figura del Ejemplo anterior. Distancia entre viguetas = 68 cm. (Cambio entre las distancias de las viguetas sólo para poder mostrar cómo se trata una viga de construcción compuesta en el Caso 2). Luz = L = 610 cm

Use acero con $F_y = 2530 \text{ kg/cm}^2$, concreto $f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$ y $n = 9$.

Asimismo, de acuerdo a las Especificaciones AISC-LRFD, $\phi = 0.85$

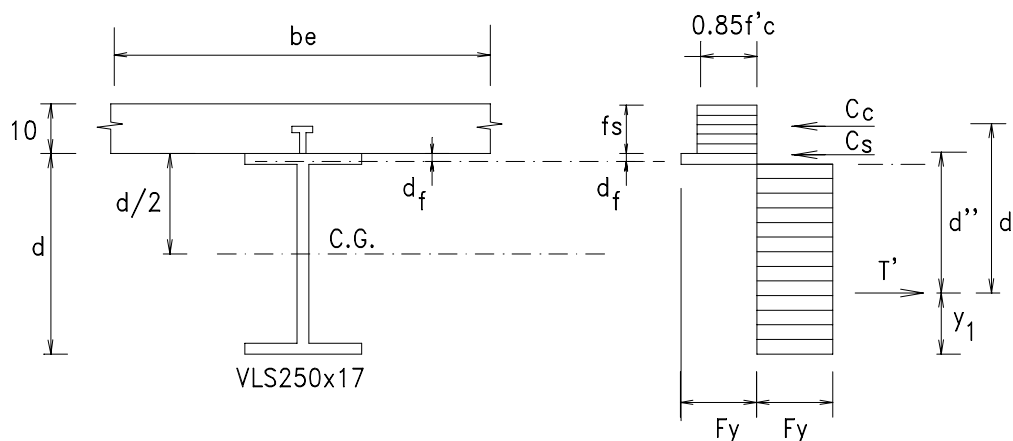


Fig. 10.7

10.3 MOMENTO NOMINAL RESISTENTE DE UNA SECCION COMPUESTA

10 - 9

SOLUCION

$$b_e = 68/2 = 34 \text{ cm}; L/8 = 610/8 = 76.25 \text{ cm. Use } b_e = 34 \text{ cm.}$$

$$a = A_s F_y / (0.85 f'_c b_e) = 29.2 * 2.53 / (0.85 * 0.21 * 34) = 12.17 \text{ cm} > t_s$$

$$C_c = 0.85 f'_c t_s b_e = 0.85 * 0.21 * 10 * 34 = 60.7 \text{ t}$$

$$C_s = \frac{1}{2} (A_s F_y - 0.85 f'_c b_e t_s) = \frac{1}{2} (73.8 - 60.7) = 6.55 \text{ t}$$

Suponiendo que sólo el ala superior del perfil está en compresión, el espesor de la misma destinada a dicha compresión será:

$$d_f = 6.55 / (2.53 * 10.6) = 0.24 \text{ cm} \quad (b_f = 10.6 \text{ cm})$$

La ubicación del centroide de la porción del perfil en tracción será, con relación al fondo del mismo:

$$y_1 = \frac{29.2 * 32.1 * 0.5 - 0.24 * 10.6 * (32.1 - 0.24 / 2)}{(29.2 - 0.24 * 10.6)} = 14.53 \text{ cm}$$

$$M_n = C_c d' + C_s d''$$

$$M_n = 60.7 (32.1 + 10 - 10/2 - 14.53/2) + 6.55 (32.1 - 14.53/2 - 0.24/2)$$

$$M_n = 1972/10^2$$

$$M_n = 19.72 \text{ tm}$$

$$\text{La resistencia de diseño: } \phi M_n = 0.85 M_n = 0.85 * 19.72 = 16.7 \text{ t-m}$$

Es interesante hacer notar que tratándose de resistencias últimas tanto para el concreto como para el acero que se igualan a f'_c y F_y respectivamente, el valor de M_n , o sea la resistencia de la sección a la flexión, será la misma sin importar si la construcción compuesta sea con apuntalamiento temporal o no. Sin embargo, en el rango de servicio no se debe olvidar, en especial para las deflexiones, que esta diferencia en la construcción es significativa.

Para que la resistencia arriba mencionada se logre es necesario, como se dijo al principio, que no haya deslizamiento entre el perfil de acero y el concreto, lo que se consigue mediante los conectores de corte.

10.4 CONECTORES DE CORTE

El corte horizontal entre el concreto y el acero debe resistirse para evitar el deslizamiento entre ambos. No se puede confiar en la fricción. Las Especificaciones AISC-LRFD obligan al uso de conectores de corte si se emplea construcción compuesta. Sólo se tratarán, en este texto, los conectores de corte más comunes que se designan como " conectores de vástago con cabeza ". Estos consisten, como se ve en la siguiente figura, de un vástago corto con cabeza o tuerca, si se coloca ésta en una parte roscada. Los conectores de corte se sueldan al ala superior del perfil de acero.

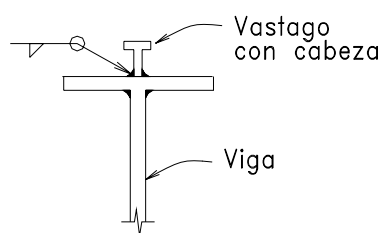


Fig. 10.8

En otras épocas se distribuían los conectores espaciándolos de acuerdo al cortante, sin embargo ahora, luego de una serie de experimentos, con conectores igualmente espaciados se sabe que, cuando se llega al estado límite que se conoce como la resistencia nominal de la sección, los conectores de corte comparten igualmente los esfuerzos. Esta se debe a que los más esforzados inicialmente, alcanzando su máxima capacidad, dejan de compartir el incremento de esfuerzos, permitiendo que los menos esforzados lleguen a igualarlos. Lo que realmente ocurre es que las deformaciones plásticas del material de los conectores o las deformaciones apreciables del concreto alrededor de los conectores más esforzados inicialmente, impiden a éstos tomar más carga, dejando que los otros se encarguen del resto. En la Fig. 10.9 se reparten N conectores igualmente espaciados donde el momento máximo hacia la sección de momento cero.

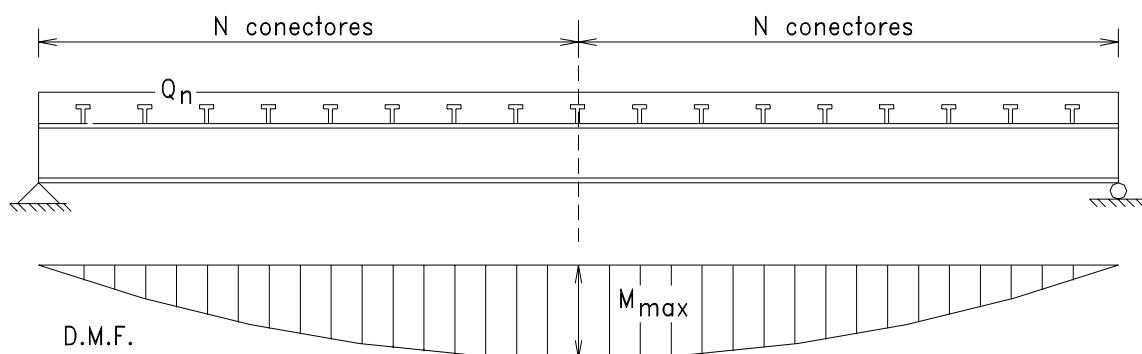


Fig. 10.9

La resistencia nominal máxima que se puede transferir no puede exceder la resistencia del concreto, es decir:

$$C_{\max} = 0.85 f'_c b_e t_s$$

Cuando la máxima tracción que el acero puede desarrollar es menor que la resistencia de concreto, entonces la máxima transferencia de corte será:

$$T_{\max} = A_s F_y$$

Si se conoce la resistencia Q_n de un conector de corte, el número máximo de conectores que se puede colocar será:

$$N = C_{\max} / Q_n \quad \text{o} \quad N = T_{\max} / Q_n, \text{ el menor}$$

Es decir que, conocida la posición del máximo momento y la sección de momento cero (como el punto de inflexión o los apoyos simples) es necesario colocar los conectores igualmente espaciados entre ambas secciones para la transferencia del $C_{\max}$ o $T_{\max}$.

La resistencia de un conector ha sido obtenida luego de muchos ensayos y depende de una serie de factores que se pueden observar en la siguiente expresión que recomienda el AISC-LRFD y que fue desarrollada por la Universidad de Lehigh para conectores de vástago con cabeza:

$$Q_n = 0.5 A_{sc} \sqrt{f'_c E_c} \leq A_{sc} F_{ub}$$

para

$$H_s / d_s \geq 4$$

donde

Q_n resistencia nominal de un conector, en kips

H_s altura del vástago con cabeza, en pulg.

d_s diámetro del vástago, en pulg.

F_{ub} resistencia a la fractura mínima del acero del vástago, en ksi.

A_{sc} área de la sección transversal del perno, pulg²

f'_c resistencia a la compresión del concreto a los 28 días, en ksi.

E_c módulo de elasticidad del concreto.

La Tabla 10.1 facilita el cálculo de Q_n .

10.4.1 Especificaciones para el diseño de los conectores: AISC-LRFD

Según las Especificaciones se requiere "... suponer que los conectores de corte transfieren el corte total horizontal en la interfase entre la viga de concreto y la losa de concreto". Para acción compuesta completa, la resistencia nominal de corte horizontal V_{nh} a ser suministrada por los conectores de corte será el menor de los valores siguientes:

Para momentos positivos (compresión en el concreto)

1. V_{nh} requerido $= 0.85 f'_c b_e t_s$
2. V_{nh} requerido $= A_s F_y$
3. V_{nh} requerido $= \Sigma Q_n$ suministrado

Cuando rige 3, esta expresión controla la resistencia M_n de la sección, dando origen a lo que se llama secciones parcialmente compuestas.

Como se indicó anteriormente, en LRFD-I5.6 la resistencia V_{nh} "...debe suministrarse a cada lado del punto del máximo momento ...hasta el punto donde el momento es cero". Además, los conectores podrían espaciarse a distancia iguales, es decir pueden ser uniformemente distribuidos a lo largo de la viga entre los puntos antes mencionados.

La siguiente Tabla facilita el cálculo de la resistencia de conectores de corte del tipo vástago con cabeza.

Tabla 10.1 Resistencia del conector en toneladas

Conector	Resistencia del concreto f'_c (kg/cm ²)		
	210	245	280
$\phi 1/2" \times 2"$	4.3	4.7	5.3
$\phi 5/8" \times 2.5"$	6.6	7.5	8.2
$\phi 3/4" \times 3"$	9.5	10.2	11.9
$\phi 7/8" \times 3.5"$	13.0	14.6	16.3

En el caso de vigas continuas se permite el uso de barras corrugadas de refuerzo dentro del ancho efectivo de la losa que se considere, en construcción compuesta, que actúa conjuntamente con la viga de acero, para el momento negativo.

En este caso la resistencia nominal horizontal V_{nh} necesaria de los conectores de corte entre los apoyos internos y cada punto de inflexión adyacente igualará la tracción disponible del refuerzo mencionado. El concreto se supone que no participa de la tracción.

$$V_{nh} = T = A_r F_{yr}$$

donde

A_r es el área total del refuerzo de barras longitudinales adecuadamente desarrolladas dentro del ancho efectivo de la losa de concreto, y

F_{yr} punto de fluencia mínimo especificado de las barras corrugadas.

EJEMPLO 10.3

Diseño de vigas secundarias de piso con momento positivo, es decir simplemente apoyadas.

Se ha determinado que el piso de un edificio de oficinas tenga la estructura mostrada en la figura siguiente.

Losa de concreto de 10 cm, acabados que pesan 100 kg/m^2 , tabiquería móvil con 100 kg/m^2 y carga viva de 250 kg/m^2

Concreto de $f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$, acero con $F_y = 2530 \text{ kg/cm}^2$, $n = 9$.

Construcción compuesta con apuntalamiento temporal para la viga VLS.

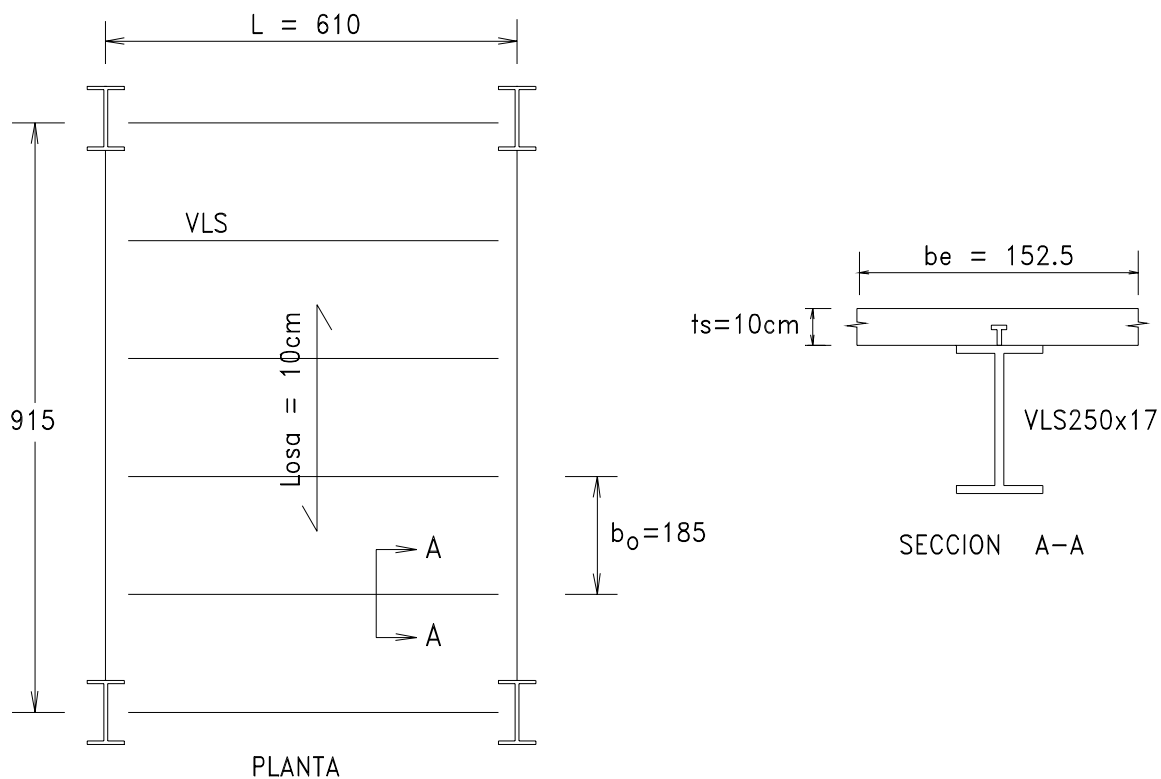


Fig. 10.10

SOLUCION**a) Cargas de Servicio aplicadas:**

- Cargas muertas:

$$\text{Losa de concreto} = 0.24 \cdot 1.85 = 0.444 \text{ t/m}$$

$$\text{Acabado de piso} = 0.1 \cdot 1.85 = 0.185$$

$$\text{Tabiquería móvil} = 0.1 \cdot 1.85 = 0.185$$

$$\text{Peso propio viga} = 0.02 = 0.020$$

$$0.834$$

$$\text{- Cargas vivas:} = 0.25 \cdot 1.85 = 0.463$$

b) Análisis:

$$M_d = 1/8 \cdot 0.834 \cdot 6.1^2 = 3.88 \text{ t-m}$$

$$M_l = 1/8 \cdot 0.463 \cdot 6.1^2 = 2.16$$

$$\text{Combinación A4.2: } M_u = 1.2 \cdot 3.88 + 1.6 \cdot 2.16 = 8.14 \text{ t-m}$$

c) Determinación de la sección de acero:

Como ocurre, frecuentemente, se supone que el eje neutro plástico de la sección compuesta se encuentra dentro de la losa. Suponer: $a = 3 \text{ cm}$

$$A_{s \text{ requerido}} = \frac{M_u}{\phi_c F_y \left(d/2 + t_s - a/2 \right)} ; \quad A_s = \frac{8.14 \cdot 10^2}{0.85 \cdot 2.53 \left(12.5 + 10 - 3/2 \right)}$$

$$A_s = 17.96 \text{ cm}^2 \text{ VLS250x17, } h_c/t_w = 48.2 \text{ menor que } \lambda_p = 107$$

$$(A_s = 22.1 \text{ cm}^2)$$

d) Cálculo de la ubicación del Eje Neutro Plástico y verificación de la resistencia:

$$\text{VLS250x17: } \begin{array}{ll} A_s = 22.1 \text{ cm}^2 & I_x = 2096 \text{ cm}^4 \\ b_f = 10.0 \text{ cm} & d = 25.1 \text{ cm} \end{array}$$

$$b_e = 1/4 \cdot 610 = 152.5 \text{ cm} \text{ ó } b_e = b_o = 185 \text{ cm. Use: } b_e = 152.5 \text{ cm}$$

$$\text{Si: } a \leq t_s \text{ } C = 0.85 \cdot 0.21 \cdot 152.5 \cdot a$$

$$T = 22.1 \cdot 2.53 = 55.91 \text{ t Como: } C = T \text{ } a = 55.91/27.22 = 2.05 \text{ cm}$$

$$d = 25.1 \text{ cm} \quad M_n = 55.91 \cdot (25.1/2 + 10 - 2.05)/10^2 = 11.46 \text{ t-m}$$

$$\text{Finalmente, } \phi M_n = 0.85 \cdot 11.46 = 9.74 \text{ t-m mayor que } 8.14 \text{ t-m O.K.}$$

e) Diseño de los Conectores de corte:

El Corte horizontal máximo a ser transmitido será: $C = V_h = 55.9 \text{ t}$, Si se escogen conectores tipo vástago con cabeza de $\varnothing 5/8" \times 2.5"$ cuya resistencia es de 6.6 t c/u en concreto de $f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$, se necesitarán $N = 55.9/6.6 = 8.42$, es decir 18 conectores, a cada lado de la sección de máximo momento flector (desde el centro de la viga hacia los apoyos).

El espaciamiento será: $p = 610/18 = 34 \text{ cm}$

Según AISC-LRFD-I15.6: $6\varnothing \leq p \leq 8 t_s$ $p =$ distancia entre conectores

$6\varnothing = 6 * 5/8" * 2.54 = 9.5 \text{ cm}$ y $8 t_s = 8 * 10 = 80 \text{ cm}$, por lo que el espaciamiento $p = 34 \text{ cm}$ es correcto.

f) En caso en que no se usara apuntalamiento temporal pero teniendo cuidado de soportar las vigas lateralmente a distancia L_b menor que L_p , se sabe que la viga de acero aislada tendrá que soportar las cargas del concreto fresco y del personal y equipo que efectúan el vaciado de la losa. En este caso las cargas factorizadas a considerar para verificar el perfil VLS250x17 serán:

Losa	$= 0.24 * 1.85 * (1.4)$	$= 0.622 \text{ t/m}$	(Parte del peso de la losa como carga viva, se toma 1.4 en vez de 1.2)
Personal y equipo	$= 0.1 * 1.85 * 1.6$	$= 0.296 \text{ t/m}$	
Viga de acero	$= 0.02 * 1.2$	$= 0.024$	
	w_u	$= 0.942$	

$$M_u = 1/8 * 0.942 * 6.1^2 = 4.38 \text{ t-m.}$$

La viga VLS250x17 resiste $\phi M_p = 4.5 \text{ t-m}$ O.K.

Los demás estados límites, corte en el alma del perfil de acero, apoyos, etc., se verifican como en el caso de construcción de acero simple (2).

10.5 DEFLEXIONES EN CONSTRUCCION COMPUESTA

Tal como se indicó anteriormente las deflexiones en construcción compuesta dependen de si se usa o no construcción con apuntalamiento. Cuando la construcción se ejecuta con la ayuda de puntales temporales mientras el concreto endurece, la deflexión a considerar será la de una viga compuesta en la que se recomienda usar un módulo de elasticidad del concreto $E_c/2$ en vez de E_c para calcular las deflexiones por las cargas muertas y tomar, así, en cuenta, las deflexiones producidas por el encogimiento (*shrinkage*) del concreto con el fraguado y el acortamiento del mismo por carga sostenida (*creep*).

El reglamento AISC-LRFD estipula que se controlen las deflexiones para cargas vivas de servicio (cargas sin factores de carga). Como el concreto ya está endurecido, se usarán las propiedades de la sección transformada. Sin embargo, mientras que, para la construcción no compuesta se acostumbra a limitar las deflexiones permisibles para cargas vivas a $L/360$, en construcción compuesta se limitan a $L/400$, para tomar en cuenta el E_c disminuido. Esto constituye una práctica común y segura.

Cuando la construcción se lleva a cabo sin apuntalamiento temporal, la deflexiones a considerar serán las que corresponden a las carga del peso de la losa, su encofrado, y de la viga de acero, con las propiedades del perfil de acero, mientras que para el resto de la cargas muertas y las cargas vivas aplicadas, se usarán las propiedades de la sección transformada.

EJEMPLO 10.4

Verificar si la sección seleccionada en el Ejemplo anterior satisface las limitaciones de deflexiones que controlan dicho estado límite de servicio. Suponer que la construcción se ha efectuado sin apuntalamiento temporal.

SOLUCION

- a) Las deflexiones por carga muerta ocurren sobre la viga de acero, antes que el concreto endurezca.

Las cargas muertas de servicio a considerar serán:

Peso de la losa	:	0.24×1.85	=	0.444 t/m
Encofrado de la losa	:	0.05×1.85	=	0.092
Peso de la viga de acero	:			<u>0.020</u>
				0.556

$$M = 0.556 \times 6.1^2 / 8 = 2.586 \text{ t-m} \quad S_x = 167 \text{ cm}^3$$

$$f_b = \frac{2.586 \cdot 10^5}{167} = 1549 \text{ kg/cm}^2$$

$$\delta_d = \frac{f_b L^2 \cdot 10^{-3}}{d} = \frac{1549 \cdot 6.1^2 \cdot 10^{-3}}{25.2} = 2.3 \text{ cm}$$

Se debe ejecutar una contraflecha de 23 mm

b) Deflexiones por cargas sobre la sección compuesta:

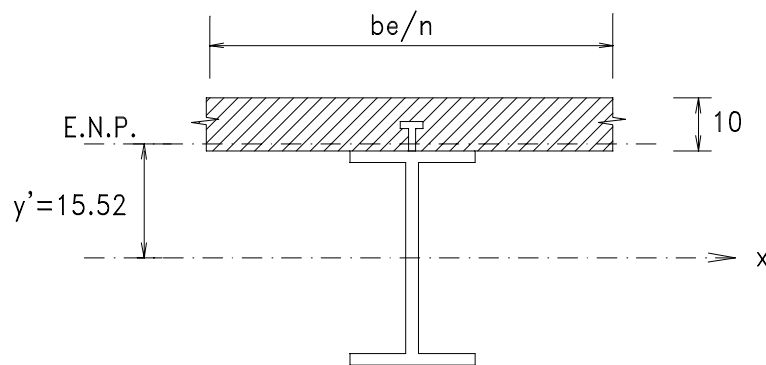


Fig. 10.11

Las propiedades de la sección transformada son:

Elemento	Area transformada cm ²	Distancia centroide cm	A y cm ²	A y ² cm ³	I _o cm ⁴
Losa	169.0	17.55	2966	52052	1412
VLS250x17	<u>22.1</u>	0	0	0	<u>2096</u>
	191.1				3508

$$I_x = I_o + A_y^2 = 3508 + 52052 = 55560 \text{ cm}^4$$

$$y' = 2966/191.1 = 15.52 \text{ cm}$$

$$I_{tr} = I_x - A_y'^2 = 55560 - 191.1 \cdot 15.52^2 = 9530 \text{ cm}^4$$

Cargas a considerar sobre la sección compuesta:

- Acabado del piso	: 0.1*1.85	= 0.185 t/m
- Tabiquería móvil	: 0.1*1.85	= 0.185
- Carga viva	: 0.25*1.85	= <u>0.462</u>
		0.832

$$\delta_1 = \frac{5 * 8.32 * 610}{384 * 2.1 * 10^6 * 9530} = 0.75 \text{ cm},$$

es decir, $\delta_1/L = 1/813$ menor que $1/400$ O.K.

Nota.- Se observa la importancia del uso de los apuntalamientos temporales para evitar excesivas deflexiones o la necesidad de contraflechas en la etapa de la construcción.

Asimismo, si se compara el perfil aquí seleccionado, con un problema similar desarrollado en el Cap. 7, sin construcción compuesta (VS300x23), se observa una economía interesante.

Esquema de la Sección:

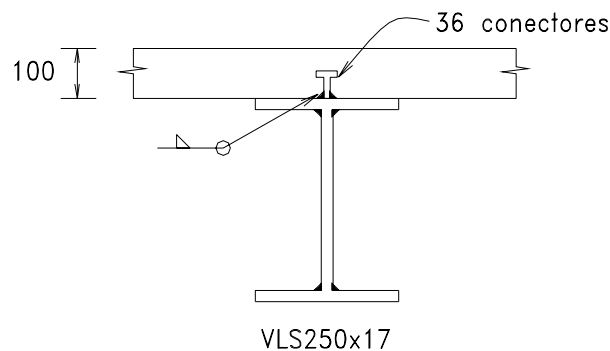


Fig. 10.12

10.6 VIGAS CONTINUAS

En vigas continuas ocurre el hecho que, en la zona de momentos negativos, el perfil de acero debe tomar la compresión mientras que el concreto en tracción, no aporta nada. Es por ello que, tradicionalmente, las vigas continuas se venían diseñando como secciones compuestas en los tramos de momentos positivos y en las zonas de momentos negativos se consideraba la sección de acero solamente. Sin embargo, se sospechaba que alguna acción compuesta existía en la zona de momentos negativos, por lo que, varios investigadores luego de ensayos, han permitido que las Especificaciones AISC-LRFD, incluyan, ahora, recomendaciones para verificar esta acción compuesta en dicha zona, haciendo intervenir las barras corrugadas de acero colocadas dentro de la losa de concreto con su debido desarrollo, y conectores de corte, como se verá a continuación en un Ejemplo. Para la zona de momentos positivos no cambia el criterio de diseño que se ha venido explicando hasta ahora.

EJEMPLO 10.4

Diseñar la viga continua de dos tramos que se ve en la Fig. 10.13. En el Cap. 7, para la misma viga, se seleccionó el perfil VS600x99 sin considerar la acción compuesta. En este Ejemplo se diseñará tomando en cuenta la acción compuesta de la losa y del perfil de acero.

Concreto: $f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$. Espesor de la losa = 12 cm.

Barras corrugadas de acero para concreto armado, $F_{yr} = 4200 \text{ kg/cm}^2$

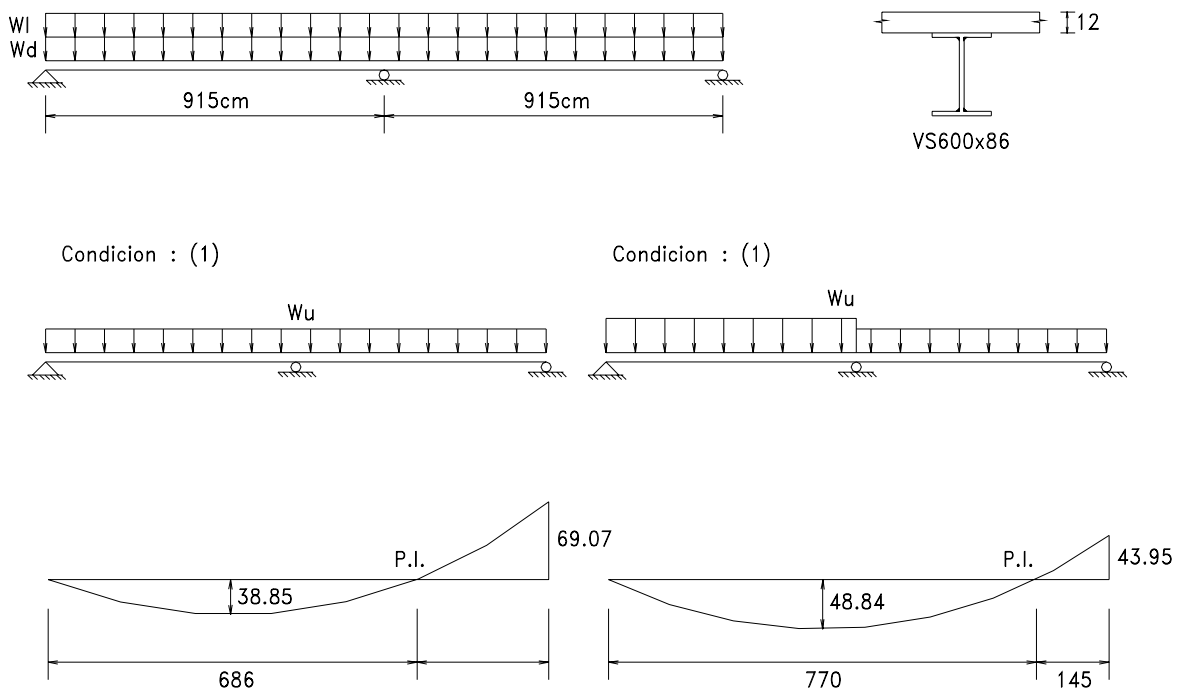


Fig. 10.13

SOLUCION

- a) Análisis para determinar los máximos momentos positivos y negativos, así como su ubicación y posición de los puntos de inflexión:

Carga viva factorizada	:	$w_{ul} = 1.6 \cdot 3 = 4.8 \text{ t/m}$
Carga muerta factorizada	:	$w_{ud} = 1.2 \cdot 1.5 = 1.8 \text{ t/m}$

b) Selección del perfil, barras y conectores de corte en la zona de momentos negativos:

En la figura anterior se muestran los diagramas de momentos flectores en la suposición de que toda la viga tenga carga viva o sólo una parte tenga dicha carga. Para la sección de momentos negativos se selecciona el perfil VS600x86 y diez barras corrugadas de 1" de diámetro embebidas en el concreto.

$$A_{sr} = 10 \cdot 5.07 = 50.70 \text{ cm}^2 \quad T_{sr} = 50.7 \cdot 4.2 = 212.9 \text{ t}$$

$$C_{max} = A_s F_y = 108.9 \cdot 2.53 = 275.5 \text{ t}$$

como $C_{max} > T_{sr}$, significa que el Eje Neutro Plástico se encuentra en el perfil a una distancia d_f dentro del mismo que se pretende ubicar a continuación:

$$\text{Por equilibrio: } (T_{sr} + T_s) = (C_{max} - T_{sr})$$

$$T_s = (C_{max} - T_{sr}) / 2 \quad T_s = (275.5 - 212.9) / 2 = 31.3 \text{ t}$$

$$d_f = 31.3 / (24.1 \cdot 2.53) = 0.51 \text{ cm} < 1.25 \text{ cm}$$

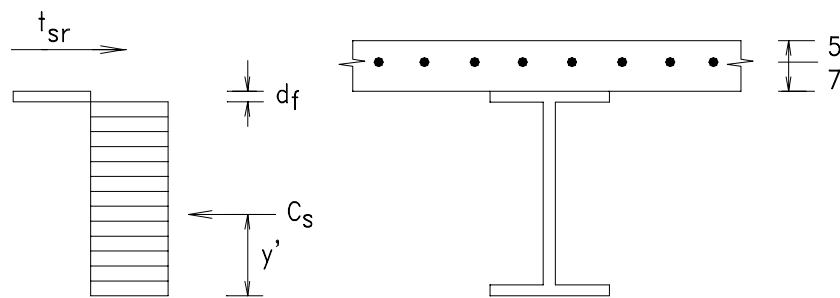


Fig. 10.14

Ubicación de C_s y determinación de ϕM_n :

Elemento	Area	Brazo	A y
Perfil	108.9	63.3/2	3447
Ala: $0.51 \cdot 24.1 =$	-12.3	$(63.3 - 0.51/2)$	-775
	96.7		2672

$$y' = 2672 / 96.6 = 27.66 \text{ cm}$$

Tomando momentos alrededor de C_s :

$$M_{nr} = 212.9 (63.3 - 27.66 + 12 - 5) / 10^2 = 90.78 \text{ t-m}$$

$$M_{ns} = 31.3 (63.3 - 27.66 - 0.51/2) / 10^2 = 11.08 \text{ t-m}$$

$$M_n = 101.86 \text{ t-m}$$

$$\phi M_n = 0.85 \cdot 101.86 = 86.6 \text{ t-m} > 69.07 \text{ t-m} \dots\dots \text{O.K.}$$

Usando conectores de corte del tipo vástago con cabeza $\varnothing 7/8" \times 3.5"$, se tiene una resistencia de diseño por cada uno:

10.6 VIGAS CONTINUAS

10 - 21

$Q_n = 13 \text{ t}$, por lo que el número de conectores es:

$$N = A_{sr} \cdot F_{yr} / Q_n = 212.9 / 13 = 16.4$$

es decir, se requieren 16 conectores ubicados a ambos lados del apoyo central hasta los puntos de inflexión correspondientes, con un total de 32 conectores, espaciados a $229 / (16/2) = 29 \text{ cm}$, si se colocan por pares.

Esquema:

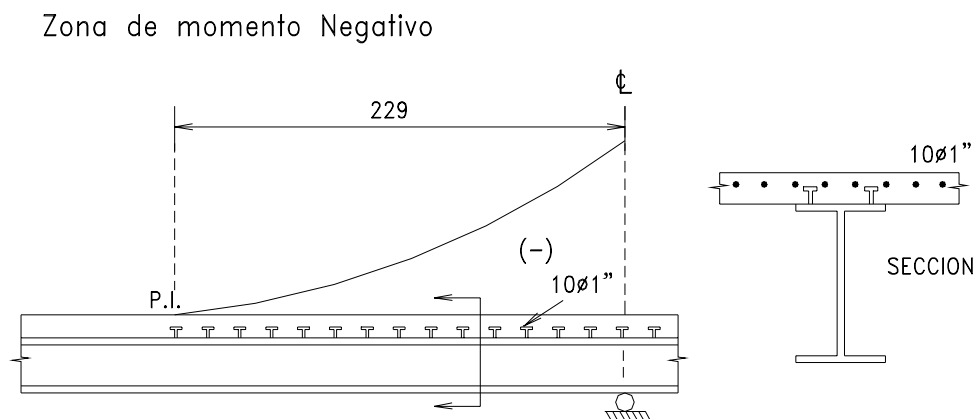


Fig. 10.15

d) Verificación de la sección compuesta en la zona de momentos positivos:

$$a = \frac{108.9 \cdot 2.53}{0.85 \cdot 0.21 \cdot 228} = 6.76 \text{ cm}$$

$$d' = 63.3/2 + 12 - 6.76 = 36.89 \text{ cm}$$

$$M_n = 108.9 \cdot 2.53 \cdot 36.89 / 10^2 = 101.6 \text{ t-m}$$

$$\phi M_n = 0.85 \cdot 101.6 = 86.36 \text{ t-m} > 48.84 \text{ t-m} \dots\dots \text{O.K.}$$

El número de conectores sería: $N = 108.9 \cdot 2.53 / 13 = 21.1$, es decir 22 conectores (como los usados en la zona de momentos negativos) a ambos lados del máximo momento positivo, o sea un total de 44 conectores en la zona de momentos positivos (entre el apoyo externo y el punto de inflexión correspondiente). Se observa, sin embargo que como el momento positivo máximo actuante es $M_u = 48.8 \text{ t-m}$ menor que la capacidad que posee la sección (86.36 t-m), se puede reducir el número de conectores. Se aconseja que esta reducción no pase del 20% de los necesarios para plena capacidad de la sección en la zona de momentos positivos. Se acepta entonces que se usarán 18 a ambos lados del máximo momento positivo.

Se colocarán a una distancia uniforme de $p = \frac{(915 - 229)}{(36 / 2)} = 38 \text{ cm.}$, si se colocan por pares.

Como se suponía, la sección de momentos negativos controla el diseño mientras que la

sección de momentos positivos se encuentra holgada. Por otro lado, para que la sección de momentos positivo máximo alcance la resistencia que puede ofrecer requiere que se produzca una rótula plástica en el apoyo central de esta viga continua lo que parece que no ocurre por la falta de ductilidad en la losa de concreto.

Parece mostrarse en este Ejemplo que no hay suficiente economía como para justificar construcción compuesta en este caso particular.

Para verificar los demás límites de resistencia de la viga, como corte, apoyos, etc., se deben seguir los procedimientos indicados para construcción simple de acero, excepto para deflexiones que se deberán seguir los procedimientos que se han descrito en este Capítulo.

Esquema:

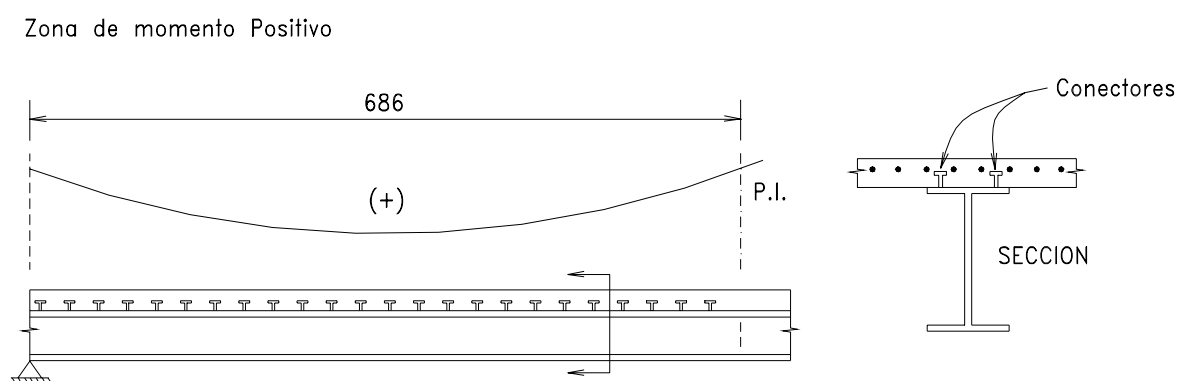


Fig. 10.16

10.7 CONCLUSIONES

- Este Capítulo tuvo como objetivo presentar el procedimiento recomendado para el uso de la construcción compuesta de acero y losas de concreto sólidas en conformidad con las Especificaciones AISC-LRFD.
- Es posible aplicar el procedimiento presentado a vigas simplemente apoyadas y a vigas continuas donde el concreto se encuentra sobre el ala superior del perfil de acero. Se puede apreciar que la aplicación de las Especificaciones AISC-LRFD permite una fácil selección de perfiles de acero y de conectores de corte para una completa acción compuesta.

- Aunque lo que se escribe a continuación no tiene que generalizarse, se observa que se obtiene una interesante economía en la construcción compuesta cuando se trata de vigas simplemente apoyadas, con momentos positivos. El menor peso del perfil de acero requerido compensará que lo que se tenga que gastar en la colocación de los conectores de corte.

No es así en el caso de pretender construcción compuesta en vigas continuas, cuando los momentos negativos son mayores que los positivos, debido a que el suministro de conectores en la zona de momentos positivos y en la zona de momentos negativos, más las barras corrugadas en los tramos de momentos negativos, sobrepasan con frecuencia, la economía que se pueda conseguir con un perfil de menor dimensión. Queda siempre al diseñador la posibilidad de averiguarlo.

Capítulo 11

Resistencia de las Estructuras de Acero contra las Acciones Horizontales

11.1 GENERALIDADES

En los Capítulos 4 y 5 se hizo una presentación de los conectores, pernos y soldaduras con el objeto de conocer su resistencia a que están sometidos por las cargas. En los Capítulos 3, 6, 7 y 8 se estudiaron los elementos estructurales en tracción, compresión, flexión y flexión combinada con tracción o compresión. En el Capítulo 9 se aprendió a diseñar diversos tipos de conexiones.

En este Capítulo se tratará el comportamiento de las estructuras de acero cuando adicionalmente a las cargas de gravedad, por un corto período de tiempo, se encuentran sometidas a las acciones de sismo, con cargas repetitivas, variables en sentido y valor.

No se tratarán temas relacionados con la determinación de las cargas de sismo que se puede encontrar en otros textos especializados, y se asume que se aplican, en general, las acciones estáticas que los reglamentos señalan para simular la acción dinámica del sismo en una edificación. Sin embargo, se tratarán algunos temas relacionados con el comportamiento de conexiones sometidas a las propias de las cargas de sismos.

De acuerdo a las Especificaciones AISC-LRFD o AISC-ASD se definen tres tipos de conexiones (Ver Pag. 9 - 1).

1. **Completamente Restringidos**, llamado también de Conexión Rígida, de Pórtico Continuo o Conexión continua y que se designa con las letras **FR**.
2. **Sin Restricción**, llamada también Extremo Libre o de Pórtico no Continuo, o Apoyo Simple o Extremo Articulado.

3. Conexión Semi-rígida, llamada propiamente Parcialmente Restringida **PR** y cubre aquellos casos en que se puede predecir la rotación de una conexión cuando se conoce el momento aplicado.

En el Capítulo 1 de este texto, cuando se explicaron los diversos tipos de estructuras de acero que se pueden dar en la actualidad (Pag. 1-18) se definieron los Pórticos, Armaduras y las Estructuras Espaciales.

En los Pórticos se acostumbra a usar las conexiones rígidas o las semi-rígidas. Es opinión del autor de este texto que en zonas sísmicas no deben emplearse las uniones parcialmente restringidas, en especial en aquellos pórticos que dependen de la rigidez de sus nudos para su estabilidad lateral, como ocurre en el caso de sismos, por el desconocimiento que aún se tiene del comportamiento de estos nudos para la acción de dichas cargas. En aquellos pórticos en que se empleen sistemas de arriostres verticales para controlar los desplazamientos laterales de la edificación, es preferible emplear conexiones simples cuyo comportamiento es conocido y que se acopla bien con el de los arriostramientos verticales.

Las Armaduras tienen nudos simples ya que sus elementos sólo transmiten acciones axiales en sus miembros.

11.2 DESCRIPCION Y DETALLES IMPORTANTES DE LOS TIPOS MAS COMUNES DE ESTRUCTURAS DE ACERO

En el Reglamento Nacional de Construcciones se creyó conveniente clasificar las estructuras de acero, para el estudio de su comportamiento sísmico, en tres grupos:

- a) Estructuras de cubierta: con cargas livianas, para cubrir luces apreciables y de un piso; como galpones, coberturas de locales para deportes, auditorios, locales para industrias livianas, hangares, etc.
- b) Estructuras de 2 a 3 pisos: generalmente con cargas livianas en el piso superior y cargas de cierta consideración en los pisos inferiores; como edificios para industrias, oficinas o depósitos de almacenamiento.
- c) Edificios de pisos múltiples: con cargas significativas, como edificios para vivienda o para oficinas.

La razón para esta clasificación se debió a la necesidad de establecer pautas de diseño antisísmico que son comunes en cada una de estas edificaciones. Se pasa a continuación a describir algunas de las consideraciones más importantes en cada uno de los grupos arriba mencionados:

11.2.1 Estructuras de cubierta

Su característica más importante es que son cubiertas con planchas de peso liviano de las que se espera acción de diafragma casi nula. Los elementos resistentes (columnas, vigas) pueden ser íntegramente ejecutados en acero o tienen columnas de concreto como soporte de las armaduras.

Para este grupo de estructuras es difícil que las cargas horizontales de sismo sean más importantes que las cargas provenientes de la acción del viento. Lo que se tratará, a continuación, puede ser aplicable también a casos en los que, el viento, (Ver Pag. 1-7) tiene más importancia que la acción del sismo.

