

**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

CURSOS ABIERTOS

CURSO. CA 029 APLICACIONES DE NORMAS Y ESPECIFICACIONES DE USO EN MÉXICO PARA EL DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE ACERO

Del 23 de junio al 4 de julio del 2003

**Tema
INTRODUCCIÓN**

**EXPOSITOR: M. en I. Ismael Vázquez Martínez.
PALACIO DE MINERÍA
JUNIO DEL 2003**

"APLICACIÓN DE NORMAS Y ESPECIFICACIONES DE USO EN MÉXICO PARA EL DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE ACERO"

por M. en I. Ismael Vázquez Martínez

I. Introducción:

En el pasado la práctica del diseño de estructuras metálicas en México se limitaba básicamente a crear edificios que satisficieran los Reglamentos de Construcción vigentes sin tener en cuenta sustantivamente muchas consideraciones que simplifican la fabricación y montaje de las propias estructuras. Así, el estado actual del arte, en cuanto al diseño de estructuras metálicas se refiere debe ser regido por criterios que asocian la seguridad de las mismas con la facilidad de fabricación y montaje, y en consecuencia con la economía del proyecto.

En la actualidad, el tiempo para la fabricación y montaje de estructuras metálicas se ha reducido de manera muy importante gracias a los siguientes factores:

- a) El uso de programas de cómputo que permiten la elaboración de un análisis y diseño en forma tridimensional de manera racional y eficiente.
- b) La utilización de programas que permiten el modelado de la estructura en forma tridimensional para la elaboración de los planos de fabricación y montaje de manera automatizada.
- c) La fabricación de estructuras metálicas con técnicas C.N.C. (Computerized Numeric Control) con procesos automatizados de fabricación como corte en frío con sierra, taladrado, marcado, y corte térmico. Cabe señalar que para el total aprovechamiento de las máquinas C.N.C. se requiere de un congruente diseño de conexiones de los diversos elementos que componen la estructura. Para tal efecto, es práctica común el diseño de conexiones totalmente atornilladas en campo logrando además una eficiente solución de montaje.

Aunado a lo anterior, el costo del acero estructural se ha visto reducido en los últimos años, factor que lo hace aún más competitivo frente a las estructuras de concreto. A pesar de todo lo anterior en nuestro país la estructura metálica no es tan frecuentemente utilizada como en otras naciones. Tal vez esto se deba a una falta de información tanto de los dueños de los inmuebles como de los constructores de los mismos. Es labor del Ingeniero Estructuralista convencer tanto a los inversionistas como a los arquitectos de las ventajas que ofrece la estructura metálica y entre otras podemos mencionar las siguientes:

1. Claros más grandes: Las estructuras de acero estructural permiten construir fácilmente espacios de hasta 12 m x 12 m y aún más grandes, lo cual le proporciona flexibilidad al propietario para la disposición de oficinas.
2. Columnas más pequeñas: Las columnas de acero son más pequeñas que las de concreto. Esto posibilita el uso más eficiente del espacio disponible y obstruye menos la visibilidad.

3. Requerimientos mínimos para muros de carga o arriostamientos diagonales: Las estructuras de marcos resistentes a momento eliminan la necesidad de arriostamiento por un costo mínimo en edificios de baja a mediana altura. Esto trae como consecuencia mayor flexibilidad para el uso del espacio y menos limitaciones para la colocación de ventanas y puertas.
4. Flexibilidad de diseño económico: claros grandes, vigas voladizas, paredes oblicuas, aberturas en el piso, características estéticas especiales y cargas inusuales pueden acomodarse sin inconveniente utilizando acero.
5. Facilidad para la modificación y renovación: Si en el futuro se añaden cargas adicionales a la estructura, el acero puede reforzarse fácilmente para que soporte el peso adicional. De la misma manera se puede construir nuevas aberturas en el piso para elevadores, escaleras y otros requerimientos mecánicos y arquitectónicos.
6. Tiempo reducido de construcción: Las estructuras de acero pueden adquirirse, fabricarse y levantarse rápidamente. La facilidad con la que se puede diseñar y construir con perfiles de acero se presta para la construcción acelerada.
7. Reducción de los costos de los cimientos: El menor peso de acero requiere de cimientos más pequeños y menos costosos.
8. Reducción de los costos de financiamiento: En vista de que las estructuras de acero pueden erigirse más rápidamente, el edificio podrá ser ocupado más pronto lo cual reduce los costos generados por el pago de intereses. Además si existen oficinas de alquiler en el proyecto, el flujo de ingresos por tal concepto empezará más pronto.
9. Desempeño superior durante movimientos sísmicos: La ductilidad que caracteriza el acero lo convierte en el material más adecuado y económico para resistir terremotos. El propietario debe tomar en cuenta cuán segura es la estructura y que porcentaje de ella es recuperable después de un terremoto. Las estructuras de acero maximizan estos dos factores.
10. Completo reciclaje: La mayor parte del acero que se vende hoy en día ha sido reciclado, y prácticamente todo el acero obtenido de demoliciones es reciclable en un 100%.

II. Criterio de Diseño:

El Reglamento de Construcciones del Distrito Federal de agosto de 1993 (RCDF '93) y sus Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras Metálicas (NTC-EM) consideran como criterio de diseño el de "Estados Límite" tal y como se señala en el Art. 182 que especifica que: "Toda estructura y cada una de sus partes deberán diseñarse para cumplir con los requisitos básicos siguientes:

- i) Tener seguridad adecuada contra la aparición de todo estado límite de falla posible ante las combinaciones de acciones más desfavorables que que puedan presentarse durante su vida esperada, y
- ii) No rebasar ningún estado límite de servicio ante combinaciones de acciones que corresponden a condiciones normales de operación.

Se define como estado límite de falla al agotamiento de la capacidad de carga de la estructura. Para verificar que no se llegue al estado límite de falla en algún elemento estructural se debe cumplir con la siguiente expresión:

$$\underline{F_R \times R_{es} > F_c \times F_{act}}$$

Donde :

- F_R = Factor de Reducción de la Resistencia < 1.0
 R_{es} = Resistencia de Diseño
 F_c = Factor de Carga > 1.0
 F_{act} = Fuerza o Momento actuante.

Se define como estado límite de servicio a la ocurrencia de desplazamientos, agrietamientos, vibraciones o daños que afecten el correcto funcionamiento de la edificación, pero que no perjudiquen su capacidad para soportar cargas.

El Art. 184 del RCDF'93 señala que para efectos de deformaciones no se deberán exceder los valores siguientes:

- a) Para flecha vertical (fracción I del Art. 184): "Una flecha vertical, incluyendo los efectos a largo plazo, igual al claro entre 240, más 0.5 cm."
- b) Para deflexión horizontal (fracción II del Art. 184): "para diseño sísmico se observará lo dispuesto en los artículos 209 a 211 de este Reglamento."

A su vez el Art. 209 del RCDF'93 especifica que los desplazamientos laterales "no excederán de 0.006 veces la diferencia de elevaciones correspondientes, salvo que los elementos incapaces de soportar deformaciones apreciables, como los muros de mampostería, estén separados de la estructura principal de manera que no sufran daños por las deformaciones de ésta. En tal caso el límite en cuestión será de 0.012."

Además las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo en su sección 4.1 señala que: "Las deformaciones se calcularán multiplicando por Q las cuasadas por las fuerzas sísmicas reducidas cuando se emplee el método estático de análisis..."

El RCDF'93 permite el uso de otros criterios de diseño como se señala en su Art. 195 en donde se especifica lo siguiente: "Se podrán emplear criterios de diseño diferentes de los especificados en este capítulo y en las Normas Técnicas Complementarias si se justifica, a satisfacción del Departamento, que los procedimientos de diseño empleados dan lugar a niveles de seguridad no menores que los que se obtengan empleando los previstos en este Ordenamiento, tal justificación deberá realizarse previamente a la solicitud de la licencia.

En Estados Unidos de Norteamérica existen dos Reglamentos que son los más usados para el diseño de estructuras metálicas; estos son los siguientes:

- a) "Load and Resistance Factor Design" (L.R.F.D.): que podría traducirse como diseño con carga y resistencia factorizada que sigue el mismo criterio de diseño del RCDF '93 aunque con diferentes factores. Para este Reglamento también es aplicable la siguiente expresión para la revisión de los estados límite de falla:

$$F_R \times R_{es} > F_c \times F_{act}$$

- b) "Allowable Stress Design" (A.S.D.): que podría traducirse como diseño por esfuerzos admisibles que se podría explicar con la siguiente expresión:

$$f_{adm} > f_{act}$$

Donde:

f_{adm} = Esfuerzo admisible

f_{act} = Esfuerzo actuante

Cabe mencionar que este Reglamento A.S.D. da un diseño más conservador que con el L.R.F.D. En la actualidad, de los dos Reglamentos antes mencionados el que se utiliza con más frecuencia en Estados Unidos es el L.R.F.D.

III. Clasificación de las Construcciones:

El Art. 174 del RCDF '93 hace distinción entre los diferentes grupos de construcciones de acuerdo a su importancia:

- i) Grupo A: "Edificaciones cuya falla estructural podría causar la pérdida de un número elevado de vidas o pérdidas económicas o culturales excepcionalmente altas o que constituyan un peligro significativo por contener sustancias tóxicas o explosivas, así como edificaciones cuyo funcionamiento es esencial a raíz de una emergencia urbana..."
- ii) Grupo B: "Edificaciones comunes destinadas a vivienda, oficinas y locales comerciales, hoteles y construcciones comerciales e industriales no incluidas en el Grupo A. las que se subdividen en:"

a) Subgrupo B1: Edificaciones con altura $h \geq 30$ m, y área $A \geq 6000$ m², para zona I y II o con altura $h \geq 15$ m, y área $A \geq 3000$ m², para zona III.

b) Subgrupo B2: Las demás de este grupo.

A su vez las NTC-EM hace una categorización de las edificaciones en el capítulo 1.3 de acuerdo a su tipo de estructuración:

- i) Estructuras tipo 1: Marcos rígidos o estructuras continuas con conexiones rígidas.

ii) Estructuras tipo 2: Estructuras con conexiones que permiten rotaciones relativas.

IV. Acciones:

- a) Permanentes
- b) Variables
- a) Accidentales

Tipos de Carga:

C.M. = Carga Muerta
C.V. = Carga Viva Máxima
C.V.R. = Carga Viva Reducida
SIS = Sismo
VIE = Viento
GRA = Granizo
NIE = Nieve

Factores de Carga:

1.4 Carga Gravitacional 1.4 (C.M. + C.V.)
1.5 Grupo A
1.1 Cargas Sísmicas 1.1 (C.M. + C.V.R. + SIS)
0.9 Viento

V. Cargas por sismo:

Artículo 203: Análisis bajo la acción de dos componentes horizontales ortogonales no simultáneas.

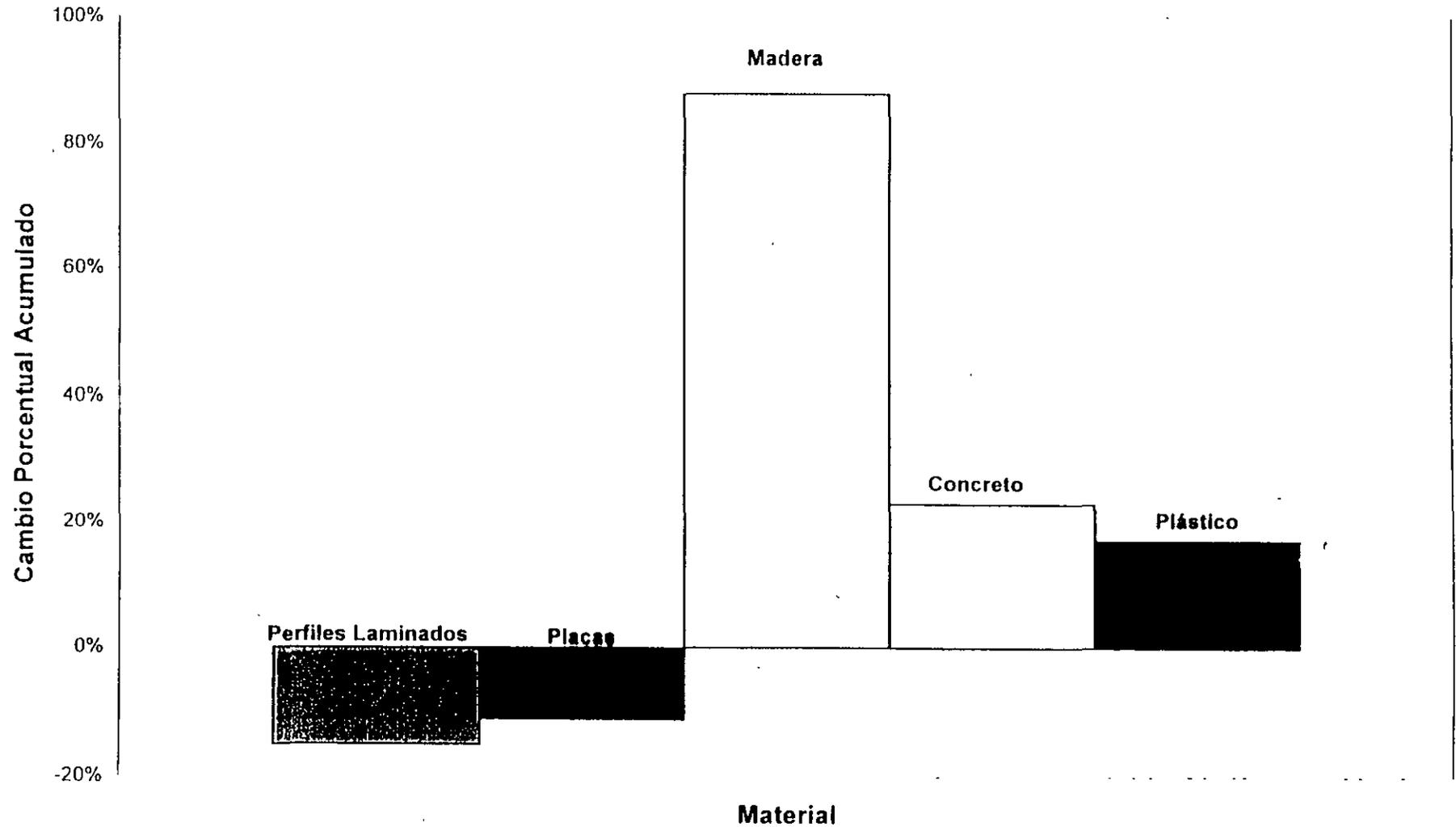
Artículo 205: Zonas Sísmicas.

Tipo I: Terreno Firme
Tipo II: Suelo de baja rigidez
Tipo III: Arcillas blandas

VI. Análisis del Edificio Prototipo:

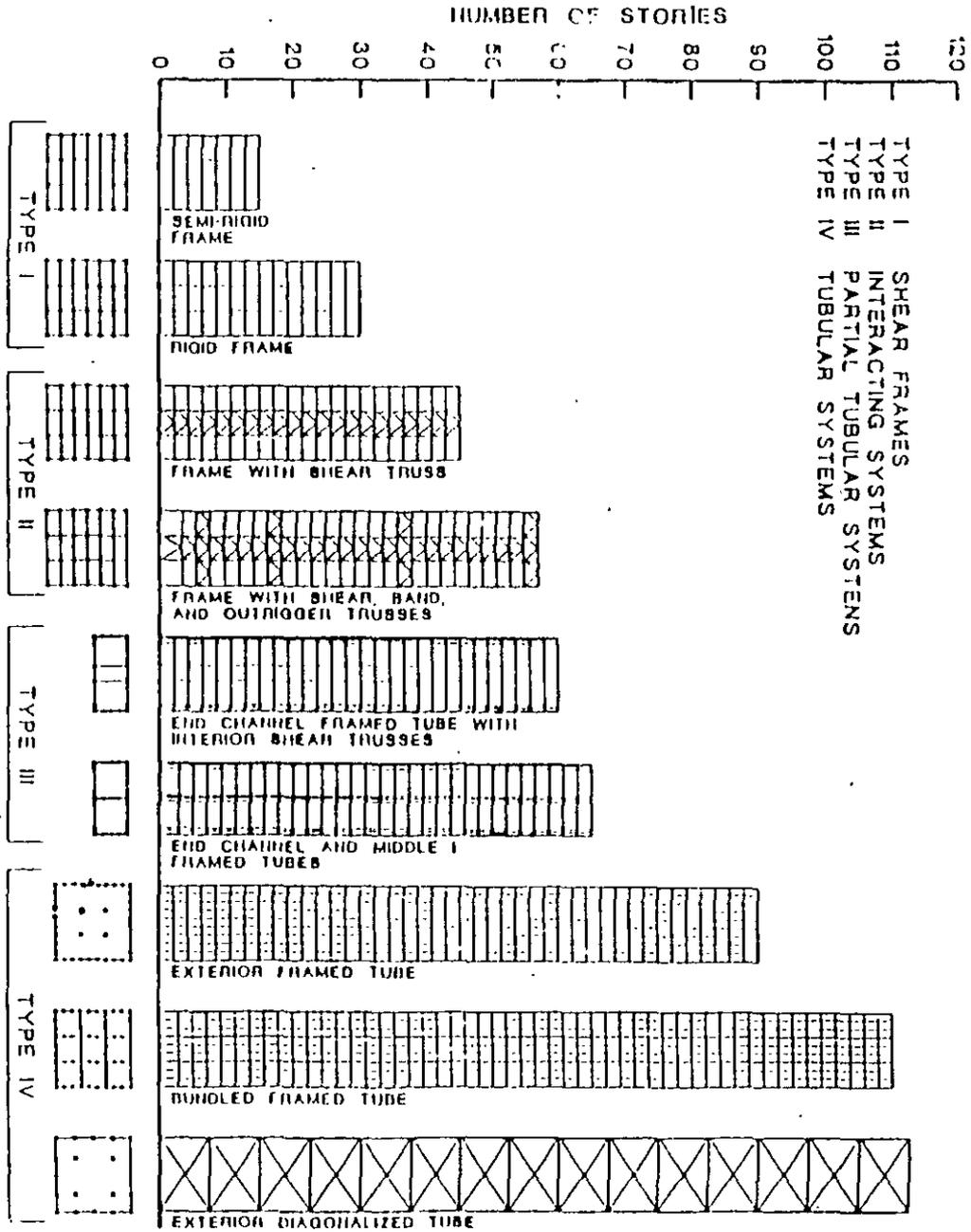
Análisis estructural con el programa ETABS (Extended Three Dimensional Analysis of Building Systems).

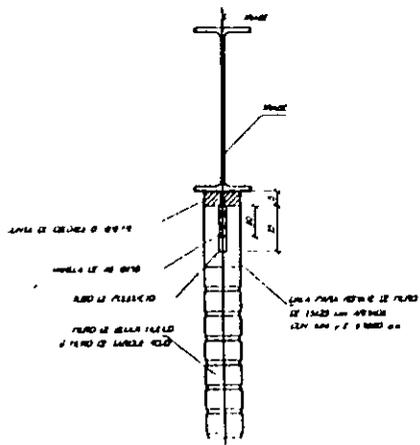
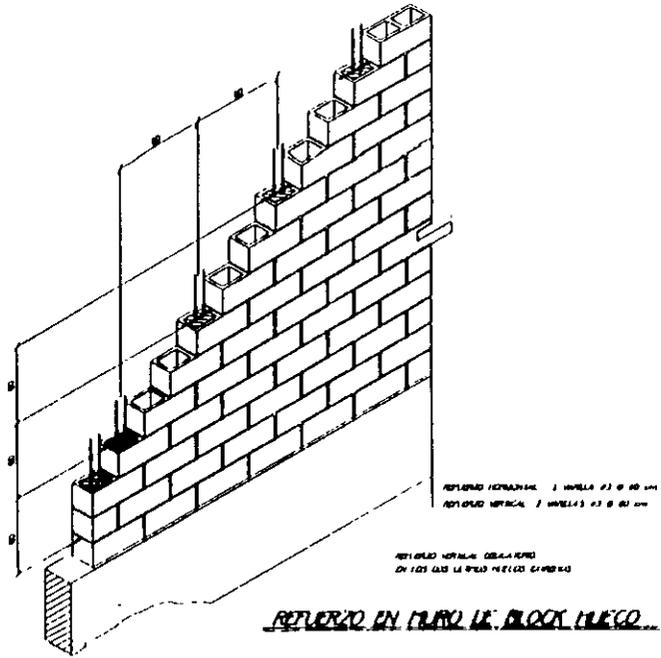
Comparación de Precios entre 1982 y 1995



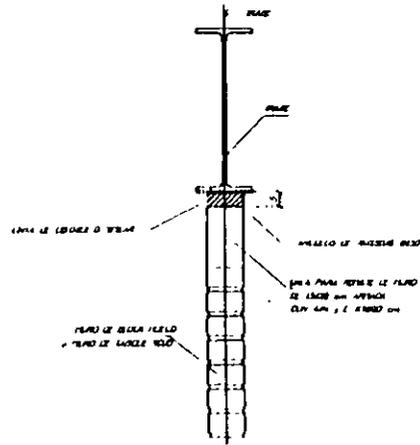
Información obtenida de "Myths and Realities of Steel Buildings" publicado por el AISC

S.H. Jyengar, W.F. Baker and R. Sinn



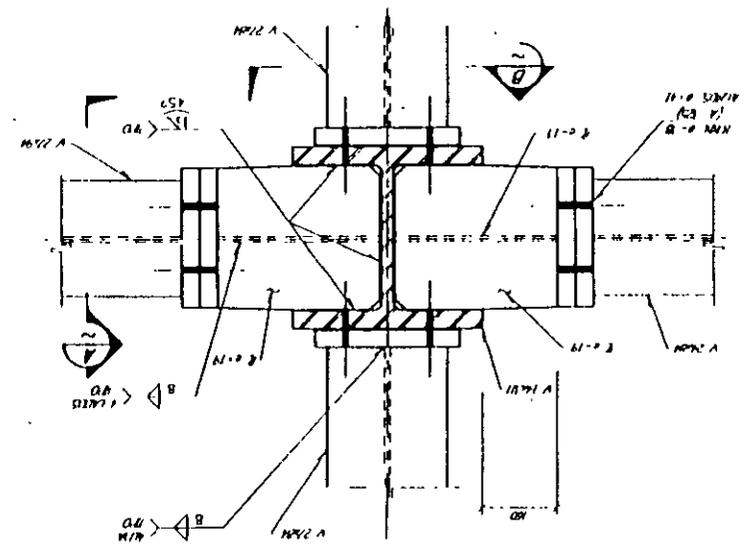


SECCION (A)

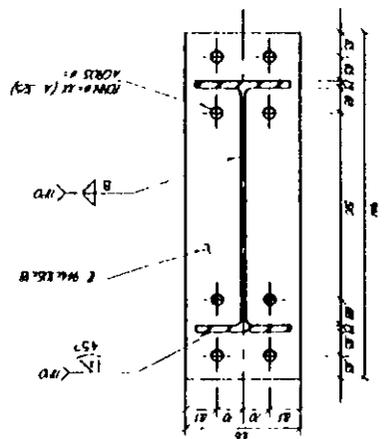


SECCION (B)

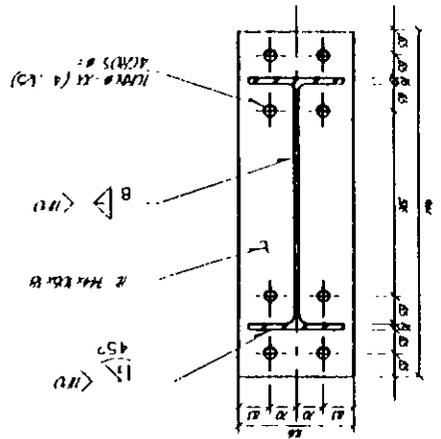
DETALLE 1
VDR 74 ANIAS

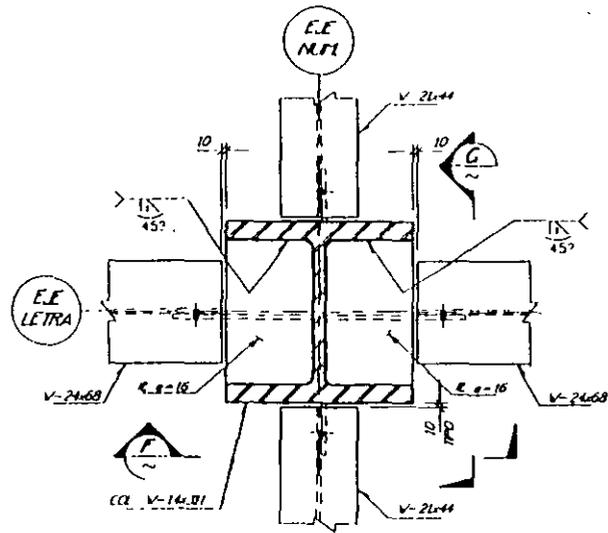


SECTION A

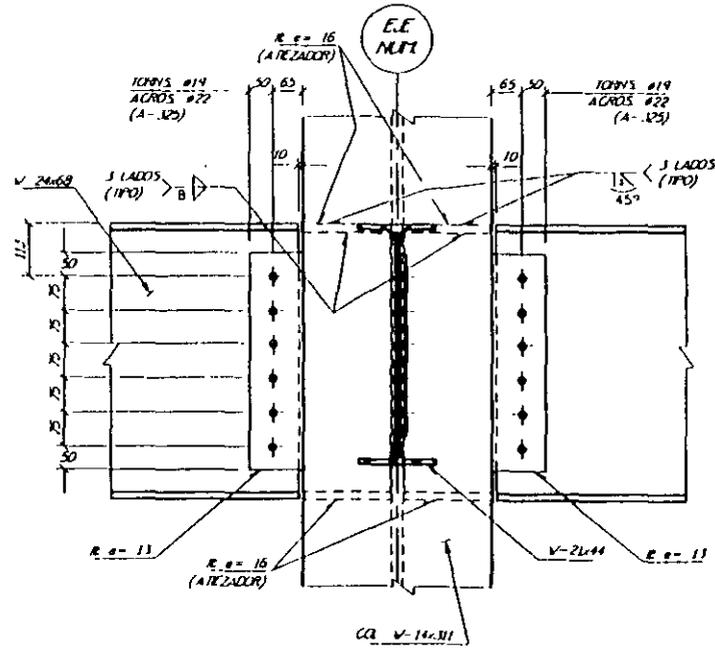


SECTION B

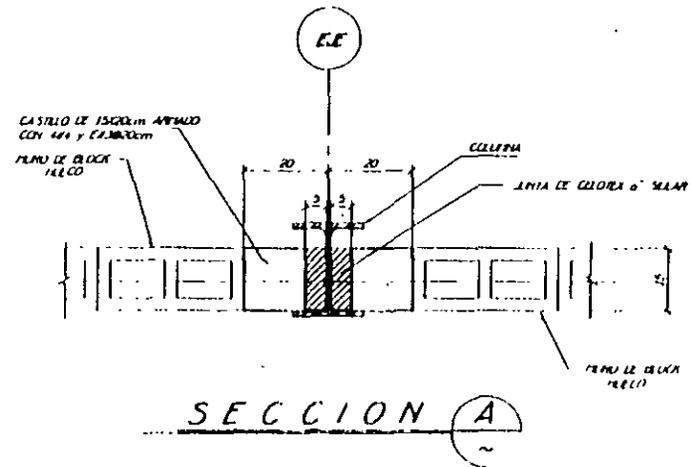
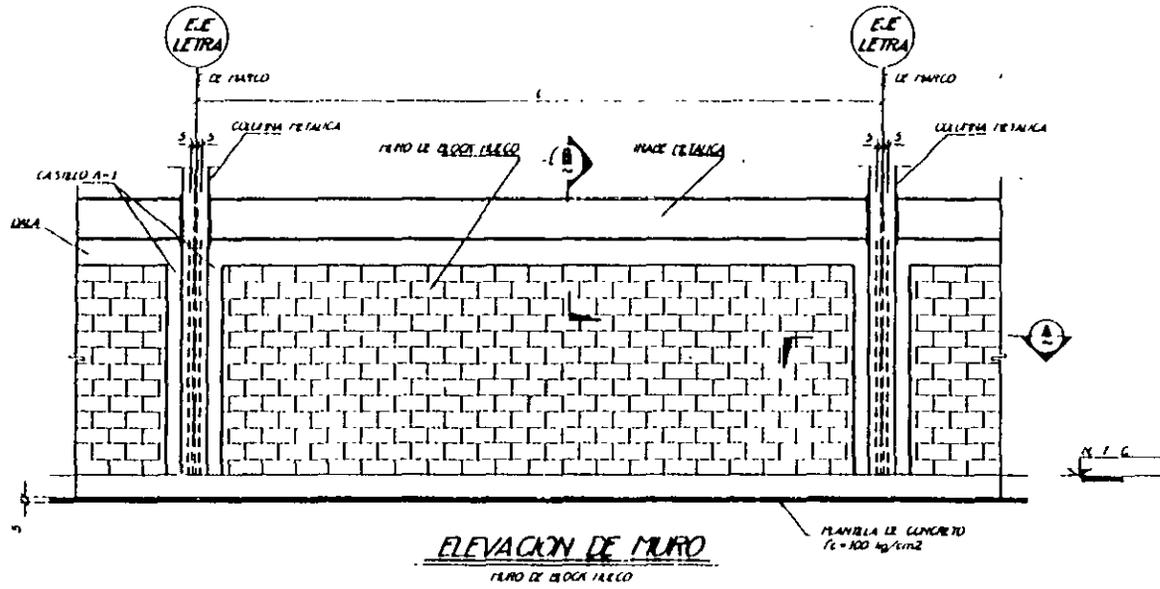




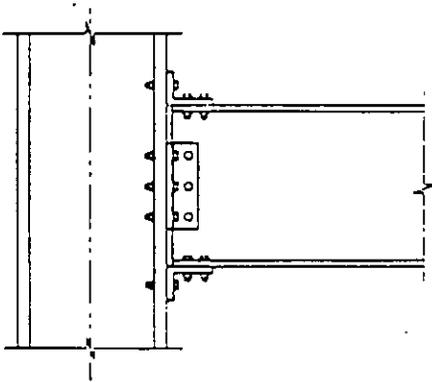
DETALLE 6
 VIX PLANTAS



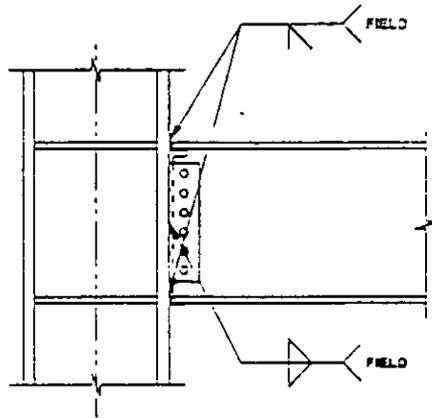
SECCION F
 ~



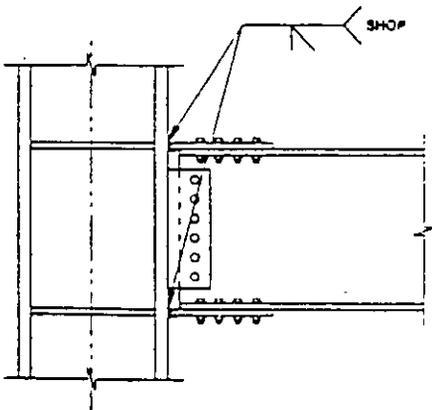
Multi-story buildings



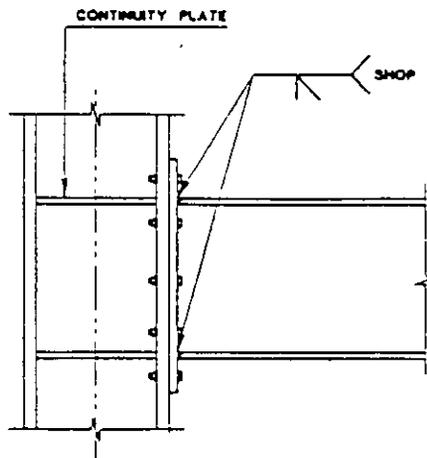
SEMI-RIGID
BOLTED CONNECTION



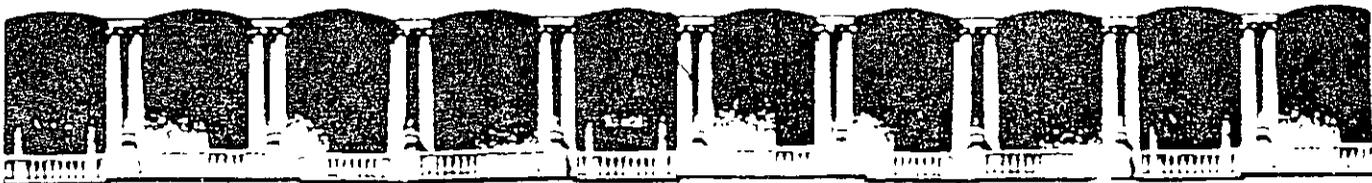
RIGID FIELD
WELDED CONNECTION



RIGID CONNECTION
SHOP WELDED/FIELD BOLTED
WITH COVER PLATES



RIGID CONNECTION
SHOP WELDED/FIELD BOLTED
WITH END PLATES



**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

CURSOS ABIERTOS

CURSO CA 029 APLICACIONES DE NORMAS Y ESPECIFICACIONES DE USO EN MÉXICO PARA EL DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE ACERO

Del 23 de junio al 4 de julio del 2003

Tema

MIEMBROS EN TENSIÓN

**EXPOSITOR: M. en I. Ismael Vázquez Martínez
PALACIO DE MINERÍA
JUNIO DEL 2003**

CAPÍTULO 1. MIEMBROS EN TENSIÓN.

ÍNDICE:

- 1.1 Introducción.
- 1.2 Uso de miembros en tensión.
- 1.3 Secciones.
- 1.4 Comportamiento de elementos en tensión.
- 1.5 Estados límite.
- 1.6 Resistencia de diseño.
- 1.7 Relaciones de esbeltez.
- 1.8 Áreas de las secciones transversales.
 - 1.8.1 Área neta.
 - 1.8.2 Área neta efectiva.
- 1.9 Resistencia a la ruptura por cortante y tensión combinadas ("*block shear rupture strength*").
- 1.10 Placas de nudo.
- 1.11 Resistencia de diseño de elementos de conexión.
- 1.12 Ángulos aislados en tensión.
- 1.13 Elementos de lámina delgada
- 1.14 Referencias.

CAPÍTULO 1. MIEMBROS EN TENSIÓN.

1.1 INTRODUCCIÓN.

Un miembro que transmite una fuerza de tensión entre dos puntos de una estructura es el elemento estructural más eficiente y de diseño más sencillo. Su eficiencia se debe a que la fuerza axial produce esfuerzos constantes en todo el material que lo compone, de manera que todo puede trabajar al esfuerzo máximo permisible y, además, que las barras en tensión no se pandean, por lo que no hay fenómenos de inestabilidad que son críticos, con frecuencia, en elementos estructurales de acero con otras condiciones de carga. El diseño consiste en comparar el esfuerzo, igual al cociente de la fuerza de trabajo entre el área, constante, de las secciones transversales, con el permisible, o la resistencia, producto del área por el esfuerzo de fluencia o de ruptura, con la acción factorizada de diseño.

A las barras que trabajan en tensión se les da el nombre de tirantes.

El diseño se complica, sin embargo, en buena parte de los casos de interés práctico, porque las conexiones con el resto de la estructura suelen introducir excentricidades en las cargas, de manera que los tirantes trabajan, realmente, en flexotensión, y porque los elementos estructurales reales tienen imperfecciones geométricas, esfuerzos residuales, agujeros, que hacen que las fuerzas interiores no se distribuyan de manera uniforme en las secciones transversales.

La elección de las conexiones constituye uno de los aspectos más importantes en el diseño de estructuras de acero, puesto que definen cómo se transmitirán las acciones de unos miembros a otros, lo que influye de manera decisiva en su forma de trabajo y en las dimensiones que se requieren para acomodar los elementos de unión, soldaduras o tornillos. Los detalles de las conexiones gobiernan, con frecuencia, el diseño de los miembros en tensión, por lo que son uno de los criterios más importantes en la elección del tipo de sección adecuada.

Las conexiones entre miembros, y entre los elementos que componen a algunos de ellos, se escogen en las primeras etapas del diseño, para evitar uniones difíciles de realizar, caras y poco eficientes, o modificaciones en el diseño, que pueden ser de mucha importancia.