En ninguna combinación de cargas de las Especificaciones AISC-LRFD se considera la acción simultánea de Viento o Sismo. (Ver Pag.1/22).

En el caso de una solución con columnas de perfiles de acero de alma llena, que se aportican con armaduras, es conveniente el uso de las llamadas "patas de gallo" que son puntales a 45 grados, aproximadamente, que se colocan en las esquinas del pórtico para asegurar la rigidez de dicho nudo para las cargas laterales.

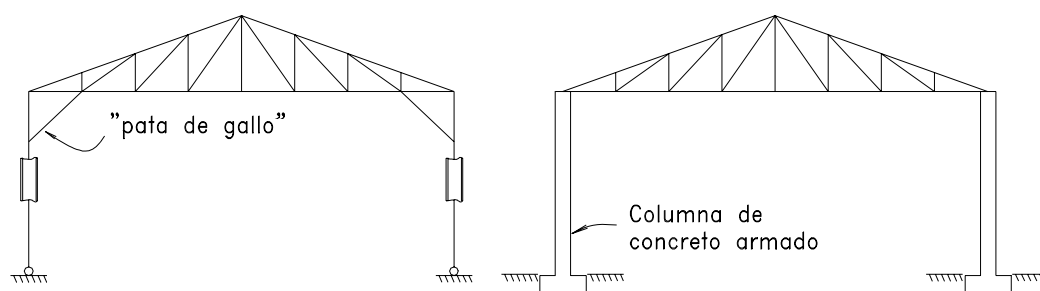


FIG. 11.1

En el caso de columnas de concreto combinadas con armaduras de acero no se puede confiar en la unión del apoyo de la armadura con la columna de concreto para la distribución de los efectos de las cargas laterales entre la armadura y las columnas, ya que interviene una serie de efectos aún no suficientemente estudiados. Por otro lado, siempre se ha procurado isostatizar la armadura por medio de apoyos deslizantes, lo que haría confiable solamente al apoyo fijo. En estos casos es conveniente suponer, de manera conservadora, que la carga que simula la acción del sismo sobre la armadura se encuentra aplicada en la parte superior de la columna y considerar a ésta como un cantiliver.

En el caso de los llamados Pórticos Rígidos de alma llena de un piso (ver un Ejemplo en Pag. 8-31), como su nombre lo indica, es conveniente el empleo de nudos rígidos en las esquinas y en el centro con el objeto de que el pórtico resista por flexión la acción de las cargas laterales (Ver Pag. 9-23 donde se diseña una conexión rígida de esquina para este tipo de construcción que asegura un adecuado comportamiento y ductilidad necesaria en dicha zona del pórtico). Este tipo de pórtico es muy dúctil y parece ser adecuado si se considera un Factor de Reducción R_d del orden de 6 u 8 en la fórmula del cortante basal que indica el Reglamento Nacional de Construcciones para simular la acción del sismo.

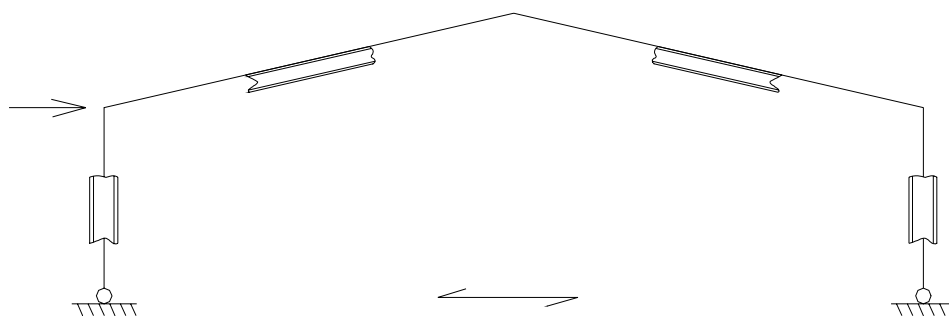


Fig. 11.2

Frecuentemente los Pórticos Rígidos de un piso son requeridos para soportar también cargas provenientes de Puentes Grúas a una determinada altura. Ver Fig. 11.3. Viene la pregunta ¿Cuál es la Combinación de Cargas adecuadas para considerar la simultaneidad de las acciones transversales del Puente Grúa y las acciones de sismo actuando simultáneamente? Al particular, las Combinaciones A4.2, A4.3, A4.5 y la A4.6 parecen ser las aplicables.

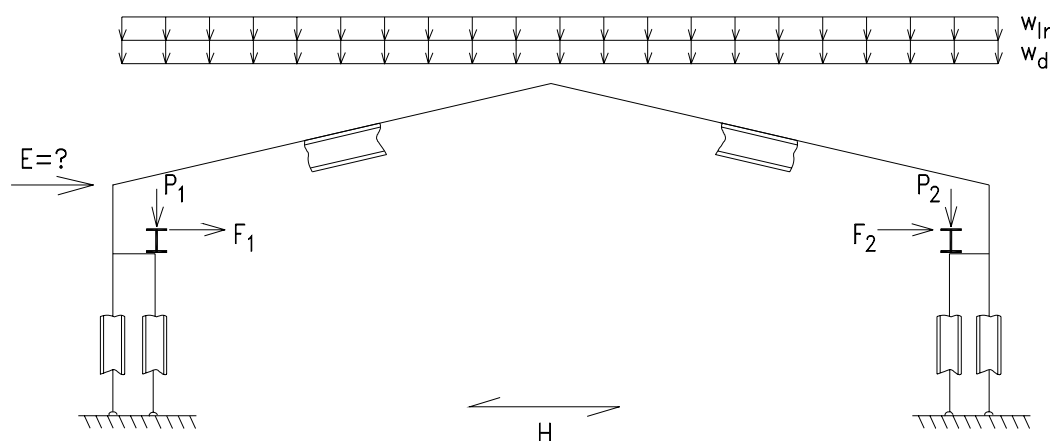


Fig. 11.3

El desplazamiento horizontal será: $\Delta = \Delta_i / \cos \alpha = \frac{H L}{\cos^2 \alpha EA}$

También : $\Delta = \frac{H h}{EA \cos^2 \alpha \sin \alpha}$

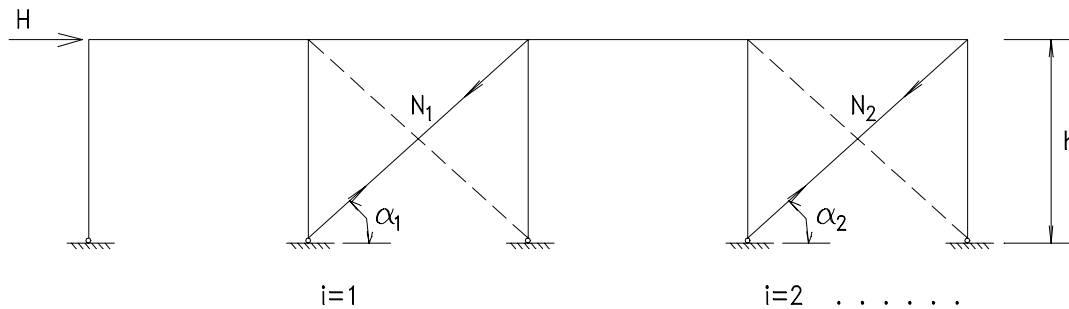


Fig. 11.6

Para el cálculo de los esfuerzos en las diagonales, en la Fig. 11.6, se tiene:

$$H = \sum H_i \quad \dots\dots\dots (\beta)$$

donde $H_i = N_i \cos \alpha_i$

se sabe que: $\Delta_i = \frac{H_i h}{EA_i \cos^2 \alpha_i \sin \alpha_i} \quad \dots\dots\dots (\tau)$

como el desplazamiento lateral es el mismo para todas las crujías, $\Delta_i = \Delta$

despejando H_i en (τ) :

$$H_i = \frac{\cos^2 \alpha_i \sin \alpha_i EA_i}{h} \Delta$$

introduciendo en (β) :

$$H = \frac{\sum (\cos^2 \alpha_i \sin \alpha_i EA_i)}{h} \Delta$$

despejando Δ , se tiene:

$$\Delta = \frac{H h}{\sum (\cos^2 \alpha_i \sin \alpha_i EA_i)}$$

para una determinada diagonal, igualando (τ) con la expresión anterior y despejando H_i :

$$H_i = \frac{H A_i \cos^2 \alpha_i \sin \alpha_i}{\sum (A_i \cos^2 \alpha_i \sin \alpha_i)}$$

el esfuerzo en la diagonal es:

$$N_i = H_i / \cos \alpha_i = \frac{H A_i \cos \alpha_i \operatorname{sen} \alpha_i}{\sum (A_i \cos^2 \alpha_i \operatorname{sen} \alpha_i)}$$

Según AISC-LRFD, la carga factorizada H_u por sismo será: $H_u = 1.5 H$

Se debe cumplir que:

$$N_{ui} \leq \phi P_n$$

donde

$$\phi = 0.75$$

$P_n = F_{bu} * 0.75 A_b$, siendo A_b el área de la varilla y F_{bu} el esfuerzo de rotura del material (Ver Pág. 4-2).

Por otro lado el desplazamiento horizontal recomendado para acciones de sismo no debe sobrepasar $h/500$ con cargas de servicio.

11.2.2 Estructuras de 2 a 3 Pisos

En este caso las cargas debidas al sismo, viento (o las cargas provenientes del frenado longitudinal de los puentes grúa) pueden ser apreciables y conviene emplear ángulos, Tees o cualquier otro tipo de perfiles para los sistemas de arriostramientos en X. Se debe considerar la resistencia de dichos perfiles no sólo para la tracción sino también en la compresión. Para los elementos diagonales que trabajan en compresión y tracción cíclica es preferible, para un mejor entendimiento, que se presente el estudio considerando lo que ocurre en uno de los pisos.

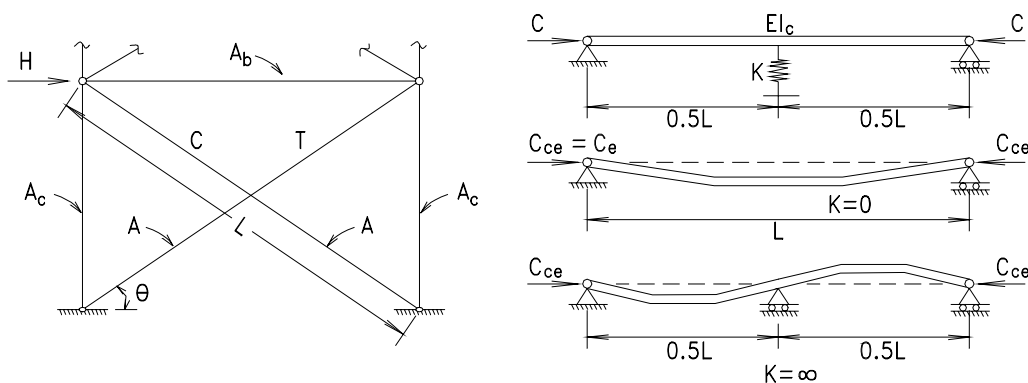


Fig. 11.7

La diagonales están conectadas en el centro y se puede decir que la diagonal en tracción contribuye a la resistencia de la diagonal en compresión como un apoyo elástico, por lo que se pueden dar dos casos extremos de pandeo:

- a) Si $k = 0$ (const. del resorte), entonces $K = 1.0$ (factor de long. efectiva) y el pandeo elástico de la diagonal en compresión es:

$$C_{ce} = \frac{\pi^2 EI_c}{L^2} = C_e \quad (1)$$

- b) Si $k = \infty$, entonces $K = 0.5$ y:

$$C_{ce} = \frac{4 \pi^2 EI_c}{L^2} = 4 C_e$$

Se observa que el factor de longitud efectiva está dado por:

$$K = \sqrt{\frac{C_e}{C_{ce}}} \quad (2)$$

Timoshenko demostró que no es necesario que k sea ∞ para que el elemento en compresión tenga un factor longitud efectiva de $K = 0.5$,

este valor para k es:

$$k_{lim} = 16\pi^2 EI_c/L^3$$

Si se define la rigidez del resorte en términos no dimensionales como:

$$\tau = kL/C_e \quad (3)$$

y combinándola con la ecuación (1) y las dos anteriores, el valor límite es:

$$\tau_{lim} = k_{lim} (L/C_e) = 16$$

Adoptando una variación lineal entre τ y $\frac{C_{ce}}{C_e}$, se tiene:

$$C_{ce} = (1 + 3\tau/16) C_e \leq 4 C_e \quad (4)$$

Hay una relación exacta que no se trata en este texto. En la Fig. 11.8 se muestra esta relación.

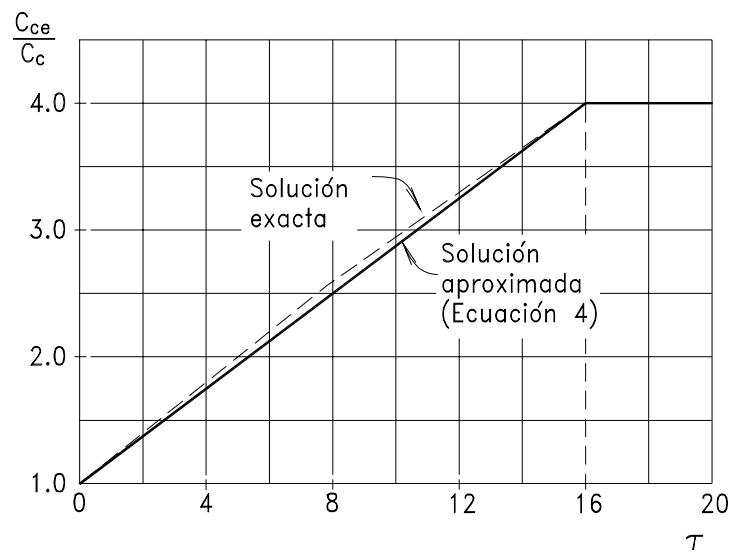


Fig. 11.8

Usando las relaciones (2) y (4), el factor de longitud efectiva será:

$$K = \frac{4}{\sqrt{16 + 3\tau}} \geq 0.5 \quad (5)$$

En Fig. 11.9 se muestra esta relación entre K y τ .

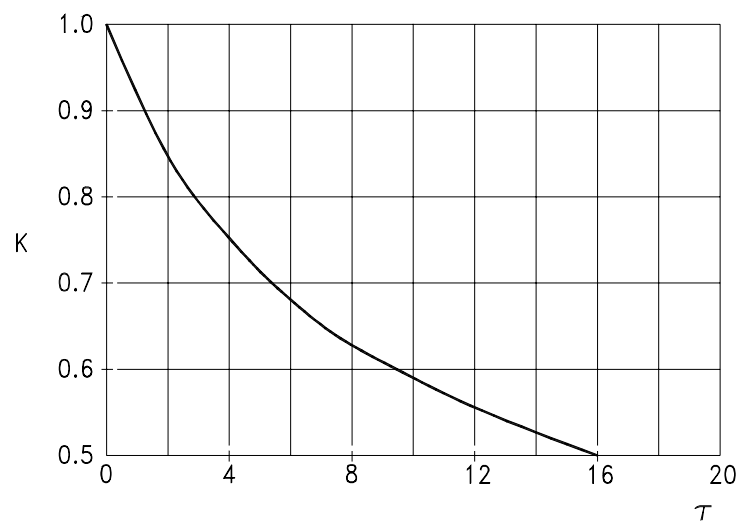


Fig. 11.9

Para determinar los parámetros k y τ que ofrece la diagonal en tracción como apoyo de resorte al medio del elemento en compresión se presenta la Fig. 11.10 de un miembro prismático en tracción T y con la carga transversal Q transmitida a la diagonal en tracción por la diagonal en compresión.

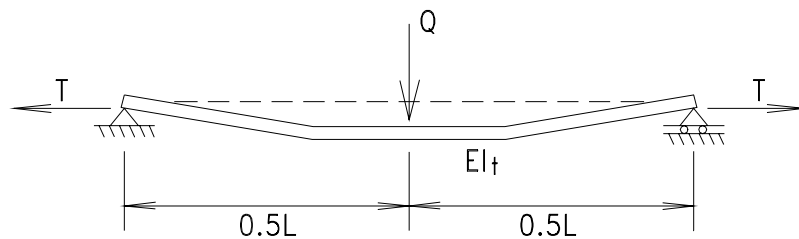


Fig. 11.10

La ecuación diferencial del equilibrio es clásica y no será repetida en este texto, pero la rigidez transversal o rigidez del resorte suministrada por la diagonal en tracción se obtiene de la solución de dicha ecuación y está dada por:

$$k = (16 EI_t / L^3) \frac{\nu^3}{(\nu - \tanh \nu)}$$

donde

$$\nu^2 = (L/2)^2 (T/EI_t) \quad (6)$$

Combinado las ecuaciones (1), (3) y (6):

$$\tau = (16/\pi^2) (I_t/I_c) \frac{\nu^3}{(\nu - \tanh \nu)} \quad (7)$$

En un arriostramiento diagonal, ambas diagonales son idénticas, por lo que $I_t = I_c = I$ y la anterior expresión puede escribirse como:

$$\tau = (16/\pi^2) \frac{\nu^3}{(\nu - \tanh \nu)}$$

que se puede aproximar por:

$$\tau = 16/\pi^2 (3 + 1.09 \nu^2) \quad (8)$$

Las ecuaciones (7) y (8) pueden verse en la Fig. 11.11 y compararse.

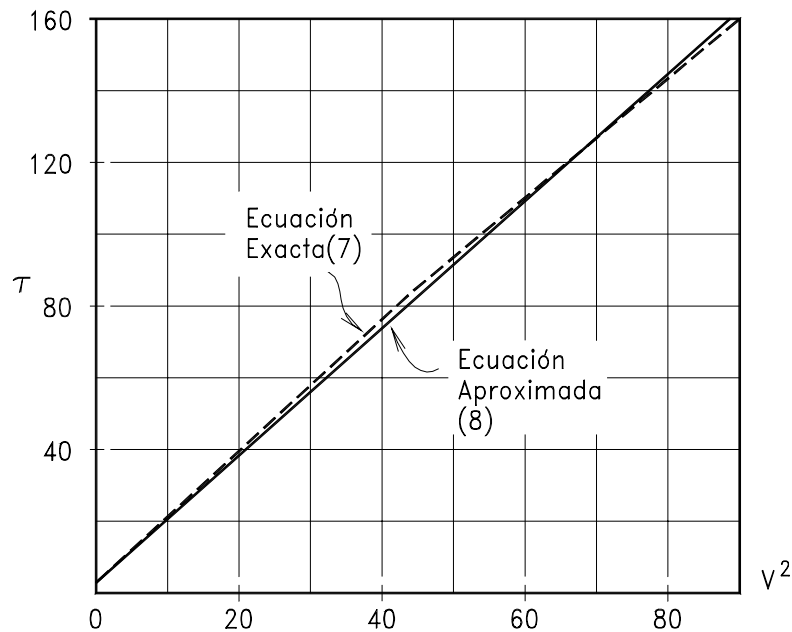


Fig. 11.11

Se debe comprobar si el rango $0 \leq v^2 \leq 80$, es el rango práctico donde se puede aplicar esta aproximación.

Ambas diagonales no deben exceder en su relación de esbeltez para el pandeo fuera del plano de 200, es decir:

$$\frac{L / 2}{r} \leq 200$$

$$(L/2)^2 \leq 40000 I/A \quad (9)$$

la tracción máxima en la diagonal es $A.F_y$, el módulo de elasticidad del acero es $E = 29000 \text{ ksi}$, y combinando la ecuación (6) con la (9):

$$v^2 \leq (40000 I/A) A.F_y/EI = 1.38 F_y$$

Si se usara un acero con $F_y = 58 \text{ ksi}$ se observa que $v = 1.38 \cdot 58 = 80$, por lo que cae dentro del rango.

Ahora, continuando con la expresión aproximada (8) y combinando las expresiones (1), (3), (6) y (8) resulta:

$$k = C_e \cdot \tau / L = 48 EI/L + 4.36 T/L \quad (10)$$

Es interesante observar que cuando $T = 0$, k es la rigidez flexionante de una viga.

La expresión (6a) puede ser escrita como:

$$v^2 = (\pi L/2)^2 \frac{T}{\pi^2 EI} = 2.47 T/C_e$$

que introducida en la ecuación (8) da:

$$\tau = 4.86 + 4.36 T/C_e$$

y de la expresión (2):

$$C_e = K^2 C_{ce}$$

la fórmula anterior se convierte en $\tau = 4.86 + 4.36 \left(\frac{T}{K^2 C_{ce}} \right)$

que combinándola con la expresión (5) se obtiene:

$$K = \sqrt{0.523 - \frac{0.428}{C_{ce} / T}} \geq 0.5$$

Los señores Picard y Beaulieu comprobaron la validez de estas fórmula mediante pruebas que reportaron en el AISC Engineering Journal del tercer trimestre de 1987.

Desde que el pórtico mostrado en la Fig. 11.7a es elástico hasta que haya pandeo en la diagonal en compresión la relación C_{ce}/T es igual a la relación C/T de la compresión y de la tracción que indica un análisis elástico del pórtico, por lo que la anterior expresión puede escribirse en la siguiente forma:

$$K = \sqrt{0.523 - \frac{0.428}{C / T}} \geq 0.5 \quad (11)$$

Esta fórmula se dibuja como se muestra en la Fig. 11.12.

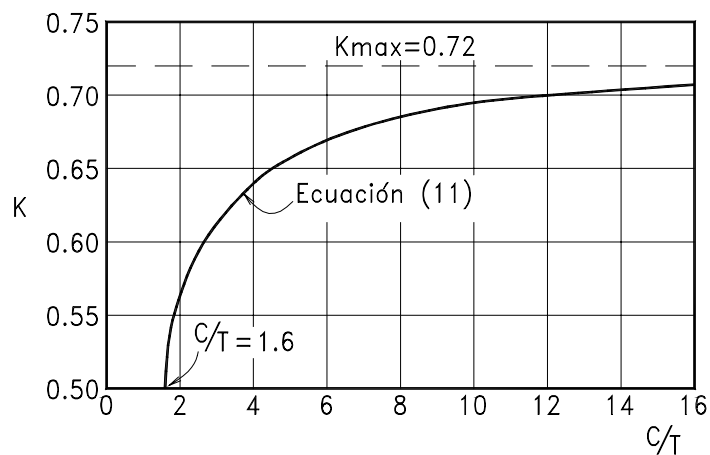


Fig. 11.12

En la Fig. 11.12 se observa que cuando C/T es mayor que 1.6, conforme crece la relación C/T , K crece y llega a ser $K_{\text{máx}}$ cuando C/T es infinito, es decir cuando $T = 0$ y sólo existe la rigidez flexionante en la diagonal en tracción.

Vickers obtuvo una expresión para C/T considerando la deformación elástica del pórtico mostrado, y que es la siguiente:

$$C/T = 1 + \frac{\cos \theta}{A_b / A (1 + A / A_c \sin \theta)}$$

donde

A Area del arriostramiento

A_c, A_b Areas de las columnas y de la viga.

En un pórtico típico el área de las columnas A_c es mucho mayor que el de las diagonales y $\sin \theta$ es menor que la unidad, por lo que la anterior expresión puede simplificarse a:

$$C/T = 1 + (A/A_b) \cos \theta$$

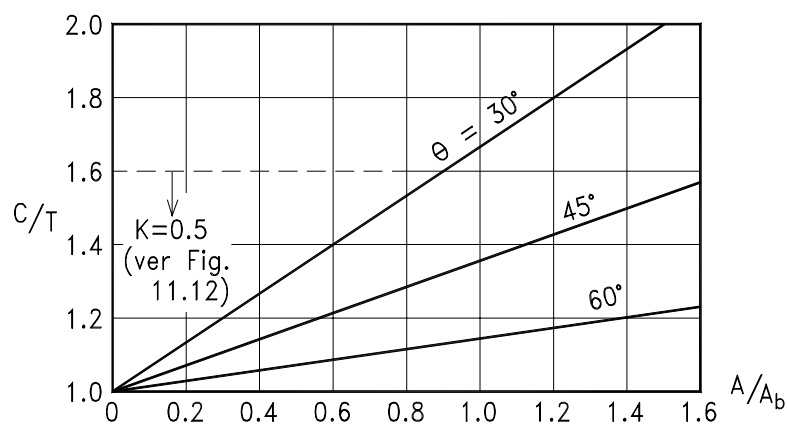


Fig. 11.13

Se sabe que A/A_b es menor que la unidad en la mayoría de casos prácticos por lo que C/T es menor que 1.6 y por tanto, $K = 0.5$ como se nota en la Fig. 11.13

Como conclusión se deduce que, en la mayoría de los casos prácticos, se puede considerar $K = 0.5$ siempre que las diagonales se unan al centro sin cortarse por medio de cartelas que disminuirían las resistencias del elemento en compresión.

Queda, sin embargo, la duda del comportamiento del arriostramiento en X cuando se le aplican cargas cíclicas cuya magnitud puedan producir pandeos en las diagonales.

Al particular los señores El-Tayem y S.C. Goel hicieron pruebas con diagonales de ángulos de lados iguales y cuyo informe se presenta en AISC-Engineering Journal del primer trimestre de 1986. En la Fig. 11.14 se muestra el sistema de pruebas, así como un detalle del espécimen probado.

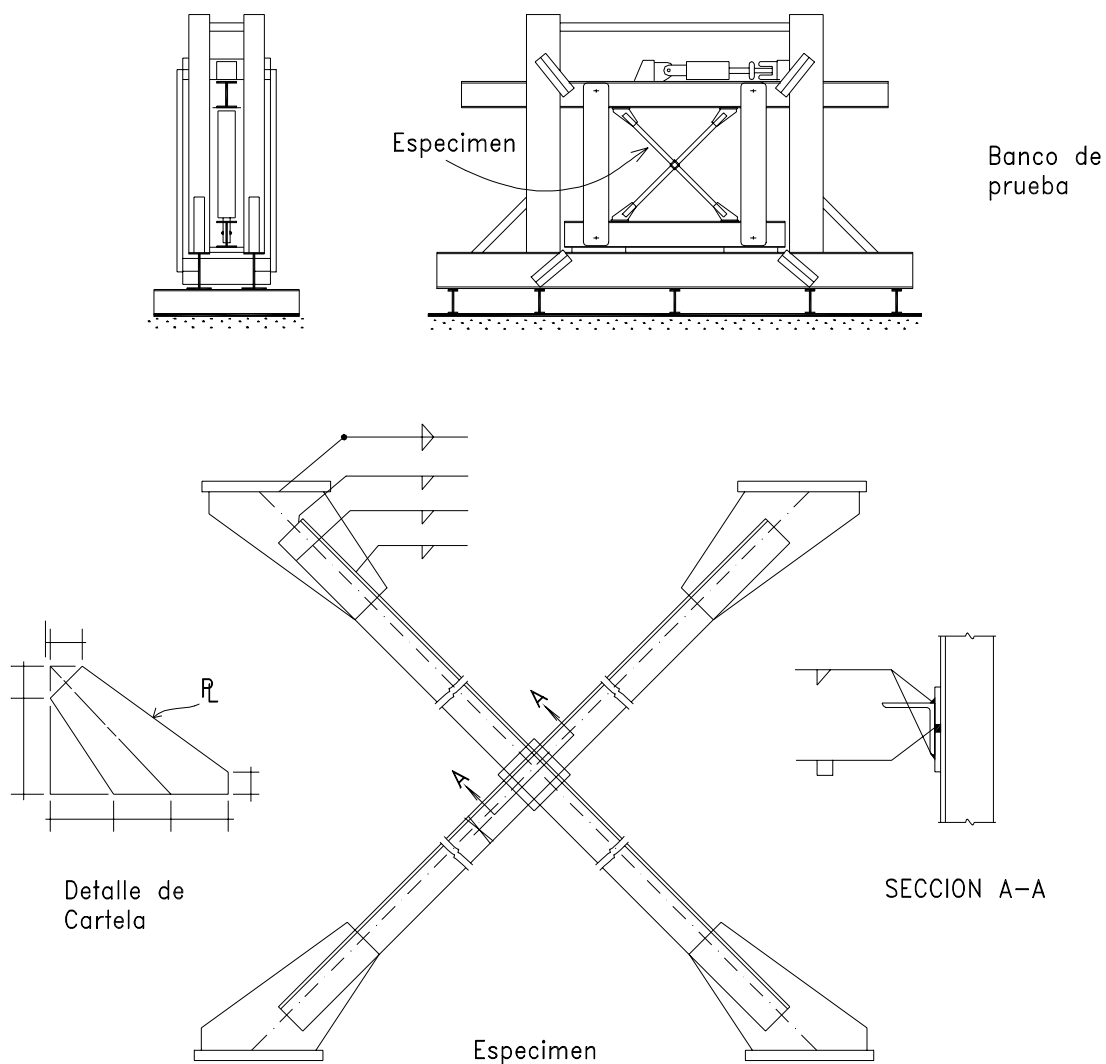


Fig. 11.14

A dicho especimen se aplicó una carga cíclica en la forma que se muestra generando los lazos de histéresis (Ver la Fig. 11.15). Esto indica que el sistema dispersa energía en forma estable sin pérdida de capacidad cuando las cargas máximas aplicadas no sobrepasan un máximo valor dado.