El párrafo anterior no se refiere sólo a los miembros en tensión sino, en general a estructuras de acero de todos los tipos

1.2 USO DE MIEMBROS EN TENSIÓN.

Los elementos en tensión se utilizan en bodegas y estructuras industriales como parte del contraventeo de las vigas y columnas de la cubierta y las paredes, con el doble

objeto de dar soporte lateral a secciones transversales escogidas y de resistir las fuerzas horizontales producidas por viento o sismo (Fig. 1.1), y como tirantes de largueros, que ayudan a alinearlos durante el montaje, y resisten la componente de la carga vertical paralela a la cubierta o la carga vertical total en las paredes, transmitiéndola a miembros horizontales de resistencia adecuada, al mismo tiempo que proporcionan soporte lateral a los largueros (Figs. 1.2 y 1.3). En estructuras ligeras se emplean barras de sección transversal circular maciza que, por su gran esbeltez, no tienen resistencia en compresión, por lo que cuando las fuerzas en los contraventeos pueden cambiar de sentido se colocan dos tirantes cruzados, de manera que siempre haya uno que trabaje en tensión.

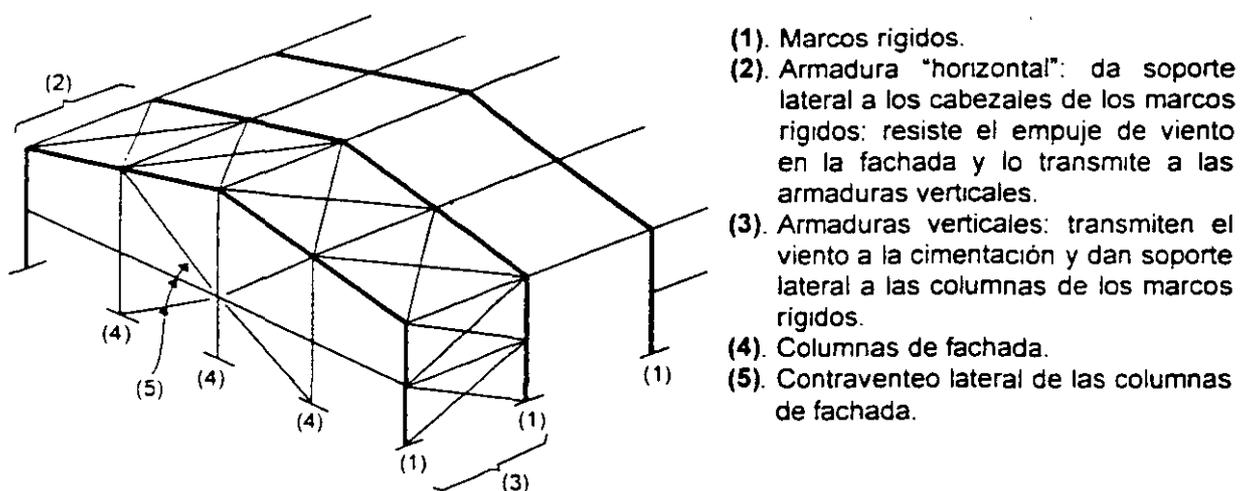


Fig. 1.1 Contraventeo de una estructura industrial.

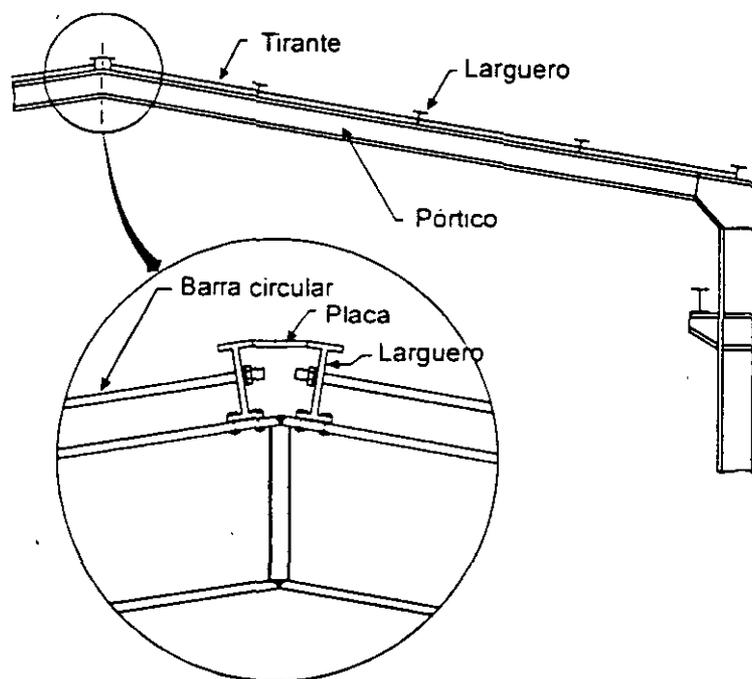


Fig. 1.2 Empleo de tirantes en los techos inclinados de edificios industriales.

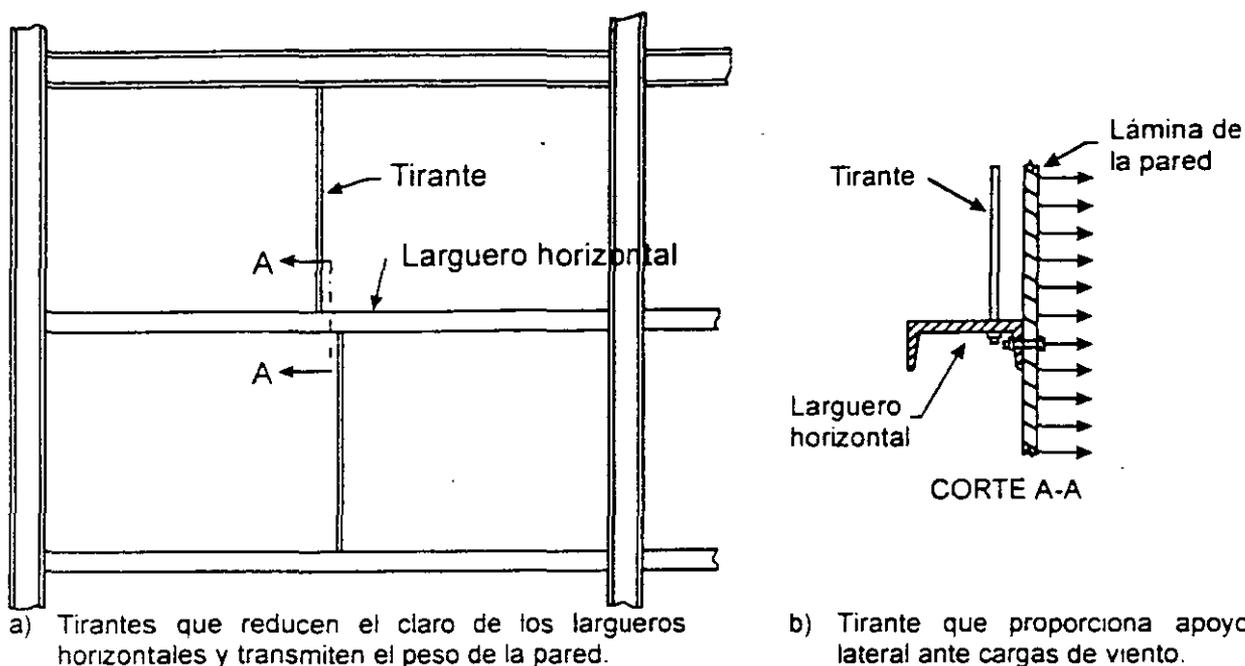


Fig. 1.3 Empleo de tirantes en las fachadas de edificios industriales.

En edificios urbanos se emplean también, con frecuencia, contraventeos verticales, para evitar posibles problemas de pandeo de entrepiso o de la estructura completa, y para resistir fuerzas horizontales. Si la construcción tiene cierta altura y, sobre todo, si está situada en una zona sísmica, no conviene que sólo trabajen las diagonales que están en tensión, por lo que, si el contraventeo es en "X" o en "V", los dos elementos que lo componen se diseñan para que resistan, entre los dos, la fuerza horizontal. Es decir, trabajan en tensión y compresión alternadas. En esas condiciones las diagonales resultan bastante robustas, y su diseño queda regido por la fuerza de compresión (Fig. 1.4). Lo mismo sucede cuando se usan diagonales sencillas.

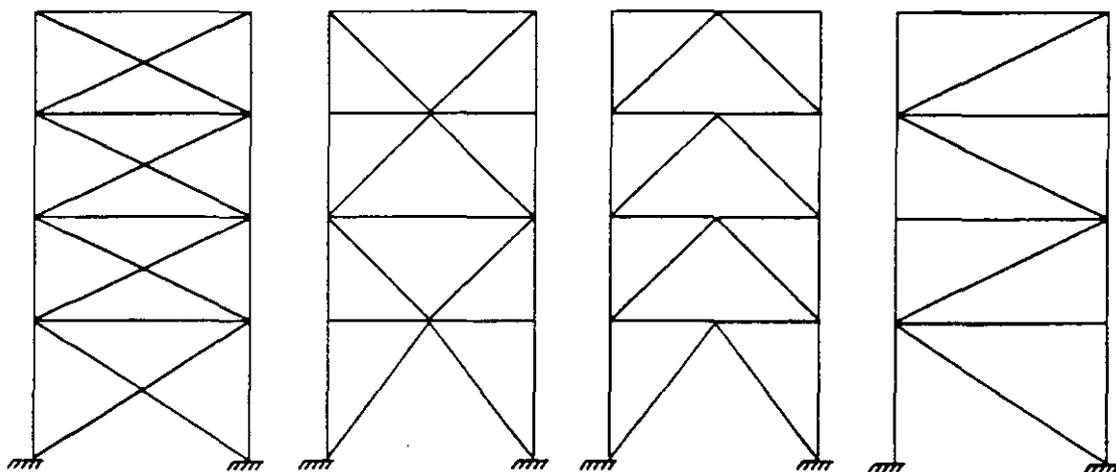


Fig. 1.4 Ejemplos de contraventeos verticales en edificios de varios pisos.

Las barras en tensión se emplean también en cuerdas, diagonales y montantes de armaduras para puentes, techos de bodegas y fábricas, y vigas de alma abierta en

edificios urbanos (Fig. 1.5), así como en torres de transmisión de energía eléctrica (Fig. 1.6). En armaduras ligeras es común el uso de ángulos, generalmente en pares, pero en estructuras robustas se emplean barras de cualquier sección transversal.

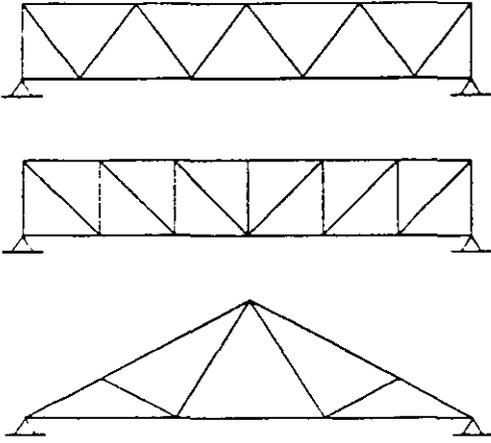


Fig. 1.5 Armaduras para puentes y edificios urbanos o industriales.

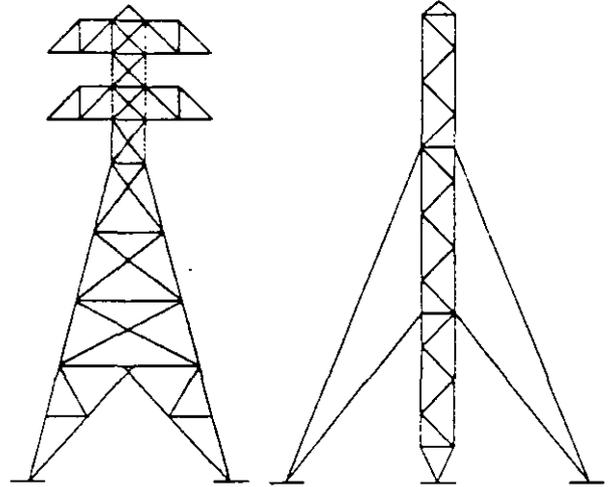


Fig. 1.6 Torres de transmisión de energía eléctrica y de comunicaciones.

También se usan elementos en tensión, con frecuencia cables, en puentes colgantes y atirantados, en cubiertas colgantes, y para resistir los coceos de arcos y marcos rígidos (Fig. 1.7).

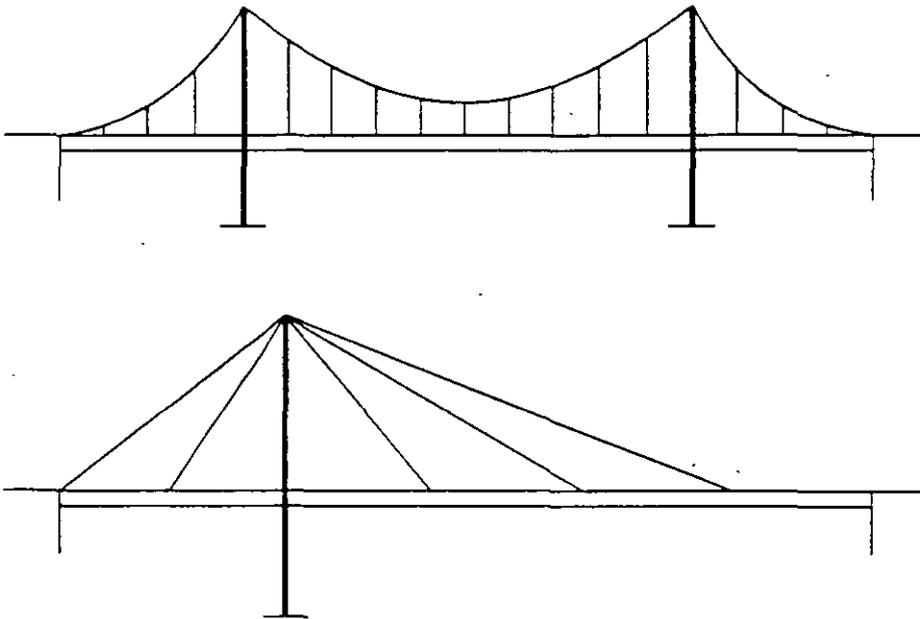


Fig. 1.7 Puentes colgantes y atirantados.

1.3 SECCIONES.

Para un acero dado, la resistencia de una barra en tensión axial depende sólo del área de sus secciones transversales; las propiedades geométricas restantes carecen de

importancia. Los criterios que determinan la elección del perfil son la magnitud de las fuerzas que ha de resistir y la mayor o menor facilidad con que pueda unirse al resto de la estructura.

Casi todos los perfiles existentes se usan como tirantes (Fig. 1.8): varillas en contraventeos de estructuras ligeras y largueros de techo o pared, ángulos sencillos o dobles, tés, canales aisladas o en pares, secciones H, laminadas o formadas por placas, en armaduras de distintos tipos, cables en puentes colgantes y atirantados y en cubiertas colgantes, perfiles de lámina delgada de diversas características geométricas.

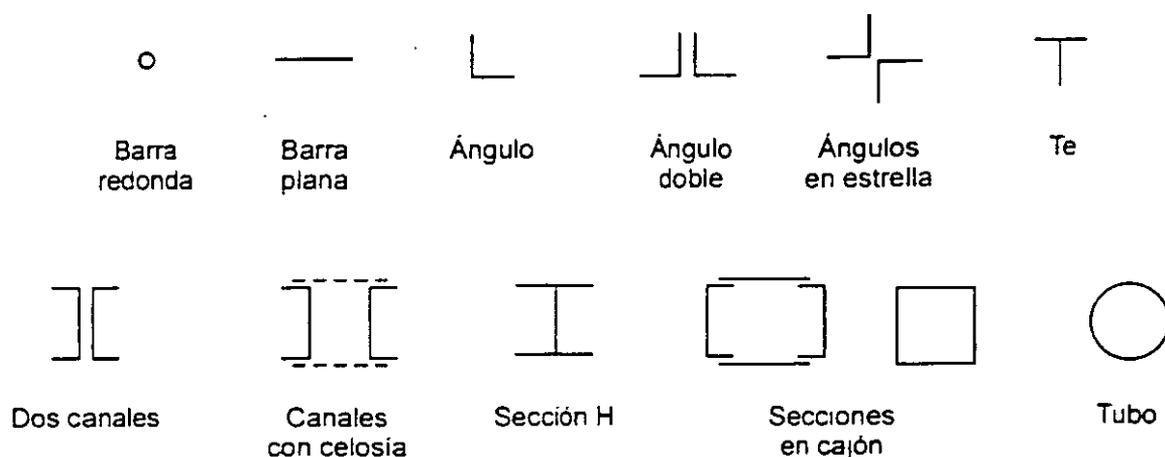


Fig. 1.8 Secciones transversales de miembros en tensión.

También se emplean secciones circulares, cuadradas o rectangulares huecas, laminadas o hechas con placas, y miembros formados por dos o más perfiles unidos entre sí; los elementos en cajón y los compuestos suelen ser difíciles de conectar (Fig. 1.8).

1.4 COMPORTAMIENTO DE ELEMENTOS EN TENSIÓN.

El comportamiento de una barra en tensión se describe con una gráfica acción-deformación, que relaciona la acción más significativa con un parámetro representativo de las deformaciones; la gráfica se traza para cargas crecientes, hasta la falla. La curva de interés relaciona los esfuerzos (o las fuerzas) con los alargamientos.

La gráfica esfuerzo (o fuerza)-alargamiento de un miembro en tensión es parecida a la de una probeta; sin embargo, hay diferencias importantes entre las dos. En la Fig. 1.9 se muestra la gráfica de una probeta y la parte inicial, agrandada, de la curva correspondiente a un miembro. La parte inicial muestra que, para sollicitaciones pequeñas, la respuesta es elástica: si el miembro se descarga recupera la forma y dimensiones iniciales. El flujo plástico en zonas localizadas se inicia antes de que se alcance el límite de fluencia determinado con la probeta, debido a excentricidades inevitables en las cargas, variaciones en las dimensiones de las secciones transversales, agujeros o defectos que ocasionan concentraciones de esfuerzos, y esfuerzos residuales de laminación o creados durante la fabricación de la estructura;

comienza una zona de "flujo plástico restringido", que termina cuando todo el material fluye plásticamente. A partir de aquí, los alargamientos crecen bajo carga constante, hasta que las fibras empiezan a endurecerse por deformación, y la resistencia vuelve a aumentar. La región de "flujo plástico no restringido" define un límite de utilidad estructural del miembro, pero éste tiene una capacidad adicional de carga considerable. El otro estado límite de carga corresponde a la resistencia máxima.

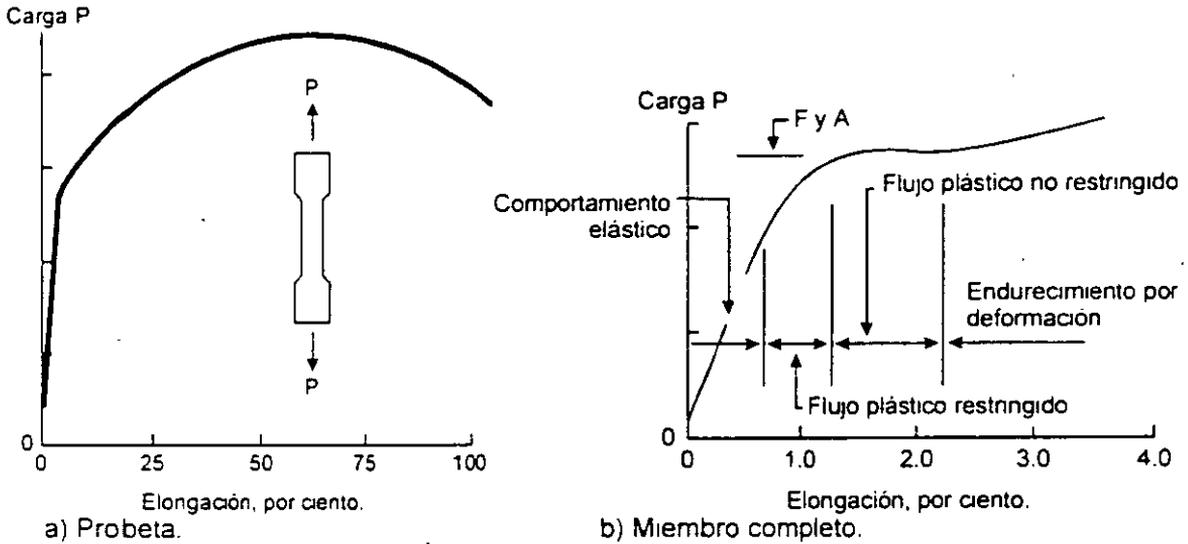


Fig. 1.9 Gráfica fuerza-deformación de una probeta y un miembro en tensión.

Un miembro en tensión sin agujeros alcanza el límite de utilidad estructural cuando entra en la región de flujo plástico no restringido, pues experimenta alargamientos inadmisibles, al deformarse plásticamente todo el material que lo compone. Este modo de falla es dúctil.

Si la barra está atornillada al resto de la estructura, los agujeros para los tornillos producen concentraciones de esfuerzos, pero la ductilidad de los aceros estructurales comunes es tal que, bajo carga estática y a temperaturas ordinarias, las concentraciones desaparecen, por redistribución plástica de esfuerzos, antes de que se alcance la resistencia última; el efecto de los agujeros se reduce a la pérdida de área que ocasionan en algunas secciones transversales.

Cuando la carga excede la que produce el flujo plástico en la sección neta (descontados los agujeros), el material fluye plásticamente, pero en una longitud muy pequeña, por lo que se llega al endurecimiento por deformación sin que el alargamiento de la barra sea excesivo. A menos que el miembro falle antes por flujo plástico en la sección total, la resistencia se agota cuando se rompe la sección neta crítica, bajo esfuerzos cercanos a la resistencia última en tensión del material. La falla es frágil.

1.5 ESTADOS LÍMITE.

De acuerdo con la filosofía del diseño elástico, la aparición del esfuerzo de fluencia en un punto cualquiera de una sección transversal constituye el límite de utilidad estructural de una barra en tensión. Sin embargo, si el comportamiento es dúctil, la iniciación del flujo plástico en una zona de concentración de esfuerzos ocasionada, por ejemplo, por un agujero, tiene poco significado en la resistencia real del miembro, mientras que la fuerza que produce su plastificación total sí constituye un límite de utilidad estructural, pues ocasiona elongaciones grandes e incontrolables que, además, pueden precipitar la falla del sistema del que forma parte la barra. Así, aunque la resistencia a la ruptura suele ser mayor que el producto del área de la sección transversal por el esfuerzo de fluencia del material, a causa principalmente del endurecimiento por deformación que precede a la ruptura, el flujo plástico general del miembro constituye un estado límite de falla.

Por otro lado, si la barra en tensión se une al resto de la estructura con remaches o tornillos, sus extremos se debilitan por los agujeros que se requieren para colocarlos y, dependiendo de la reducción de área ocasionada y de las características mecánicas del acero, el miembro puede fallar por fractura en el área neta bajo una fuerza menor que la que ocasionaría el flujo plástico de la sección total. La fractura en la sección neta constituye un segundo estado límite de falla. Se presenta una situación semejante cuando el miembro en tensión está conectado al resto de la estructura a través de algunas de las partes que lo componen, pero no de todas, aunque la conexión sea soldada.

Los agujeros no se tienen en cuenta cuando se revisa el flujo plástico generalizado porque, por las pequeñas dimensiones de la parte del miembro en la que están situados, influyen poco en él. Además, en esa zona se llega pronto al endurecimiento por deformación, por lo que el flujo plástico del área neta no constituye tampoco un estado límite de interés.

1.6 RESISTENCIA DE DISEÑO (refs. 1.1, 1.3).

La resistencia de diseño R_t de un elemento estructural en tensión es el menor de los valores que corresponden a los estados límite de flujo plástico en la sección total y de fractura en el área neta.

a) Estado límite de flujo plástico en la sección total:

$$\begin{aligned} F_R &= 0.90 \\ R_t &= A_t F_y F_R \end{aligned} \quad (1.1)$$

b) Estado límite de fractura en la sección neta:

$$\begin{aligned} F_R &= 0.75 \\ R_t &= A_e F_u F_R \end{aligned} \quad (1.2)$$

A_t es el área total de la sección transversal del miembro, A_e el área neta efectiva, F_y el esfuerzo de fluencia mínimo garantizado del material y F_u su esfuerzo mínimo de ruptura en tensión. Tomando A_t y A_e en cm^2 , y F_y y F_u en kg/cm^2 , R_t se obtiene en kg.

La diferencia entre los factores de resistencia F_R especificados para las dos formas de falla refleja la tendencia general, en el diseño de estructuras, de contar con factores de seguridad mayores contra las fallas de tipo frágil que contra las dúctiles.

El modo de falla depende de la relación entre el área neta efectiva y el área total y de las propiedades mecánicas del acero. La frontera entre los modos queda definida por la condición $0.90A_tF_y = 0.75A_eF_u$ (los miembros de la igualdad son las resistencias correspondientes a los dos estados límite, ecs. 1.1 y 1.2). Cuando $A_e/A_t \geq 1.2F_y/F_u$, la falla es por flujo plástico general, mientras que si $A_e/A_t < 1.2F_y/F_u$ el estado límite es el de fractura en la sección neta.

Los dos estados límite mencionados corresponden a barras que tienen un comportamiento dúctil hasta la falla; la situación cambia por completo cuando se pierde la ductilidad, lo que puede suceder si el miembro trabaja a temperaturas muy bajas, bajo cargas que producen impacto, o queda sometido a un número muy elevado de ciclos de carga y descarga que ocasionan una falla por fatiga.

En diseño por esfuerzos permisibles, el esfuerzo permisible no debe exceder de $0.60F_y$ en el área total ni de $0.50F_u$ en el área neta efectiva (ref. 1.2).

EJEMPLO 1.1 Determine la resistencia de diseño de la placa de 20 cm x 2.5 cm de la Fig. E1.1-1. Los esfuerzos de fluencia y de ruptura en tensión del acero son 2530 y 4100 Kg/cm^2 , respectivamente. Los tornillos tienen un diámetro de 2.22 cm (7/8"), y los agujeros son punzonados.

$$\text{Área total: } A_t = 20 \times 2.5 = 50.0 \text{ cm}^2$$

$$\text{Área neta: } A_e = 50.0 - 2(2.22 + 0.3)2.5 = 37.4 \text{ cm}^2$$

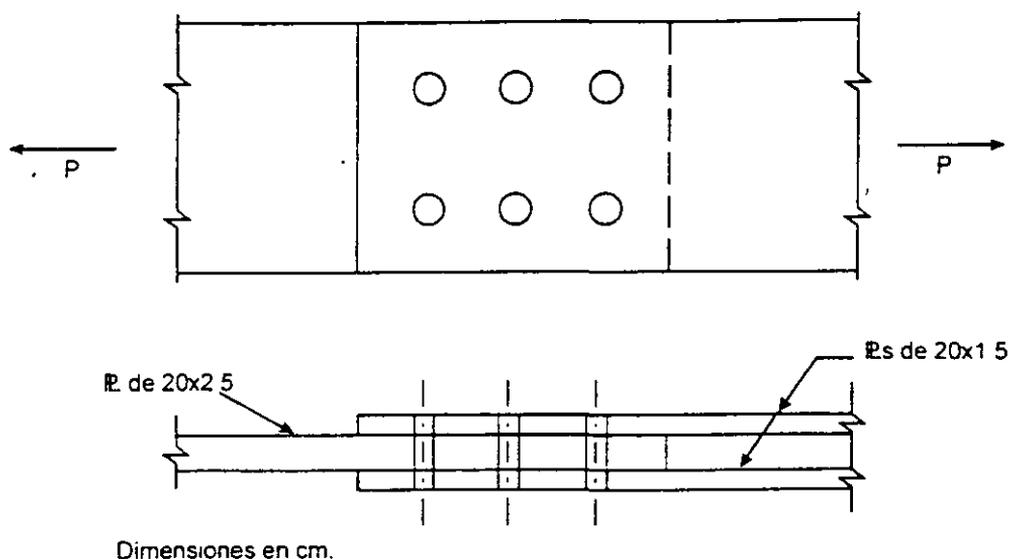


Fig. E1.1-1 Placa en tensión.

En el cálculo del área neta se considera que los agujeros tienen un diámetro 3 mm mayor que el de los tornillos (sec. 1.8.1).

El área neta efectiva A_e es igual a A_n en este caso (sec. 1.8.2).

a) Estado límite de flujo plástico en la sección total (ec. 1.1):

$$R_t = A_t F_y F_R = 50.0 \times 2530 \times 0.9 \times 10^{-3} = 113.9 \text{ Ton}$$

b) Estado límite de fractura en la sección neta (ec. 1.2):

$$R_t = A_e F_u F_R = 37.4 \times 4100 \times 0.75 \times 10^{-3} = 115.0 \text{ Ton}$$

La resistencia de diseño es de 113.9 Ton; es crítico el estado límite de flujo plástico en la sección total.

Como primer paso en la solución del problema podría determinarse el modo de falla, y después se utilizaría sólo la ecuación correspondiente:

$$A_e / A_t = 37.4 / 50.0 = 0.75; \quad 1.20 F_y / F_u = 1.2 \times 2530 / 4100 = 0.74$$

Como $A_e / A_t > 1.20 F_y / F_u$, el estado límite es el de flujo plástico en la sección total.

En problemas de diseño se suelen calcular las dos resistencias, y se toma la menor como resistencia de diseño.

1.7 RELACIONES DE ESBELTEZ.

La esbeltez no influye en la resistencia de los miembros en tensión por lo que, desde ese punto de vista, no es necesario imponer ningún límite; si el elemento es una varilla o un cable, puede tener una esbeltez cualquiera. En miembros de otros tipos conviene no exceder un límite superior, para obtener cierta rigidez, que facilite su manejo y

ayude a evitar movimientos laterales o vibraciones indeseables bajo solicitaciones variables, como las inducidas por viento, sismo o, en estructuras industriales, por el movimiento de grúas u otros equipos.

En la ref. 1.1 se indica que la relación de esbeltez L/r de miembros en tensión puede tener cualquier valor, pero conviene que no pase de 240 en miembros principales ni de 300 en contraventeos y otros miembros secundarios, especialmente cuando estén sometidos a cargas que puedan ocasionar vibraciones. Las tres referencias 1.2, 1.3 y 1.4 fijan el mismo límite, 300, pero en las dos primeras se proporciona únicamente como una recomendación, mientras que de acuerdo con la última es obligatorio, a menos que se utilicen otros medios para controlar la flexibilidad, las vibraciones y las deformaciones transversales de una manera compatible con las condiciones de servicio, o se demuestre que esos factores no influyen en el comportamiento de la estructura o del conjunto del que forma parte el miembro en consideración.

A los cables y a las varillas se les suele dar una pretensión, para evitar vibraciones y deflexiones excesivas.

En miembros cuyo diseño está regido por solicitaciones sísmicas pueden ser necesarias restricciones más severas en las relaciones de esbeltez, que dependerán de los requisitos de ductilidad que deba cumplir el sistema estructural que resista las fuerzas horizontales.

1.8 ÁREAS DE LAS SECCIONES TRANSVERSALES.

El área total de un miembro, A , es el área completa de su sección transversal, igual a la suma de los productos del grueso por el ancho de todos los elementos (patines, almas, alas, placas) que componen la sección, medidos en un plano perpendicular al eje del miembro. En ángulos, el ancho se toma igual a la suma de los anchos de las dos alas, menos el grueso.

Aunque la definición anterior es la que se usa en las refs. 1.1 a 1.4, no es del todo correcta cuando se aplica a perfiles laminados (a diferencia de los formados por placas soldadas), pues ignora el grueso variable de algunos elementos planos, las zonas curvas entre ellos, y sus bordes redondeados.

1.8.1 Área neta.

La presencia de un agujero, aunque esté ocupado por un remache o tornillo, incrementa los esfuerzos en un elemento en tensión, pues disminuye el área en la que se distribuye la carga, y ocasiona concentraciones de esfuerzos en sus bordes (Las uniones con tornillos de alta resistencia diseñadas por fricción son una excepción). Este efecto no se manifiesta en elementos comprimidos, en los que la fuerza se transmite por contacto directo con los remaches o tornillos.

El incremento de esfuerzos en los bordes del agujero, en el intervalo elástico, puede ser varias veces mayor que el esfuerzo medio; sin embargo, se supone que en la cercanía de la falla la fuerza se distribuye uniformemente en el área neta (es decir, en la que queda cuando se descuenta la que se pierde por el agujero), lo que es correcto en materiales dúctiles, como los aceros estructurales, por la redistribución de esfuerzos que precede a la ruptura.

La discusión anterior sólo es válida para miembros sujetos a cargas casi estáticas. Bajo condiciones que propicien fallas por fatiga, o cuando las cargas se aplican casi instantáneamente, como sucede durante un evento sísmico, el elemento puede romperse sin redistribución de esfuerzos; en esos casos han de tomarse todas las medidas posibles para minimizar las concentraciones de esfuerzos, además de disminuir los esfuerzos de diseño o la amplitud de sus variaciones; sin embargo, tampoco se calculan los incrementos de los esfuerzos en la cercanía del agujero.

El área neta de la sección transversal de un elemento en tensión, o, simplemente, el "área neta", es igual al área total de la sección menos la que se pierde por los agujeros. Se obtiene sumando los productos del grueso de cada una de las partes por su ancho neto, que se determina como sigue:

- El ancho de los agujeros para remaches o tornillos se toma 1.5 mm mayor que el tamaño nominal del agujero, medido normalmente a la dirección de los esfuerzos.
- Cuando hay varios agujeros en una normal al eje de la pieza, el ancho neto de cada parte de la sección se obtiene restando al ancho total la suma de los anchos de los agujeros.
- Cuando los agujeros están dispuestos en una línea diagonal respecto al eje de la pieza, o en zigzag, deben estudiarse todas las trayectorias de falla posibles, para determinar a cuál le corresponde el ancho neto menor, que es el que se utiliza para calcular el área neta. El ancho neto de cada parte, correspondiente a cada trayectoria, se obtiene restando del ancho total la suma de los anchos de todos los agujeros que se encuentran en la trayectoria escogida, y sumando, para cada espacio entre agujeros consecutivos, la cantidad $s^2/4g$, donde s es la separación longitudinal, centro a centro, entre los dos agujeros considerados (paso) y g es la separación transversal, centro a centro, entre ellos (gramil).

El ancho total de ángulos se toma igual a la suma de los anchos de las dos alas menos el grueso. La distancia transversal entre agujeros situados en alas opuestas es igual a la suma de los dos gramiles, medidos desde los bordes exteriores del ángulo, menos el grueso.

Al determinar el área neta a través de soldaduras de tapón o de ranura no se tiene en cuenta el metal de aportación.

Cuando los agujeros están colocados sobre rectas normales al eje de la pieza la sección neta crítica es la que pasa a través de ellos; por ejemplo, en la placa de la Fig. 1.10a es la sección AB.

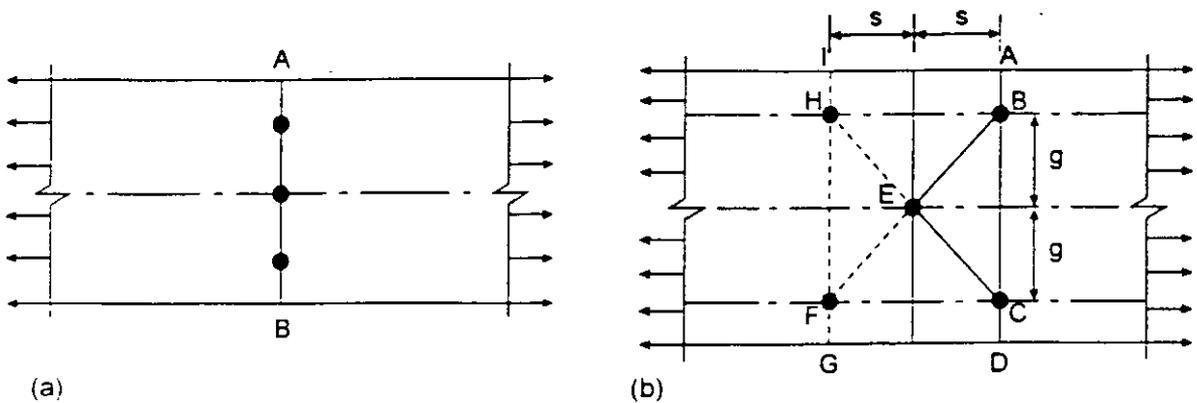


Fig. 1.10 Posibles trayectorias de falla en una placa agujerada en tensión.

En cambio, cuando están dispuestos en diagonal o en zigzag hay varias líneas de falla posibles y, en general, a simple vista no se sabe cual es la crítica, por lo que se determina el ancho neto correspondiente a cada una de ellas y se utiliza el menor para calcular el área neta.

En la Fig. 1.10b se muestran todas las trayectorias de falla posibles de una placa con cinco agujeros: basta estudiar dos, la ABCD, normal a la línea de acción de las fuerzas de tensión, y la ABCE, en zigzag, pues todas las demás se reducen a alguna de ellas.