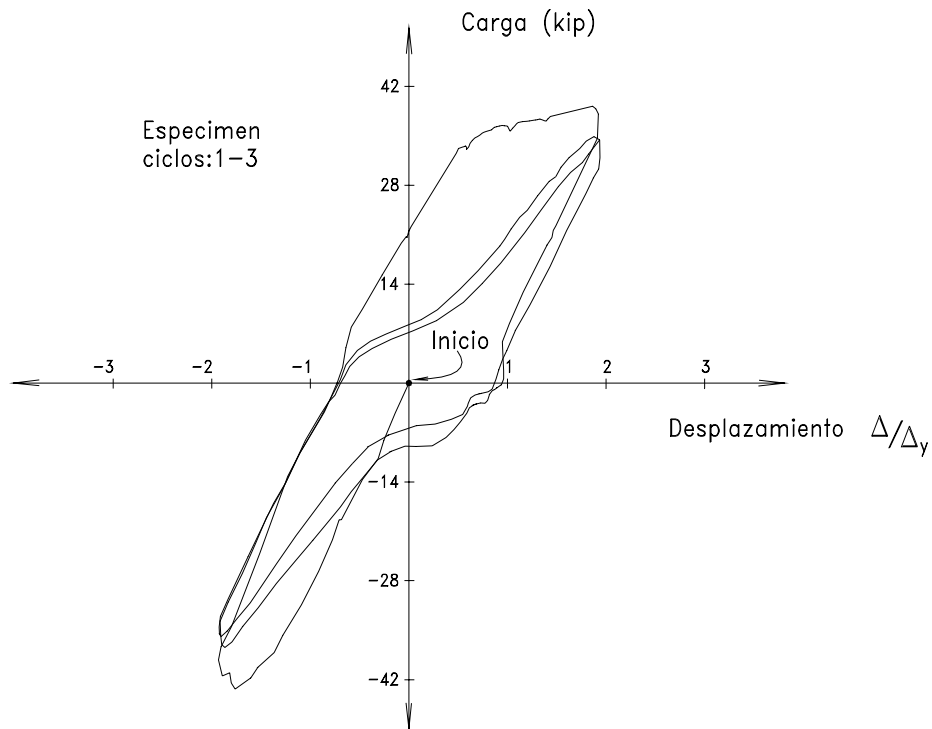


Fig. 11.15

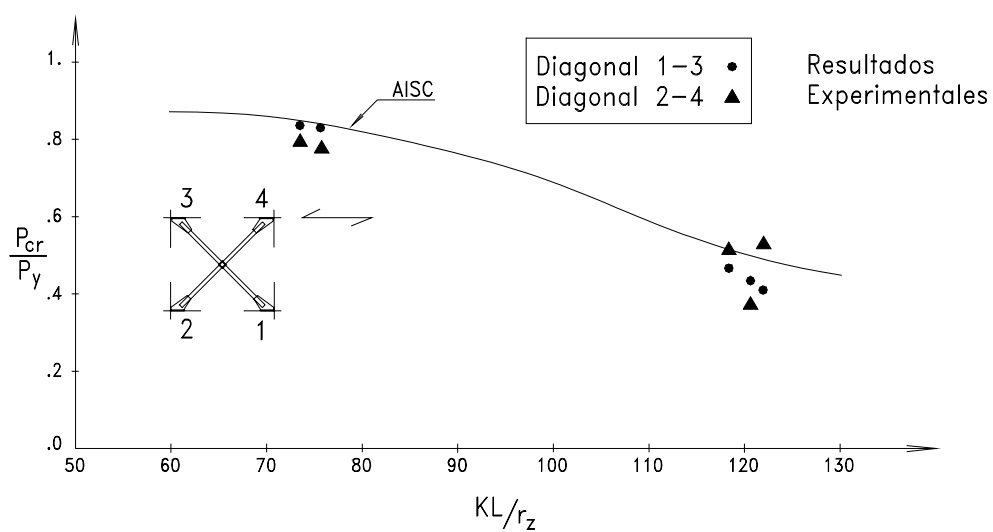


Fig. 11.16

Después de probar el sistema con una carga creciente hasta llegar al pandeo del elemento en compresión. Los resultados experimentales se compararon con los indicados por la curva de resistencia de columnas dada por el AISC; sus resultados se muestran en la Fig. 11.16.

La medida de la carga en el instante del pandeo mostró que éste se produce cuando la curva de pandeo tiene una longitud de onda no superior a la mitad de la longitud de la diagonal, lo que comprueba lo indicado por los señores Picard y Beaulieu, es decir $K = 0.5$ es el factor de longitud efectiva.

En resumen, se puede decir los elementos diagonales de un sistema de arriostramiento en X se pueden calcular considerando que la longitud efectiva de pandeo de los miembros es igual a la mitad de la longitud del arriostramiento.

11.2.3 Estructuras multipisos

La principal característica de estas estructuras es que tienen pisos de losas de concreto que suponen diafragmas rígidos que aseguran un desplazamiento único del entrepiso en cada dirección de la edificación. Debe tratarse de conseguir que el centro de gravedad coincida con el centro de rigidez del piso para evitar torsión del mismo que afectan a las columnas de acero.

Este es el tipo de estructuras donde se presentan muchas variedades de sistemas como se pasa a describir.

- a) Pórticos sin arriostramientos: Ver Pórtico 2 por ejemplo, en la Fig. 11.17. Estos dependen íntegramente de la rigidez de los nudos para su estabilidad lateral.

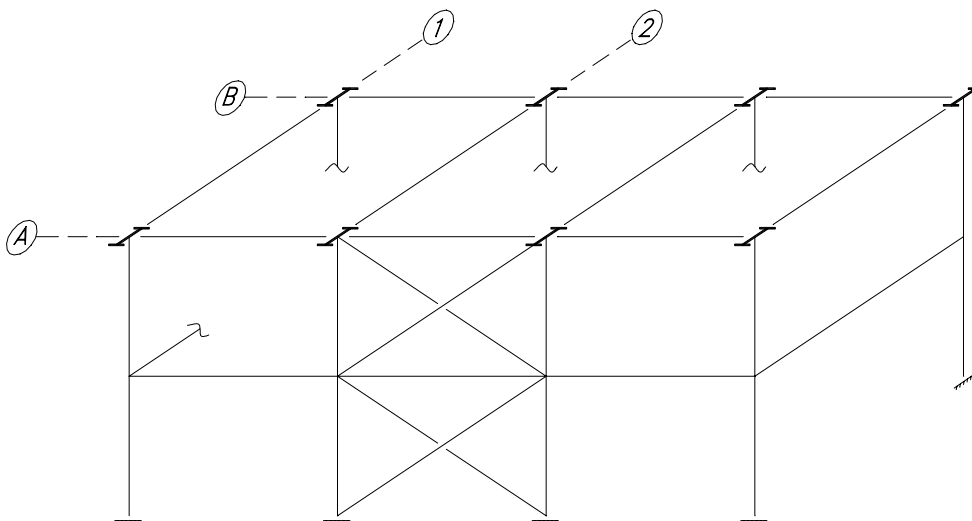


Fig. 11.17

Se emplean conexiones con nudos rígidos como se describe en el Capítulo 9. Son estructuras dúctiles y se debe cumplir con el índice de deflexión lateral:

$$\delta/h \leq 1/500$$

para conseguir una rigidez lateral que evite la falla de elementos no estructurales, donde:

δ desplazamiento lateral del piso, con cargas de servicio, y
 h altura del entrepiso.

Se debe procurar siempre ubicar crujías con arriostramientos en los planos de los ejes débiles de las columnas para mejorar la seguridad y la economía de la edificación, por ejemplo en pórtico A, como se ve en la Fig. 11.17.

- b) Pórticos con arriostramientos: Para edificios de mayor altura será necesario el empleo de arriostramientos verticales para seguridad contra las acciones laterales y en especial para controlar las deflexiones laterales. Estos arriostramientos se colocan en una u otra dirección, en pórticos ubicados de tal forma que se impida excentricidades notorias del centro de rigidez con respecto al centro de gravedad, que se comentó anteriormente.

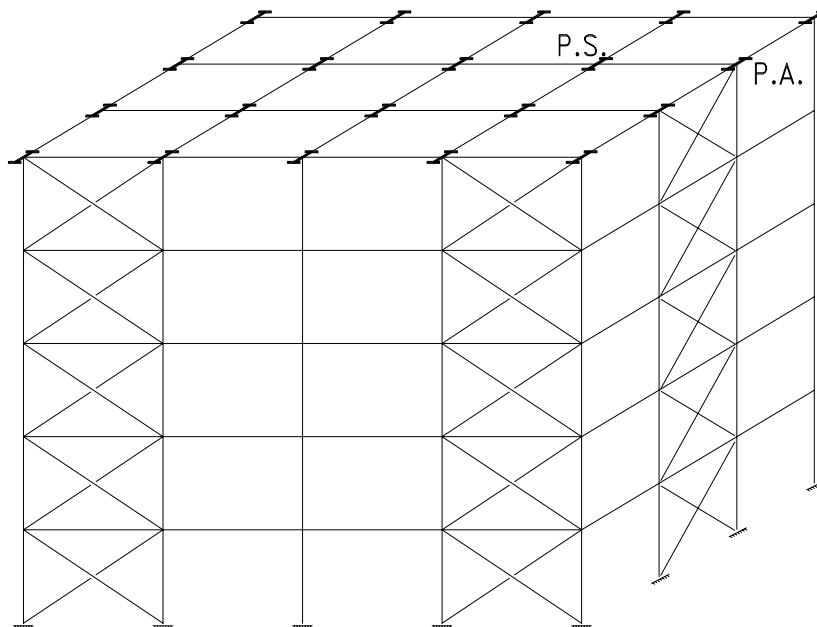


Fig. 11.18

Como no todos los pórticos tienen simultáneamente arriostramientos verticales y como el piso es un diafragma rígido, se tienen, entonces, dos tipos de pórticos:

Pórticos arriostrados y los Pórticos soportados. Los primeros son los encargados, además de las cargas de gravedad, de tomar las cargas laterales debido a que las crujías arriostradas son mucho más rígidas. Los pórticos soportados sólo toman las cargas verticales, ya que su rigidez lateral notoriamente menor que la de los arriostrados hace que sean soportados por éstos para la toma de cargas horizontales.

Se debe procurar siempre usar conexiones rígidas con el objeto de mantener una reserva de ductilidad en zonas sísmicas. (ver Cap.9)

Hay distintos tipos de enrejados para los arriostramientos verticales como se observa en la Fig. 11.19:

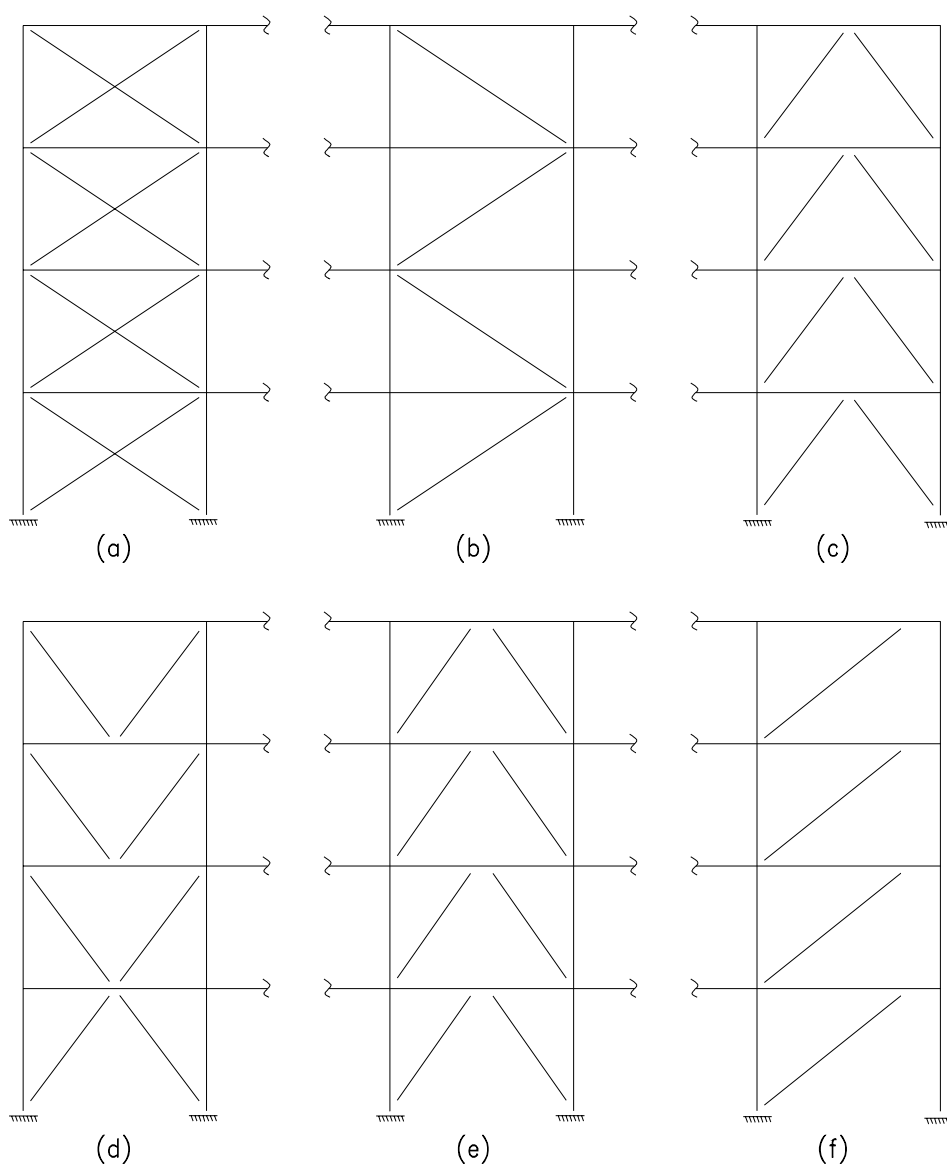


Fig. 11.19

Fig. 11.19a Arriostramiento en X, cuando la distancia entre columnas de las crujeías no es grande. Las conexiones a los nudos son más complicadas.

Fig. 11.19b Arriostramiento en N, cuando se requiere espacio para el paso libre.

Fig. 11.19c y Fig. 11.19d Arriostramiento en V, cuando la distancia entre columnas pasa de 6.0 m. En la Fig. 11.19c hay espacio central libre. En la Fig. 11.19d los arriostramientos tienen una tracción inicial proveniente del peso en el apoyo central en la viga, que disminuye el efecto de la compresión de las cargas laterales sobre las diagonales.