Los métodos prácticos que se utilizan para incluir el efecto de agujeros en zigzag en el diseño de piezas en tensión son empíricos; el que se recomienda en el párrafo 1.8.1c, propuesto en 1922 y revisado en varias ocasiones posteriores (ref. 1.5), es un procedimiento sencillo cuyos resultados concuerdan aceptablemente con los obtenidos en pruebas de laboratorio. Se recomienda en las refs. 1.1 a 1.4.

Por las razones mencionadas arriba, suelen despreciarse las concentraciones de esfuerzos que se originan en la vecindad de los agujeros.

El procedimiento empleado para hacer las perforaciones constituye uno de los aspectos críticos de las estructuras remachadas o atornilladas; el material que rodea a los agujeros punzonados pierde ductilidad y puede contener grietas diminutas, que constituyen puntos potenciales de iniciación de fallas; ese material endurecido debe eliminarse cuando puedan presentarse fracturas de tipo frágil o por fatiga bajo cargas de servicio.

Cuando las cargas son predominantemente estáticas, el efecto mencionado en el párrafo anterior se toma en cuenta calculando el área neta de las piezas en tensión con la suposición de que el ancho de los agujeros es 1.5 mm mayor que el nominal, medido normalmente a la dirección de los esfuerzos. Por consiguiente, en el cálculo de áreas netas se supone que los agujeros estándar tienen un diámetro 3 mm mayor que el de los remaches o tornillos, puesto que el diámetro real de los agujeros es 1.5 mm más grande que el del sujetador.

Si el grueso del material es mucho mayor que el diámetro del tornillo, es difícil punzonar agujeros del tamaño necesario sin deformar excesivamente el acero que los rodea, por lo que suelen subpunzonarse, con un diámetro 5 mm menor que el requerido, y taladrarse después al tamaño final, con las piezas que van a unirse ensambladas. En estos casos, así como cuando los agujeros se taladran desde un principio, es muy poco el material que se daña, por lo que no es necesario sustraer los 1.5 mm correspondientes a deterioro de los bordes.

EJEMPLO 1.2 Determine el área neta crítica de la placa de la Fig. E1.2-1. La placa es de 2.0 cm de grueso, y los tornillos de 1.9 cm (3/4") de diámetro. Los agujeros son punzonados.

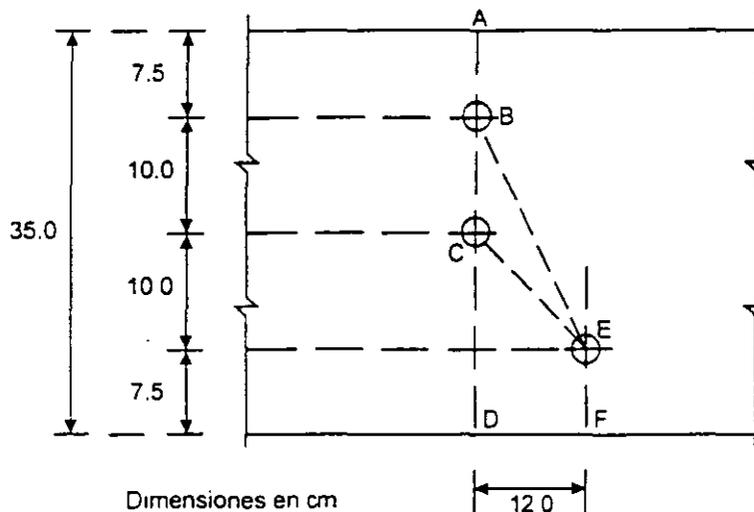


Fig. E.1.2-1 Placa del ejemplo 1.2.

Hay tres posibles trayectorias de falla: ABCD, ABCEF y ABEF.

Los agujeros deben considerarse de un diámetro igual a $1.9 + 0.3 = 2.2$ cm.

Los anchos netos correspondientes a los tres casos son:

$$ABCD: \quad 35 - 2 \times 2.2 = \quad \quad \quad 30.60 \text{ cm}$$

$$ABCEF: \quad 35 - 3 \times 2.2 + 12^2 / (4 \cdot 10) = \quad \quad \quad 32.00 \text{ cm}$$

$$ABEF: \quad 35 - 2 \times 2.2 + 12^2 / (4 \cdot 20) = \quad \quad \quad 32.40 \text{ cm}$$

La trayectoria crítica es la ABCD, luego:

$$A_n = 30.60 \times 2.0 = 61.2 \text{ cm}^2$$

Por simple inspección se advierte que la trayectoria ABEF no es crítica en este caso, pues es más larga que la ABCD, y en las dos se restan dos agujeros.

EJEMPLO 1.3 El ángulo de la Fig. E.1.3-1 es de 15.2 x 2.2 cm (6" x 7/8"), y los tornillos son de 2.2 cm (7/8") de diámetro, colocados en agujeros punzonados. Determine el área neta crítica.

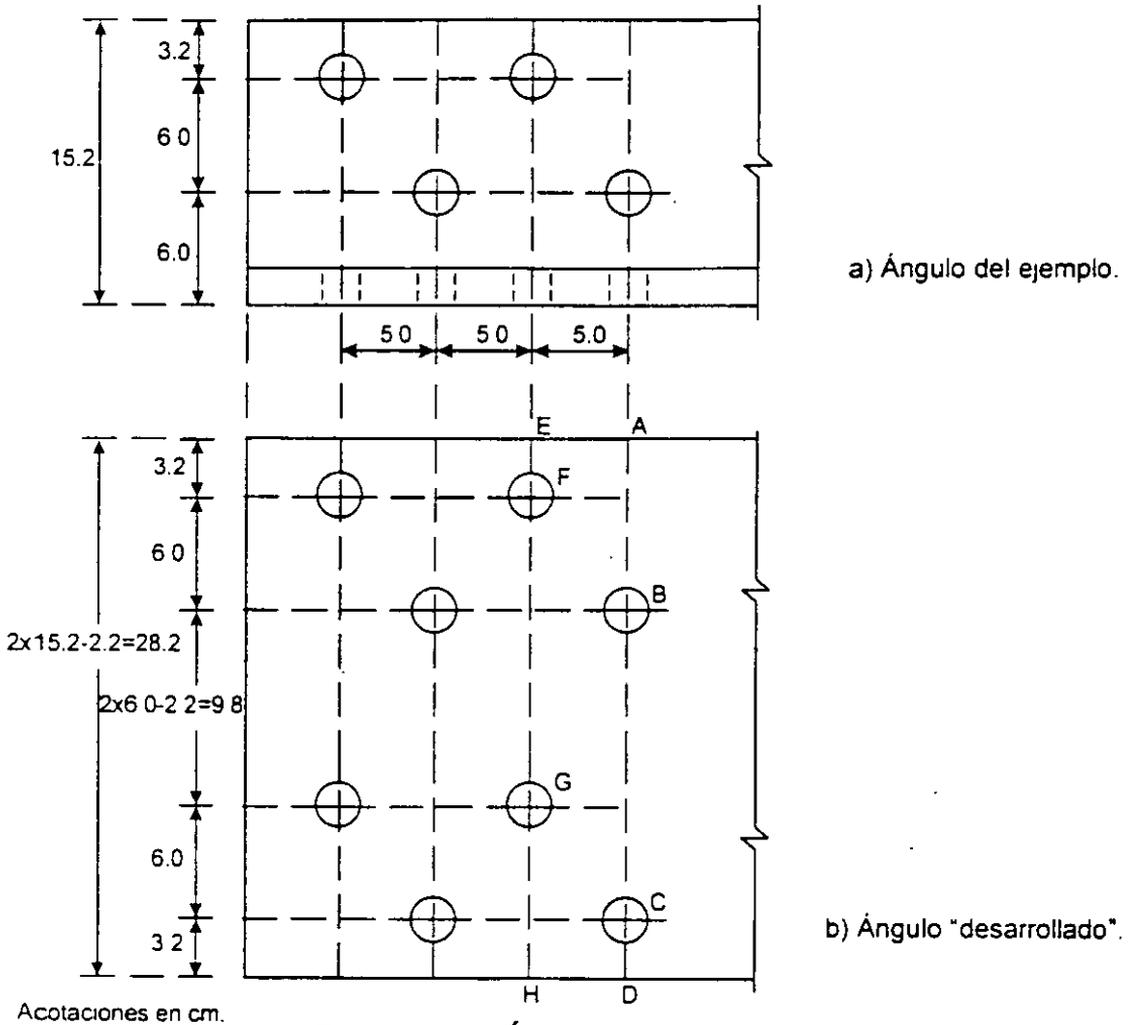


Fig. E.1.3-1 Ángulo del ejemplo 1.3.

Las posibles trayectorias de falla son ABCD, EFBCD y EFBGCD. EFBGH no puede ser crítica, porque en ella se descuentan tres agujeros, y es más larga que la EFBCD, en la que también se descuentan tres agujeros.

El ancho del ángulo desarrollado es: $15.2 \times 2 - 2.2 = 28.2$ cm.

El diámetro de cada agujero se toma igual a $2.2 + 0.3 = 2.5$ cm.

Anchos netos:

$$ABCD: \quad 28.2 - 2 \times 2.5 = \quad \quad \quad 23.20 \text{ cm}$$

$$EFBCD: \quad 28.2 - 3 \times 2.5 + \frac{5^2}{4 \times 6.0} = \quad \quad \quad 21.74 \text{ cm}$$

$$EFBGCD: \quad 28.2 - 4 \times 2.5 + 2 \times \frac{5^2}{4 \times 6.0} + \frac{5^2}{4 \times 9.8} = 20.92 \text{ cm}$$

La trayectoria crítica es la EFBGCD:

$$A_n = 20.92 \times 2.2 = 46.03 \text{ cm}^2$$

1.8.2 Área neta efectiva.

No todos los miembros que trabajan en tensión pueden desarrollar un esfuerzo medio en la sección neta igual a la resistencia a la ruptura del acero. Las reducciones en resistencia pueden expresarse en términos de la eficiencia de la sección neta, definida como la relación entre el esfuerzo medio en el instante de la fractura y el esfuerzo de ruptura obtenido ensayando una probeta del material.

Los factores principales de los que depende la eficiencia de la sección neta son la ductilidad del metal, el método que se emplee para hacer los agujeros, el cociente del gramil, g , entre el diámetro, d , del tornillo o remache, la relación entre el área neta y el área de apoyo sobre el sujetador y, sobre todo, la distribución del material de la sección transversal de la barra, con respecto a las placas de unión, u otros elementos que se utilicen para conectarla (ref. 1.5).

La mayor parte de los aspectos anteriores se tienen en cuenta de una manera implícita; por ejemplo, los aceros que se emplean en construcción son suficientemente dúctiles para que su eficiencia, respecto a esta propiedad, sea del 100 por ciento, y los esfuerzos permisibles de contacto entre el material y los sujetadores se escogen de manera que ese fenómeno tampoco influya en la eficiencia de la sección neta.

El último factor, que es el más importante, si se considera explícitamente en las especificaciones para diseño (refs. 1.1 a 1.4); la posición de los planos de corte de los tornillos o remaches respecto a la sección transversal del miembro influye significativamente en la eficiencia.

La importancia de este factor se ha demostrado experimentalmente ensayando miembros de acero en tensión, del tipo de los que se usan en diagonales y montantes de armaduras, como el que se muestra en la Fig. 1.11 (refs. 1.6 y 1.7; la ref. 1.5 contiene un resumen de las investigaciones reportadas en ellas). La sección "H" está unida al resto de la estructura a través de los patines.

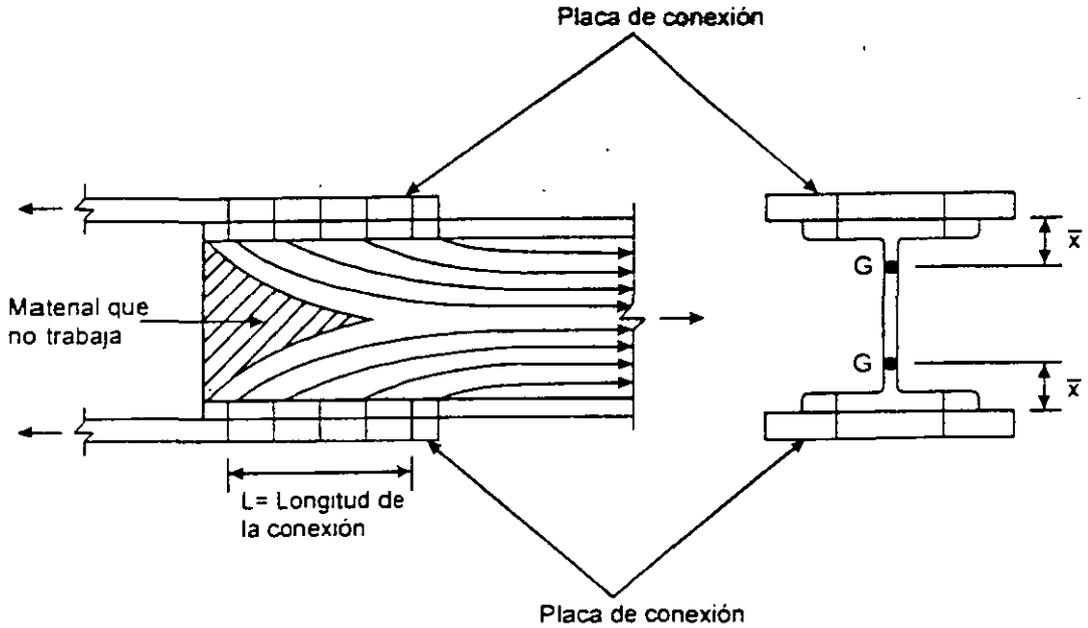


Fig. 1.11 Distribución de esfuerzos en una sección "H" conectada por los patines.

A una cierta distancia de la conexión los esfuerzos son uniformes, pero como no todas las partes del miembro están unidas a las placas, a las que llega, eventualmente, la fuerza total, se originan concentraciones de esfuerzos en las partes conectadas (los patines, en la Fig. 1.11) y disminuciones de los mismos en las que no están unidas directamente (los esfuerzos en el alma disminuyen, hasta anularse en el extremo).

La distribución no uniforme de esfuerzos puede ocasionar una disminución en la eficiencia de la sección neta, ya que algunas de las partes que componen el miembro (las conectadas directamente) tienden a alcanzar su resistencia última antes de que se desarrolle la de la sección completa; la importancia de este fenómeno depende de la geometría de la junta y de las características del material.

Un fenómeno semejante se presenta en ángulos atornillados a una placa (Fig. 1.12).

Hasta ahora sólo se han mencionado conexiones remachadas o atornilladas; sin embargo, también en uniones soldadas los esfuerzos están distribuidos de manera no uniforme cuando la transmisión de fuerzas se efectúa a través de algunas de las partes que componen la barra; la diferencia entre los dos tipos de conexiones está en los agujeros, que no existen en las soldadas.

La pérdida de eficiencia en la sección neta está relacionada con el cociente de la longitud L de la conexión entre la distancia \bar{x} del centro de gravedad de la sección transversal de la barra conectada a la cara en contacto con la placa de unión (Fig. 1.12) (refs. 1.6 y 1.7). En secciones simétricas unidas a dos placas \bar{x} se determina como si estuviesen formadas por dos partes iguales, conectadas a cada placa (Fig. 1.11).

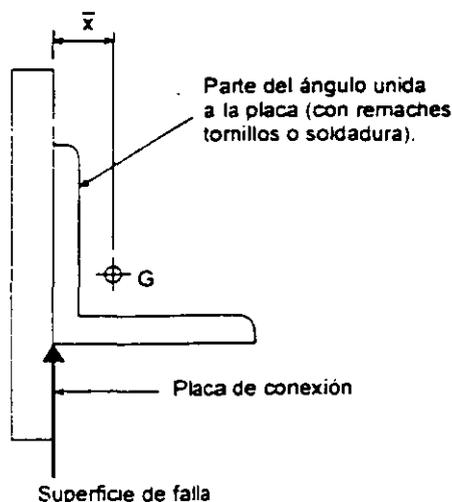


Fig. 1.12 Ángulo conectado en una sola ala.

En las refs. 1.6 y 1.7 se recomienda que la pérdida de eficiencia de la sección neta se tenga en cuenta reduciéndola a una sección neta efectiva, cuya área se determina con la expresión empírica:

$$\text{Área neta efectiva} = A_e = A_n \left(1 - \frac{\bar{x}}{L} \right)$$

A_n es el área neta del miembro, L la longitud de la junta y \bar{x} la distancia entre el plano de cortante y el eje centroidal del elemento conectado.

El factor de reducción del área neta es:

$$U = 1 - \frac{\bar{x}}{L} \leq 0.9 \quad (1.3)$$

La eficiencia aumenta cuando disminuye la excentricidad \bar{x} o crece la longitud de la conexión L .

En las especificaciones AISC de 1986 (ref. 1.8) esta fórmula aparecía en el Comentario, y no incluía el límite superior de 0.9; en 1993 (ref. 1.3) la ec. 1.3 está en el cuerpo de la norma. El límite superior se propone en la ref. 1.9, en vista de que en los estudios experimentales que se han realizado (refs. 1.6 y 1.7) pocas veces se han observado eficiencias mayores de 0.9.

De acuerdo con lo anterior, el área neta efectiva, A_e , de los miembros en tensión se calcula como sigue:

1. Cuando los remaches, tornillos o soldaduras transmiten la fuerza de tensión a cada uno de los elementos que constituyen la sección transversal del miembro, proporcionalmente a sus áreas respectivas, el área neta efectiva A_e es igual al área neta A_n .

2. Cuando los remaches, tornillos o soldaduras transmiten la fuerza de tensión a través de algunos de los elementos que constituyen la sección transversal del miembro, pero no de todos, el área neta efectiva A_e es:

$$A_e = AU \quad (1.4)$$

En esta expresión,

A = Área que se define más adelante.

U = Coeficiente de reducción $= 1 - (\bar{x}/L) \leq 0.9$, o como se indica en c ó d.

\bar{x} = Excentricidad de la conexión.

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

Se pueden utilizar valores mayores de U si se justifican experimentalmente o con otro criterio racional.

- a) Cuando la fuerza de tensión se transmite con remaches o tornillos:

$$A = A_n = \text{área neta del miembro.}$$

- b) Cuando la fuerza de tensión se transmite con soldaduras longitudinales a un elemento estructural que no sea una placa, o con soldaduras longitudinales y transversales combinadas:

$$A = A_g = \text{área total del miembro.}$$

- c) Cuando la transmisión se hace sólo con soldaduras transversales:

$$A = \text{área de los elementos conectados directamente.}$$

$$U = 1.0$$

Esta condición sólo es aplicable cuando se usan soldaduras de penetración completa o parcial, pues si son de filete rige su resistencia al corte, aunque se empleen filetes del mayor tamaño posible (el grueso de la placa), cualquiera que sea el tipo de acero o la resistencia del electrodo (ref. 1.9).

- d) Cuando la fuerza de tensión se transmite a una placa por medio de soldaduras longitudinales colocadas a lo largo de los dos bordes y del extremo de la placa, si $L \geq w$:

$$A = \text{área de la placa.}$$

$$\text{Si } L \geq 2w \quad U = 1.00$$

$$\text{Si } 2w > L \geq 1.5w \quad U = 0.87$$

$$\text{Si } 1.5w > L \geq w \quad U = 0.75$$

L es la longitud de la soldadura y w el ancho de la placa (distancia entre cordones de soldadura).

En un perfil dado, conectado de una manera determinada, \bar{x} es una propiedad geométrica; es igual a la distancia entre el plano de conexión, que es una cara del miembro, y el centroide de éste (Fig. 1.13); en casos particulares, el "miembro" puede ser una porción de la sección transversal. La longitud de la conexión, L , depende del número de sujetadores mecánicos, o de la longitud de la soldadura, que se requieran para transmitir la fuerza de tensión. En uniones remachadas o atornilladas L es la distancia, paralela a la línea de acción de la fuerza, entre el primero y el último de los sujetadores colocados en la hilera que tenga el número mayor de remaches o tornillos; cuando estén en tresbolillo, se toma la dimensión exterior (Fig. 1.14). En conexiones

soldadas L es la longitud del miembro que esté soldado, medida paralelamente a la línea de acción de la fuerza; su valor no cambia si se coloca una soldadura transversal además de las longitudinales, pues la resistencia a la ruptura no se modifica substancialmente (Fig. 1.15).

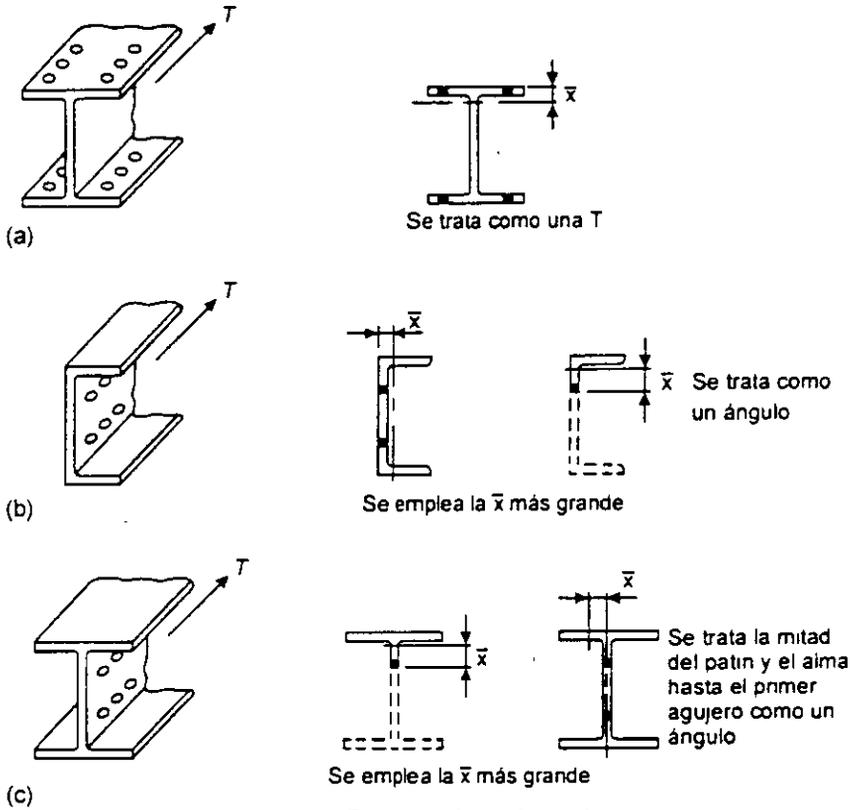


Fig. 1.13 Determinación de \bar{x} .

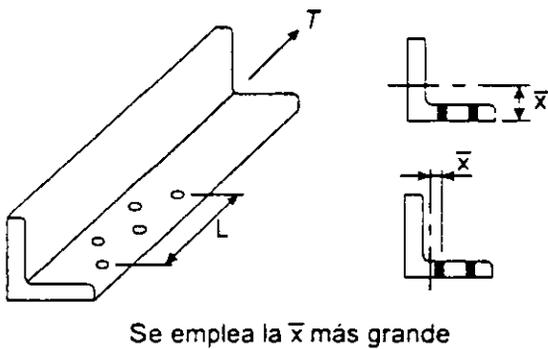


Fig. 1.14 Ángulo con agujeros en tresbolillo.

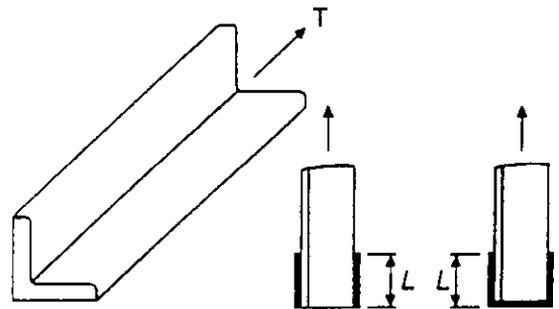


Fig. 1.15 Determinación de L en uniones soldadas.

En conexiones remachadas o atornilladas de secciones "H" o "I", y de tés obtenidas de ellas, se han propuesto valores aproximados del coeficiente U , que pueden utilizarse en lugar de los calculados con la ec. 1.3 (refs. 1.1, 1.3 y 1.8):

- a) Secciones laminadas o soldadas "H" o "I", con patines de ancho no menor que 2/3 del peralte, y tés estructurales obtenidas de ellas o formadas por dos placas

soldadas, conectadas por los patines, con tres o más conectores en cada línea en la dirección de la fuerza: $U = 0.90$.

- b) Secciones laminadas o soldadas "H" o "I" que no cumplan las condiciones del párrafo anterior, téis estructurales obtenidas de ellas o formadas por dos placas soldadas, y todas las secciones restantes, incluidas las hechas con varias placas, con tres o más conectores en cada línea en la dirección de la fuerza: $U = 0.85$.
- c) Todos los miembros que tengan sólo dos sujetadores en la dirección de la fuerza: $U = 0.75$.

No se tiene información suficiente para proponer un valor de U cuando todas las líneas tienen un solo tornillo o remache, pero es probablemente conservador tomar A_e igual al área neta del elemento conectado (ref. 1.3).

1.9 RESISTENCIA A LA RUPTURA POR CORTANTE Y TENSIÓN COMBINADAS ("*Block shear rupture strength*").

Esta posible forma de falla debe revisarse cuando se diseñan conexiones de miembros en tensión, placas de nudo de armaduras que reciben diagonales o montantes en tensión, y otros elementos estructurales en los que puede presentarse este estado límite.

El fenómeno se identificó por primera vez a mediados de la década de los 70, al estudiar experimentalmente el comportamiento de vigas despatinadas, conectadas, para transmitir fuerza cortante, por medio de tornillos y ángulos adosados al alma (ref. 1.10); en la Fig. 1.16a se muestra el extremo de una viga de ese tipo. La resistencia de la conexión proviene de una combinación de la capacidad para resistir tensión en un plano y cortante en otro, perpendicular al primero.

El modo de falla mencionado se ha vuelto más crítico desde 1978, pues en sus especificaciones de ese año el AISC incrementó considerablemente los valores permisibles de los esfuerzos de aplastamiento entre tornillos y placas, con lo que disminuye el número de tornillos y la longitud del alma a través de la que se transmite la fuerza cortante, a menos que se aumente la distancia entre centros de tornillos.

El problema no se limita a las vigas mencionadas arriba; el ángulo en tensión de la Fig. 1.16b, por ejemplo, o la placa a la que está conectado, también pueden fallar por cortante y tensión combinadas, lo mismo que cualquier miembro en tensión de una armadura y el elemento al que esté unido, sea una de las cuerdas o una placa de nudo.

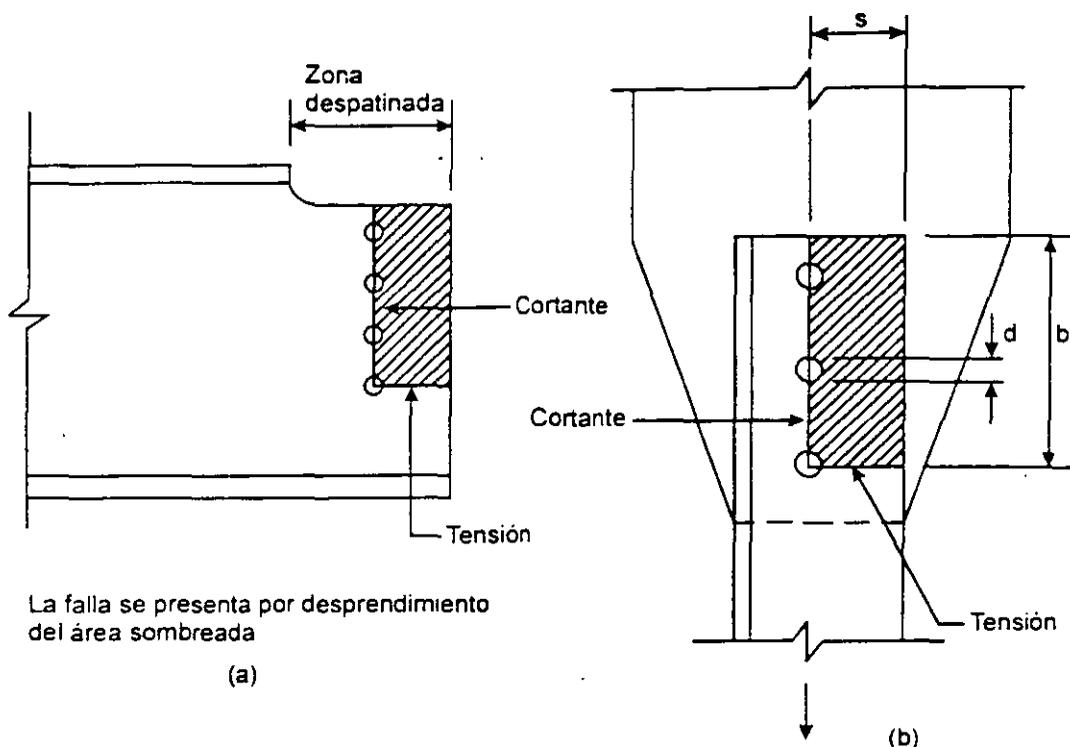


Fig. 1.16 Superficies de ruptura por cortante y tensión combinadas.

Al determinar la resistencia no debe suponerse que los dos planos se fracturan al mismo tiempo, uno en cortante y el otro en tensión, pues esto sucede sólo en casos excepcionales. Se obtiene un modelo analítico más conservador, y que concuerda de manera muy aceptable con resultados experimentales, sumando la resistencia al flujo en un plano con la de ruptura en el otro (refs. 1.3, 1.11 y 1.12); se calculan dos resistencias, una igual a la suma de las resistencias a la ruptura en el área neta en tensión y al flujo plástico por cortante en el área total del plano o planos en cortante, y la otra sumando las resistencias a la ruptura en el área o áreas netas en cortante y al flujo plástico en el área total en tensión.

La resistencia de diseño a la ruptura por cortante y tensión combinadas, se determina con las expresiones (ref. 1.3):

a) Cuando $F_u A_{nt} \geq 0.6 F_u A_{nc}$:

$$F_R (0.6 F_y A_{Tc} + F_u A_{nt}) \quad (1.5)$$

b) Cuando $0.6 F_u A_{nc} > F_u A_{nt}$:

$$F_R (0.6 F_u A_{nc} + F_y A_{Tt}) \quad (1.6)$$

$$F_R = 0.75$$

A_{Tc} = Área total que trabaja en cortante = bt (Fig. 1.16b).

A_{Tt} = Área total que trabaja en tensión = st (Fig. 1.16b).

A_{nc} = Área neta en cortante.

A_{nt} = Área neta en tensión.

$$\begin{aligned} \text{Trayectoria ABC: Ancho neto} &= (15.24 + 10.16 - 0.95) - 2.52 = 24.45 - 2.52 \\ &= 21.93 \text{ cm} \end{aligned}$$

$$\text{Trayectoria ABDE. Ancho neto} = 24.45 - 2.52 \times 2 + 6.0^2 / (4 \times 6.0) = 20.91 \text{ cm}$$

$$\text{La trayectoria crítica es la ABDE. Área neta: } A_n = 20.91 \times 0.95 = 19.86 \text{ cm}^2$$

$$\text{Área neta efectiva: } A_e = 0.90 \times 19.86 = 17.87 \text{ cm}^2 \quad \text{Ec. 1.4}$$

Resistencia de diseño

Estado límite de flujo plástico en la sección total:

$$R_t = 0.9 \times 23.29 \times 2.53 = 53.03 \text{ ton} \quad \text{Ec. 1.1}$$

Estado límite de fractura en la sección neta:

$$R_f = 0.75 \times 17.87 \times 4.10 = 54.95 \text{ ton} \quad \text{Ec. 1.2}$$

Cortante y tensión combinados

Haciendo la suposición usual de que la tensión se reparte de manera uniforme entre todos los tornillos, cada uno transmite 1/5 de la fuerza total.

Deben revisarse los tres casos que se muestran en la Fig. E1.4-2.

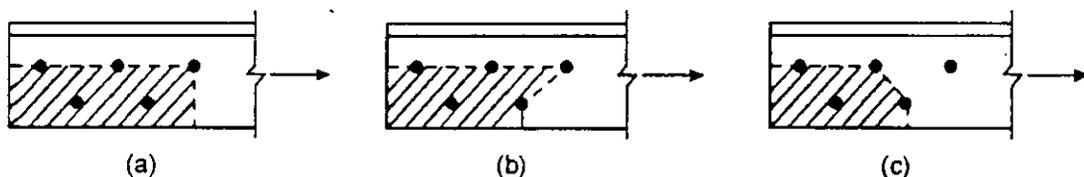


Fig. E.1.4-2 Revisión por cortante y tensión combinados.

En el caso c) la fuerza que puede ocasionar la falla es 4/5 de la total.

Caso a. $A_{nt} = (6.0 + 3.2 - 0.5 \times 2.52) \times 0.95 = 7.54 \text{ cm}^2$. Este caso no es crítico, pues el área neta en tensión es mayor que en el caso b, y las áreas restantes son iguales

$$\text{Caso b. } A_{nt} = (6.0 + 3.2 - 1.5 \times 2.52 + 6.0^2 / (4 \times 6.0)) \times 0.95 = 6.57 \text{ cm}^2$$

$$A_{nc} = (28.0 - 2.5 \times 2.52) \times 0.95 = 20.62 \text{ cm}^2$$

$$A_{Tt} = (6.0 + 3.2 + 6.0^2 / (4 \times 6.0)) \times 0.95 = 10.17 \text{ cm}^2$$

$$A_{Tc} = 28.0 \times 0.95 = 26.60 \text{ cm}^2$$

$$F_u A_{nt} = 4.1 \times 6.57 = 26.94 \text{ Ton} < 0.6 F_u A_{nc} = 0.6 \times 4.1 \times 20.62 = 50.73 \text{ Ton}$$

Se aplica la ec. 1.6.

$$F_R (0.6 F_u A_{nc} + F_y A_{Tt}) = 0.75 (0.6 \times 4.1 \times 20.62 + 2.53 \times 10.17) = 57.34 \text{ Ton}$$

Caso c. $A_{ni} = 6.57 \text{ cm}^2$

$$A_{nc} = (16.0 - 1.5 \times 2.52) \times 0.95 = 11.61 \text{ cm}^2$$

$$A_{Ti} = 10.17 \text{ cm}^2$$

$$A_{Tc} = 16.0 \times 0.95 = 15.20 \text{ cm}^2$$

$$F_u A_{ni} = 4.1 \times 6.57 = 26.94 \text{ cm}^2 < 0.6 F_u A_{nc} = 0.6 \times 4.1 \times 11.61 = 28.56 \text{ cm}^2$$

Rige la ec. 1.6.

$$F_R (0.6 F_u A_{nc} + F_y A_{Ti}) = 0.75 (0.6 \times 4.1 \times 11.61 + 2.53 \times 10.17) = 40.72 \text{ Ton}$$

Para comparar esta resistencia con las de los casos a) y b) debe multiplicarse por 5/4 $40.72 \times 5/4 = 50.90 \text{ Ton}$.

La resistencia es $R_t = 50.90 \text{ Ton}$; queda regida por el caso c) de falla por cortante y tensión combinadas. Cuando esto sucede en un problema real, puede incrementarse la resistencia aumentando la separación entre agujeros o la distancia al borde del primero.

EJEMPLO 1.5 Escoja una sección "H", soldada únicamente en los patines, con cordones de soldadura longitudinales de 20 cm, que resista las fuerzas de tensión siguientes:

Por cargas muertas y vivas 100 ton. Por sismo 30 ton. Los esfuerzos de fluencia y de ruptura en tensión del acero, F_y y F_u , son 2530 Kg/cm^2 y 4100 Kg/cm^2 , respectivamente. El miembro en estudio forma parte de la estructura de un edificio de departamentos. Utilice los factores de carga de la ref. 1.19

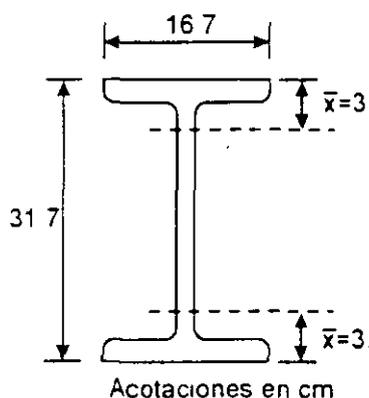


Fig. E.1.5-1 Elemento en tensión del ejemplo 1.5.

Acciones de diseño $P_{u1} = 1.4 \times 100 = 140.0 \text{ Ton}$

$$P_{u2} = 1.1(100 + 30) = 143.0 \text{ Ton}$$

Rige la combinación de cargas que incluye los efectos del sismo.

$0.6F_y$ es el esfuerzo de flujo en cortante; proviene de la teoría de Henky-Von Mises: $\tau_y = F_y/\sqrt{3} = 0.58F_y \approx 0.6F_y$. Se supone, además, que el esfuerzo de ruptura en cortante es aproximadamente igual a $0.60F_u$.

El estado límite de ruptura por cortante y tensión combinadas debe revisarse también en la periferia de las uniones soldadas; la resistencia se determina utilizando $F_R = 0.75$ y las áreas de los planos de fractura y flujo plástico.

Las expresiones 1.5 y 1.6 satisfacen la filosofía del diseño de miembros en tensión, en el que se emplea la sección total para revisar el estado límite de flujo plástico y la neta para el estado límite de fractura.

b y s son las longitudes que trabajan en cortante y tensión, respectivamente (Fig. 1.16b) y t es el grueso de la placa. Para calcular las áreas netas de la Fig. 1.16b deben descontarse 2.5 agujeros en la longitud de cortante y 0.5 en la de tensión. De acuerdo con la sección 1.8.1, se utiliza el diámetro nominal mas 1.5 mm.

La expresión que controla el diseño es la que proporciona la resistencia más elevada como se ve estudiando los dos casos extremos de la Fig. 1.17. En el caso (a) la fuerza P es resistida principalmente por cortante; debe considerarse la resistencia a la fractura en los planos de corte, por lo que se utiliza la expresión 1.6. En el caso (b), en cambio, la falla se presenta cuando se fractura el área en tensión, condición descrita por 1.5; si se emplease 1.6, que correspondería a fractura por cortante en el área pequeña y flujo plástico por tensión en la grande, se obtendría un valor menor de la resistencia, y algo semejante sucedería si se aplicase la expresión 1.5 al primer caso.

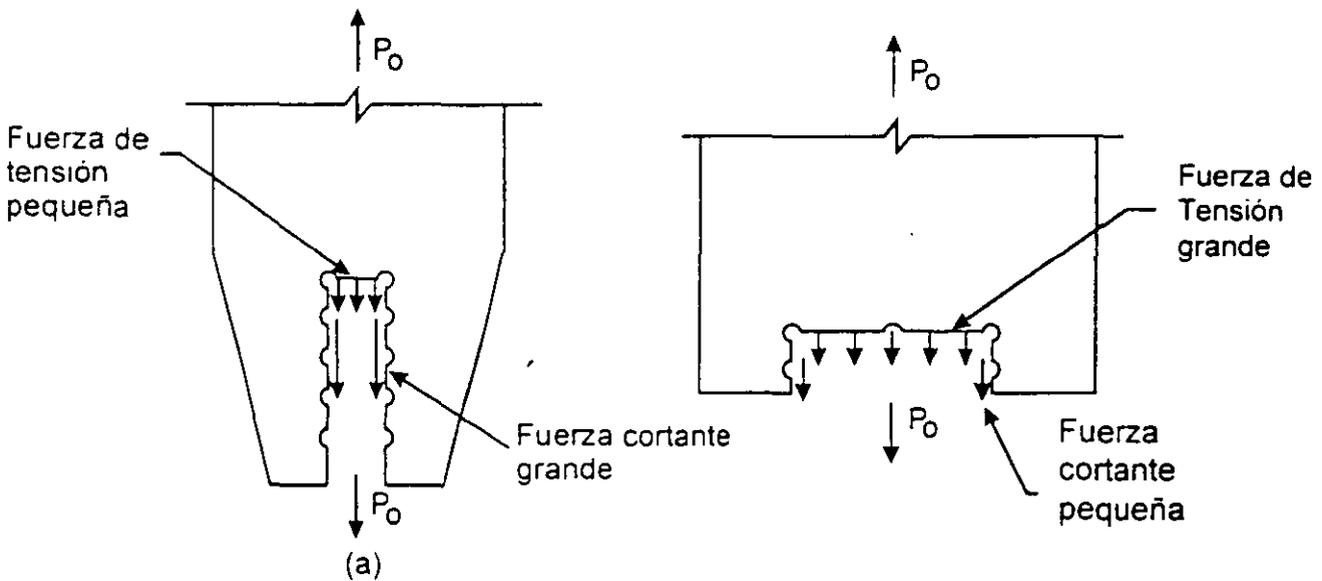


Fig. 1.17 Resistencia a la ruptura.

De hecho, cuando el área de cortante de la Fig. 1.17b tiende a cero, la ec. 1.6 proporciona una resistencia basada únicamente en el flujo plástico del área total en tensión. Sin embargo, la falla por cortante y tensión combinadas es un fenómeno de fractura, no un estado límite de flujo plástico, por lo que en cada caso debe emplearse la fórmula que tiene el término más grande correspondiente a la fractura.

EJEMPLO 1.4 Determine la resistencia de diseño en tensión del ángulo de la Fig. E1.4-1. Los esfuerzos de fluencia y de ruptura en tensión del acero son 2530 y 4100 Kg/cm², respectivamente. El ángulo es de 15.2 cm x 10.2 cm x 0.95 cm (6" x 4" x 3/8"), y los tornillos tienen un diámetro de 2.22 cm (7/8"). Los agujeros son punzonados.

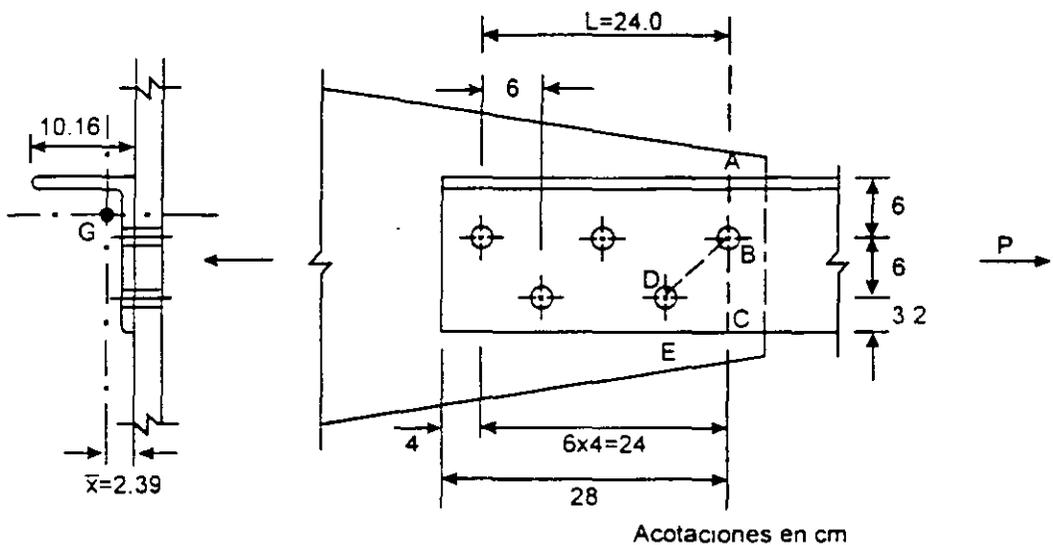


Fig. E.1.4-1 Ángulo en tensión del ejemplo 1.4.

Área total: $A_t = 23.29 \text{ cm}^2$

Cálculo del área neta efectiva: $A_e = UA_n$

Ec. 1.4

De la ec. 1.3: $U = 1 - \bar{x}/L = 1 - 2.39/24.0 = 0.90$

En la ref. 1.1 se indica que U es igual a 0.85, y en la ref. 1.18 se proporciona la ec. 1.4 para mejorar su valor. De acuerdo con el Comentario de la ref. 1.3, puede tomarse $U = 0.85$ en vez de calcularlo con la ec. 1.4.

Ancho de los agujeros = $2.22 + 0.15 \times 2 = 2.52 \text{ cm}$

El diámetro del agujero necesario para colocar un tornillo de 2.22 cm es 2.22 + 0.15; para calcular el área neta, ese diámetro se aumenta en 0.15 cm adicionales.

Se ensayará un perfil W12" x 35 lb/ft (30.5 cm x 52.1 Kg/m), tomado de la ref. 1.16, Vol. I, cuya sección transversal tiene un área total:

$$A_t = 66.5 \text{ cm}^2$$

Área neta efectiva. Como la sección es soldada,

$$A_e = U A_t$$

Para determinar \bar{x} , la sección se trata como dos térs (Fig. E1.5-1):

$$\bar{x} = 3.3 \text{ cm.}$$

De la ec. 1.3: $U = 1 - \bar{x}/L = 1 - 3.3/20 = 0.84 < 0.9$

$$A_e = 0.84 \times 66.5 = 55.53 \text{ cm}^2$$

Resistencia de diseño. (Sec. 1.6)

Estado límite de flujo plástico en la sección total (Ec. 1.1):

$$R_t = 0.9 \times 66.5 \times 2.53 = 151.4 \text{ ton}$$

Estado límite de fractura en la sección neta (Ec. 1.2):

$$R_t = 0.75 \times 55.53 \times 4.10 = 170.8 \text{ ton}$$

La resistencia de diseño es la menor de las dos:

$$R_t = 151.4 \text{ ton}$$

$R_t = 151.4 \text{ ton} > P_u = 143.0 \text{ ton}$ ∴ El perfil ensayado es correcto (Está sobrado en 5.9%).

Revisión de la esbeltez. Supóngase que el elemento en estudio tiene 6 m de longitud y que es un miembro principal.

$L/r_{\min} = 600/3.93 = 152.7 < 240$. De acuerdo con la ref. 1.1, la esbeltez es correcta.

1.10 PLACAS DE NUDO.

Las placas de nudo se emplean para conectar entre sí elementos estructurales que trabajan principalmente en tensión o compresión axial, como en los nudos de armaduras, remachadas, atornilladas o soldadas, cuando las dimensiones de los miembros impiden las uniones directas entre ellos, o en conexiones entre vigas, columnas y diagonales en edificios provistos de contraventeo vertical (Figs. 1.18 y 1.19).

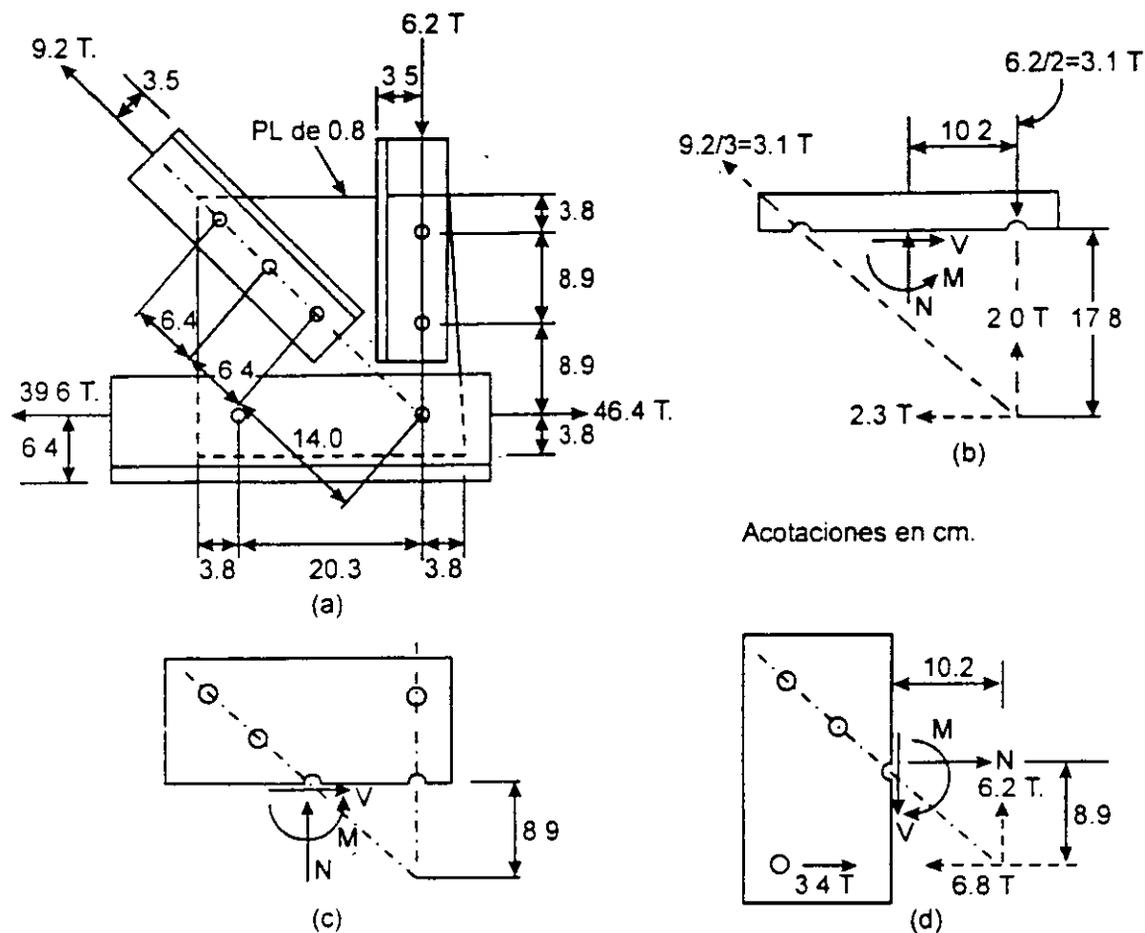
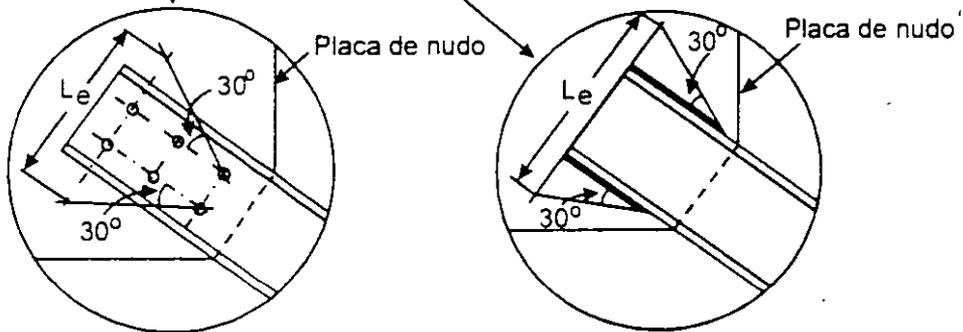
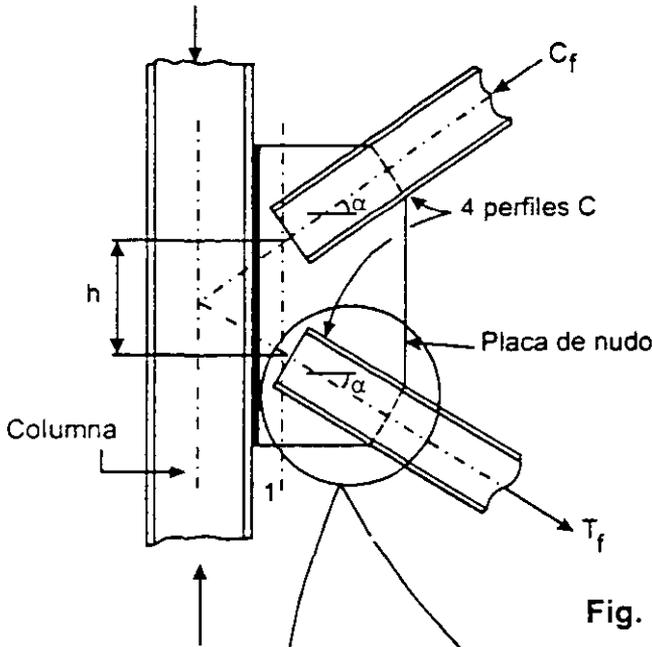


Fig. 1.18 Placa de nudo: secciones críticas.

Las dimensiones laterales de las placas son las necesarias para que puedan colocarse los tornillos o soldaduras que les transmiten las fuerzas de las barras, cumpliendo requisitos de separaciones entre agujeros, distancia al borde, holguras para colocar tornillos o soldaduras; en general, sólo el grueso se basa en consideraciones de resistencia. En armaduras ordinarias suele fijarse por experiencia; conviene que no sea menor que el de la placa conectada de mayor espesor.

Se cuenta con relativamente pocos estudios, analíticos o experimentales, sobre el comportamiento de las placas de nudo. El método de diseño empírico tradicional, que sigue empleándose en la actualidad, se basa en calcular los esfuerzos en todas las secciones de la placa que puedan ser críticas, sometidas a fuerzas normales y cortantes y a momentos flexionantes, utilizando la teoría ordinaria de la flexión de vigas, y en compararlos con esfuerzos permisibles (ref. 1.5 y Fig. 1.18); los resultados son de valor cuestionable, pues las placas de nudo no cumplen las condiciones necesarias para que esa teoría sea aplicable. Se obtienen soluciones que parecen ser conservadoras, pues no se ha reportado ninguna falla de placas diseñadas con este método; sin embargo, el factor de seguridad respecto a la ruptura es variable y desconocido.

Algunos estudios experimentales y numéricos recientes han permitido desarrollar un método semiempírico que se adapta mejor a la filosofía de diseño por estados límite (refs. 1.12, 1.13, 1.14); es aplicable, sobre todo, a placas de nudo que reciben piezas en tensión, atornilladas o soldadas; se tiene poca información cuando la fuerza es compresión.



El grueso de la placa de nudo se determina efectuando tres verificaciones:
 Aplastamiento de la placa contra los tornillos.
 Esfuerzos máximos en la sección de Whitmore.
 Falla por cortante y tensión combinadas.

Si la fuerza que se aplica a la placa es compresión, debe revisarse además la posible falla por pandeo.

En los cálculos se admite que las fuerzas se distribuyen de manera uniforme entre todos los tornillos o remaches que conectan a cada barra con la placa.

Para verificar los esfuerzos en la placa, en el extremo de una barra en tensión, se utiliza la hipótesis de Whitmore (ref. 1.15), según la cual los esfuerzos normales máximos en la placa de nudo se obtienen suponiendo que la fuerza en la pieza unida con ella se distribuye uniformemente en una superficie igual al producto del grueso de la placa, t , por un ancho efectivo, L_e , perpendicular al eje de la pieza, que se obtiene trazando dos rectas inclinadas 30° respecto a ese eje, que se inician en los agujeros extremos de la primera hilera de tornillos, o en los extremos de los cordones de soldadura, y terminan al cortar una normal al eje, que pase por el centro de los tornillos de la última hilera o por el extremo de la barra, si es soldada, suponiendo, como es usual, que los cordones llegan hasta él (Fig. 1.20).

La falla por cortante y tensión combinadas se estudia en la sección 1.9.

EJEMPLO 1.6. En la Fig. E1.6-1 se muestra una barra en tensión formada por dos ángulos de $10.2 \times 10.2 \times 1.27$ cm ($4'' \times 4'' \times \frac{1}{2}''$) conectada, mediante soldadura, a una placa. Obtenga la resistencia de diseño en tensión de la barra y determine el espesor mínimo de la placa necesario para transmitir esa fuerza; revise la posible falla por cortante y tensión combinadas y la tensión en la sección de Whitmore. $F_u = 3515$ kg/cm², $F_u = 4900$ kg/cm², para los ángulos, y 2530 y 4100 kg/cm², para la placa.

$$\text{Area total: } A_g = 2 \times 24.19 = 48.38 \text{ cm}^2$$

Area neta efectiva:

$$\text{Ec. 1.3: } U = 1 - \bar{x} L = 1 - 2.99 \cdot 11.2 = 0.73$$

Se ha tomado como L el promedio de las longitudes de los dos cordones longitudinales de soldadura.

$$A_e = UA_g = 0.73 \times 48.38 = 35.3 \text{ cm}^2$$

Resistencia de diseño de los ángulos.

Flujo plástico en la sección total:

$$R_n = 0.9 \times 48.38 \times 3.515 = 153.05 \text{ ton} \quad \text{Ec. 1.1}$$

Fractura en la sección neta:

$$R_t = 0.75 \times 35.3 \times 4.9 = 129.73 \text{ ton} \quad \text{Ec. 1.2}$$

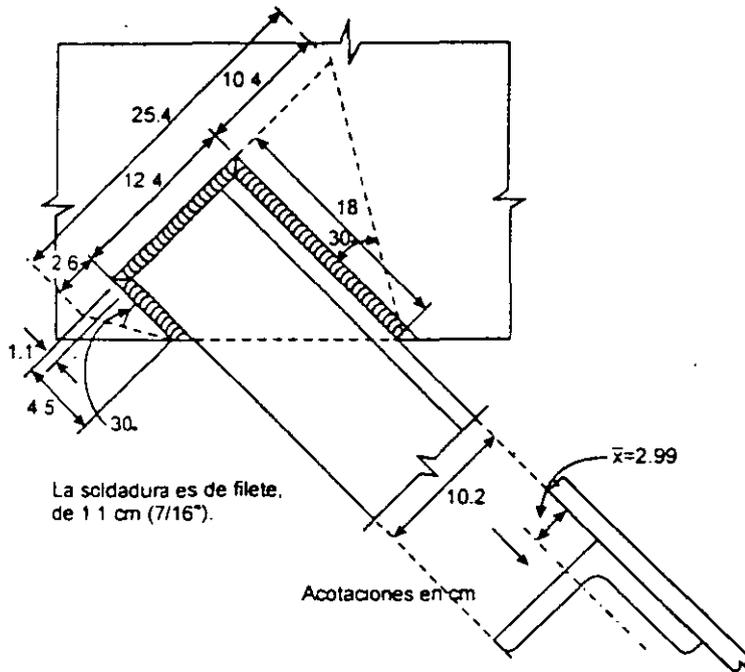


Fig. E.1.6-1 Barra en tensión del ejemplo 1.6.

La resistencia de diseño de los ángulos es $R_t = 129.73$ ton; queda regida por fractura en la sección neta.

Cortante y tensión combinadas. Puede considerarse que el bloque de falla está limitado por el borde exterior de los cordones de soldadura. Se escogerá el grueso t de la placa de manera que la resistencia por cortante y tensión combinadas no sea menor de 129.73 ton.

$$F_v A_{nr} = 4.1 \times 12.4t = 50.8t < 0.6 F_u A_{nc} = 0.6 \times 4.1(18.0 + 4.5)t = 55.4t$$

Ec. 1.6: $F_R(0.6 F_u A_{nc} + F_v A_{nr}) = 0.75(0.6 \times 4.1(18.0 + 4.5)t + 2.53 \times 12.4t) = 65.04t$

El valor mínimo de t necesario para que la placa no falle por cortante y tensión combinadas se obtiene de la igualdad $129.73 = 65.04t \therefore t = 1.99$ cm. Se utilizaría una placa de 2.22 cm (7/8").

Tensión en la sección de Whitmore. La resistencia en la sección de Whitmore, igual al producto de su área por el esfuerzo de fluencia de la placa, no debe ser menor que la resistencia de diseño de los ángulos.

$$0.9 \times 2.53 \times 25.4t = 129.73 \therefore t = 2.24$$
 cm

Este grueso es mayor que el requerido por cortante y tensión combinadas, de manera que el diseño de la placa queda regido por flujo plástico en la sección de

Whitmore. Sin embargo, sigue siendo aceptable la placa de 2.22 cm de grues escogida arriba.

1.11 RESISTENCIA DE DISEÑO DE ELEMENTOS DE CONEXIÓN.

En la ref. 1.3 se dan recomendaciones para el diseño de elementos de conexión del tipo de placas, placas de nudo, ángulos, ménsulas, y zonas comunes a viga y columna en uniones de marcos rígidos.

- a) Conexiones excéntricas. Los ejes de gravedad de los miembros cargados axialmente deben intersectarse en un punto; de no ser así, en el diseño han de incluirse los efectos de los momentos flexionantes y las fuerzas cortantes debidas a la excentricidad.
- b) Resistencia de diseño de elementos de conexión en tensión. La resistencia de diseño, $R_t = F_R R_n$, de elementos de conexión soldados, remachados o atornillados, sometidos a cargas estáticas de tensión (placas de conexión y de nudo, por ejemplo), es igual al más pequeño de los valores correspondientes a los estados límite de flujo plástico, ruptura y ruptura por cortante y tensión combinados.

1. Flujo plástico en tensión del elemento de conexión:

$$\begin{aligned} F_R &= 0.9 \\ R_n &= A_t F_t \end{aligned} \quad (1.7)$$

En el diseño de placas de nudo, A_t se toma igual al área de la sección de Whitmore. Este aspecto se ilustra en el ejemplo 1.6.

2. Ruptura en tensión del elemento de conexión.

$$\begin{aligned} F_R &= 0.75 \\ R_n &= A_n F_u \end{aligned} \quad (1.8)$$

El valor máximo del área neta A_n que se utiliza en diseño es $0.85A_t$. Se reconoce así la capacidad limitada de deformación inelástica del elemento, y se proporciona una reserva de resistencia.

3. Ruptura del elemento de conexión en cortante y tensión combinadas: véase la sec. 1.9.

- c) Otros elementos de conexión. En todos los elementos de conexión restantes se evaluará la resistencia de diseño, $F_R R_n$, correspondiente al estado límite aplicable, para asegurarse de que es igual o mayor que la resistencia requerida; R_n es la resistencia nominal que corresponde a la geometría y tipo de carga del elemento de conexión. Para flujo plástico por cortante,

$$\begin{aligned} F_R &= 0.9 \\ R_n &= 0.60 A_v F_v \end{aligned} \quad (1.9)$$

Si el elemento está en compresión debe estudiarse el estado límite correspondiente, lo que puede hacerse, de manera aproximada, como se indica en las refs. 1.14 y 1.17. El esfuerzo crítico de pandeo de la placa de nudo es el de una faja de placa de ancho unitario y longitud igual al promedio de l_1 , l_2 y l_3 (Fig. 1.21), que se pandea en el plano perpendicular a la placa, y la resistencia se encuentra multiplicando ese esfuerzo por el área de la sección de Whitmore. Se recomienda que en el cálculo del esfuerzo crítico se tome un factor de longitud efectiva k comprendido entre 0.5 y 0.65.

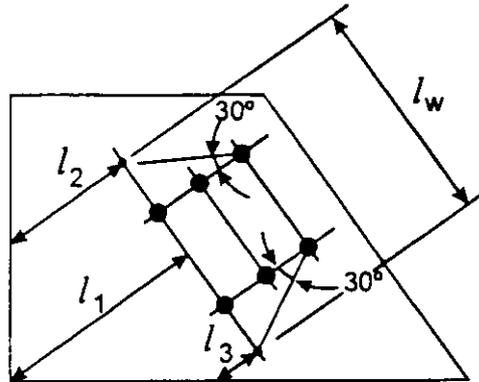


Fig. 1.21 Dimensiones para determinar la resistencia al pandeo de una placa de nudo.

1.12 ÁNGULOS AISLADOS EN TENSIÓN.

El AISC (ref. 1.20 y 1.21) ha publicado recomendaciones para miembros formados por un solo ángulo laminado, de alas iguales o desiguales, sometidos a solicitaciones de diversos tipos; su objeto es refinar el diseño de los ángulos sencillos, suprimiendo algunas simplificaciones y aproximaciones conservadoras incluidas en las especificaciones generales (refs. 1.2 y 1.3). Cuando hay diferencias entre ellos, los requisitos de las refs. 1.20 y 1.21 sustituyen a los de las refs. 1.2 y 1.3; éstos se conservan en todos los casos restantes.

En el diseño de ángulos en tensión se conservan, en general, las recomendaciones de las refs. 1.2 y 1.3, y se aclaran algunos aspectos relativos al cálculo de las áreas netas, como sigue:

Cuando la carga se transmite por medio de soldaduras longitudinales, o longitudinales y transversales, colocadas en una sola ala del ángulo, el área neta es:

$$\text{Ref. 1.20: } A_e = 0.85A_t$$

$$\text{Ref. 1.21: } A_e = UA_t$$

Donde:

A_t = área total del ángulo.

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

Esta es la ec. 1.3.

\bar{x} = excentricidad de la conexión (ver sec. 1.8.2).
 L = longitud de la conexión en la dirección de la carga.

Cuando la transmisión se hace con soldaduras transversales colocadas en una sola ala:

- Ref. 1.20: A_e es el área del ala conectada.
 Ref. 1.21: A_e es el área del ala conectada y $U = 1.0$.

1.13 ELEMENTOS DE LÁMINA DELGADA.

Las diferencias entre el diseño de miembros de paredes relativamente gruesas y los de lámina delgada doblados en frío se deben, principalmente, a que éstos se pandean localmente bajo solicitaciones reducidas, y tienen una resistencia posterior al pandeo importante, que se utiliza en el diseño.

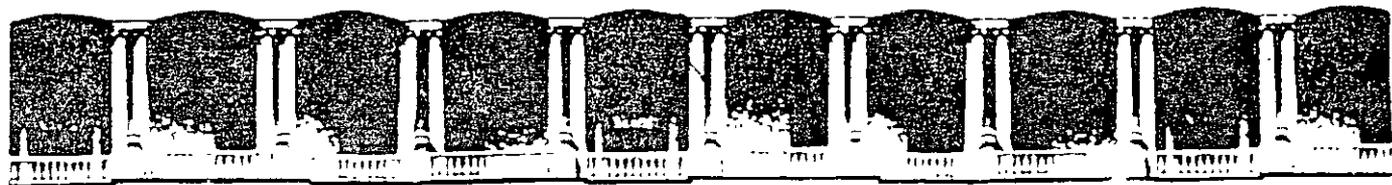
Como en elementos en tensión pura no se presenta ninguna forma de pandeo, los métodos de diseño son semejantes. Sin embargo, conviene consultar las refs. 1.22 y 1.23 cuando la barra en tensión es de lámina delgada.

1.14 REFERENCIAS.

- 1.1 "Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras Metálicas", Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, Gaceta Oficial del Departamento del Distrito Federal, México, D.F., diciembre de 1987.
- 1.2 "Specification for Structural Steel Buildings-Allowable Stress Design and Plastic Design" (incluye comentario), American Institute of Steel Construction, Chicago, IL., junio de 1989.
- 1.3 "Load and Resistance Factor Design Specification for Structural Steel Buildings" (incluye comentario), American Institute of Steel Construction, Chicago IL., diciembre de 1993.
- 1.4 "Limit States Design of Steel Structures" (incluye comentario), CAN/CSA-S16.1-94, Canadian Standards Association, Rexdale, Ontario, Canadá, diciembre de 1994.
- 1.5 Gaylord, E.H., Jr., C.N. Gaylord y J.E. Stallmeyer, "Design of Steel Structures", 3a. Ed., McGraw-Hill, Inc., Nueva York, 1992.
- 1.6 Munse, W.H., y E. Chesson, Jr., "Riveted and Bolted Joints: Net Section Design", J. Struct. Div., ASCE, febrero de 1963.
- 1.7 Chesson, E., y W.H. Munse, "Riveted and Bolted Joints: Truss-type Tensile Connections", J. Struct. Div., ASCE, febrero de 1963.

- 1.8 "Load and Resistance Factor Design Specification for Structural Steel Buildings" (incluye comentario), American Institute of Steel Construction, Chicago, IL., septiembre de 1986.
- 1.9 Easterling, W.S., y L. González G., "Shear Lag Effects in Steel Tension Members", Eng. J., Vol. 30, No. 3, American Institute of Steel Construction, Chicago, IL., 3^{er} cuarto de 1993.
- 1.10 Birkemoe, P.C., y M.I. Gilmore, "Behavior of Bearing Critical Double-angle Beam Connections", Eng. J., Vol. 15, No. 4, American Institute of Steel Construction, Chicago, IL., 4^{to} cuarto de 1978.
- 1.11 Ricles, J.H., y J.A. Yura, "Strength of Double-row Bolted Web Connections", J. Struct. Div., Vol. 109, No. ST1, ASCE, Nueva York, enero de 1983.
- 1.12 Hardash, S.G., y R. Bjorhovde, "New Design Criteria for Gusset Plates in Tension", Eng. J., Vol. 22, No. 2, American Institute of Steel Construction, Chicago, IL., 2^o cuarto de 1985.
- 1.13 Kulak, G.L., J.W. Fisher, y J.H.A. Struik, "Guide to Design Criteria for Bolted and Riveted Joints", 2^a ed., John Wiley & Sons, Nueva York, 1987.
- 1.14 Gross, J.L., "Experimental Study of Gusseted Connections", Eng. J., Vol. 27, No. 3, American Institute of Steel Construction, Chicago, IL., 3^{er} cuarto de 1990.
- 1.15 Whitmore, R.E., "Experimental Investigation of Stresses in Gusset Plates", University of Tennessee, Eng. Exp. Station, Boletín 16, 1952.
- 1.16 "Manual of Steel Construction", American Institute of Steel Construction, Chicago, IL., 1984.
- 1.17 "Engineering for Steel Construction", American Institute of Steel Construction, Chicago, IL., 1984.
- 1.18 De Buen, O., "Comentarios, ayudas de diseño y ejemplos de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras Metálicas", Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, No. ES-3, Instituto de Ingeniería, U.N.A.M., México, D.F., julio de 1993.
- 1.19 "Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal", Gaceta Oficial del Departamento del Distrito Federal, México, D.F., agosto de 1993.
- 1.20 "Specifications for Allowable Stress Design of Simple-angle Members" (incluye comentario), Manual of Steel Construction "Allowable Stress Design", 9^a ed., AISC, Chicago, IL., 1989.

- 1.21 "Specifications for Load and Resistance Factor Design of Single-angle Members" (incluye comentario), AISC, Chicago, IL., diciembre de 1993 (está incluida en la ref. 1.16).
- 1.22 "Specification for the Design of Cold-Formed Steel Structural Elements", edición de 1986 (con suplemento de 1989), American Iron and Steel Institute, Washington, D.C., enero de 1991.
- 1.23 "Load and Resistance Factor Design Specifications for Cold-Formed Steel Structural Members", edición de 1991, American Iron and Steel Institute, Washington, D.C., marzo de 1991.



**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

CURSOS ABIERTOS

CURSO CA 029 APLICACIONES DE NORMAS Y ESPECIFICACIONES DE USO EN MÉXICO PARA EL DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE ACERO

Del 23 de junio al 4 de julio del 2003

Tema

**MIEMBROS EN FLEXIÓN
(Vigas sin pandeo lateral)**

**EXPOSITOR: M. en I. Ismael Vázquez Martínez
PALACIO DE MINERÍA
JUNIO DEL 2003**

CAPÍTULO 4. FLEXIÓN 1 (VIGAS SIN PANDEO LATERAL)

4.1 INTRODUCCIÓN

Para crear las superficies horizontales y los espacios que se requieren en muchas construcciones se utilizan elementos estructurales de eje recto, horizontal, que resisten las cargas producidas por personas, muebles, maquinaria, así como su peso propio y el de los sistemas de piso y techo, y los transmiten, sin experimentar deformaciones excesivas, a las columnas o muros en que se apoyan, por los que llegan, eventualmente, a la cimentación y al terreno.

Los elementos de eje recto horizontal y longitud varias veces mayor que las dimensiones de sus secciones transversales reciben el nombre de vigas o traveses; pueden ser laminados, hechos con lámina delgada, doblada en frío o en caliente, o estar formados por placas unidas entre sí con remaches, tornillos o soldadura; en este caso se les suele llamar traveses armados.

Vigas y traveses armados son los miembros horizontales principales de las construcciones urbanas; en su patín superior se apoya el sistema de piso y del inferior cuelgan ductos y plafones, de manera que soportan, al mismo tiempo, el techo de un nivel y el piso del siguiente.

Sobre las vigas obran siempre cargas gravitacionales, normales a su eje; además, por la continuidad que suele haber entre vigas y columnas aparecen momentos en sus extremos, que aumentan de importancia cuando actúan sobre la estructura acciones horizontales, producidas por viento o sismo. Este segundo tipo de cargas no existe en las vigas secundarias, que forman parte de los sistemas de piso, pero no del esqueleto principal de la construcción.

Las acciones que obran sobre las vigas y la estructura de la que forman parte ocasionan en ellas momentos flexionantes y fuerzas cortantes, de manera que el problema de diseño consiste en proporcionar resistencia suficiente ante esas dos sollicitaciones, o su combinación, en todas las secciones transversales, y rigidez adecuada para evitar deformaciones excesivas. El diseño suele ser un problema de revisión: se escoge una viga de características geométricas y mecánicas determinadas, se evalúa su resistencia, que se compara con las sollicitaciones que deberá resistir en la estructura de la que formará parte, y se comprueba si se satisfacen requisitos de servicio, por ejemplo, que las deformaciones producidas por cargas de trabajo no excedan de ciertos valores límite. Si la viga que se ha escogido resulta satisfactoria el problema termina; en caso contrario, se modifican sus características y se hace una nueva revisión.

Las vigas son poco eficientes estructuralmente, pues sólo una parte muy pequeña del material que las compone trabaja a esfuerzos elevados, iguales a los máximos permisibles o cercanos a ellos, y únicamente se alcanza la resistencia máxima en una o algunas secciones transversales; por ejemplo, en una viga libremente apoyada, con una

carga concentrada en la sección media, el esfuerzo normal máximo se presenta sólo en los dos bordes horizontales de esa sección, y el resto del material trabaja a esfuerzos más bajos, que tienden a cero en las cercanías de los apoyos y del eje neutro de todas las secciones transversales (con los esfuerzos cortantes, que no suelen regir el diseño, sucede algo semejante). De manera análoga, el momento resistente máximo se desarrolla en dos o tres secciones transversales; todas las demás están sobradas.