Fig. 11.19e y Fig. 11.19f Arriostramiento excéntrico, patrocinado por Popov de la Universidad de California, Berkeley, con el objeto de producir rótulas plásticas localizadas y disipar energía a través de ellas.

Para edificios de gran altura se recomienda el uso de las llamadas Soluciones Tubulares (Ver Fig. 11.20) que han probado ser muy apropiadas para edificios de gran altura, ya que comprenden la rigidez total del edificio y reparten mejor las cargas sobre el terreno.

Se encuentran arquitectos que conceden la debida importancia a la estructura coma para lucirla en el exterior. En este caso no es necesario arriostrar internamente los pórticos propiciando un gran espacio libre.

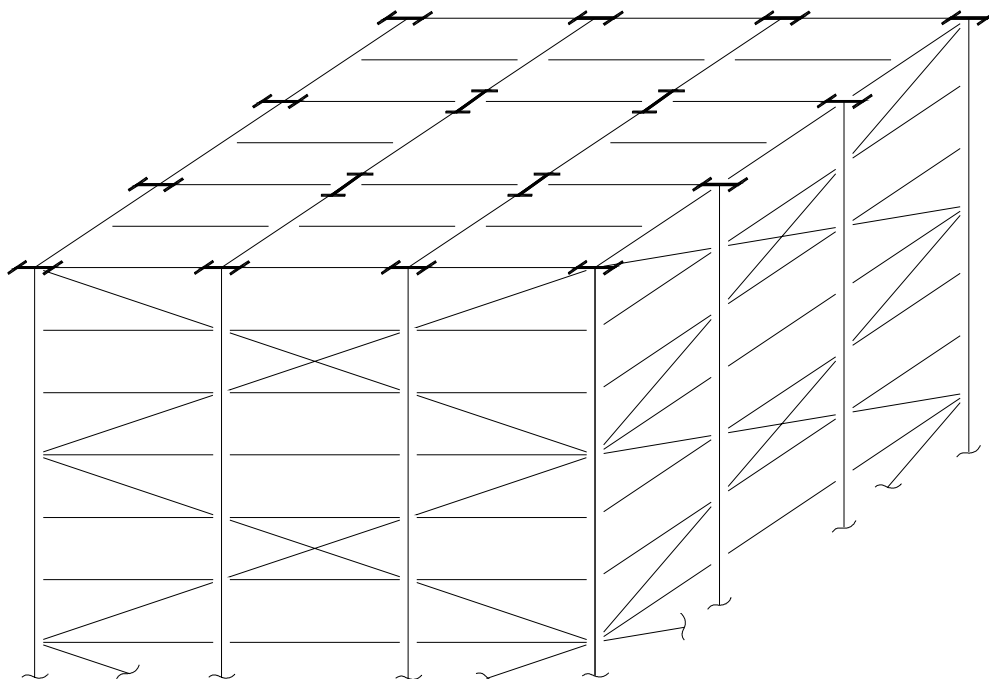


Fig. 11.20

A continuación se hará una breve reseña de cada uno de los tipos de estructuras mencionadas previamente con el objeto de presentar sus características más importantes, sus ventajas y desventajas.

11.2.4 Pórticos con Conexiones Rígidas

Son apreciados porque permiten el paso sin obstrucciones, permitiendo el máximo de libertad en el planeamiento interior de la construcción. La integridad lateral de estos pórticos depende grandemente en los nudos viga-columna que tengan suficiente resistencia y ductilidad. Para poder determinar el comportamiento es preciso establecer un sub-ensamble y estudiar experimentalmente las zonas achuradas como se hizo en Berkeley. Detalles de dichas conexiones se dan en la Fig. 11.21 y los resultados de la aplicación de las cargas cíclicas mediante los lazos histeréticos indican un buen comportamiento. (ver Fig. 11.22)

Se observa que si se usan atiesadores opuestos a las alas y se unen las alas de las vigas a las alas de las columnas se puede obtener una resistencia adecuada durante un buen número de ciclos. Se ha notado que hay una concentración particularmente alta de esfuerzos cortantes en el alma de la columna en dentro de los linderos de la conexión por lo que es necesario reforzarla con planchas dobladoras o atiesadores diagonales. En el Cap. 9 de este texto (Conexiones Rígidas) se presentan todos los detalles a cumplir para que esta conexión sea para que tenga el comportamiento que se requiere.

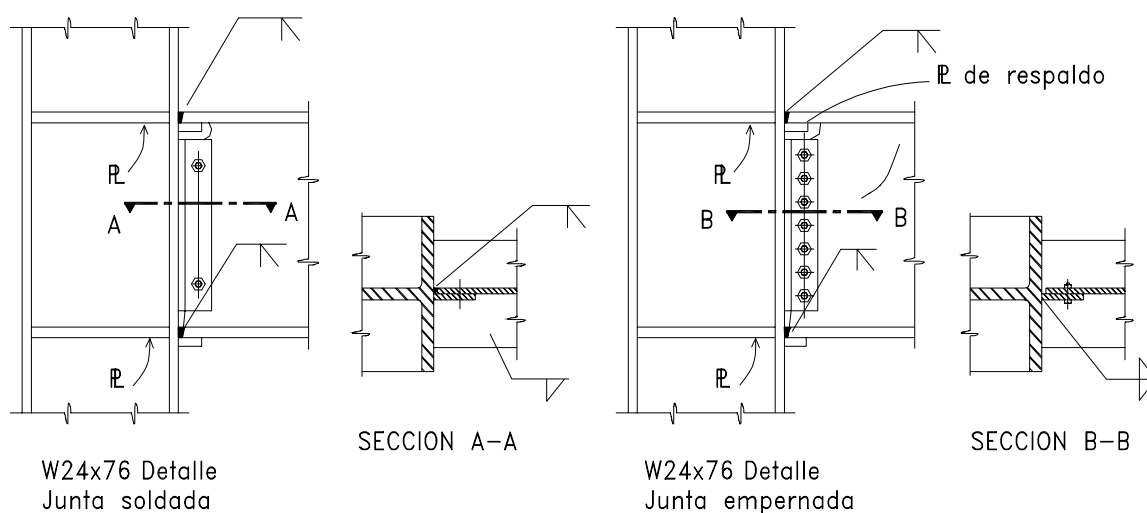


Fig. 11.21

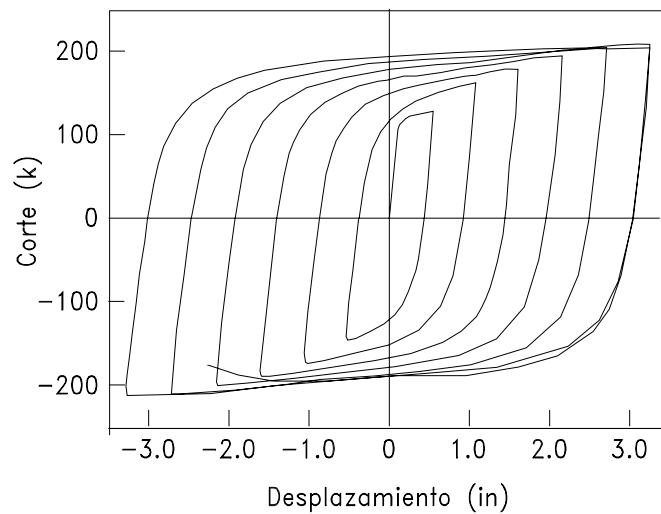


Fig. 11.22 Historia Fuerza-Desplazamiento del espécimen

11.2.4 Pórticos con Arriostramientos Concéntricos

A menudo es más económico, en vez de usar Pórticos con Nudos Rígidos, el empleo de Pórticos con arriostramientos. Dos de los cuales se muestran en la Fig. 11.23. En estos casos se procura que en los nudos todos los elementos concurran a un sólo punto que es denominado el Punto de Trabajo.

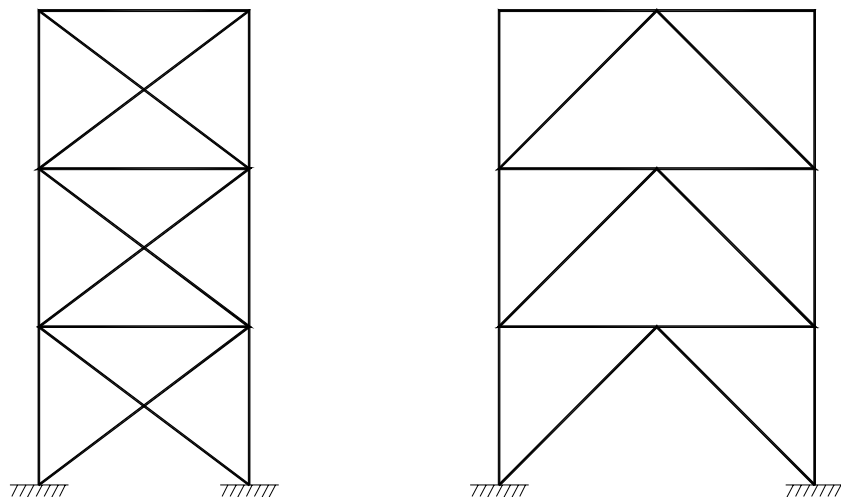


Fig. 11.23

Cuando se emplean estos tipos de arriostramiento es conveniente observar las recomendaciones del Uniform Building Code (UBC) que establece que el Índice de Desplazamiento lateral de las estructuras de acero con arriostramiento no sobrepase a 0.005; asimismo es preferible usar conexiones rígidas para asegurar una reserva de ductilidad adecuada para las zonas de alta sismicidad.

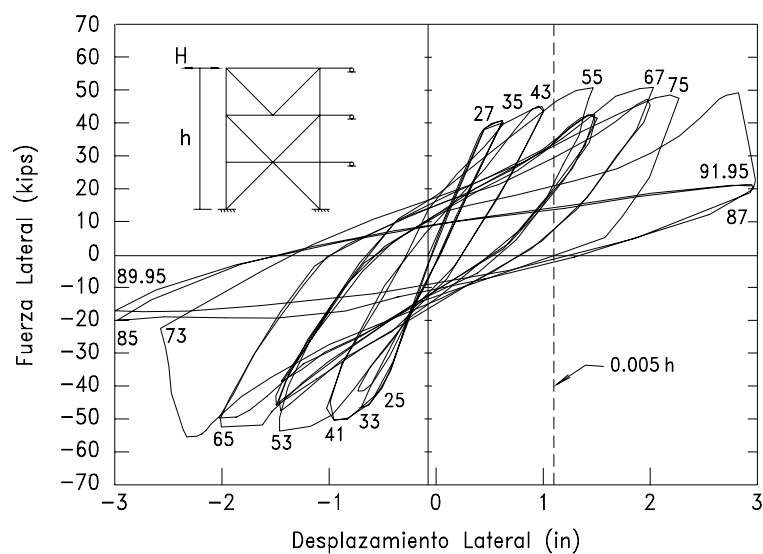


Fig. 11.24 Lazos Histeréticos para pórticos arriostrados

Popov, en Berkeley, sometió a prueba un sub-ensamble en escala de 1 a 3 para cargas cíclicas y obtuvo los resultados que se ven en la Fig. 11.24.

En efecto este espécimen, que se diseñó de acuerdo al UBC, se comportó bien hasta un desplazamiento doble que el recomendado.

11.2.5 Pórticos con Arriostramientos Excéntricos

Cuando se impone una excentricidad deliberada para que uno de los elementos en una conexión no se encuentre en un sólo punto con los demás, se originan los Pórticos con Arriostramientos Excéntricos como se ven en la Fig. 11.25.

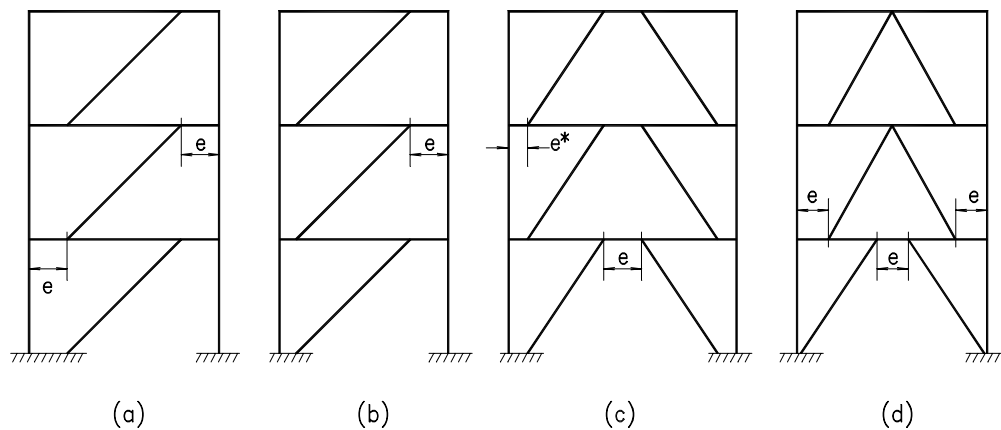


Fig. 11.25

Las vigas cortas que se forman por la excentricidad de los arriostramientos, se denominan eslabón de cadena o simplemente "eslabón".

Al seleccionar una configuración, es esencial tener en mente la formación de un mecanismo de colapso cinemático que pueda experimentar desplazamientos relativamente grandes entre sus extremos, como se muestra en la Fig. 11.26.

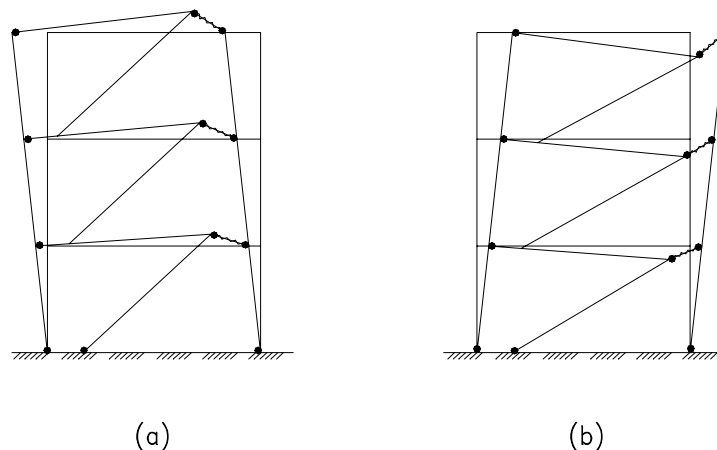


Fig. 11.26 Mecanismo de colapso para un pórtico cargado en dos direcciones opuestas

Eslabones de corte:

Para los eslabones que se forman en la cercanía de las columnas, se necesita tener la suficiente capacidad de resistencia a la fluencia al corte. Es por ello que se requiere refozar dicho eslabón como se muestra en la Fig. 11.27. Así se obtiene un comportamiento seguro como se observa en la relación desplazamiento-capacidad en una estructura de prueba que sugiere una buena absorción y disipación de energía que el sismo introduce en la estructura. Se recomienda colocar los atiesadores en el alma como se indica en la Fig. 11.27.