Si se compara esta forma de trabajo con la de un cable, en el que todo el acero desarrolla su resistencia máxima, se entiende por qué se usan puentes colgantes, o atirantados, en vez de vigas, para salvar grandes claros, y por qué muchas cubiertas de gimnasios, arenas y, en general, de espacios grandes, sin columnas intermedias, se resuelven por medio de redes de cables, que trabajan en tensión.

Los elementos estructurales en compresión axial son, igualmente, mucho más eficientes que las vigas (si se evita la falla por pandeo), porque también en ellos se aprovecha la resistencia máxima de todo el material; de aquí provienen los arcos, con los que se salvan grandes claros.

La utilidad de las vigas, que las convierte en los elementos más utilizados, base de la mayoría de las estructuras, proviene de que proporcionan directamente las superficies horizontales necesarias para la mayor parte de las actividades humanas.

En casi todas las estructuras ordinarias el eje de las vigas es originalmente una línea recta horizontal. Sin embargo, hay ocasiones en que piezas cuyo eje es una recta inclinada, o aún vertical, trabajan predominantemente en flexión; tal es el caso de los aleros de los marcos de dos aguas o de los elementos verticales que estructuran un muro y reciben los empujes de viento: aunque sometidos a la acción simultánea de una fuerza normal, ésta es en muchas ocasiones tan reducida que se comportan prácticamente igual que si no existiera, y siguen siendo considerados como vigas.

En este capítulo se estudian sólo vigas de sección transversal constante, con un plano de simetría en el que actúan las cargas exteriores; todas sus secciones transversales tienen cuando menos un eje de simetría, situado en el plano de simetría general, y están sometidas a flexión simple, alrededor del otro eje principal. No se tratan las vigas de sección variable o en flexión biaxial.

4.2 ELEMENTOS QUE SE UTILIZAN COMO VIGAS

La función principal de las vigas es transmitir fuerzas transversales a los apoyos, sin que se exceda su resistencia a la flexión y sin que las deformaciones en el plano de carga sean excesivas; la resistencia al corte suele ser un requisito de menor importancia. La resistencia a la flexión proviene principalmente del par de fuerzas interiores, de tensión y compresión, que se generan en los patines; es proporcional a la resistencia del material, al área de los patines y a la distancia entre sus centros de gravedad; las deformaciones son inversamente proporcionales al momento de inercia de las secciones transversales.

Para obtener soluciones económicas, la mayor cantidad posible de material ha de estar alejada del eje de flexión, con las limitaciones adecuadas para que no sea crítico el pandeo local del alma, y recordando que las secciones que tienen un momento de inercia alrededor del eje de flexión mayor que respecto al normal a él son susceptibles de pandearse lateralmente por flexotorsión, a menos que se utilicen restricciones exteriores.

Los perfiles H laminados suelen ser la mejor solución en estructuras para edificios urbanos o industriales ordinarios; dejan de serlo cuando claros y cargas son muy pequeños o muy grandes (o, como sucede en edificios altos, cuando los momentos debidos a viento o sismo son excesivos). En el primer caso se emplean perfiles de lámina delgada, formados en frío o en caliente, o largueros de alma abierta; en el segundo, secciones compuestas por varios perfiles laminados, travesaños armados, formados por tres placas, o armaduras

4.2.1 Secciones transversales más comunes

En la Fig. 4.1 se muestran las secciones transversales más frecuentes en las vigas. No se han dibujado las armaduras, ligeras y de poco peralte (largueros de alma abierta), o de claros grandes y con cargas considerables.

Las secciones 1 a 3, de lámina delgada, tienen una resistencia a la flexión reducida; su uso más frecuente es como largueros para soportar la lámina de techos y paredes de bodegas y estructuras fabriles, aunque también se utilizan como vigas principales en estructuras ligeras, de uno o dos pisos. 4 y 5 son secciones laminadas I y H; las I fueron muy comunes, pero han sido sustituidas, casi por completo, por las H; el grueso de los patines de las primeras es variable y el de las segundas constante, lo que facilita las conexiones, a tope con soldaduras de penetración completa, o con tornillos de alta resistencia.

Las canales laminados (sección 6) eran frecuentes en estructuras remachadas; se utilizaban como largueros de techos y paredes, y para formar secciones compuestas, como la 7, pues sus patines facilitan la colocación de los remaches; también se utiliza la sección 8, con dos canales soldadas (las secciones 7 y 8 se usan más como columnas que como vigas). Su empleo se ha restringido mucho; las han sustituido los perfiles de

lámina delgada y las secciones H. En la actualidad se usan principalmente en secciones compuestas, como la 11.

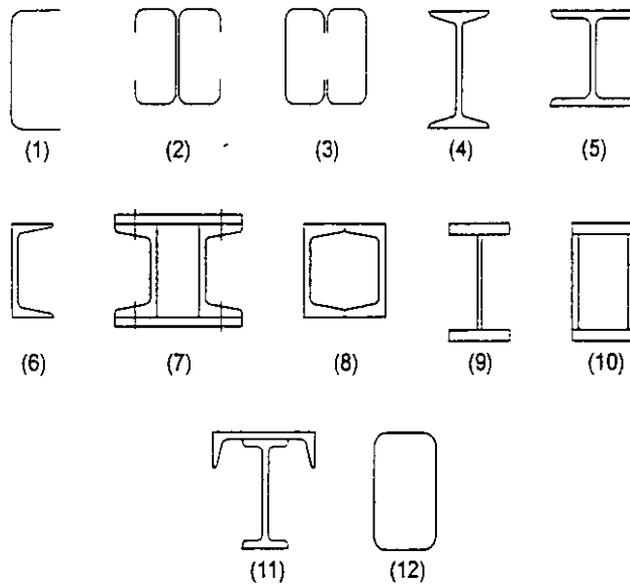


Fig. 4.1 Secciones transversales de uso frecuente en vigas.

9 y 10 son secciones de travesaños armados, con placas soldadas; las más frecuentes son las de una sola alma, pero las secciones en cajón son ventajosas cuando se han de salvar claros grandes sin contraventeo, pues su elevada rigidez a la torsión las hace mucho más resistentes al pandeo lateral por flexotorsión.

También se utilizan vigas formadas por varios perfiles laminados; un ejemplo es la sección 11, de uso común en travesaños carril para grúas viajeras de poca capacidad de carga; la canal horizontal incrementa la resistencia ante cargas verticales, y capacita a la viga para resistir las fuerzas horizontales transversales que aparecen durante la operación de la grúa.

La sección 12 es un perfil tubular laminado, rectangular o cuadrado.

4.3 ESTADOS LÍMITE

4.3.1 Estados límite de servicio

En el diseño de elementos en flexión se consideran los estados límite de servicio de deformaciones excesivas y de vibraciones, así como los propios de todas las estructuras de acero como, por ejemplo, el de corrosión.

Al limitar las deformaciones producidas por cargas verticales se busca eliminar rellenos excesivos en pisos y evitar daños en elementos no estructurales, como los muros de tabique que, como son mucho más rígidos que las vigas que los soportan, no pueden seguir sus deformaciones sin agrietarse.

Las vigas desempeñan también un papel de primera importancia en el control de los desplazamientos laterales de marcos rígidos, al grado de que para lograr que no sobrepasen límites admisibles suele ser más económico aumentar las dimensiones de las vigas que las de las columnas.

Al controlar las vibraciones se busca, en la mayoría de los casos, la comodidad de los ocupantes de los edificios. Cuando las vigas soportan maquinaria o equipo de determinadas características se trata también de evitar vibraciones que interfieran en su funcionamiento o que ocasionen solicitaciones excesivas, como puede suceder si el conjunto maquinaria-estructura de soporte entra en resonancia. También algunas actividades humanas pueden producir resonancia, por lo que este fenómeno ha de cuidarse en salones de baile y en otros locales en que las acciones tengan carácter periódico y repetitivo.

Las vibraciones están relacionadas con las deformaciones producidas por carga vertical estática, pero dependen también, en buena parte, de las características dinámicas del sistema de piso.

En referencias como la 4.1 a la 4.4 se incluyen requisitos generales correspondientes a estados límite de servicio, y se proporcionan guías para tenerlos en cuenta en el diseño. Las refs. 4.5 y 4.21 son resúmenes del estado del arte del problema.

4.3.2 Estados límite de falla

Si los elementos planos que componen las secciones tienen relaciones ancho/grueso reducidas, para las que el pandeo local no es crítico, y el patín comprimido está soportado lateralmente en forma continua, o en puntos suficientemente cercanos para que el pandeo lateral tampoco lo sea, los estados límite de falla corresponden al agotamiento de la resistencia por flexión, cortante o una combinación de ambos, y se presentan sin que la viga se salga del plano que ocupa inicialmente, en el que están aplicadas las cargas, y sin que se deformen sus secciones transversales. La falla se

produce por exceso de flexión en el plano de carga, que origina la formación de un mecanismo con articulaciones plásticas, el agotamiento de la resistencia a la flexión en la sección crítica, en miembros que no admiten redistribución de momentos, la iniciación del flujo plástico en la sección crítica, o la plastificación del alma por cortante, o por flexión y cortante combinados.

Las vigas que se flexionan alrededor de los ejes centroidales y principales de mayor inercia, y no cuentan con elementos exteriores que lo impidan, tienden a flexionarse lateralmente y retorcerse; el pandeo lateral por flexotorsión constituye el estado límite de falla. Es especialmente crítico cuando las secciones transversales tienen un momento de inercia alrededor del eje de flexión varias veces mayor que con respecto al otro eje centroidal y principal si, además, su resistencia a la torsión es baja. Por ello, el pandeo lateral por flexotorsión, que puede iniciarse en el intervalo elástico o fuera de él, suele ser más importante en las vigas de sección I, sobre todo si son de gran peralte, que en las de sección rectangular hueca. El pandeo lateral por flexotorsión se estudia en el capítulo 5.

Debe revisarse también la posibilidad de que almas o patines se pandeen localmente, pues este fenómeno, característico de secciones de paredes delgadas, puede ocasionar, por sí solo o en combinación con pandeo lateral, el agotamiento de la resistencia.

El patín comprimido de las vigas se encuentra en condiciones parecidas a las columnas y, como éstas, tiende a pandearse, por torsión o por flexión alrededor de alguno de sus ejes centroidales y principales.

El pandeo por torsión se evita conservando la relación ancho/grueso del patín debajo de los límites que se indican en el artículo 3.10.1.1.

En los perfiles laminados el alma evita que el patín se pandee por flexión alrededor de su eje de menor inercia, pero si es demasiado esbelta, puede arrugarse y permitir esa forma de pandeo; las limitaciones del artículo 3.10.2.2.2 sobre la relación peralte/grueso de las almas de trabes armadas tienen por objeto obtener una rigidez suficiente para evitarla.

El pandeo por flexión lateral del patín, respecto a un eje alojado en el plano de las cargas, corresponde al pandeo lateral por flexotorsión que se mencionó arriba.

También el alma puede pandearse localmente, por flexión, por cortante, o por una combinación de ambas sollicitaciones, pues tanto los momentos flexionantes como las fuerzas cortantes producen compresiones, paralelas al eje longitudinal de la viga o inclinadas con respecto a él.

El diseño de las vigas consiste en dimensionar sus secciones transversales para que resistan los momentos flexionantes que hay en ellas, teniendo en cuenta la posibilidad de fenómenos de pandeo local o lateral, la influencia de la fuerza cortante, y las

condiciones de trabajo que pueden originar, en ocasiones, fallas de tipo frágil o por fatiga.

El comportamiento que lleva a la falla por formación de un mecanismo con articulaciones plásticas es el más deseable; así, una viga de material dúctil alcanza su resistencia máxima; sin embargo, para que sea posible deben evitarse fallas prematuras de los tipos restantes.

Al diseñar una viga se debe comprobar que se cumplen las condiciones necesarias para que su comportamiento sea dúctil, y se pospongan los problemas de inestabilidad hasta que se alcance la carga de colapso plástico, que sirve como base para el diseño; si no se cumplen esas condiciones se calcula la carga mínima de falla, correspondiente a la forma que sea crítica en cada caso particular.

En algunas ocasiones el diseñador puede modificar el comportamiento de una viga seleccionando otro tipo de acero, cambiando las proporciones de las secciones transversales o modificando el contraventeo lateral; cuando es así, la elección de la solución más adecuada está dictada por consideraciones económicas, estéticas y funcionales, y por las preferencias personales del proyectista, obtenidas a través de su experiencia en el diseño de otras estructuras semejantes. En la mayoría de los casos, sin embargo, no se puede lograr el comportamiento óptimo desde el punto de vista exclusivamente estructural, ya que hay requisitos de otros tipos que lo impiden.



**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

CURSOS ABIERTOS

CURSO CA 029 APLICACIONES DE NORMAS Y ESPECIFICACIONES DE USO EN MÉXICO PARA EL DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE ACERO

Del 23 de junio al 4 de julio del 2003

Tema

**Diseño de miembros en flexión
II**

**EXPOSITOR: M. en I. Ismael Vázquez Martínez
PALACIO DE MINERÍA
JUNIO DEL 2003**

\$\$\$\$\$\$\$\$\$\$ \$\$\$\$\$\$\$\$\$\$ \$\$\$\$\$\$\$\$\$\$ \$\$\$\$\$\$\$\$\$\$ \$\$\$\$\$\$\$\$\$\$
 \$\$\$\$\$\$\$\$\$\$ \$\$\$\$\$\$\$\$\$\$ \$\$\$\$\$\$\$\$\$\$ \$\$\$\$\$\$\$\$\$\$ \$\$\$\$\$\$\$\$\$\$
 \$\$ \$\$\$\$\$\$\$\$\$\$ \$\$\$\$\$\$\$\$\$\$ \$\$\$\$\$\$\$\$\$\$ \$\$\$\$\$\$\$\$\$\$ \$\$\$\$\$\$\$\$\$\$
 \$\$\$\$\$\$\$\$\$\$ \$\$\$\$\$\$\$\$\$\$ \$\$\$\$\$\$\$\$\$\$ \$\$\$\$\$\$\$\$\$\$ \$\$\$\$\$\$\$\$\$\$
 \$\$\$\$\$\$\$\$\$\$ \$\$\$\$\$\$\$\$\$\$ \$\$\$\$\$\$\$\$\$\$ \$\$\$\$\$\$\$\$\$\$ \$\$\$\$\$\$\$\$\$\$
 \$\$\$\$\$\$\$\$\$\$ \$\$\$\$\$\$\$\$\$\$ \$\$\$\$\$\$\$\$\$\$ \$\$\$\$\$\$\$\$\$\$ \$\$\$\$\$\$\$\$\$\$
 \$\$\$\$\$\$\$\$\$\$ \$\$\$\$\$\$\$\$\$\$ \$\$\$\$\$\$\$\$\$\$ \$\$\$\$\$\$\$\$\$\$ \$\$\$\$\$\$\$\$\$\$
 \$\$\$\$\$\$\$\$\$\$ \$\$\$\$\$\$\$\$\$\$ \$\$\$\$\$\$\$\$\$\$ \$\$\$\$\$\$\$\$\$\$ \$\$\$\$\$\$\$\$\$\$
 \$\$\$\$\$\$\$\$\$\$ \$\$\$\$\$\$\$\$\$\$ \$\$\$\$\$\$\$\$\$\$ \$\$\$\$\$\$\$\$\$\$ \$\$\$\$\$\$\$\$\$\$ (R)

EXTENDED THREE DIMENSIONAL ANALYSIS OF BUILDING SYSTEMS
 VERSION 5.30
 BY
 ASHRAF HABIBULLAH

Copyright (c) 1983-1991
 COMPUTERS AND STRUCTURES, INC.
 All rights reserved

PROGRAM:ETABS/FILE:OFI-Q3.FRM
 EDIFICIO PARA OFICINAS EN LA CD. DE MEXICO.
 UNIDADES MKS NOVEMBRE-1999

BEAM FORCES AT LEVEL N2 IN FRAME 3D FRAME MOMENT

CASE	OUTPUT ID	OUTPUT POINT	MAJOR MOMENT	MAJOR SHEAR	MINOR MOMENT	MINOR SHEAR	AXIAL FORCE	TORSIONAL MOMENT
24	CASE 1	END-I	-62191.55	-36022.45	.00	.00	.00	.01
		1/4-PT	10765.24	-35154.91	.00			
		1/2-PT	30278.55	-519.38	.00			
		3/4-PT	9855.57	34116.16	.00			
		END-J	-60971.78	34983.69	.00			
24	CASE 2	END-I	-33347.30	-22938.28	.00	.00	.00	-.19
		1/4-PT	12977.50	-22256.64	.00			
		1/2-PT	21552.14	2184.99	.00			
		3/4-PT	1880.63	26626.63	.00			
		END-J	-53402.63	27308.26	.00			
24	CASE 3	END-I	1331.04	-14597.74	.00	.00	.00	.22
		1/4-PT	30557.73	-13916.10	.00			
		1/2-PT	22034.26	10525.53	.00			
		3/4-PT	-14735.36	34967.17	.00			
		END-J	-87116.73	35648.80	.00			
24	CASE 4	END-I	-54494.56	-28024.39	.00	.00	.00	.20
		1/4-PT	2256.78	-27342.76	.00			
		1/2-PT	21257.95	-2901.12	.00			
		3/4-PT	12012.98	21540.51	.00			
		END-J	-32843.74	22222.15	.00			
24	CASE 5	END-I	-89172.90	-36364.94	.00	.00	.00	-.21
		1/4-PT	-15323.46	-35683.30	.00			
		1/2-PT	20775.83	-11241.67	.00			
		3/4-PT	28628.97	13199.97	.00			
		END-J	870.36	13881.60	.00			
	CASE 6	END-I	-43920.93	-25481.34	.00	.00	.00	.01
		1/4-PT	7617.14	-24799.70	.00			
		1/2-PT	21405.05	-358.07	.00			
		3/4-PT	6946.81	24083.57	.00			
		END-J	-43123.19	24765.20	.00			

24	CASE 7	END-I	10573.63	2543.06	.00	.00	.00	-.19
		END-J	-10279.44		.00			
24	CASE 8	END-I	45251.97	10883.60	.00	.00	.00	.27
		END-J	-43993.55		.00			
	CASE 9	END-I	-28374.34	-16568.73	.00	.00	.00	.00
		1/4-PT	4956.40	-15949.06	.00			
		1/2-PT	13883.22	-209.40	.00			
		3/4-PT	4454.12	15530.27	.00			
		END-J	-28018.10	16149.94	.00			
24	CASE10	END-I	-16048.20	-9161.59	.00	.00	.00	.00
		1/4-PT	2733.06	-9161.59	.00			
		1/2-PT	7744.31	-161.59	.00			
		3/4-PT	2585.57	8838.41	.00			
		END-J	-15533.18	8838.41	.00			
24	CASE11	END-I	-11553.77	-6596.12	.00	.00	.00	.00
		1/4-PT	1968.27	-6596.12	.00			
		1/2-PT	5575.91	-116.12	.00			
		3/4-PT	1861.16	6363.88	.00			
		END-J	-11184.80	6363.88	.00			

DISEÑO DE TRABE B24 DEL NIVEL N-2:

Longitud (l): 9.00 m
Sección propuesta: T-3

H = 700 mm
B = 250 mm
tp = 22 mm
ta = 8 mm

Utilizar acero A-36 $f_y=2530 \text{ kg/cm}^2$

Propiedades geométricas:

$$A = 2(25 \cdot 2.2) + (70 - 4.4)0.8 = 162.48 \text{ cm}^2$$

$$I_{xx} = (0.8(70 - 4.4)^3)/12 + 2 \cdot \{(25 \cdot 2.2)(33.9)^2 + (25 \cdot 2.2^3)/12\}$$
$$I_{xx} = 18820 + 126457$$
$$I_{xx} = 145277 \text{ cm}^4$$

$$I_{yy} = 2 \cdot \{(2.2 \cdot 25^3)/12\} + ((70 - 4.4) \cdot 0.8^3)/12$$
$$I_{yy} = 5729.16 + 2.8$$
$$I_{yy} = 5732 \text{ cm}^4$$

$$r_x = (I_{xx}/A)^{1/2}$$
$$r_x = (145277/162.48)^{1/2}$$
$$r_x = 29.90 \text{ cm.}$$

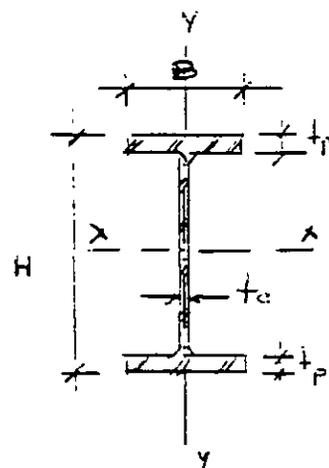
$$r_y = (I_{yy}/A)^{1/2}$$
$$r_y = (5732/162.48)^{1/2}$$
$$r_y = 5.94 \text{ cm.}$$

$$S_{xx} = I_{xx}/c$$
$$S_{xx} = 145277/35 = 4151 \text{ cm}^3$$

$$Z_x = 1.14 \cdot 4151 \text{ cm}^3$$
$$Z_x = 4732 \text{ cm}^3$$

$$S_{yy} = I_{yy}/c$$
$$S_{yy} = 5732/12.5 = 459 \text{ cm}^3$$

$$Z_y = 1.14 \cdot 459 \text{ cm}^3$$
$$Z_y = 523 \text{ cm}^3$$



$$J = (1/3) (2b * tp^3 + h * ta^3)$$

$$J = (1/3) (2*25*2.2^3 + 70*0.8^3)$$

$$J = 189.41 \text{ cm}^4$$

Obtención de las relaciones ancho/grueso:

a) en patines:

$$bp/2tp = 25/(2*2.2) = 5.68$$

b) en almas:

$$d/ta = 65.6/0.8 = 82$$

Clasificación de la sección:

	TIPO 1	TIPO 2	TIPO 3
Patines:	$460/(fy)^{1/2} = 9.15$	$540/(fy)^{1/2} = 10.74$	$830/(fy)^{1/2} = 16.50$
Almas:	$3500/(fy)^{1/2} = 69.58$	$5300/(fy)^{1/2} = 105.37$	$8000/(fy)^{1/2} = 159.05$

Como para patines:

$$b/(2*tp) = 5.68 < 9.15 = 460/(fy)^{1/2} \rightarrow \text{TIPO I}$$

y como para almas:

$$d/ta = 82 < 105.37 = 5300/(fy)^{1/2} \rightarrow \text{TIPO 2}$$

Entonces la trabe es sección TIPO 2

La trabe B24 es un miembro soportado lateralmente, entonces aplicando la fórmula 3.3.1 de las NTC tenemos:

Resistencia a la flexión:

$$M_r = \phi_b \cdot Z \cdot f_y = \phi_b \cdot M_p \dots\dots\dots (3.3.1)$$

$$M_p = Z \cdot f_y$$

$$M_p = 4732 \cdot 2530 = 11\,971\,960 \text{ kg-cm.}$$

$$M_p = 11\,971\,960 \text{ kg-cm} \cdot 1 \text{ m} / 100 \text{ cm} = 119\,720 \text{ kg-m.}$$

$$M_r = 0.9 \cdot 119\,720 = 107\,748 \text{ kg-m.}$$

Resistencia al cortante:

$$V_r = \phi_v \cdot V_n \cdot F_v \dots\dots\dots (3.3.21)$$

Casos:

a) Si $h/t < 1400(k/f_y)^{1/2}$

b) Si $1400(k/f_y)^{1/2} < h/t < 1600(k/f_y)^{1/2}$

c) Si $1600(k/f_y)^{1/2} < h/t < 2000(k/f_y)^{1/2}$

d) Si $2000(k/f_y)^{1/2} < h/t$

$$h/t = (70-4.4)/0.8 = 82$$

Nuestra trabe queda dentro del tercer caso:

$$1600(k/f_y)^{1/2} < h/t < 2000(k/f_y)^{1/2}$$

$$71.12 < 82 < 88.9$$

sí cumple

Subcasos:

c1) Estado límite de iniciación del pandeo del alma:

$$V_{n1} = \{(922(f_y \cdot k)^{1/2}) / (h/t)\} A_a$$

$$A_a = 70 \cdot 0.8 = 56 \text{ cm}^2$$

$$V_{n1} = \{(922(2530 \cdot 5)^{1/2}) / (82)\} 56 = 70\,819 \text{ kg.}$$

c2) Estado límite de falla por tensión diagonal:

$$V_{n2} = \{(922(f_y \cdot k)^{1/2}) / (h/t) \cdot [1 - (0.87) / (1 + (a/h)^2)^{1/2}] + (0.5 f_y) / (1 + (a/h)^2)^{1/2}\} A_a$$

$$V_{n2} = \{(922(2530 \cdot 5)^{1/2}) / (82) \cdot [1 - (0.87) / (1 + (1200/65.6)^2)^{1/2}] + (0.5 \cdot 2530) / (1 + (65.6)^2)^{1/2}\} 56$$

$$V_{n2} = 71\,323 \text{ kg}$$

Resumiendo:

$$V_{n1} = 70\,819 \text{ kg} \quad \leftarrow \text{rige}$$

$$V_{n2} = 71\,323 \text{ kg}$$

$$\text{Entonces : } V_r = V_n \cdot F_r = 70\,819 \text{ kg} \cdot 0.9 = 63\,737 \text{ kg}$$

$$\underline{V_r = 63\,737 \text{ kg}}$$

Comparación con elementos mecánicos actuantes ya factorizados:

Combinación de carga que rige

$$\text{Caso 5: } 1.1 (CM + CV_r - S_x - 0.3S_y)$$

Momento de diseño (M_d):

$$M_d = 89\,173 \text{ kg-m}$$

$$\underline{M_d < M_r \quad \text{ok}}$$

Momento resistente de la sección (M_r):

$$M_r = 107\,748 \text{ kg-m}$$

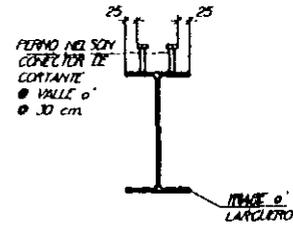
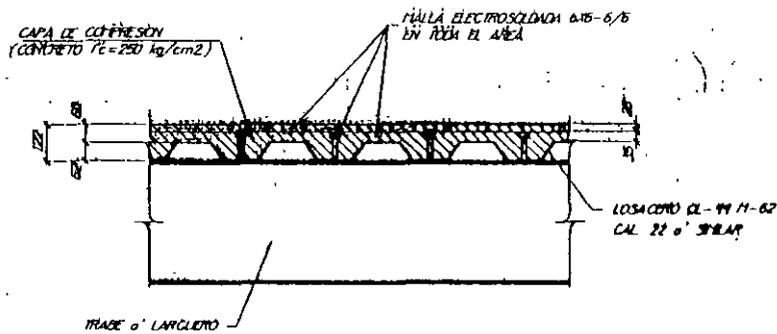
Cortante de diseño (Vd):

$$Vd = 36\,364 \text{ kg-m}$$

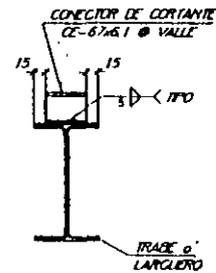
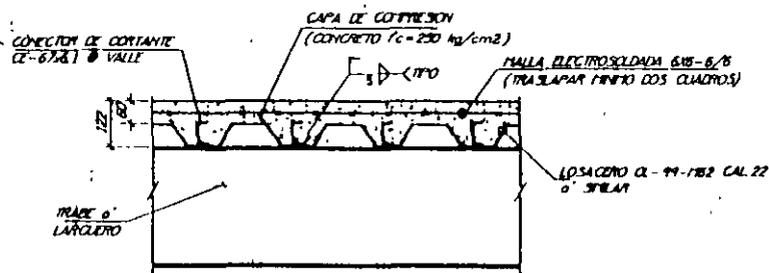
Cortante resistente de la sección (Vr):

$$Vr = 63\,737 \text{ kg-m}$$

$$\underline{Vd < Vr \quad ok}$$



DETALLE DE LOSACERO ROMSA CL-99-1162 (CAL 22) o' SIMILAR
 (ALTERNATIVA No 1)



DETALLE DE LOSACERO CL-99-1162 (CAL 22) o' SIMILAR
 (ALTERNATIVA No 2)

PROPIEDADES DE LA SECCION COMPUESTA

CANTIDAD	ESPEZOR (cm)	PESO (kg)	MOMENTO DE INERCIA (cm ⁴)	MÓDULO DE SECCIÓN SUPERIOR (cm ³)	MÓDULO DE SECCIÓN INFERIOR (cm ³)	PESO (kg)
24	5	195	1445	315	92	40
	6	218	1734	410	106	48
	8	264	2312	678	142	71
	10	310	2891	1074	187	101
	12	356	3469	1626	243	139
22	5	197	1445	391	105	51
	6	220	1734	502	121	61
	8	266	2312	804	159	86
	10	312	2891	1238	207	119
	12	358	3469	1834	265	161
20	5	199	1445	445	114	60
	6	222	1734	567	131	71
	8	268	2312	893	171	98
	10	314	2891	1356	220	133
	12	360	3469	1985	279	177
18	5	202	1445	538	127	75
	6	225	1734	678	146	88
	8	271	2312	1049	189	119
	10	317	2891	1564	242	158
	12	363	3469	2253	304	206

SIMBOLOGIA

- I = Momento de Inercia de la sección de acero (cm⁴/m).
- S_{sup} = Módulo de Sección de la sección de acero para la fibra superior (cm³/m).
- S_{inf} = Módulo de Sección de la sección de acero para la fibra inferior (cm³/m).
- W_{dl} = Peso propio de la lámina y el concreto (kg/m²).
- V_r = Cortante (kg).
- I_c = Momento de Inercia de la Sección Compuesta (cm⁴).
- S_{sc} = Módulo de Sección de la sección compuesta para la fibra superior de la losa (cm³).
- S_{ic} = Módulo de Sección de la sección compuesta para la fibra inferior de la losa (cm³).
- t = Espesor de la losa de concreto sobre las crestas (cm).
- L = Separación entre apoyos (m).

NOTAS:

- 1.- Para el cálculo de las propiedades de la sección compuesta se consideró concreto normal: Peso Volumétrico = 2300 kg/m³ y f'c = 200 kg/cm².
- 2.- La sobrecarga mostrada en las tablas está basada en las condiciones de un claro simplemente apoyado, actuando la lámina como refuerzo positivo.
- 3.- Máximo claro sin apuntalamiento temporal de acuerdo a las recomendaciones del Steel Deck Institute (SDI), y estará limitada por la deflexión de L/180, pero sin exceder de 1.9 cm.
- 4.- Criterios y métodos de diseño de acuerdo a la última edición del "Manual de Miembros Estructurales de Acero Rolado en Frío", editado por el American Iron and Steel Institute, 1986.
- 5.- Lámina galvanizada de acuerdo a la norma ASTM A-446 grado "B" (Fy=37 KSI).
- 6.- Esfuerzo máximo de trabajo del acero: 1,560 kg/cm².

GALVADECK 25

SOBRECARGA PERMISIBLE (KG/M²)

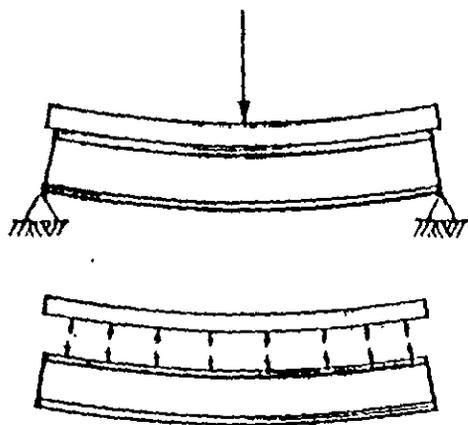
24	1.80	1346	1631	2305	2902	3498
	2.00	1053	1280	1951	2581	3113
	2.20	836	1020	1567	2294	2798
	2.40	672	822	1274	1878	2535
	2.60	543	668	1047	1555	2210
	2.80	442	546	866	1298	1857
	3.00	360	448	721	1091	1571
	3.20	292	367	601	921	1338
	3.40	237	300	503	780	1145
	3.60	190	244	420	663	983
	3.80	151	197	350	563	845
	4.00		156	290	478	728
	4.20			238	405	627
	4.40			194	341	540
4.60			155	286	464	
4.80				237	397	
5.00				194	338	
22	1.80	1408	1706	2302	2900	3496
	2.00	1248	1514	2046	2579	3111
	2.20	1116	1352	1835	2316	2795
	2.40	907	1101	1597	2097	2532
	2.60	744	906	1321	1884	2310
	2.80	614	751	1102	1582	2119
	3.00	510	625	926	1338	1874
	3.20	424	523	782	1138	1604
	3.40	353	438	662	972	1380
	3.60	294	367	562	833	1192
	3.80	243	307	477	716	1033
	4.00	200	255	404	616	897
	4.20	163	211	342	529	781
	4.40	131	173	288	455	679
4.60	103	139	241	389	591	
4.80		110	199	332	514	
5.00			163	282	445	
20	1.80	1407	1705	2300	2898	3494
	2.00	1246	1512	2044	2577	3109
	2.20	1115	1354	1834	2314	2794
	2.40	1005	1223	1659	2095	2531
	2.60	909	1089	1510	1910	2308
	2.80	756	908	1292	1751	2118
	3.00	633	763	1091	1530	1953
	3.20	532	643	926	1307	1797
	3.40	449	545	790	1122	1551
	3.60	379	462	676	967	1344
	3.80	320	392	579	835	1170
	4.00	269	332	496	723	1021
	4.20	225	280	425	627	892
	4.40	188	236	364	543	781
4.60	155	197	310	470	684	
4.80		163	263	406	599	
5.00		132	221	350	524	
18	1.80	1404	1702	2298	2895	3491
	2.00	1243	1509	2041	2574	3106
	2.20	1112	1351	1831	2311	2791
	2.40	1002	1220	1656	2092	2528
	2.60	910	1109	1507	1907	2305
	2.80	830	1014	1380	1748	2115
	3.00	761	931	1270	1610	1950
	3.20	701	847	1174	1490	1805
	3.40	584	725	1014	1384	1678
	3.60	492	620	875	1204	1564
	3.80	418	527	757	1049	1417
	4.00	359	452	657	915	1244
	4.20	310	390	571	801	1094
	4.40	269	340	496	702	965
4.60	236	294	431	615	852	
4.80	204	252	374	539	753	
5.00	172	214	323	472	665	

NOTA:

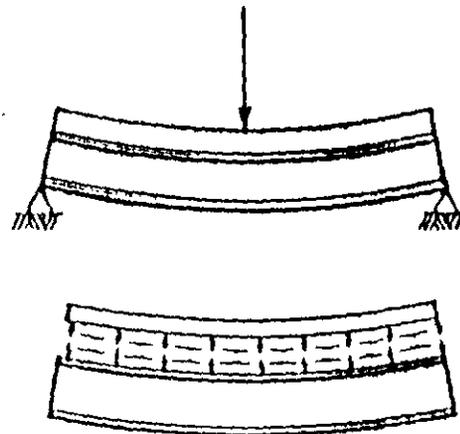
Los valores sombreados requieren apuntalamiento temporal al centro del claro.

Perfil Laminado	Sección Compuesta							Sección no Compuesta					
	b ₁ (mm)	Resistencias Factorizadas				I _t 10 ⁶ mm ⁴	S _t 10 ³ mm ³	Datos del Perfil Laminado		Condición no Arriostrada			
		M _{rc} (kN m)			Q _r (kN) para 100%					L' mm	M _r ' kN m	L' mm	M _r ' kN m
		100%	75%	50%									
W410X39	2 000	380	359	332	1 330	425	1 040	M _r	197	2 000	193	6 000	55.2
W16X26	1 650	380	342	317	1 090	409	1 030	V _r	448	3 000	155	7 000	44.1
b = 140	1 300	339	325	298	862	387	1 010	L _u	1 860	4 000	105	8 000	36.6
t = 8.8	950	318	301	275	630	356	989	I _x	127	4 500	86.7	9 000	31.3
d = 399	600	285	269	248	398	310	946	S _x	634	5 000	73.1	10 000	27.4
W360X33	1 980	296	276	252	1 130	300	807	M _r	146	2 000	139	5 500	43.2
W14X22	1 620	286	270	248	1 070	289	797	V _r	361	3 000	108	6 000	38.1
b = 127	1 270	266	253	233	842	271	784	L _u	1 720	4 000	70.3	7 000	30.8
t = 8.5	910	245	233	213	603	252	764	I _x	82.7	4 500	58.4	8 000	25.9
d = 349	550	218	205	188	365	216	727	S _x	474	5 000	49.7		
W310X39	2 020	318	298	271	1 330	297	898	M _r	165	3 000	153	6 500	69.1
W12X26	1 640	297	280	257	1 090	285	887	V _r	320	4 000	130	7 000	62.2
b = 165	1 260	275	261	243	835	267	871	L _u	2 440	5 000	103	7 500	56.5
t = 9.7	880	252	242	225	583	242	845	I _x	85.1	5 500	88.5	8 000	51.8
d = 310	500	226	215	201	331	202	798	S _x	549	6 000	77.7	8 500	47.8

Tabla obtenida del libro "Composite floor Systems" de E.Y.L. Chien y J.K. Ritchie
Ed. Canadian Institute of Steel Construction

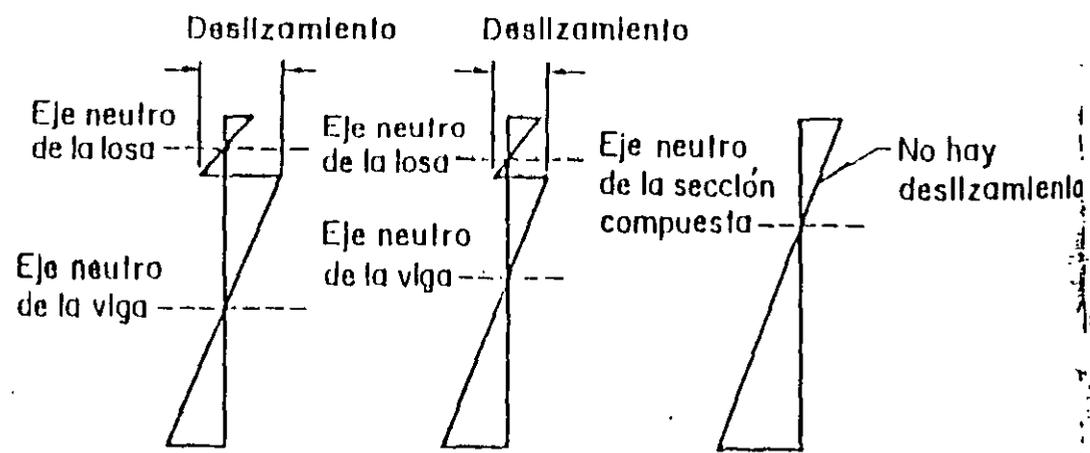
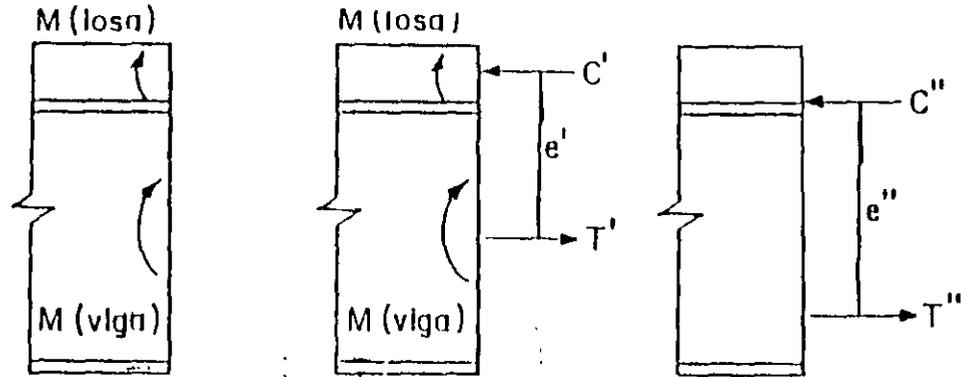


a) Viga no compuesta



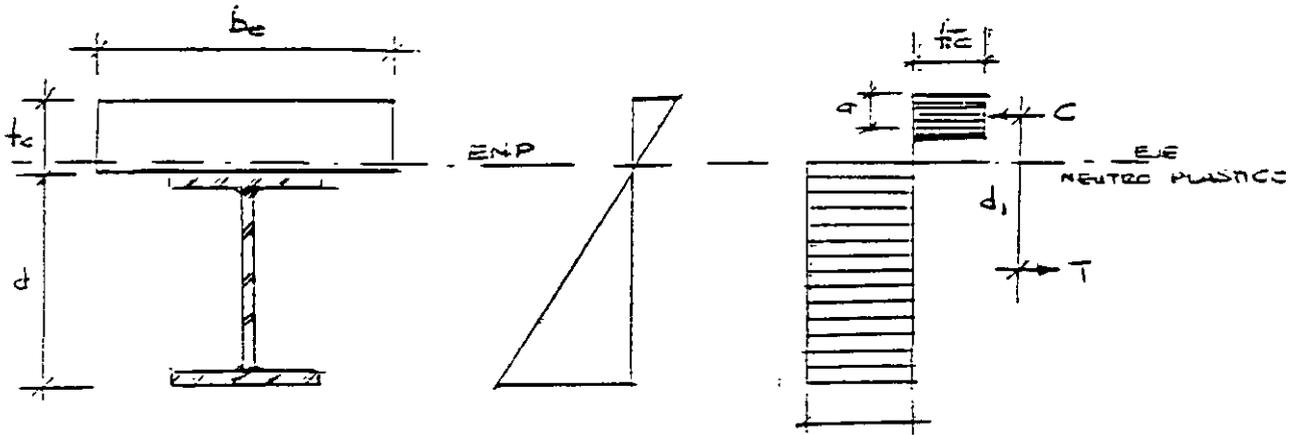
b) Viga compuesta

Fig 3.6.4 Comparación de vigas deformadas, con y sin acción compuesta.



- a) No hay interacción
- b) Interacción Parcial
- c) Interacción completa

Fig 3.6.5 Distribuciones de deformaciones en vigas compuestas



a) Sección transversal b) Deformaciones unitarias c) Esfuerzos y fuerzas equivalentes

Fig. 3.6.6 Deformaciones unitarias y esfuerzos cuando la sección desarrolla su resistencia máxima. (el eje neutro plástico está dentro de la losa de concreto)

Bloque de compresión en el concreto: $C = f'_c \cdot a \cdot b_e$

La fuerza de tensión en la viga: $T = A_t \cdot f_y$

Además: $C = T$

$$\rightarrow f'_c \cdot a \cdot b_e = A_t \cdot f_y$$

Despejando "a":

$$a = (A_t \cdot f_y) / (b_e \cdot f'_c)$$

Momento resistente nominal:

$$M_n = C d_1 = T d_1$$

De la figura:

$$d_1 = d/2 + (t_c - a/2)$$

$$\rightarrow \underline{M_n = T d_1 = A_t \cdot f_y (d/2 + t_c - a/2)}$$

REVISION DE LARGITERO TRABAJANDO EN SECCION COMPUESTA

$$w = a (CM + CV)$$

En donde:

l = claro

w = carga lineal

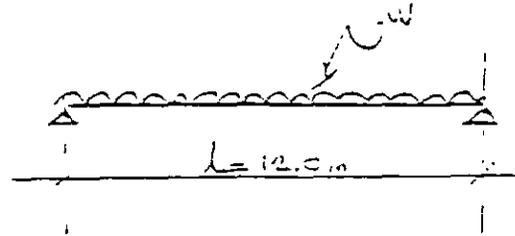
a = ancho tributario

CM = Carga muerta

CV = Carga viva máxima

$$w = 3.0 (420 + 250) \text{ kg/m}^2$$

$$w = 2010 \text{ kg/m}$$



Momento máximo:

$$M_{\text{máx}} = w l^2 / 8$$

$$M_{\text{máx}} = 2010 \cdot 12^2 / 8$$

$$M_{\text{máx}} = 36180 \text{ kg-m}$$

Momento de diseño:

$$M_d = 1.4 \cdot 36180 \text{ kg-m}$$

$$M_d = 50652 \text{ kg-m}$$

Perfil propuesto: W21X44 (IR 533X65.8 kg/m),

Area del perfil (A_t) = 83.9 cm²

d = 525 mm

b = 165 mm

t_p = 11.4 mm

t_a = 8.9 mm

Utilizar: Acero A-36 $f_y = 2530 \text{ kg/cm}^2$

$$h/t_a = 525 \text{ cm} / 0.89 \text{ cm} = 58.9 < 5366 / (f_y)^{1/2} = 5366 / (2530)^{1/2} = 106.7 \quad \text{ok}$$

→ Distribución de esfuerzos en secciones compuestas completamente plastificadas:

Determinación del ancho efectivo b_e :

a) $2 \cdot l/8 = 2 \cdot (1200/8) = 300 \text{ cm}$

b) $2 \cdot s/2 = 2 \cdot (300/2) = 300 \text{ cm}$

c) Distancia al borde de losa

d) $2 \cdot 8e = 2 \cdot 8 \cdot 9 \text{ cm} = 144 \text{ cm} \quad \leftarrow \text{rige}$

$$\text{Sea } f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$$

$$f^*_c = 0.8 * 250 = 200 \text{ kg/cm}^2$$

$$f''_c = [1.05 - (f^*_c/1250)]f^*_c = [1.05 - (200/1250)]200 = 178 \text{ kg/cm}^2$$

$$f''_c = 178 \text{ kg/cm}^2 > 0.85 f^*_c = 170 \text{ kg/cm}^2$$

$$\rightarrow f''_c = 170 \text{ kg/cm}^2$$

Peralte del bloque de compresión en la losa:

$$a = (A_t * f_y) / (b_e * f''_c)$$

$$a = (83.9 * 2530) / (144 * 170) = 8.67 \text{ cm} < 9.0 \text{ cm}$$

Entonces el eje neutro plástico está en la losa de concreto.

Momento resistente nominal:

$$M_n = A_t * f_y [d/2 - t_c - (a/2)]$$

$$M_n = 83.9 * 2530 [(52.5/2) - 9 - (8.67/2)]$$

$$M_n = 6\,562\,234 \text{ kg-cm}$$

$$M_n = 6\,562\,234 \text{ kg-cm} (1\text{m}/100\text{cm}) = 65\,622 \text{ kg-m}$$

$$\phi \times M_n = 0.9 \times 65\,622 \text{ kg-cm} > M_d = 50\,652 \text{ kg-m} \quad \text{ok}$$

$$59,059.8 \text{ kg-cm} > 50,652 \text{ kg-m}$$

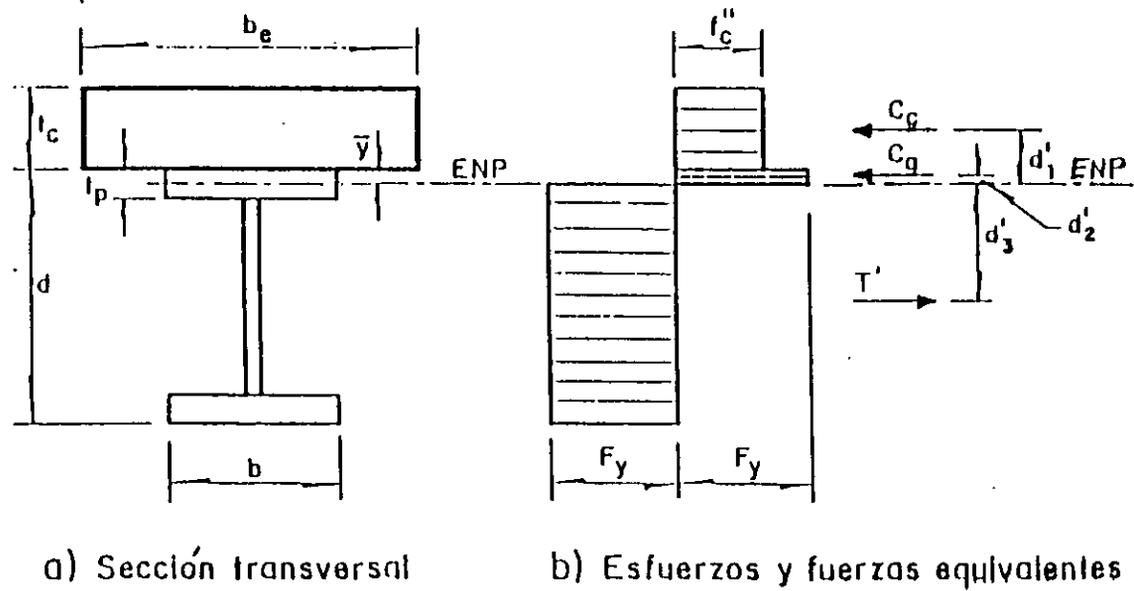
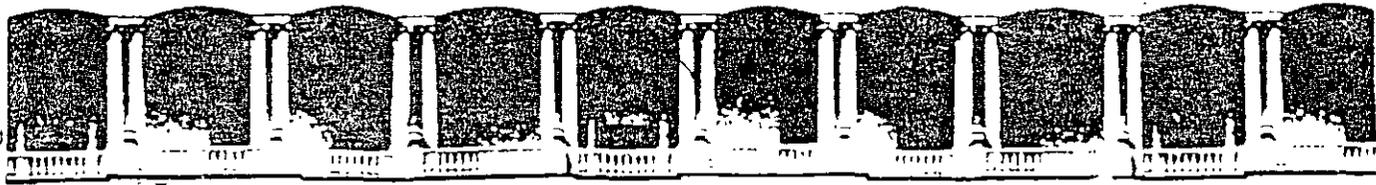


Fig 3.6.7 Caso en que el eje neutro plástico (ENP) está en patín de la viga de acero



FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA

CURSOS ABIERTOS

CURSO CA 029 APLICACIONES DE NORMAS Y ESPECIFICACIONES DE USO EN MÉXICO PARA EL DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE ACERO

Del 23 de junio al 4 de julio del 2003

Tema

Diseño de miembros en flexión

1

EXPOSITOR: M. en I. Ismael Vázquez Martínez
PALACIO DE MINERÍA
JUNIO DEL 2003



VAZQUEZ MARTINEZ
INGENIEROS S.A. de C.V.

PROYECTO:

CONCEPTO

HOJA No

PROYECTO No

CALCULO:

FECHA:

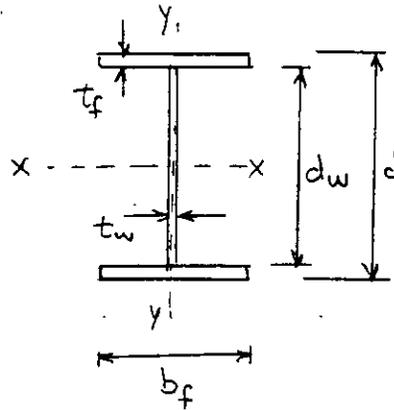
REVISO:

FECHA:

DE

Fórmulas para la obtención del Módulo de Sección Plástico

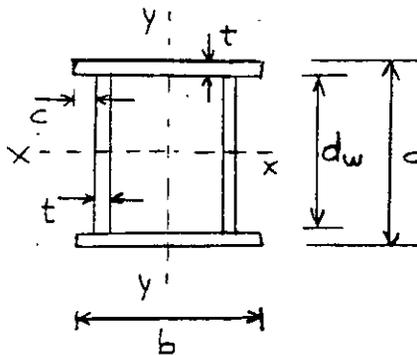
1-) Sección "I"



$$Z_x = b_f t_f (d_w + t_f) + \frac{d_w^2 t_w}{4}$$

$$Z_y = \frac{b_f^2 t_f}{2} + \frac{d_w t_w^2}{4}$$

2-) Sección Cajón con 4 placas:



$$Z_x = t \left[b (d_w + t) + \frac{d_w^2}{2} \right]$$

$$Z_y = t \left[\frac{b^2}{2} + d_w (b - t - 2c) \right]$$

3.1; el pandeo lateral no es crítico en ningún caso.

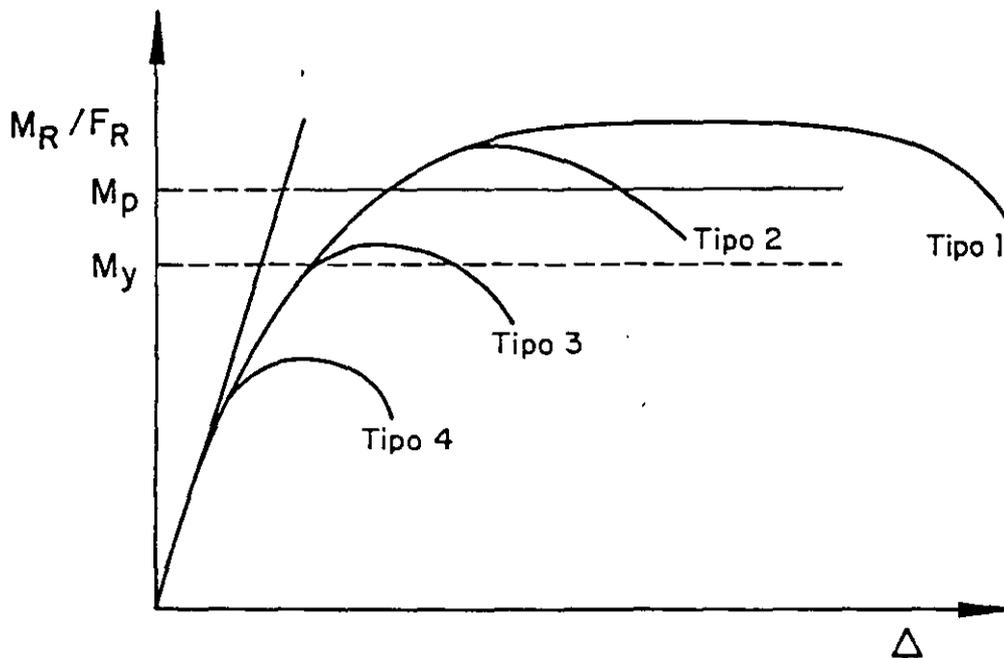


Fig 3.3.1 Relaciones momento-deflexión para vigas de diversos tipos. El pandeo lateral no es crítico.

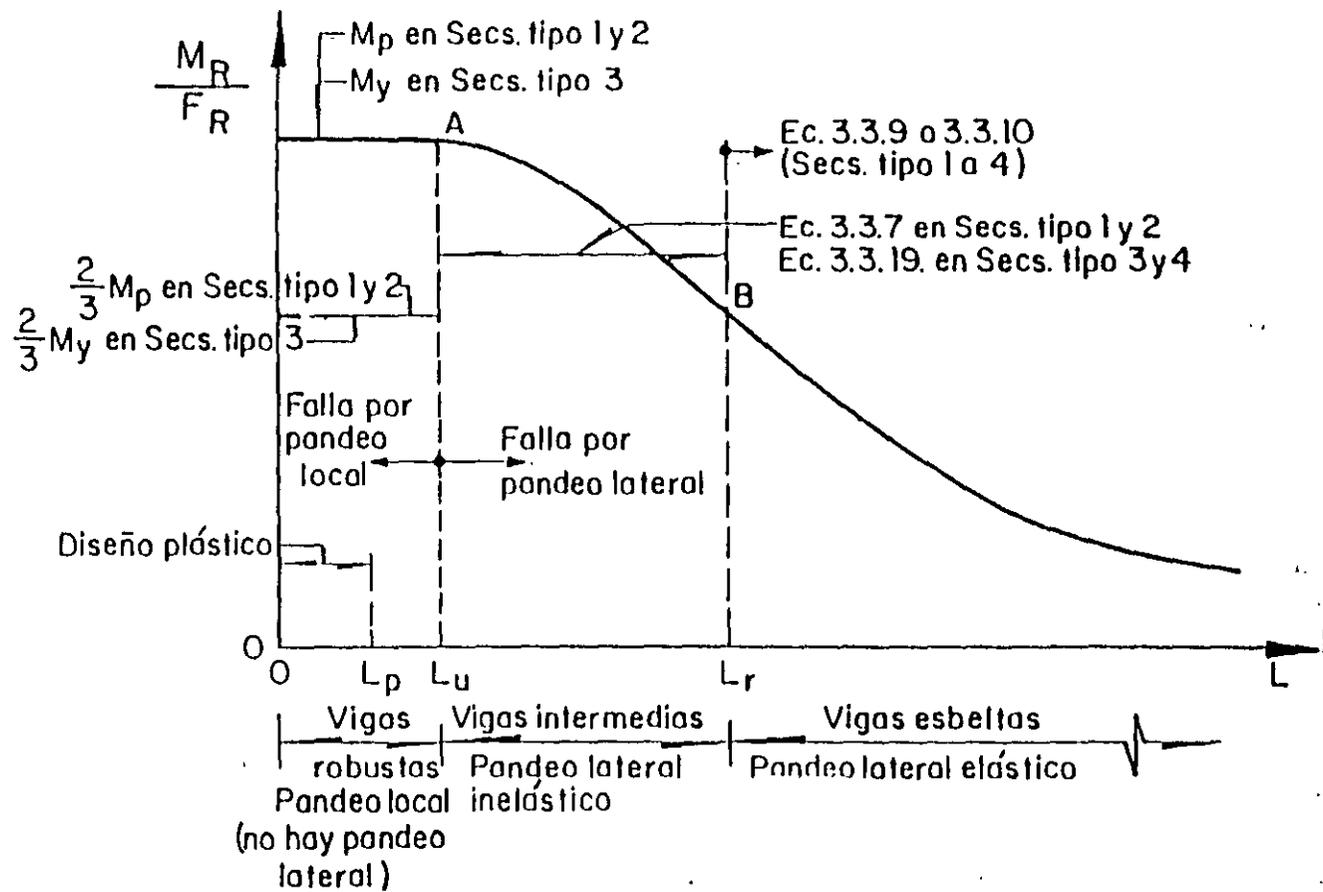


Fig 3.3.5 Resistencia al pandeo lateral de vigas de diversas longitudes.

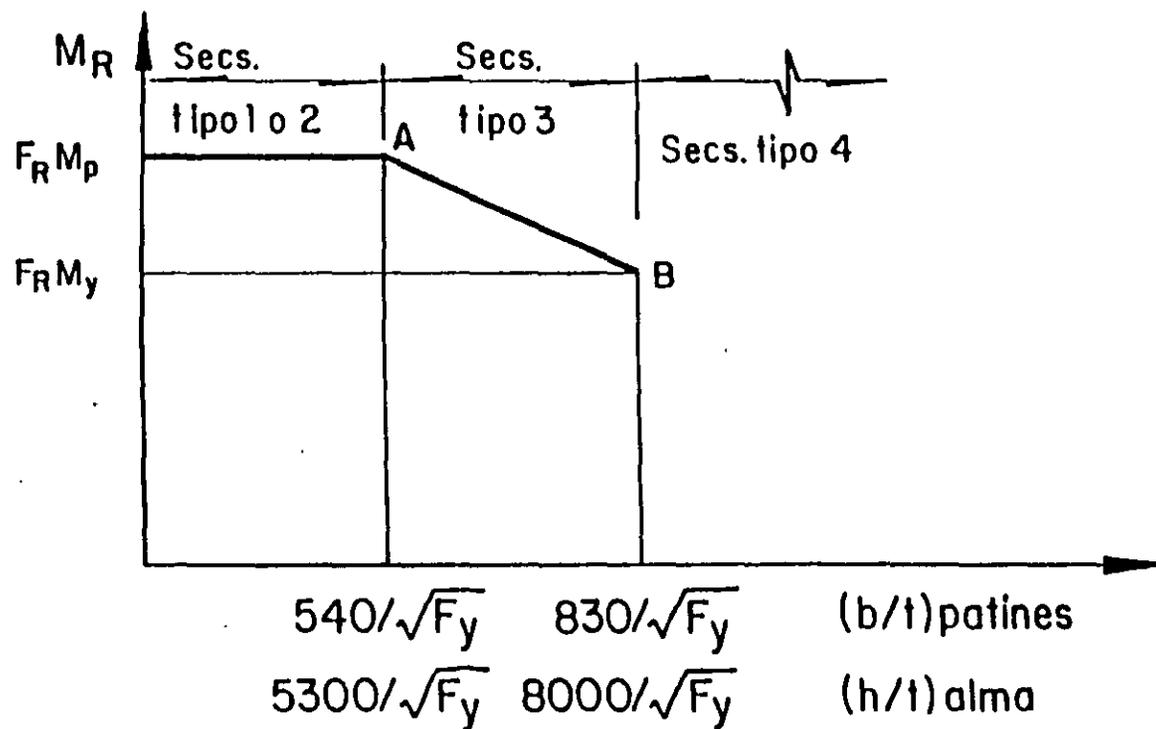


Fig 3.3.2 Momentos resistentes de diseño de vigas con secciones tipo 3. El pandeo lateral no es crítico.

KL/r es la relación de esbeltez efectiva máxima de la columna y $(KL/r)_c$, el valor de la relación de esbeltez que separa los intervalos de pandeo elástico e inelástico.

D es el diámetro exterior del tubo y T el grueso de la pared, los dos en la misma unidad de longitud; $F_R = 0.70$.

3.2.2.2 Estado límite de pandeo local *Sección Tipo 4*

Cuando la sección transversal de la columna es tipo 4, la resistencia de diseño R_c se determina, cualquiera que sea la forma de la sección, como sigue:

$$\text{Si } KL/r \geq (KL/r)_c, R_c = \frac{20\ 120\ 000}{(KL/r)^2} A_c F_R \quad (3.2.4)$$

$$\text{Si } KL/r < (KL/r)_c, R_c = Q A_c F_y \left[1 - \frac{(KL/r)^2}{2(KL/r)_c^2} \right] F_R \quad (3.2.5)$$

$$(KL/r)_c = 6340 / \sqrt{Q F_y}; F_R = 0.75$$

En miembros de sección transversal H o rectangular hueca, los valores de R_c obtenidos con las ecs. 3.2.4 y 3.2.5 no deben ser mayores que los obtenidos con la ec. 3.2.1 multiplicados por el factor Q .

El área A_c y el radio de giro r de las ecs. 3.2.4 y 3.2.5 son los de la sección transversal total.

Q es un factor de pandeo local dado por:

$$Q = Q_1 Q_2$$

Q_1 y Q_2 se calculan como se indica en 2.3.6; Q_1 corresponde al elemento plano no atiesado que tiene la mayor relación b/t . En secciones formadas exclusivamente por elementos planos atiesados Q_1 se toma igual a la unidad, y en secciones formadas exclusivamente por elementos planos no atiesados Q_1 se toma igual a la unidad.

Columnas tubulares de sección transversal circular.

La resistencia de diseño de columnas de sección transversal circular hueca, de paredes delgadas, sometidas a compresión axial, que no satisfacen los requisitos del inciso 2.3.2, pero cuya relación diámetro/grueso de paredes no excede de $914\ 000/F_y$, es igual al menor de los valores proporcionados por las ecs. 3.2.4 y 3.2.5, con $Q = 1.0$, y por la expresión:

$$R_c = \left(\frac{77\ 300}{\sqrt{1}} - \frac{2F_y}{3} \right) A_c F_R \quad (3.2.6)$$

3.2.2.3 Estados límite de pandeo por flexotorsión o por torsión.

En miembros comprimidos de sección transversal con uno o ningún eje de simetría, tales como ángulos y técs. o con dos ejes de simetría pero muy baja rigidez torsional, como las secciones en forma de cruz y las formadas por placas muy delgadas, puede ser necesario revisar los estados límite de pandeo por flexotorsión o por torsión. Los procedimientos para hacer la revisión no se incluyen en estas normas.

3.3 Miembros en flexión (vigas y trabes armadas)

Esta sección es aplicable a vigas laminadas y a trabes formadas por placas soldadas, de sección I o en cajón, con dos ejes de simetría, cargadas en uno de los planos de simetría, y a canales con las cargas situadas en un plano paralelo al alma que pasa por el centro de torsión, o restringidas contra la rotación alrededor del eje longitudinal en las secciones en las que están aplicadas las cargas y en los apoyos. También es aplicable a barras de sección transversal maciza, circular, cuadrada o rectangular, estas últimas flexionadas alrededor de su eje de menor momento de inercia, y a barras de sección transversal circular hueca. Todos los elementos mencionados trabajan principalmente en flexión, producida por cargas transversales o por momentos aplicados en sus extremos; la flexión se presenta, casi siempre, acompañada por fuerzas cortantes.

3.3.1 Estados límite

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

Formación de un mecanismo con articulaciones plásticas.

Agotamiento de la resistencia a la flexión en la sección crítica, en miembros que no admiten redistribución de momentos.

Iniciación del flujo plástico en la sección crítica.

Pandeo local del patín comprimido.

Pandeo local del alma, producido por flexión.

Plastificación del alma por cortante.

Pandeo local del alma por cortante.

Tensión diagonal en el alma.

Pandeo lateral por flexotorsión.

Flexión y fuerza cortante combinados.

Otras formas de pandeo del alma, producidas por fuerzas transversales.

Fatiga.

Además, deben considerarse también estados límite de servicio, de deformaciones y de vibraciones excesivas.

3.3.2 Resistencia de diseño en flexión.

La resistencia de diseño en flexión, M_R , de una viga o trabe de eje recto y sección transversal constante se determina como se indica en los incisos siguientes.

3.3.2.1 Miembros soportados lateralmente ($L \leq L_a$)

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

La resistencia de diseño de miembros en flexión cuyo patín comprimido está soportado lateralmente en forma continua, o está provisto de soportes laterales con separaciones L no mayores que L_a , es igual a:

a) Para secciones tipo 1 o 2:

$$M_R = F_R ZF_y = F_R M_p \quad (3.3.1)$$

L es la distancia entre puntos del patín comprimido de una viga soportados lateralmente.

L_a es la longitud máxima no soportada lateralmente para la que el miembro puede desarrollar todavía el momento plástico M_p ; no se exige capacidad de rotación. Se calcula con alguna de las ecuaciones 3.3.13, 3.3.15 o 3.3.17.

Puede utilizarse la teoría plástica cuando las secciones son tipo 1 y la distancia entre puntos del patín comprimido soportados lateralmente no excede de L_p , en zonas de formación de articulaciones plásticas asociadas con el mecanismo de colapso.

L_p es la longitud máxima no soportada lateralmente para la que el miembro puede desarrollar todavía el momento plástico M_p , y conservarlo durante las rotaciones necesarias para la formación del mecanismo de colapso.

Se calcula como sigue:

Secciones I.

$$L_p = \frac{253\,000 + 155\,000 (M_1/M_p)}{F_y} r_y \quad (3.3.2)$$

Secciones rectangulares, macizas o en cajón.

$$L_p = \frac{352\,000 + 211\,000 (M_1/M_p)}{F_y} r_y \leq \frac{211\,000 r_y}{F_y} \quad (3.3.3)$$

En la región adyacente a la última articulación plástica, y en zonas que se conserven en el intervalo elástico al formarse el mecanismo de colapso, la separación entre puntos no soportados lateralmente debe ser tal que se cumplan los requisitos de la cláusula 3.3.2.2 en vigas y de la sección 3.4 en columnas.

En las expresiones anteriores,

M_p = momento plástico resistente del miembro en estudio.

M_1 = el menor de los momentos en los extremos del tramo no soportado lateralmente.

r_y = radio de giro alrededor del eje de menor momento de inercia.

El cociente M_1/M_p es positivo cuando el segmento de viga entre puntos soportados lateralmente se flexiona en curvatura doble, y negativo cuando lo hace en curvatura simple.

El patín comprimido debe soportarse lateralmente en todas las secciones en que aparezcan articulaciones plásticas asociadas con el mecanismo de colapso.

b) Para secciones tipo 3:

$$M_R = F_R S F_y = F_R M_y \quad (3.3.4)$$

S es el módulo de sección elástico del miembro en flexión y $M_y = S F_y$ es el momento correspondiente a la iniciación de la fluencia en la sección en consideración.

En secciones I o H flexionadas alrededor de cualquiera de sus ejes centroidales y principales puede tomarse un valor de M_R comprendido entre $F_R M_y$ y $F_R M_p$ calculado por interpolación lineal, teniendo en cuenta que esos valores corresponden, respectivamente, a relaciones ancho/grueso de los patines de

$$830/\sqrt{F_y} \text{ y } 540/\sqrt{F_y}.$$

Si la flexión es alrededor del eje de mayor momento de inercia se comprobará que la relación ancho/grueso del alma no excede de la que corresponde al valor calculado de M_R , para lo que se interpolará linealmente entre las relaciones

$$8000/\sqrt{F_y} \text{ y } 5000/\sqrt{F_y},$$

correspondientes a $F_R M_y$ y $F_R M_p$, respectivamente.

No hay límites en la longitud sin soporte lateral, en secciones tipo 1, 2 o 3, cuando la sección transversal es circular o cuadrada, hueca o maciza, o cuando la viga, cualquiera que sea la forma de su sección transversal, se flexiona alrededor del eje de menor momento de inercia. Por consiguiente, en estos casos la resistencia de diseño se determina con las ecuaciones 3.3.1 o 3.3.4.

c) Para secciones tipo 4:

Cuando tanto el alma como el patín comprimido corresponden al tipo 4, de acuerdo con 2.3.1, el valor de M_R se determina con los criterios para diseño de perfiles de lámina delgada doblados en frío.

Cuando los patines cumplan los requisitos de las secciones tipo 1, 2 o 3, y las almas sean tipo 4, el valor de M_R se obtendrá de acuerdo con el inciso 4.5.8 de estas normas.

Cuando las almas cumplen los requisitos de las secciones tipo 1, 2 o 3, y los patines son tipo 4, se distinguen dos casos:

1. Si el patín comprimido está formado por elementos planos no atiesados,

$$M_R = F_R Q_u S F_y = F_R Q_u M_y \quad (3.3.5)$$

Q_u se define en 2.3.6.

2. Si el patín comprimido está formado por elementos planos atiesados,

$$M_R = F_R S_e F_y \quad (3.3.6)$$

S_e , módulo de sección efectivo del elemento, se calcula con el ancho efectivo del patín comprimido, determinado de acuerdo con 2.3.6, en vez del ancho total. El módulo de sección de perfiles simétricos respecto al eje de flexión puede calcularse, conservadoramente, utilizando el mismo ancho efectivo en el patín en tensión.

Si el valor de M_R calculado con alguna de las ecuaciones 3.3.5 o 3.3.6 es mayor que el dado por la ec. 3.3.4, éste será el momento resistente del elemento.

En las expresiones anteriores,

$$F_R = 0.90$$

$$Z = \text{módulo de sección plástico.}$$

$$S = \text{módulo de sección elástico.}$$

$$S_e = \text{módulo de sección elástico efectivo.}$$

$$M_p = Z F_y = \text{momento plástico resistente de la sección.}$$

$$M_y = S F_y = \text{momento correspondiente a la aparición del esfuerzo de fluencia en la sección (sin considerar esfuerzos residuales).}$$

$$F_y = \text{Esfuerzo de fluencia.}$$

3.3.2.2 Miembros no soportados lateralmente

$$(L > L_u).$$

La resistencia de diseño de miembros en flexión cuyo patín comprimido está provisto de soportes laterales con separaciones mayores que L_u , es igual a:

a) Para secciones tipo 1 o 2 con dos ejes de simetría, flexionadas alrededor del eje de mayor momento de inercia:

$$S_1 M_u > \frac{2}{3} M_p,$$

$$M_R = 1.15 F_R M_p \left(1 - \frac{0.28 M_p}{M_u} \right),$$

$$\text{pero no mayor que } F_R M_p \quad (3.3.7)$$

$$S_1 M_u \leq (2/3) M_p, \quad M_R = F_R M_u \quad (3.3.8)$$

En vigas de sección transversal I o H, laminadas o hechas con tres placas soldadas, M_u , momento resistente nominal de la sección, cuando el pandeo lateral se inicia en el intervalo elástico, es igual a:

$$M_u = \frac{\eta}{CL} \sqrt{EI_y GJ + \left(\frac{\eta E}{L}\right)^2 I_y C_a}$$

$$= \frac{\eta E}{CL} \sqrt{I_y \left[\frac{J}{2.6} + \left(\frac{\eta}{L}\right)^2 C_a \right]} \quad (3.3.9)$$

En secciones I o H laminadas o hechas con placas, de dimensiones semejantes a las laminadas, puede tomarse:

$$M_u = (1/C) \sqrt{M_{c1}^2 + M_{c2}^2} \quad (3.3.10)$$

donde:

$$M_{c1} = \frac{EAt}{(L/r_y)} \quad (3.3.11)$$

$$M_{c2} = \frac{4.7 EAd}{(L/r_y)^2} \quad (3.3.12)$$

En las ecuaciones anteriores F_R es el factor de resistencia, que vale 0.90. A y d son el área total y el peralte de la sección considerada, I_y y r_y su momento de inercia y radio de giro respecto al eje de simetría situado en el plano del alma, t el grueso de patín comprimido, L la separación entre puntos de ese patín fijos lateralmente, J y C_a las constantes de torsión de Saint Venant y por alabeo de la sección y C , que puede tomarse conservadoramente igual a la unidad, está dado por:

$C = 0.60 + 0.40 M_1/M_2$ para tramos que se flexionan en curvatura simple

$C = 0.60 - 0.40 M_1/M_2$ pero no menor que 0.4, para tramos que se flexionan en curvatura doble

$C = 1.0$ cuando el momento flexionante en cualquier sección dentro del tramo no soportado lateralmente es mayor que M_2 , o cuando el patín no está soportado lateralmente de manera efectiva en uno de los extremos del tramo

M_1 y M_2 son, respectivamente, el menor y el mayor de los momentos en los extremos del tramo en estudio, tomados en valor absoluto.

En miembros de sección transversal en cajón (rectangular hueca) se toma $C_a = 0$.