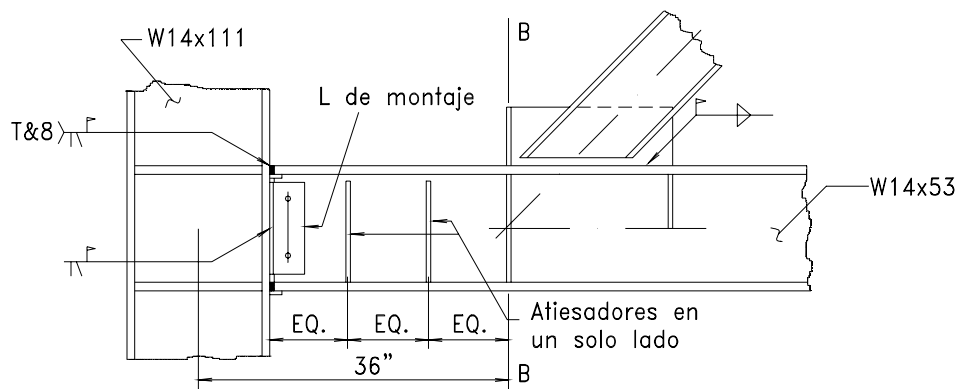


Fig. 11.27 Detalle sugerido para un Eslabón de Corte Soporte Lateral en Sección B

Eslabones con momentos:

Para los eslabones que tienen una longitud mayor que dos veces el peralte de la viga o 5 veces el ancho del ala se desarrollarán rótulas plásticas de momentos en sus extremos.

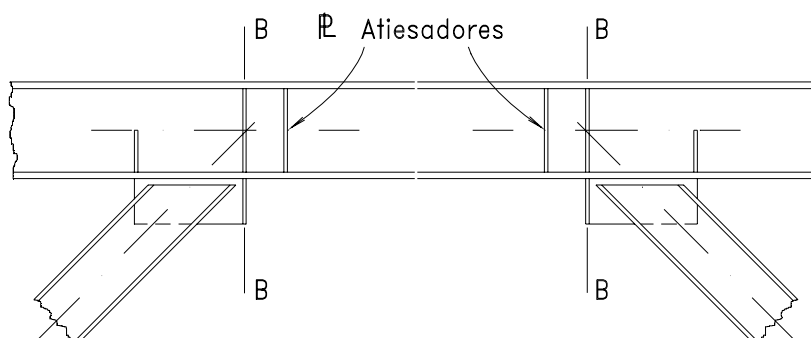


Fig. 11.28 Eslabón típico con Rótulas de Momentos Plásticos en sus extremos. Soporte Lateral en Secciones B

Para eslabones de longitud mayor de $2d$ y menores de $4d$ se aplicarán los mismos requerimientos de atiesadores que se indican para eslabones de corte, excepto que los atiesadores cercanos a los extremos serán ubicados a una distancia no mayor que el ancho del ala de la viga. Para eslabones de momentos de longitudes entre $4d$ y $6d$ solamente es necesario suministrar atiesadores de extremos igual al ancho del ala de la viga, en ambos extremos. Parece no ser necesario el uso de atiesadores cuando la longitud del eslabón de momentos es mayor que $6d$.

Cualquiera que sea el tipo de eslabón no hay que descuidar arriostres laterales para prevenir el pandeo lateral-torsional en las alas.

Para estar seguros que los arriostramientos diagonales no sufran pandeos antes que se formen los eslabones desarrollen su capacidad de fluencia en corte o plastificación por flexión, es conveniente que dichas diagonales sean diseñadas para una resistencia que supere en un 50% a la resistencia que se espera que se llegue con los eslabones.

Resumen de los pórticos de edificios de acero:

- Los Pórticos de Conexiones Rígidas suministran una solución muy flexible al planeamiento interno del edificio, ya que no se tienen obstrucciones. Las conexiones deben seguir las recomendaciones de diseño que se indican en el Cap.9. Este sistema estructural, bajo la acción de cargas sísmicas excesivas, pueden causar daños a elementos no estructurales. Para prevenir esto será necesario controlar el desplazamiento lateral de los pórticos para que tengan un índice menor a 0.005; en algunos casos será necesario incrementar el tamaño de las vigas, dando origen a soluciones no económicas. Cuidado especial se tendrá con el interior de la conexión reforzándola con planchas dobladoras o atiesadores diagonales. (Ver Cap. 9).
- Los Pórticos Arriostrados Concéntricamente proveen un excelente sistema estructural en regiones de baja o moderada probabilidad de ocurrencia de sismos, sin embargo, pueden significar obstrucciones para la ubicación de puertas o ventanas. Para severas acciones del sismo hay posibilidad de pérdida de capacidad de los arriostramientos por la acción de cargas cíclicas. Es conveniente diseñar con un cierto exceso dichos arriostramientos y con un cuidado especial, sus conexiones.
- Los Pórticos Arriostrados Excéntricamente parecen ofrecer excelentes ventajas sobre los arriostrados concéntricamente. Un pórtico de este tipo es muy rígido y liviano para cargas moderadas de sismo y muy dúctil en cargas grandes que pueden ocurrir durante la ocurrencia de un sismo severo extraordinario. Pueden llegar a ser tan dúctiles como los pórticos de conexiones rígidas pero con menor tamaño de las vigas. Se puede esperar, en cargas severas, que los pisos en las zonas de los eslabones sufran considerable desplazamiento con algunas fracturas del piso.

11.3 CONSIDERACIONES SISMICAS PARA EDIFICIOS DE ACERO DEL INSTITUTO AMERICANO DE LA CONSTRUCCION EN ACERO

En Junio de 1992 dicho Instituto hizo efectivo sus Provisiones Sísmicas para Edificios de Acero, es decir, normas para el diseño de estructuras de acero a ser construidas en zonas de riesgo sísmico. En este texto se comentarán, brevemente, las que son aplicables bajo la filosofía del Diseño por Factores de Carga y Resistencia del AISC-LRFD.

Estas nuevas normas deben ser aplicadas en conjunto con las establecidas para zonas no sísmicas. La intención es establecer pautas para que los miembros estructurales resistan las fuerzas que se originan en sismos y están basadas en la posibilidad de que, los miembros y sus conexiones, disipen energía sin colapsar en la respuesta del rango no lineal de las estructuras.

En primer término se establece un cuadro de Categorías de Comportamiento Sísmico relacionado con los Grupos de Exposición al Riesgo Sísmico de las Construcciones, la Aceleración Relacionada con el Pico Efectivo de la Velocidad, A_v , y se establecen 5 tipos de construcciones A, B, C, D y E. Excepto el grupo que se denomina III-C, y las Categorías D y E, que tienen especiales recomendaciones, todas las demás pueden ser diseñadas por las Especificaciones AISC que se venían aplicando hasta esa fecha.

A continuación se presentan dos tablas donde se precisa el tipo de edificación que las nuevas normas cubren.

Tabla 11.1 Grupos que se relacionan con el Riesgo Sísmico

Grupo	Tipo de Edificación
III	Edificios que encierran instalaciones que son necesarias para la recuperación post-sísmica y que requieran cuidados especiales para el acceso y su funcionalidad.
II	Edificios que constituyen un peligro especial al público debido a su uso.
I	Todos los demás edificios que no se clasifican en III y II.

Tabla 11.2 Categoría de Comportamiento al Sismo

Valor de A_v	Grupo de Riesgo Sísmico		
	I	II	III
$0.20 < A_v$	D	D	E
$0.15 \leq A_v \leq 0.20$	C	D	D
$0.10 \leq A_v \leq 0.15$	C	C	C
$0.05 \leq A_v \leq 0.10$	B	B	C
$A_v < 0.05$	A	A	A

Las normas sísmicas del AISC se describen ahora en once Secciones y que son:

1. Alcances.
2. Comportamiento Sísmico.
3. Cargas, Combinaciones de Cargas y Resistencias Nominales.
4. Índice de desplazamiento de entrepisos.
5. Materiales.
6. Normas para Columnas.
7. Normas para Pórticos Ordinarios con Nudos Rígidos.
8. Normas para Pórticos Especiales con Nudos Rígidos.
9. Normas para Edificios Arriostrados Concéntricamente.
10. Normas para Pórticos con Arriostramientos Excéntricos.
11. Seguridad de calidad.

Como sucede con las normas modernas de construcción, se adicionan, asimismo, sus Comentarios para aclarar el correcto significado de la misma o comparar sus resultados y alcances con lo que se pretende normar.

Las Secciones de las Provisiones mencionadas constituyen realmente modificaciones y precisiones a las Especificaciones AISC-LRFD 1986 y son el resultado de un trabajo encomendado al equipo del Profesor Popov, que durante años, había investigado el comportamiento de las construcciones de acero en la Universidad de California, Berkeley.

Es la primera vez que AISC edita normas para las edificaciones en zonas sísmicas. Es opinión del autor de este texto que, el comportamiento defectuoso de varios edificios de acero durante el sismo de Setiembre 1985 en la ciudad de México, ha influenciado para que el AISC se esmere en establecer pautas especiales para el diseño de estructuras de acero en zonas sísmicas.

Volviendo al caso de las Estructuras de las Categorías III C, y D y E, se establecen normas se detallan en las Secciones 5, 6, 7, 8, 9 y 10, que no es preciso repetir en este texto. Es interesante hacer notar que los sistemas de arriostramiento tipo K sólo están permitidos para edificaciones de pocos pisos.

Las Combinaciones de Cargas, que se trataron en el Capítulo 1 de este texto, son iguales a las indicadas en las nuevas Provisiones, excepto para las combinaciones que se relacionan con el sismo; así la nueva forma de presentar las Combinaciones es:

<u>Fórmula</u>	<u>Combinación</u>
3.5 (A4.5)	$1.2 D \pm 1.0 E + 0.5 L + 0.2 S$
3.6 (A4.6)	$0.9 D \pm (1.0 E \text{ o } 1.3 W)$

Ahora se incluyen también los efectos ortogonales del sismo en el análisis.

En ciertos casos, se usará una carga horizontal por sismo amplificada, $0.4R.E$, mayor que 1.0, en vez de 1.0 E, donde R es el coeficiente de respuesta que indica el Código correspondiente.

En ambas combinaciones anteriores, se nota una diferencia sustancial con relación al factor 1.5 que se usaba para E en AISC-LRFD 1986. Esto se debe a que, estas Provisiones están escritas para las cargas debidas al sismo que se indican en las nuevas "Normas para Cargas Mínimas para Construcciones, ASCE" que apareció en Marzo de 1993 y que varía, sustancialmente, de lo que ANSI-58 indicaba anteriormente para el efecto sísmico. Habrá que esperar lo que indique el Reglamento Nacional de Construcciones en su nueva versión del Capítulo de Cargas de Sismo, aquí en Perú.

No se varían las Resistencias nominales establecidas en las Especificaciones AISC-1986, sin embargo, se exige que las columnas en pórticos que resisten sismos, deberán cumplir los siguientes requerimientos:

- Para cargas de compresión axial:

$$1.2 P_d + 0.5 P_l + 0.2 P_s + 0.4 R.P_e \leq \phi_c P_n$$

siendo $0.4 R$ mayor o igual a 1.0

- Para cargas de tracción:

$$0.9 P_d - 0.4 R.P_e \leq \phi_c P_n$$

Estas no necesitan exceder cualquiera de las resistencias siguientes:

1. La máximas cargas transferidas a la columna, considerando 1.25 veces las resistencias de la viga conectada o elementos de arriostramientos de la estructura, o
2. El límite determinado por la resistencia de la cimentación al momento de volteo.

Por otro lado, se imponen limitaciones más severas para las relaciones ancho-espesor de los elementos constituyentes en compresión de las secciones de los perfiles, laminados o soldados λ_p , como se indica en la Tabla 8.1 que se extracta a continuación:

Descripción del elemento	Relación ancho-espesor	relación límite λ_p
Alas de perfil I y canal en flexión	b / t	$52 / \sqrt{F_y}$
Almas en flexión combinada con compresión	h / t_w	$P_u / \phi_b P_y \leq 0.125: 520 / \sqrt{F_y} \left(1 - \frac{1.54 P_u}{\phi_b P_y} \right)$
		$P_u / \phi_b P_y > 0.125: 191 / \sqrt{F_y} \left(2.33 - \frac{P_u}{\phi_b P_y} \right) \geq \frac{253}{\sqrt{F_y}}$

F_y en ksi

NOTA.- Estando Perú en Zona Sísmica, en la Tabla de Selección de Perfiles para Flexión, se han considerado los límites λ_p aquí indicados, para establecer los perfiles compactos.

Por otro lado, en las Provisiones se establece una serie de restricciones para las conexiones de nudos, sean estos tipo FR o PR. Asimismo, se indican límites para la relación de esbeltez de los arriostramientos en aquellas construcciones cuya resistencia depende de los mismos en caso de sismo, como por ejemplo:

$$L/r \leq 720 / \sqrt{F_y} \quad (120, \text{ para el caso de acero A36})$$

También se limita la resistencia de los arriostramientos que se diseñan para compresión al 80% de la resistencia de diseño indicada en el Capítulo 6 de este texto.

Las conexiones de los arriostramientos deben cumplir una serie de requisitos para fallas de fractura, así en el caso de una conexión empennada se debe cumplir:

$$A_e / A_g \geq \frac{1.2 \alpha P_u}{\phi_t P_n}$$

donde

A_e Área efectiva, como se indica en el Capítulo 3 de este texto.

A_g Área total.

- α Fracción de la fuerza en el miembro a ser transferida a través de una sección neta particular.
- ϕ_t Factor especial para tracción, en este caso: 0.75.

Se contemplan, también, las resistencias a obtener en las cartelas, en especial el problema del pandeo local de las mismas.

En el caso de pórticos excéntricamente arriostrados se dan los refuerzos para los eslabones de corte y de momentos que forman las rótulas que disipan la energía en este tipo de construcción.

Finalmente, para asegurar la buena calidad que debe tener el trabajo, se obliga a que toda conexión soldada acanalada de un elemento en tracción de los pórticos resistentes al sismo, deberán ser sometidas a pruebas de ultrasonido u otra aprobada.

Siendo este Acápite, un breve resumen de lo que deben cumplir las estructuras de acero en zonas sísmicas, se termina indicando que gracias a estas Provisiones ya existe un excelente conocimiento de todos los detalles para que una estructura sea segura en zonas sísmicas.