L_u es la longitud máxima no soportada lateralmente para la que el miembro puede desarrollar todavía el momento plástico M_p (no se exige capacidad de rotación), y L_r la longitud que separa los intervalos de aplicación de las ecs. 3.3.7 y 3.3.8 (la ec. 3.3.7 es válida para $L < L_r$ y la 3.3.8 para $L > L_r$).

L_u y L_r se calculan con las expresiones siguientes:

Miembros de sección transversal I:

$$L_u = \frac{\sqrt{2}\eta}{X_u} \sqrt{\frac{ECa}{GJ}} \sqrt{1 + \sqrt{1 + X_u^2}} \quad (3.3.13)$$

$$L_r = \frac{\sqrt{2}\eta}{X_r} \sqrt{\frac{ECa}{GJ}} \sqrt{1 + \sqrt{1 + X_r^2}} \quad (3.3.14)$$

E es el módulo de elasticidad del acero y G su módulo de elasticidad al esfuerzo cortante; se tomarán iguales a 2 040 000 kg/cm² y 784 000 kg/cm², respectivamente.

En las ecuaciones anteriores,

$$X_u = 4.293 C \frac{Z_F y}{GJ} \sqrt{\frac{Ca}{I_y}} = 3.220 X_r, X_r = \frac{4}{3} C \frac{Z_F y}{GJ} \sqrt{\frac{Ca}{I_y}}$$

En secciones I laminadas o hechas con placas soldadas, de proporciones semejantes a las laminadas, pueden utilizarse las expresiones simplificadas

$$L_u = \frac{6.55}{X_u} \frac{dr_y}{t} \sqrt{1 + \sqrt{1 + X_u^2}} \quad (3.3.15)$$

$$L_r = \frac{6.55}{X_r} \frac{dr_y}{t} \sqrt{1 + \sqrt{1 + X_r^2}} \quad (3.3.16)$$

donde

$$X_u = 7.7 C \left(\frac{d}{t}\right)^2 \frac{F_y}{E} = 3.22 X_r, X_r = 2.4 C \left(\frac{d}{t}\right)^2 \frac{F_y}{E}$$

d es el peralte de la sección y t el grueso de patín comprimido.

Miembros de sección transversal rectangular, maciza o hueca:

$$L_u = 0.91 \frac{E}{CZ F_y} \sqrt{I_y J} \quad (3.3.17)$$

$$L_r = 2.92 \frac{E}{CZ F_y} \sqrt{I_y J} = 3.22 L_u \quad (3.3.18)$$

b) Para secciones tipo 3 o 4 con dos ejes de simetría y para canales en las que está impedida la rotación alrededor del eje longitudinal, flexionadas alrededor del eje de mayor momento de inercia:

$$\text{Si } M_u \leq \frac{2}{3} M_r,$$

$$M_R = 1.15 F_R M_y \left(1 - \frac{0.28 M_y}{M_u} \right) \quad (3.3.19)$$

pero no mayor que $F_R M_y$ para secciones tipo 3 ni que el valor dado por la ec. 3.3.5 o 3.3.6 cuando las almas cumplen los requisitos de las secciones 1, 2 o 3 y los patines son tipo 4.

$$\text{Si } M_u > \frac{2}{3} M_r,$$

$$M_R = F_R M_u \quad (3.3.20)$$

M_u se calcula con la ec. 3.3.9 o, cuando sean aplicables, pueden utilizarse las ecs. 3.3.10 a 3.3.12. Estas tres ecuaciones pueden emplearse también para las canales, haciendo en ellas $M_{c2} = 0$.

Los límites de aplicación de las diversas ecuaciones se determinan también con las ecs. 3.3.13 a 3.3.18, pero al calcular X_u y X_r y al aplicar las ecs. 3.3.17 y 3.3.18 a miembros de sección transversal rectangular hueca debe sustituirse Z por S.

Cuando los patines cumplen los requisitos de las secciones tipo 1, 2 o 3 y las almas son tipo 4, el momento resistente de diseño no debe exceder el valor obtenido de acuerdo con el inciso 4.5.8 de estas normas.

En miembros de sección transversal en cajón (rectangular hueca) se toma $C_u = 0$.

3.3.3 Resistencia de diseño al cortante.

Este artículo se aplica al alma (o almas, en el caso de

miembros de alma múltiple, como las secciones en cajón) de vigas y traveses de sección transversal con dos ejes de simetría, sometidas a fuerzas cortantes alojadas en uno de los planos de simetría, que coincide con el alma cuando ésta es única o es paralelo a ellas en miembros con más de un alma, cuando el diseño queda regido por alguno de los estados límite de resistencia al cortante.

La resistencia de diseño al cortante, V_R , de una viga o trabe de eje recto y sección transversal constante, de sección I, C o en cajón es,

$$V_R = V_N F_R \quad (3.3.21)$$

$F_R = 0.90$ y V_N es la resistencia nominal, que se determina como se indica a continuación.

Al evaluar V_N se tendrá en cuenta si la sección tiene una o más almas.

$$\text{a) Si } \frac{h}{t} < 1400 \sqrt{\frac{k}{F_y}}, \quad V_N = 0.66 F_y A_a \quad (3.3.22)$$

El alma falla por cortante en el intervalo de endurecimiento por deformación.

$$\text{b) Si } 1400 \sqrt{\frac{k}{F_y}} < \frac{h}{t} < 1600 \sqrt{\frac{k}{F_y}}, \quad V_N = \frac{922 \sqrt{F_y k}}{h/t} A_a \quad (3.3.23)$$

La falla es por plastificación del alma por cortante.

c) Si

$$1600 \sqrt{\frac{k}{F_y}} < \frac{h}{t} < 2000 \sqrt{\frac{k}{F_y}}$$

se considerarán dos casos:

c1) Estado límite de iniciación del pandeo del alma

$$V_N = \frac{922 \sqrt{F_y k}}{h/t} A_a \quad (3.3.24)$$

c2) Estado límite de falla por tensión diagonal

$$V_N = \left[\frac{922 \sqrt{F_y k}}{h/t} \left(1 - \frac{0.870}{\sqrt{1+(a/h)^2}} \right) + \frac{0.50 F_y}{\sqrt{1+(a/h)^2}} \right] A_a \quad (3.3.25)$$

$$d) \text{ Si } 2000 \sqrt{\frac{k}{F_y}} < \frac{h}{t}$$

se consideran dos casos:

d1) Estado límite de iniciación del pandeo del alma

$$V_N = \frac{1\ 845\ 000\ k}{(h/t)^2} A_a \quad (3.3.26)$$

d2) Estado límite de falla por tensión diagonal

$$V_N = \left[\frac{1\ 845\ 000\ k}{(h/t)^2} \left(1 - \frac{0.670}{\sqrt{1+(a/h)^2}} \right) + \frac{0.50\ F_y}{\sqrt{1+(a/h)^2}} \right] A_a \quad (3.3.27)$$

Para poder tomar como estado límite la falla por tensión diagonal (ecs. 3.3.25 y 3.3.27) la sección debe tener una sola alma (secciones I laminadas o formadas por placas) y estar reforzada con atiesadores transversales, diseñados de acuerdo con el inciso 4.5.7.

En las expresiones anteriores A_a es el área del alma, igual al producto de su grueso, t , por el peralte total de la sección, d ; h es el peralte del alma (distancia libre entre patines); " a " la separación entre atiesadores transversales, y k un coeficiente sin dimensiones, que se calcula con la ec. 3.3.28. d , h y t se toman en cm, y V_N se obtiene en kg. Cuando la sección tiene dos o más almas, A_a es la suma de las áreas de todas ellas.

$$k = 5.0 + \frac{5.0}{(a/h)^2} \quad (3.3.28)$$

k se toma igual a 5.0 cuando la relación a/h es mayor que 3.0 o que $[260/(h/t)]^2$, y cuando no se emplean atiesadores. En almas no atiesadas h/t no debe exceder de 260.

3.3.4 Flexión y cortante combinados

Cuando se necesitan atiesadores transversales y el cociente V_D/M_D está comprendido entre los límites

$$(1.33\ V_R/M_R) > V_D/M_D > (0.6\ V_R/M_R),$$

deben satisfacer las tres condiciones siguientes:

$$V_D \leq V_R$$

$$M_D \leq M_R$$

$$0.727 \frac{M_D}{M_R} + 0.455 \frac{V_D}{V_R} \leq 1.0$$

M_R es la resistencia de diseño en flexión, calculada de acuerdo con el inciso 3.3.2.1 o 3.3.2.2, V_R la resistencia de diseño al cortante, inciso 3.3.3, y M_D y V_D son el momento flexionante y la fuerza cortante de diseño.

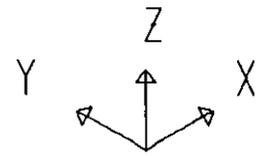
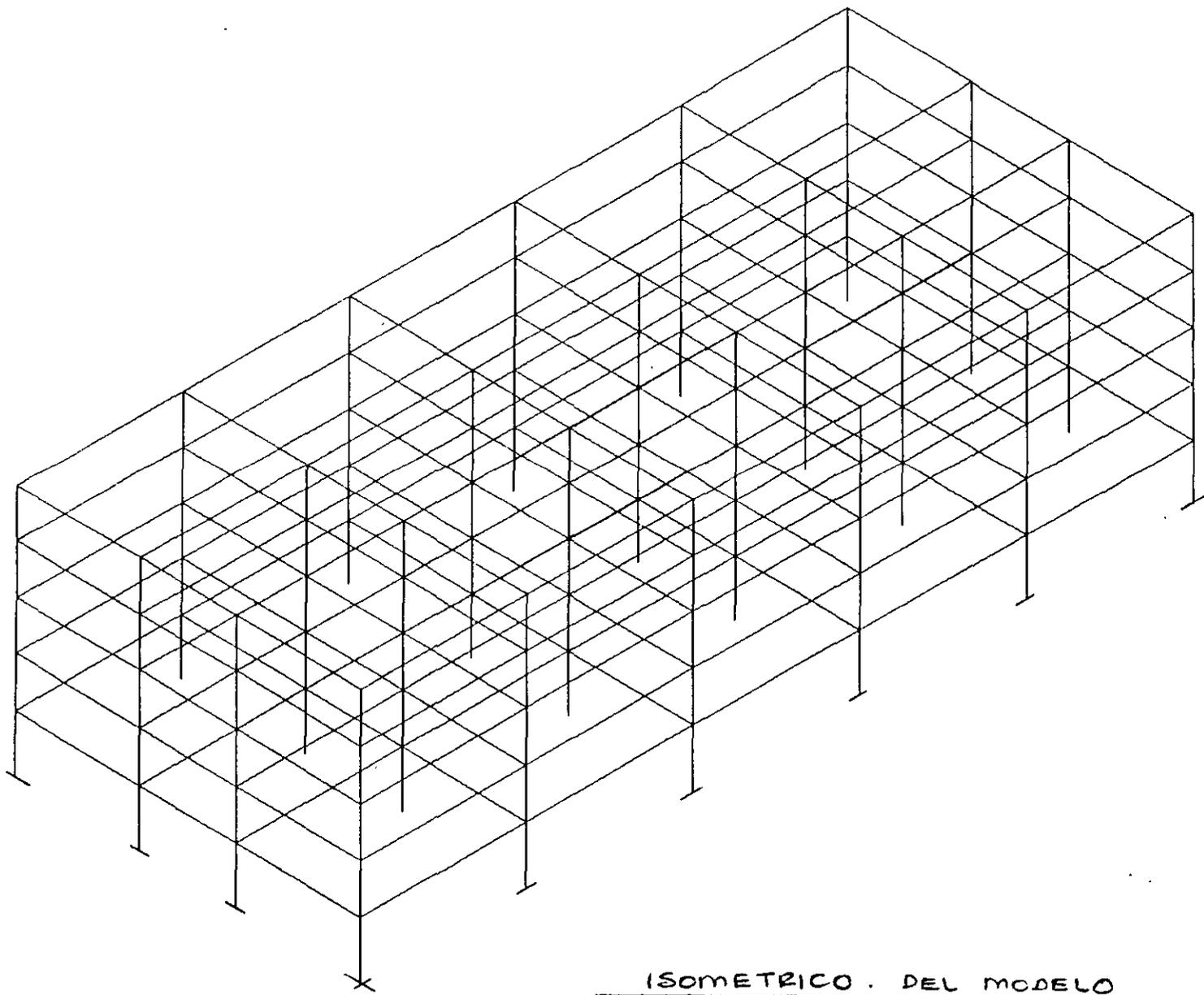
3.4 Miembros flexocomprimidos

En esta sección se estudia el diseño de miembros de eje recto y sección transversal constante, con dos ejes de simetría, sujetos a compresión y a flexión producida por momentos que obran alrededor de uno o de los dos ejes de simetría. Se designan, indistintamente, con las palabras "columna" o "elemento flexocomprimido".

Para los fines de esta sección, las estructuras de las que forman parte los miembros flexocomprimidos se clasifican en "regulares" e "irregulares".

Una estructura "regular" se caracteriza porque está formada por un conjunto de marcos planos, provistos o no de contraventeo vertical, con o sin muros rigidez, paralelos o casi paralelos, ligados entre sí, en todos los niveles, por sistemas de piso de resistencia y rigidez suficientes para obligar a que todos los marcos y muros trabajen en conjunto para soportar las fuerzas laterales, producidas por viento o sismo, y para proporcionar a la estructura la rigidez lateral necesaria para evitar problemas de pandeo de conjunto bajo cargas verticales. Además, todos los marcos planos deben tener características geométricas semejantes y todas las columnas de cada entrepiso deben ser de la misma altura, aunque ésta varíe de un entrepiso a otro.

Una estructura se considera "irregular" cuando los elementos que la componen no constituyen marcos planos, cuando éstos no pueden considerarse paralelos entre sí, cuando los sistemas de piso no tienen resistencia o rigidez adecuadas, cuando zonas importantes de los entrepisos carecen de diafragmas horizontales, cuando la geometría de los marcos planos difiere sustancialmente de unos a otros, cuando las alturas de la columnas que forman parte de un mismo entrepiso son apreciablemente diferentes,



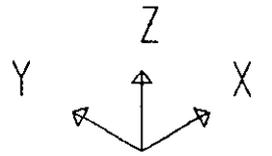
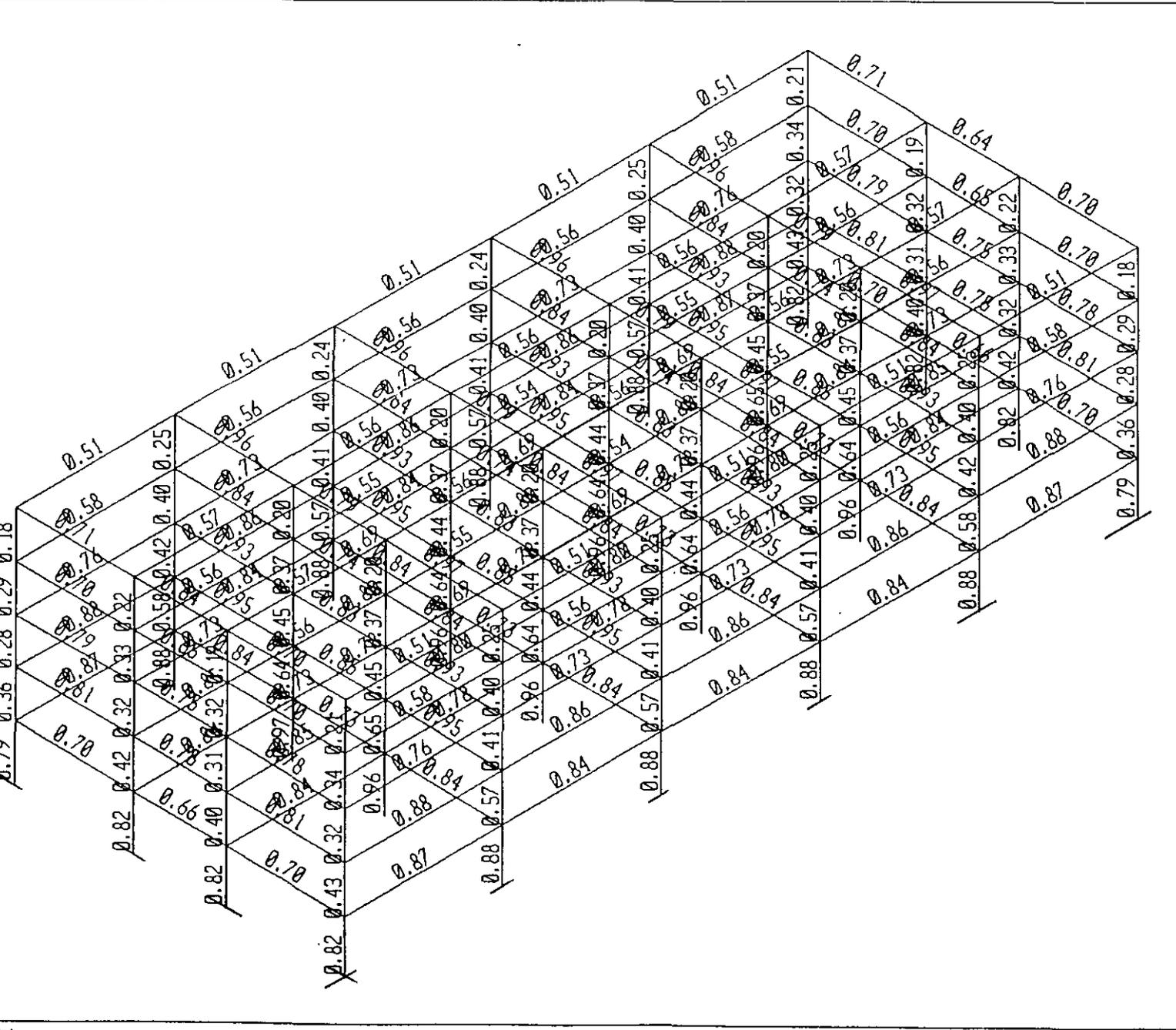
OFICINAS.PST
UNDEFORMED
SHAPE

TOP AZO
BOT NI

OPTIONS
HIDDEN LINES

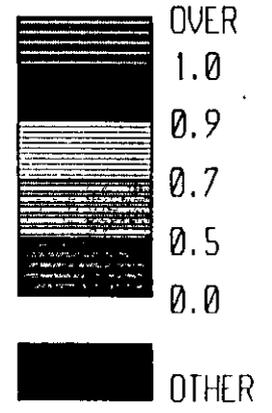
ISOMETRICO . DEL MODELO

ETABS

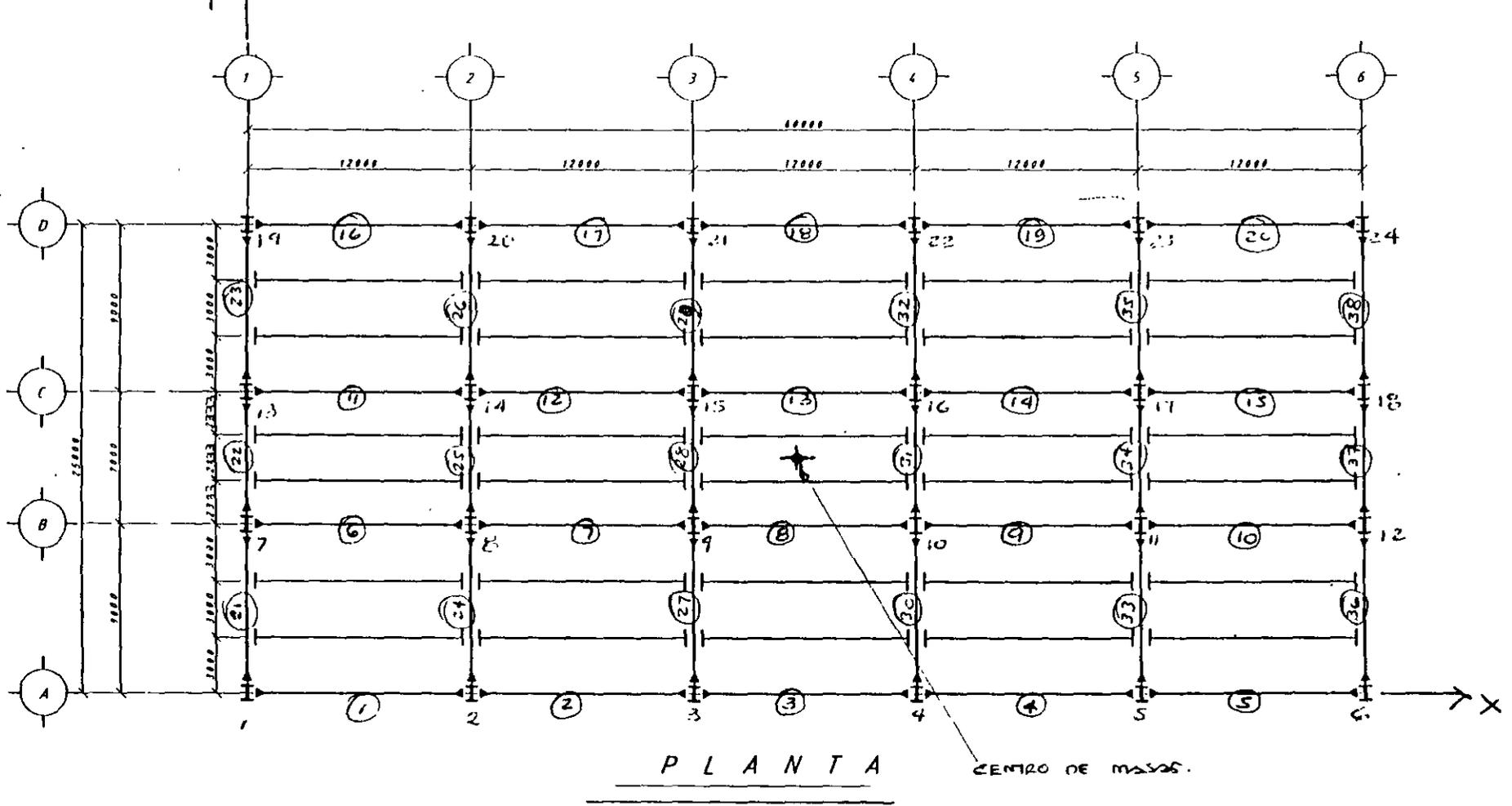


OFICINAS.PST
 STRESS
 RATIOS
 S-OFICIN.PLO
 TOP AZO
 BOT NI

LEGEND

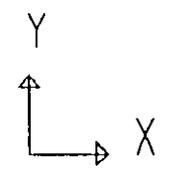
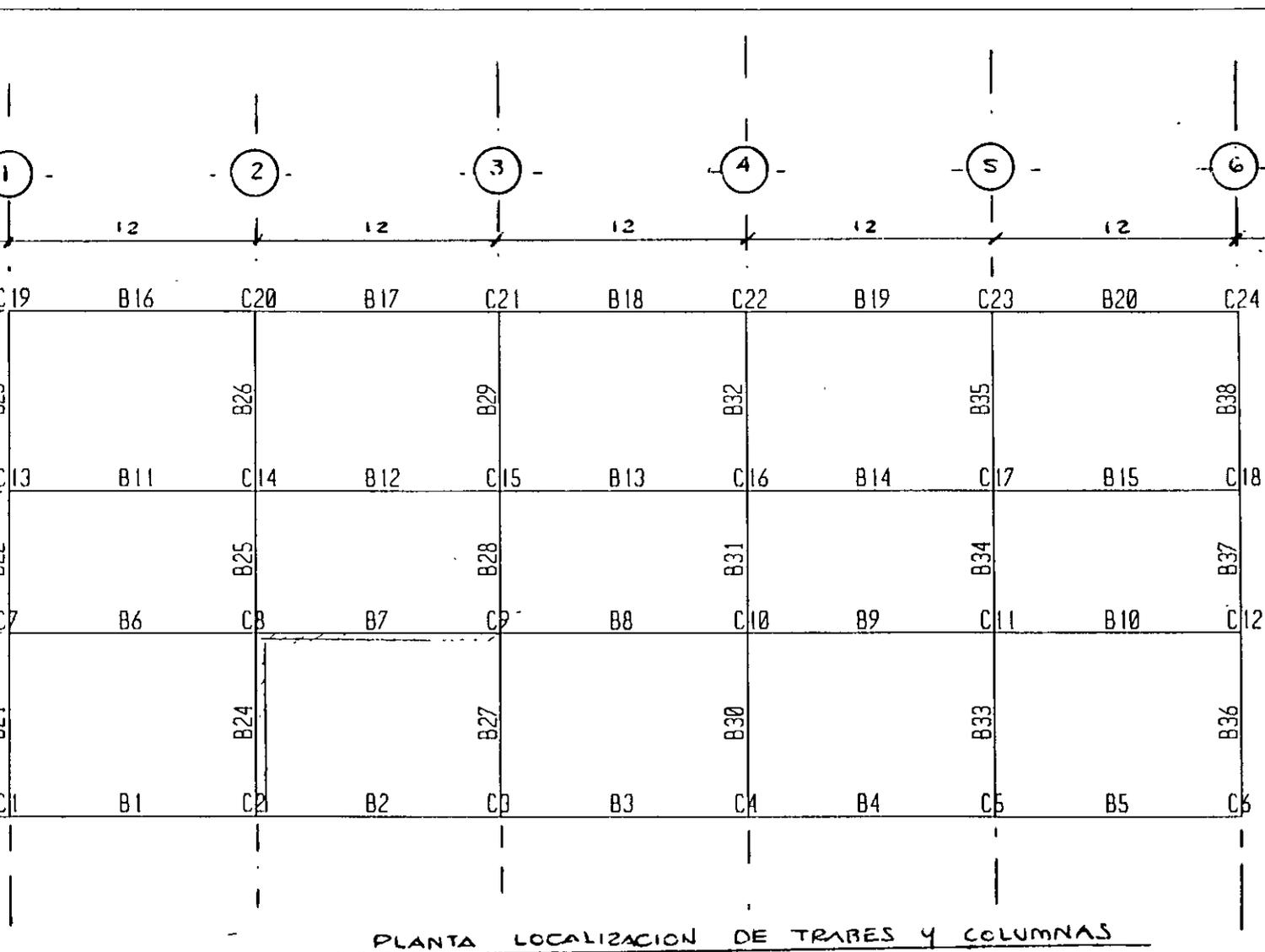


ETABS



- Numeración de líneas de columnas
- ① Numeración de trabes.

* DATOS DE ENTRADA PARA MODELO MATEMATICO.

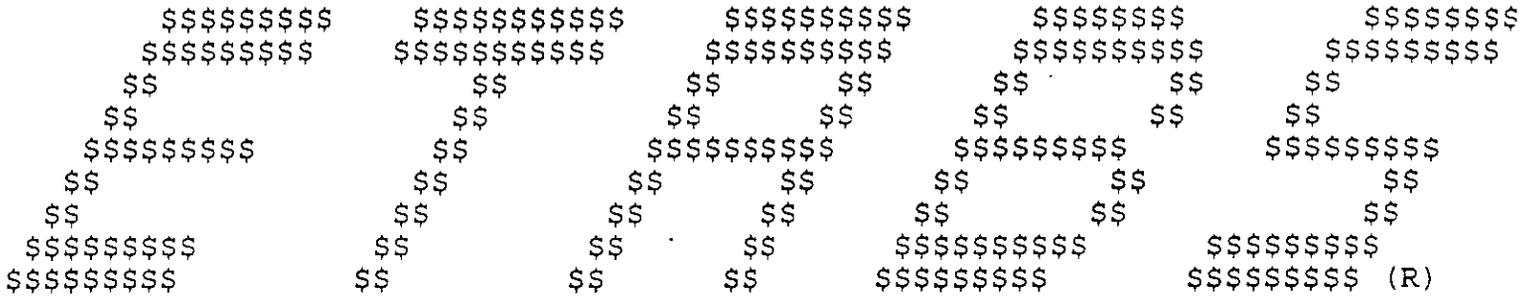


OFICINAS.PST
UNDEFORMED
SHAPE

TOP AZO
BOT NI

OPTIONS
WIRE FRAME

ETABS



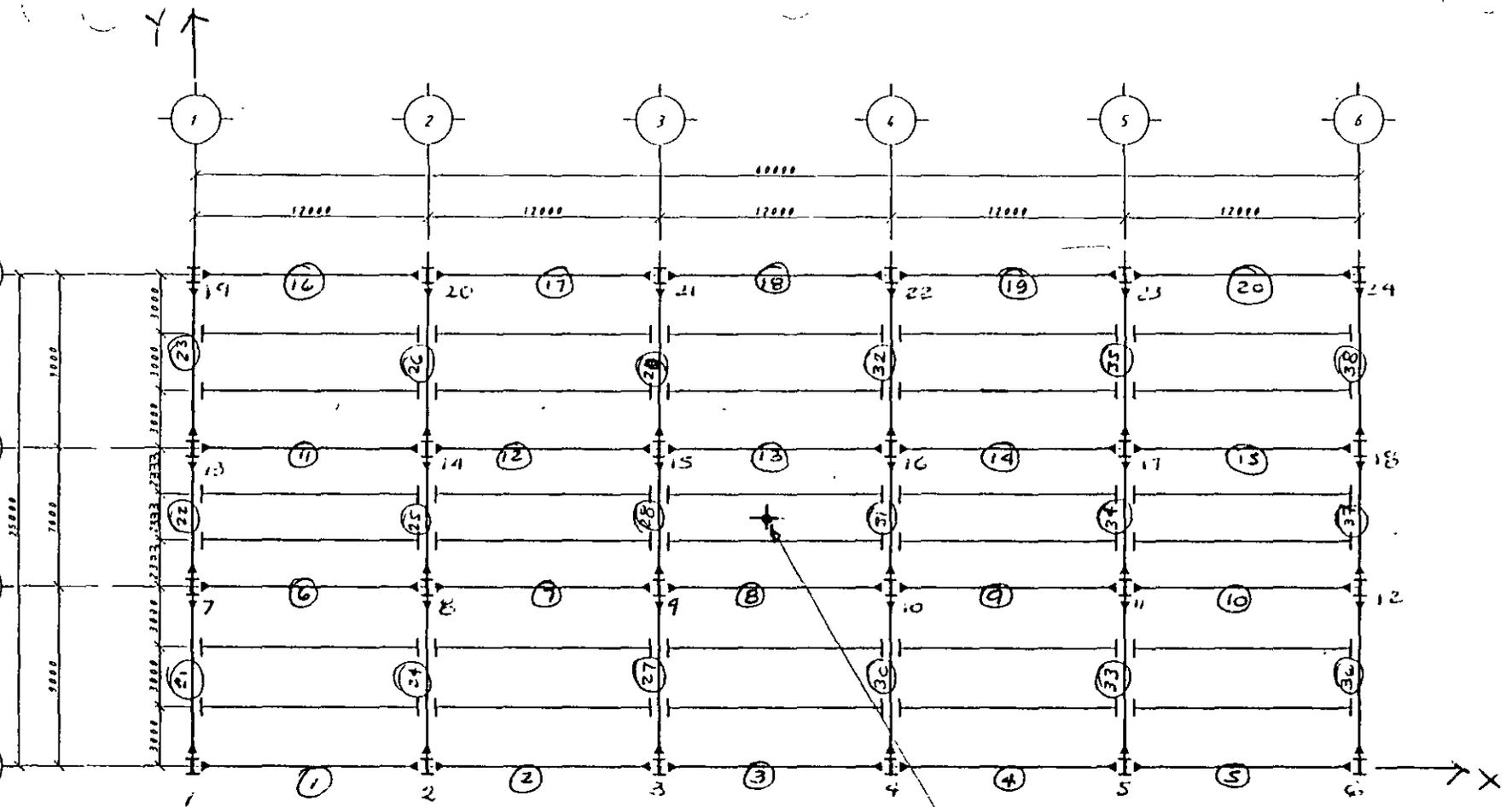
EXTENDED THREE DIMENSIONAL ANALYSIS OF BUILDING SYSTEMS
 VERSION 5.30
 BY
 ASHRAF HABIBULLAH

Copyright (c) 1983-1991
 COMPUTERS AND STRUCTURES, INC.
 All rights reserved

EDIFICIO PARA OFICINAS EN LA CD. DE MEXICO.
 UNIDADES MKS NOVIEMBRE-1999

COMBINACIONES DE CARGA:

- COMB1 1.4CM + 1.4 CVmax
- COMB2 1.1CM + 1.1 CVred + 1.1 Sx + 0.33 Sy
- COMB3 1.1CM + 1.1 CVred + 0.33 Sx + 1.10 Sy
- COMB4 1.1CM + 1.1 CVred - 1.1 Sx - 0.33 Sy
- COMB5 1.1CM + 1.1 CVred - 0.33 Sx - 1.10 Sy
- COMB6 1.1CM + 1.1 CVred
- COMB7 1.00 Sx
- COMB8 1.00 Sy
- COMB9 1.0 CM
- COMB10 1.0 CVmax
- COMB11 1.0 CVred



PLANTA

CENTRO DE MASA.

- Numeración de líneas de columnas
- ① Numeración de trabes.

* DATOS DE ENTRADA PARA MODELO MATEMATICO.

\$\$\$\$\$\$\$\$\$\$ \$\$\$\$\$\$\$\$\$\$\$\$\$\$ \$\$\$\$\$\$\$\$\$\$\$\$\$\$ \$\$\$\$\$\$\$\$\$\$\$\$\$\$ \$\$\$\$\$\$\$\$\$\$\$\$\$\$
 \$\$\$\$\$\$\$\$\$\$\$\$\$\$ \$\$\$\$\$\$\$\$\$\$\$\$\$\$\$\$\$\$ \$\$\$\$\$\$\$\$\$\$\$\$\$\$\$\$\$\$ \$\$\$\$\$\$\$\$\$\$\$\$\$\$\$\$\$\$ \$\$\$\$\$\$\$\$\$\$\$\$\$\$\$\$\$\$
 \$\$ \$\$\$\$ \$\$ \$\$\$\$ \$\$\$\$ \$\$\$\$ \$\$\$\$ \$\$\$\$ \$\$\$\$ \$\$\$\$
 \$\$ \$\$\$\$ \$\$\$\$ \$\$\$\$ \$\$\$\$ \$\$\$\$ \$\$\$\$ \$\$\$\$ \$\$\$\$ \$\$\$\$
 \$\$\$\$\$\$\$\$\$\$\$\$\$\$ \$\$\$\$ \$\$\$\$\$\$\$\$\$\$\$\$\$\$\$\$\$\$ \$\$\$\$\$\$\$\$\$\$\$\$\$\$\$\$\$\$ \$\$\$\$\$\$\$\$\$\$\$\$\$\$\$\$\$\$ \$\$\$\$\$\$\$\$\$\$\$\$\$\$\$\$\$\$
 \$\$ \$\$\$\$ \$\$\$\$ \$\$\$\$ \$\$\$\$ \$\$\$\$ \$\$\$\$ \$\$\$\$ \$\$\$\$ \$\$\$\$
 \$\$\$\$\$\$\$\$\$\$\$\$\$\$ \$\$\$\$ \$\$\$\$ \$\$\$\$ \$\$\$\$ \$\$\$\$ \$\$\$\$ \$\$\$\$ \$\$\$\$ \$\$\$\$
 \$\$\$\$\$\$\$\$\$\$\$\$\$\$ \$\$\$\$ \$\$\$\$ \$\$\$\$ \$\$\$\$ \$\$\$\$ \$\$\$\$\$\$\$\$\$\$\$\$\$\$\$\$\$\$ \$\$\$\$\$\$\$\$\$\$\$\$\$\$\$\$\$\$
 \$\$\$\$\$\$\$\$\$\$\$\$\$\$ \$\$\$\$ \$\$\$\$ \$\$\$\$ \$\$\$\$ \$\$\$\$ \$\$\$\$\$\$\$\$\$\$\$\$\$\$\$\$\$\$ \$\$\$\$\$\$\$\$\$\$\$\$\$\$\$\$\$\$ (R)

EXTENDED THREE DIMENSIONAL ANALYSIS OF BUILDING SYSTEMS
 VERSION 5.30
 BY
 ASHRAF HABIBULLAH

Copyright (c) 1983-1991
 COMPUTERS AND STRUCTURES, INC.
 All rights reserved

EDIFICIO PARA OFICINAS EN LA CD. DE MEXICO.
 UNIDADES MKS NOVIEMBRE-1999

COMBINACIONES DE CARGA:

COMB1 1.4CM + 1.4 CVmax
 COMB2 1.1CM + 1.1 CVred + 1.1 Sx + 0.33 Sy
 COMB3 1.1CM + 1.1 CVred + 0.33 Sx + 1.10 Sy
 COMB4 1.1CM + 1.1 CVred - 1.1 Sx - 0.33 Sy
 COMB5 1.1CM + 1.1 CVred - 0.33 Sx - 1.10 Sy
 → COMB6 1.1CM + 1.1 CVred
 COMB7 1.00 Sx
 COMB8 1.00 Sy
 COMB9 1.0 CM
 COMB10 1.0 CVmax
 COMB11 1.0 CVred

$$J = (1/3) (2b * tp^3 + h * ta^3)$$

$$J = (1/3) (2*30*2.2^3 + 70*0.8^3)$$

$$J = 225 \text{ cm}^4$$

Obtención de las relaciones ancho/grueso:

a) en patines:

$$b/2tp = 30/(2*2.2) = 6.82$$

b) en almas:

$$d/ta = 65.6/0.8 = 82$$

Clasificación de la sección:

	TIPO 1	TIPO 2	TIPO 3
Patines:	$460/(fy)^{1/2} = 9.15$	$540/(fy)^{1/2} = 10.74$	$830/(fy)^{1/2} = 16.50$
Alma:	$3500/(fy)^{1/2} = 69.58$	$5300/(fy)^{1/2} = 105.37$	$8000/(fy)^{1/2} = 159.05$

Como para patines:

$$b/(2*tp) = 6.82 < 9.15 = 460/(fy)^{1/2} \rightarrow \text{TIPO I}$$

y como para almas:

$$d/ta = 82 < 105.37 = 5300/(fy)^{1/2} \rightarrow \text{TIPO 2}$$

Entonces la trabe es sección TIPO 2

La trabe B7 es un miembro soportado lateralmente, entonces aplicando la fórmula 3.3.1 de las NTC se obtiene:

La resistencia a la flexión:

$$M_r = F_r \cdot Z \cdot f_y = F_r \cdot M_p \dots\dots\dots (3.3.1)$$

$$M_p = Z \cdot f_y$$

$$M_p = 5\,555 \text{ cm}^3 \cdot 2\,530 \text{ kg/cm}^2 = 14\,054\,150 \text{ kg-cm.}$$

$$M_p = 14\,054\,150 \text{ kg-cm} \cdot 1 \text{ m} / 100 \text{ cm} = 140\,541 \text{ kg-m.}$$

$$M_r = 0.9 \cdot 140\,541 = 126\,487 \text{ kg-m.}$$

Resistencia al cortante:

$$V_r = V_n \cdot F_r \dots\dots\dots (3.3.21)$$

Casos:

a) Si $h/t < 1400(k/f_y)^{1/2} \rightarrow V_n = 0.66 f_y \cdot A_a$

donde:

$$k = 5.0 + 5.0/(a/h)^2$$

a = Separación entre atiesadores transversales

Considerando que la sección no tiene atiesadores, entonces se considera $k = 5$

En almas no atiesadas h/t no debe exceder de 260

$$h/t = (70 - 4.4)/0.8 = 82 < 260 \quad \text{ok}$$

$$h/t = 82 < 1400(5/2\,530)^{1/2} = 62.2 \quad \text{No cumple}$$

b) Si $1400(k/f_y)^{1/2} < h/t < 1600(k/f_y)^{1/2} \rightarrow V_n = \{[922(f_y \cdot k)^{1/2}]/(h/t)\} A_a$

$$62.2 < 82 < 1600(5/2\,530)^{1/2} = 71.12 \quad \text{No cumple}$$

c) Si $1600(k/f_y)^{1/2} < h/t < 2000(k/f_y)^{1/2} \rightarrow$ Se consideran dos subcasos

$$71.12 < 82 < 2000(5/2\,530)^{1/2} = 88.9 \quad \text{Si cumple}$$

Subcasos:

c1) Estado límite de iniciación del pandeo del alma:

$$V_{n1} = \{(922(f_y \cdot k)^{1/2}) / (h/t)\} A_a$$

A_a = Area del alma

$$A_a = 70 \cdot 0.8 = 56 \text{ cm}^2$$

$$V_{n1} = \{(922(2530 \cdot 5)^{1/2}) / (82)\} 56 = 70\,819 \text{ kg.}$$

c2) Estado límite de falla por tensión diagonal:

$$V_{n2} = \{(922(f_y \cdot k)^{1/2}) / (h/t) \cdot [1 - (0.87) / (1 + (a/h)^2)^{1/2}] + (0.5 f_y) / (1 + (a/h)^2)^{1/2}\} A_a$$

$$V_{n2} = \{(922(2\,530 \cdot 5)^{1/2}) / (82) \cdot [1 - (0.87) / (1 + (1\,200/65.6)^2)^{1/2}] + (0.5 \cdot 2530) / (1 + (1200/65.6)^2)^{1/2}\} 56$$

$$V_{n2} = \{1\,204.57 + 69.05\} 56$$

$$V_{n2} = 71\,323 \text{ kg}$$

Resumiendo:

$$V_{n1} = 70\,819 \text{ kg} \quad \leftarrow \text{rige}$$

$$V_{n2} = 71\,323 \text{ kg}$$

$$\text{Entonces : } V_r = V_n \cdot r = 70\,819 \text{ kg} \cdot 0.9 = 63\,737 \text{ kg}$$

$$\underline{V_r = 63\,737 \text{ kg}}$$

Comparación con elementos mecánicos actuantes ya factorizados:

Combinación de carga que rige

Caso ² 5: $1.1 (CM + CVr - Sx - 0.3Sy)$

Momento de diseño (Md):

$Md = 75\,255 \text{ kg-m}$

Momento resistente de la sección (Mr):

$Mr = 126\,487 \text{ kg-m}$

$Md < Mr$ ok

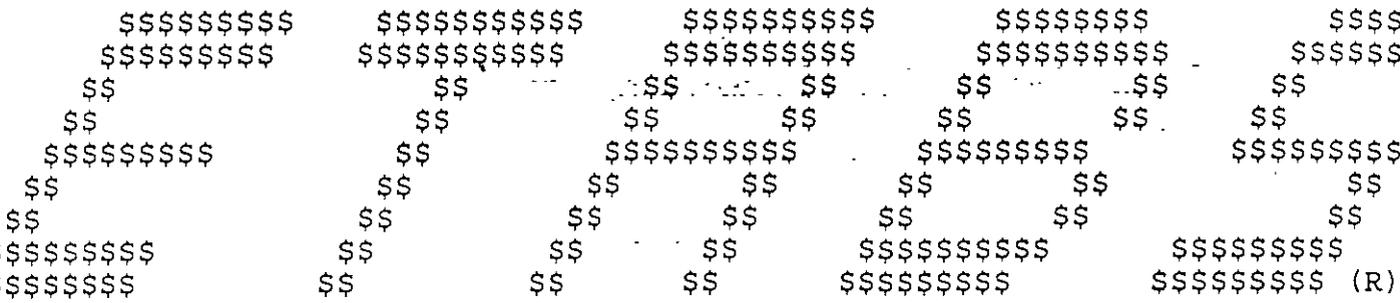
Cortante de diseño (Vd):

$Vd = 21\,205 \text{ kg-}$

Cortante resistente de la sección (Vr):

$Vr = 63\,737 \text{ kg-}$

$Vd < Vr$ ok



EXTENDED THREE DIMENSIONAL ANALYSIS OF BUILDING SYSTEMS
VERSION 5.30
BY
ASHRAF HABIBULLAH

Copyright (c) 1983-1991
COMPUTERS AND STRUCTURES, INC.
All rights reserved

PROGRAM: ETABS/FILE: OFI-Q3.FRM
BIFICIO PARA OFICINAS EN LA CD. DE MEXICO.
DIMENSIONES MKS NOVEMBRE-1999

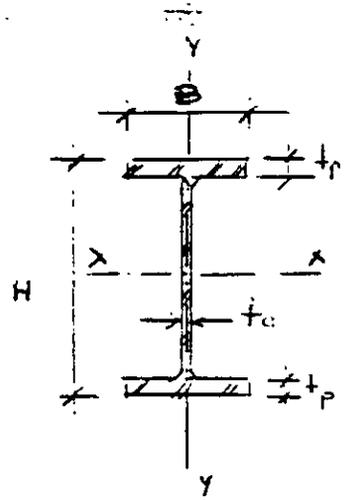
LOAD FORCES AT LEVEL N2		IN FRAME 3D FRAME MOMENT						
OUTPUT ID	OUTPUT POINT	MAJOR MOMENT	MAJOR SHEAR	MINOR MOMENT	MINOR SHEAR	AXIAL FORCE	TORSION MOMENT	
CASE 1	END-I	-62191.55	-36022.45	.00	.00	.00	.	
	1/4-PT	10765.24	-35154.91	.00				
	1/2-PT	30278.55	-519.38	.00				
	3/4-PT	9855.57	34116.16	.00				
	END-J	-60971.78	34983.69	.00				
CASE 2	END-I	-33347.30	-22938.28	.00	.00	.00	-.	
	1/4-PT	12977.50	-22256.64	.00				
	1/2-PT	21552.14	2184.99	.00				
	3/4-PT	1880.63	26626.63	.00				
	END-J	-53402.63	27308.26	.00				
CASE 3	END-I	1331.04	-14597.74	.00	.00	.00	.	
	1/4-PT	30557.73	-13916.10	.00				
	1/2-PT	22034.26	10525.53	.00				
	3/4-PT	-14735.36	34967.17	.00				
	END-J	-87116.73	35648.80	.00				
CASE 4	END-I	-54494.56	-28024.39	.00	.00	.00	.1	
	1/4-PT	2256.78	-27342.76	.00				
	1/2-PT	21257.95	-2901.12	.00				
	3/4-PT	12012.98	21540.51	.00				
	END-J	-32843.74	22222.15	.00				
CASE 5	END-I	-89172.90	-36364.94	.00	.00	.00	-..	
	1/4-PT	-15323.46	-35683.30	.00				
	1/2-PT	20775.83	-11241.67	.00				
	3/4-PT	28628.97	13199.97	.00				
	END-J	870.36	13881.60	.00				
CASE 6	END-I	-43920.93	-25481.34	.00	.00	.00	.0	
	1/4-PT	7617.14	-24799.70	.00				
	1/2-PT	21405.05	-358.07	.00				
	3/4-PT	6946.81	24083.57	.00				
	END-J	-43123.19	24765.20	.00				

DISEÑO DE TRABE B24 DEL NIVEL N-2:

Longitud (l): 9.00 m
Sección propuesta: T-3

H = 700 mm
B = 250 mm
tp = 22 mm
ta = 8 mm

Utilizar acero A-36 $f_y = 2530 \text{ kg/cm}^2$



Propiedades geométricas:

$$A = 2(25 \cdot 2.2) + (70 - 4.4)0.8 = 162.48 \text{ cm}^2$$

$$I_{xx} = (0.8(70 - 4.4)^3)/12 + 2\{(25 \cdot 2.2)(33.9)^2 + (25 \cdot 2.2^3)/12\}$$
$$I_{xx} = 18820 + 126457$$
$$I_{xx} = 145277 \text{ cm}^4$$

$$I_{yy} = 2\{(2.2 \cdot 25^3)/12\} + ((70 - 4.4) \cdot 0.8^3)/12$$
$$I_{yy} = 5729.16 + 2.8$$
$$I_{yy} = 5732 \text{ cm}^4$$

$$r_x = (I_{xx}/A)^{1/2}$$
$$r_x = (145277/162.48)^{1/2}$$
$$r_x = 29.90 \text{ cm.}$$

$$r_y = (I_{yy}/A)^{1/2}$$
$$r_y = (5732/162.48)^{1/2}$$
$$r_y = 5.94 \text{ cm.}$$

$$S_{xx} = I_{xx}/c$$
$$S_{xx} = 145277/35 = 4151 \text{ cm}^3$$

$$Z_x = 1.14 \cdot 4151 \text{ cm}^3$$
$$Z_x = 4732 \text{ cm}^3$$

$$S_{yy} = I_{yy}/c$$
$$S_{yy} = 5732/12.5 = 459 \text{ cm}^3$$

$$Z_y = 1.14 \cdot 459 \text{ cm}^3$$
$$Z_y = 523 \text{ cm}^3$$

7	CASE 7	END-I	52352.70	9190.53	.00	.00	.00	-
		END-J	-52419.38		.00			
	CASE 8	END-I	14602.62	2563.53	.00	.00	.00	
		END-J	-14621.61		.00			
	CASE 9	END-I	-15535.17	-8186.18	.00	.00	.00	
		1/4-PT	1960.59	-4091.55	.00			
		1/2-PT	7786.68	3.07	.00			
		3/4-PT	1943.08	4097.70	.00			
		END-J	-15570.20	8192.32	.00			
7	CASE10	END-I	-7187.11	-3788.64	.00	.00	.00	
		1/4-PT	909.78	-1893.39	.00			
		1/2-PT	3605.22	1.86	.00			
		3/4-PT	899.19	1897.11	.00			
		END-J	-7208.30	3792.36	.00			
7	CASE11	END-I	-5174.82	-2727.83	.00	.00	.00	
		1/4-PT	654.98	-1363.25	.00			
		1/2-PT	2595.73	1.33	.00			
		3/4-PT	647.42	1365.91	.00			
		END-J	-5189.94	2730.49	.00			

$$J = (1/3) (2b * tp^3 + h * ta^3)$$

$$J = (1/3) (2*25*2.2^3 + 70*0.8^3)$$

$$J = 189.41 \text{ cm}^4$$

Obtención de las relaciones ancho/grueso:

a) en patines:

$$bp/2tp = 25/(2*2.2) = 5.68$$

b) en almas:

$$d/ta = 65.6/0.8 = 82$$

Clasificación de la sección:

	TIPO 1	TIPO 2	TIPO 3
Patines:	$460/(fy)^{1/2} = 9.15$	$540/(fy)^{1/2} = 10.74$	$830/(fy)^{1/2} = 16.50$
Almas:	$3500/(fy)^{1/2} = 69.58$	$5300/(fy)^{1/2} = 105.37$	$8000/(fy)^{1/2} = 159.05$

Como para patines:

$$b/(2*tp) = 5.68 < 9.15 = 460/(fy)^{1/2} \rightarrow \text{TIPO 1}$$

y como para almas:

$$d/ta = 82 < 105.37 = 5300/(fy)^{1/2} \rightarrow \text{TIPO 2}$$

Entonces la trabe es sección TIPO 2

La trabe B24 es un miembro soportado lateralmente, entonces aplicando la fórmula 3.3.1 de las NTC tenemos:

Resistencia a la flexión:

$$M_r = F_r \cdot Z \cdot f_y = F_r \cdot M_p \dots\dots\dots (3.3.1)$$

$$M_p = Z \cdot f_y$$

$$M_p = 4732 \cdot 2530 = 11\,971\,960 \text{ kg-cm.}$$

$$M_p = 11\,971\,960 \text{ kg-cm} \cdot 1 \text{ m} / 100 \text{ cm} = 119\,720 \text{ kg-m.}$$

$$M_r = 0.9 \cdot 119\,720 = 107\,748 \text{ kg-m.}$$

Resistencia al cortante:

$$V_r = V_n \cdot F_r \dots\dots\dots (3.3.21)$$

Casos:

- a) Si $h/t < 1400(k/f_y)^{1/2}$
- b) Si $1400(k/f_y)^{1/2} < h/t < 1600(k/f_y)^{1/2}$
- c) Si $1600(k/f_y)^{1/2} < h/t < 2000(k/f_y)^{1/2}$
- d) Si $2000(k/f_y)^{1/2} < h/t$

$$h/t = (70-4.4)/0.8 = 82$$

Nuestra trabe queda dentro del tercer caso:

$$1600(k/f_y)^{1/2} < h/t < 2000(k/f_y)^{1/2}$$

$$71.12 < 82 < 88.9 \quad \text{sí cumple}$$

Subcasos:

c1) Estado límite de iniciación del pandeo del alma:

$$V_{n1} = \{(922(f_y \cdot k)^{1/2}) / (h/t)\} A_a$$

$$A_a = 70 \cdot 0.8 = 56 \text{ cm}^2$$

$$V_{n1} = \{(922(2530 \cdot 5)^{1/2}) / (82)\} 56 = 70\,819 \text{ kg.}$$

c2) Estado límite de falla por tensión diagonal:

$$V_{n2} = \{(922(f_y \cdot k)^{1/2}) / (h/t) \cdot [1 - (0.87) / (1 + (a/h)^2)^{1/2}] + (0.5 f_y) / (1 + (a/h)^2)^{1/2}\} A_a$$

$$V_{n2} = \{(922(2530 \cdot 5)^{1/2}) / (82) \cdot [1 - (0.87) / (1 + (1200/65.6)^2)^{1/2}] + (0.5 \cdot 2530) / (1 + (65.6)^2)^{1/2}\} 56$$

$$V_{n2} = 71\,323 \text{ kg}$$

Resumiendo:

$$V_{n1} = 70\,819 \text{ kg} \quad \longleftarrow \text{rige}$$

$$V_{n2} = 71\,323 \text{ kg}$$

$$\text{Entonces : } V_r = V_n \cdot F_r = 70\,819 \text{ kg} \cdot 0.9 = 63\,737 \text{ kg}$$

$$\underline{V_r = 63\,737 \text{ kg}}$$

Comparación con elementos mecánicos actuantes ya factorizados:

Combinación de carga que rige

$$\text{Caso 5: } 1.1 (CM + CV_r - S_x - 0.3S_y)$$

Momento de diseño (M_d):

$$M_d = 89\,173 \text{ kg-m}$$

$$\underline{M_d < M_r \quad \text{ok}}$$

Momento resistente de la sección (M_r):

$$M_r = 107\,748 \text{ kg-m}$$

Cortante de diseño (Vd):

$$Vd = 36\,364 \text{ kg-m}$$

Cortante resistente de la sección (Vr):

$$Vr = 63\,737 \text{ kg-m}$$

$$\underline{Vd < Vr \quad ok}$$

PROPIEDADES DE LA SECCION COMPUESTA

CLASE	ESPEZOR						
24	5	195	1445	315	92	40	
	6	218	1734	410	106	48	
	8	264	2312	678	142	71	
	10	310	2891	1074	187	101	
	12	356	3469	1626	243	139	
22	5	197	1445	391	105	51	
	6	220	1734	502	121	61	
	8	266	2312	804	159	86	
	10	312	2891	1238	207	119	
	12	358	3469	1834	265	161	
20	5	199	1445	445	114	60	
	6	222	1734	567	131	71	
	8	268	2312	893	171	98	
	10	314	2891	1356	220	133	
	12	360	3469	1985	279	177	
18	5	202	1445	538	127	75	
	6	225	1734	678	146	88	
	8	271	2312	1049	189	119	
	10	317	2891	1564	242	158	
	12	363	3469	2253	304	206	

SIMBOLOGIA

- I = Momento de Inercia de la sección de acero (cm⁴/m).
- S_{sup} = Módulo de Sección de la sección de acero para la fibra superior (cm³/m).
- S_{inf} = Módulo de Sección de la sección de acero para la fibra inferior (cm³/m).
- W_{dl} = Peso propio de la lámina y el concreto (kg/m²).
- Vr = Cortante (kg).
- I_c = Momento de Inercia de la Sección Compuesta (cm⁴).
- S_{sc} = Módulo de Sección de la sección compuesta para la fibra superior de la losa (cm³).
- S_{ic} = Módulo de Sección de la sección compuesta para la fibra inferior de la losa (cm³).
- t = Espesor de la losa de concreto sobre las crestas (cm).
- L = Separación entre apoyos (m).

NOTAS:

- 1.- Para el cálculo de las propiedades de la sección compuesta se consideró concreto normal: Peso Volumétrico = 2300 kg/m³ y f_c = 200 kg/cm².
- 2.- La sobrecarga mostrada en las tablas está basada en las condiciones de un claro simplemente apoyado, actuando la lámina como refuerzo positivo.
- 3.- Máximo claro sin apuntalamiento temporal de acuerdo a las recomendaciones del Steel Deck Institute (SDI), y estará limitada por la deflexión de L/180, pero sin exceder de 1.9 cm.
- 4.- Criterios y métodos de diseño de acuerdo a la última edición del "Manual de Miembros Estructurales de Acero Rolado en Frío", editado por el American Iron and Steel Institute, 1986.
- 5.- Lámina galvanizada de acuerdo a la norma ASTM A-446 grado "B" (F_y=37 KSI).
- 6.- Esfuerzo máximo de trabajo del acero: 1,560 kg/cm².

GALVADECK-25

SOBRECARGA PERMISIBLE (KG/M²)

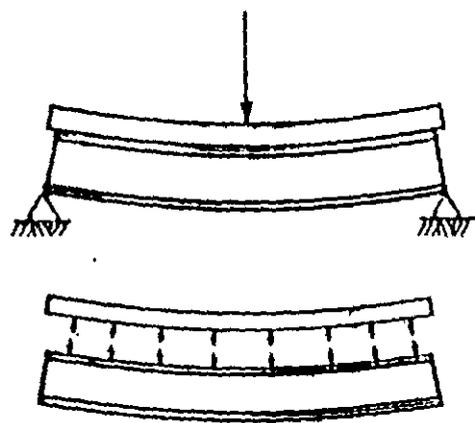
24	1.80	1348	1631	2305	2902	3498
	2.00	1053	1280	1951	2581	3113
	2.20	836	1020	1567	2294	2798
	2.40	672	822	1274	1878	2535
	2.60	543	668	1047	1555	2210
	2.80	442	546	866	1298	1857
	3.00	360	448	721	1091	1571
	3.20	292	367	601	921	1338
	3.40	237	300	503	780	1145
	3.60	190	244	420	663	983
	3.80	151	197	350	563	845
	4.00		156	290	478	728
	4.20			238	405	627
	4.40			194	341	540
4.60			155	286	464	
4.80				237	397	
5.00				194	338	
22	1.80	1408	1706	2302	2900	3496
	2.00	1248	1514	2046	2579	3111
	2.20	1116	1352	1835	2316	2795
	2.40	907	1101	1597	2097	2532
	2.60	744	906	1321	1884	2310
	2.80	614	751	1102	1582	2119
	3.00	510	625	926	1338	1874
	3.20	424	523	782	1138	1604
	3.40	353	438	662	972	1380
	3.60	294	367	562	833	1192
	3.80	243	307	477	716	1033
	4.00	200	255	404	616	897
	4.20	163	211	342	529	781
	4.40	131	173	288	455	679
4.60	103	139	241	389	591	
4.80		110	199	332	514	
5.00			163	282	445	
20	1.80	1407	1705	2300	2898	3494
	2.00	1246	1512	2044	2577	3109
	2.20	1115	1354	1834	2314	2794
	2.40	1005	1223	1659	2095	2531
	2.60	909	1089	1510	1910	2308
	2.80	756	908	1292	1751	2118
	3.00	633	763	1091	1530	1953
	3.20	532	643	926	1307	1797
	3.40	449	545	790	1122	1551
	3.60	379	462	676	967	1344
	3.80	320	392	579	835	1170
	4.00	269	332	496	723	1021
	4.20	225	280	425	627	892
	4.40	188	236	364	543	781
4.60	155	197	310	470	684	
4.80		163	263	406	599	
5.00		132	221	350	524	
18	1.80	1404	1702	2298	2895	3491
	2.00	1243	1509	2041	2574	3106
	2.20	1112	1351	1831	2311	2791
	2.40	1002	1220	1656	2092	2528
	2.60	910	1109	1507	1907	2305
	2.80	830	1014	1380	1748	2115
	3.00	761	931	1270	1610	1950
	3.20	701	847	1174	1490	1805
	3.40	584	725	1014	1384	1678
	3.60	492	620	875	1204	1564
	3.80	418	527	757	1049	1417
	4.00	359	452	657	915	1244
	4.20	310	390	571	801	1094
	4.40	269	340	496	702	965
4.60	236	294	431	615	852	
4.80	204	252	374	539	753	
5.00	172	214	323	472	665	

NOTA:

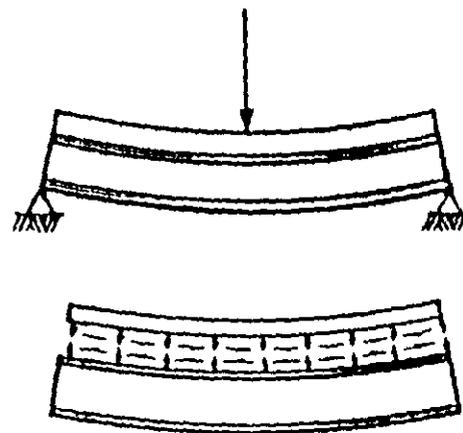
Los valores sombreados requieren apuntalamiento temporal al centro del claro.

Perfil Laminado	Sección Compuesta							Sección no Compuesta					
	b ₁ (mm)	Resistencia Factorizada				I _t 10 ⁶ mm ⁴	S _t 10 ³ mm ³	Datos del Perfil Laminado		Condición no Arriostrada			
		M _{rc} (kN m)			Q _r (kN) para 100%					L' mm	M _r ' kN m	L' mm	M _r ' kN m
		100%	75%	50%									
W410X39	2 000	380	359	332	1 330	425	1 040	M _r 197	2 000	193	6 000	55.2	
W16X26	1 880	380	342	317	1 080	409	1 030	V _r 448	3 000	155	7 000	44.1	
b = 140	1 300	339	325	298	862	387	1 010	L _u 1 860	4 000	105	8 000	36.6	
t = 8.8	950	318	301	275	630	356	989	I _x 127	4 500	86.7	9 000	31.3	
d = 399	600	285	269	248	398	310	945	S _x 634	5 000	73.1	10 000	27.4	
W360X33	1 980	296	276	252	1 130	300	807	M _r 146	2 000	139	5 500	43.2	
W14X22	1 820	286	270	248	1 070	289	797	V _r 361	3 000	108	6 000	38.1	
b = 127	1 270	266	253	233	842	274	784	L _u 1 720	4 000	70.3	7 000	30.8	
t = 8.5	910	245	233	213	603	252	764	I _x 82.7	4 500	58.4	8 000	25.9	
d = 349	550	218	205	188	365	216	727	S _x 474	5 000	49.7			
W310X39	2 020	318	298	271	1 330	297	898	M _r 165	3 000	153	6 500	69.1	
W12X26	1 840	297	280	257	1 080	285	887	V _r 320	4 000	130	7 000	62.2	
b = 165	1 260	275	261	243	835	267	871	L _u 2 440	5 000	103	7 500	56.5	
t = 9.7	880	252	242	225	583	242	845	I _x 85.1	5 500	88.5	8 000	61.8	
d = 310	500	226	215	201	331	202	798	S _x 549	6 000	77.7	8 500	47.8	

Tabla obtenida del libro "Composite floor Systems" de E.Y.L. Chien y J.K. Ritchie
Ed. Canadian Institute of Steel Construction

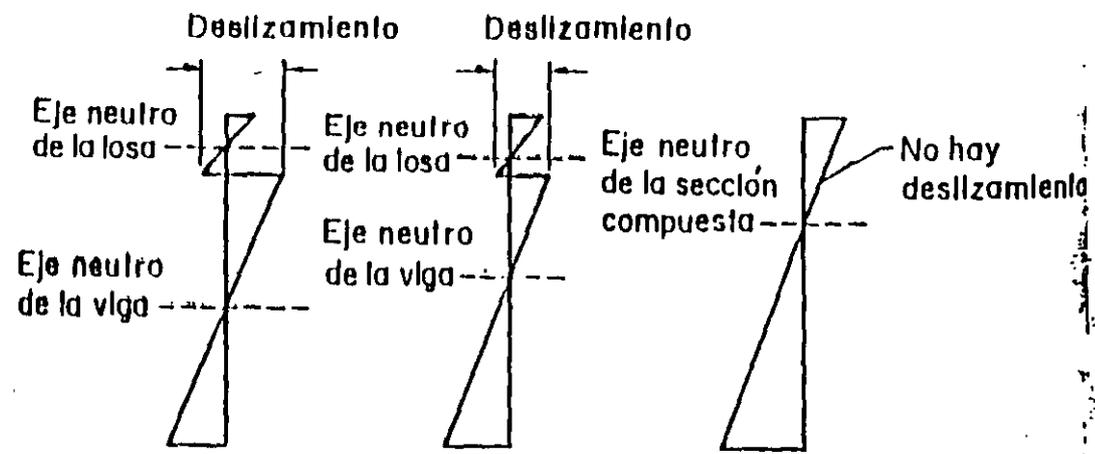
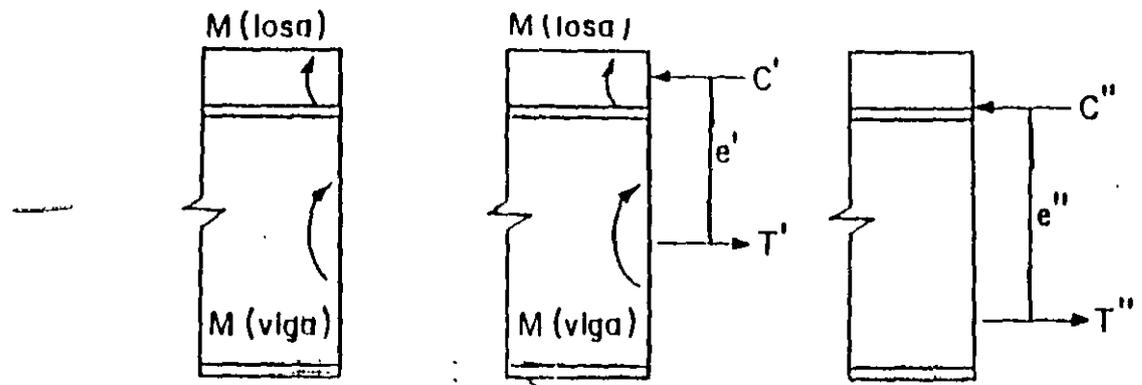


a) Viga no compuesta



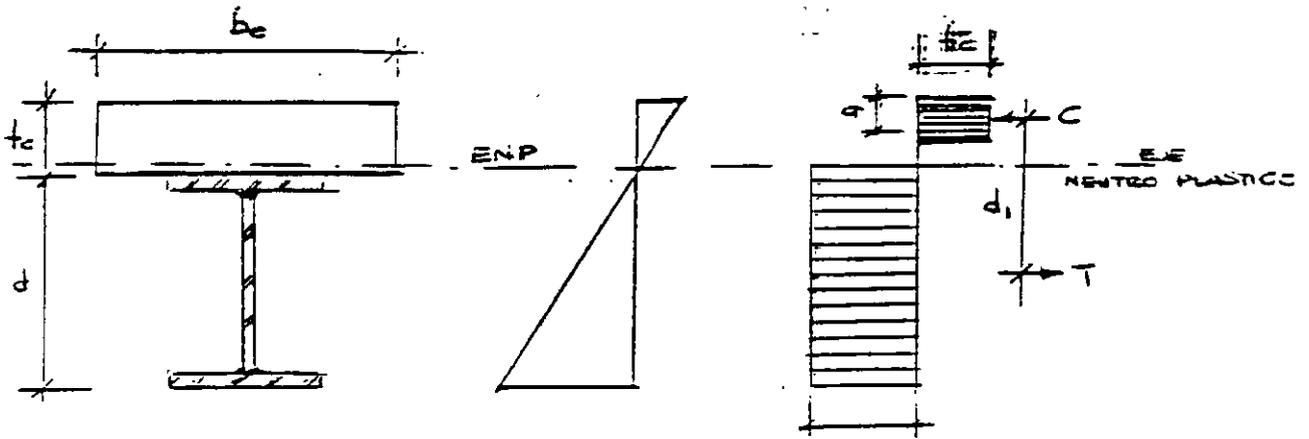
b) Viga compuesta

Fig 3.6.4 Comparación de vigas deformadas, con y sin acción compuesta.



- a) No hay interacción
- b) Interacción Parcial
- c) Interacción completa

Fig 3.6.5 Distribuciones de deformaciones en vigas compuestas



a) Sección transversal

b) Deformaciones unitarias

c) Esfuerzos y fuerzas equivalentes

Fig. 3.6.6 Deformaciones unitarias y esfuerzos cuando la sección desarrolla su resistencia máxima. (el eje neutro plástico está dentro de la losa de concreto)

Bloque de compresión en el concreto: $C = f'c * a * be$

La fuerza de tensión en la viga: $T = At * fy$

Además: $C = T$

$$\rightarrow f'c * a * be = At * fy$$

Despejando "a":

$$a = (At * fy) / (be * f'c)$$

Momento resistente nominal:

$$Mn = Cd_1 = Td_1$$

De la figura:

$$d_1 = d/2 + (tc - a/2)$$

$$\rightarrow \underline{Mn = Td_1 = At * fy (d/2 + tc - a/2)}$$

REVISION DE LARGUERO TRABAJANDO EN SECCION COMPUESTA

$$w = a (CM + CV)$$

En donde:

l = claro

w = carga lineal

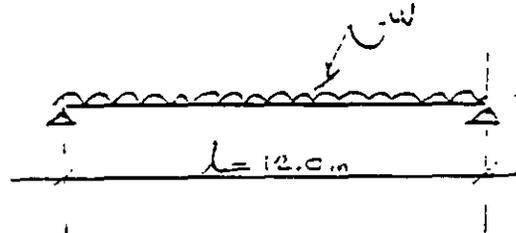
a = ancho tributario

CM = Carga muerta

CV = Carga viva máxima

$$w = 3.0 (420 + 250) \text{ kg/m}^2$$

$$w = 2010 \text{ kg/m}$$



Momento máximo:

$$M_{\text{máx}} = wl^2/8$$

$$M_{\text{máx}} = 2010 * 12^2/8$$

$$M_{\text{máx}} = 36180 \text{ kg-m}$$

Momento de diseño:

$$M_d = 1.4 * 36180 \text{ kg-m}$$

$$M_d = 50652 \text{ kg-m}$$

Perfil propuesto: W21X44 (IR 533X65.8 kg/m)

Area del perfil (A_t) = 83.9 cm²

d = 525 mm

b = 165 mm

t_p = 11.4 mm

t_a = 8.9 mm

Utilizar: Acero A-36 $f_y = 2530 \text{ kg/cm}^2$

$$h/t_a = 52.5 \text{ cm} / 0.89 \text{ cm} = 58.9 < 5366 / (f_y)^{1/2} = 5366 / (2530)^{1/2} = 106.7 \quad \text{ok}$$

→ Distribución de esfuerzos en secciones compuestas completamente plastificadas:

Determinación del ancho efectivo b_e :

a) $2 * l/8 = 2 * (1200/8) = 300 \text{ cm}$

b) $2 * s/2 = 2 * (300/2) = 300 \text{ cm}$

c) Distancia al borde de losa

d) $2 * 8e = 2 * 8 * 9 \text{ cm} = 144 \text{ cm} \quad \leftarrow \text{rige}$

$$\text{Sea } f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$$

$$f^*_c = 0.8 * 250 = 200 \text{ kg/cm}^2$$

$$f'_c = [1.05 - (f^*_c/1250)]f^*_c = [1.05 - (200/1250)]200 = 178 \text{ kg/cm}^2$$

$$f'_c = 178 \text{ kg/cm}^2 > 0.85 f^*_c = 170 \text{ kg/cm}^2$$

$$\rightarrow f'_c = 170 \text{ kg/cm}^2$$

Peralte del bloque de compresión en la losa:

$$a = (A_t * f_y) / (b_e * f'_c)$$

$$a = (83.9 * 2530) / (144 * 170) = 8.67 \text{ cm} < 9.0 \text{ cm}$$

Entonces el eje neutro plástico está en la losa de concreto.

Momento resistente nominal:

$$M_n = A_t * f_y [d/2 + t_c - (a/2)]$$

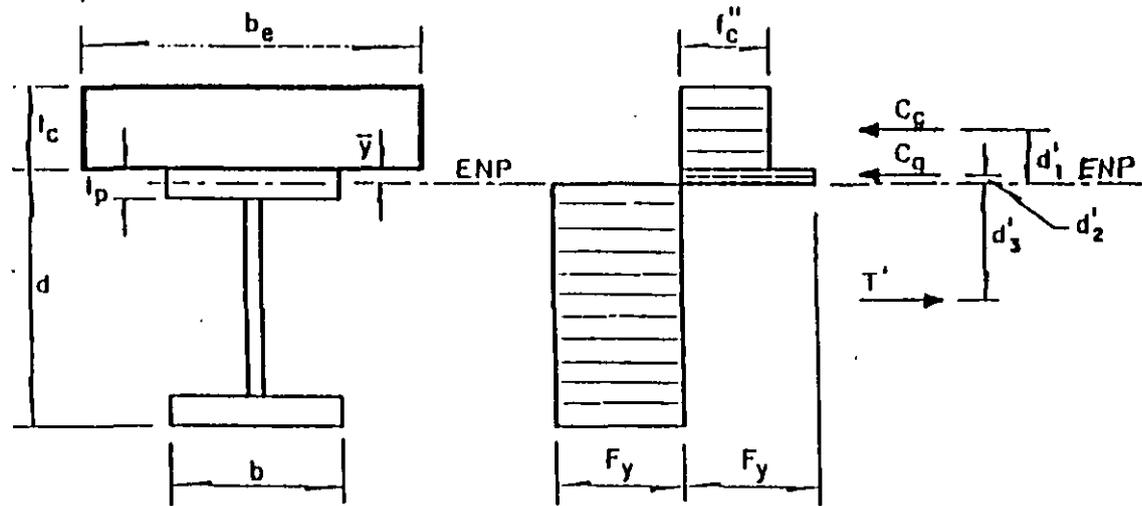
$$M_n = 83.9 * 2530 [(52.5/2) + 9 - (8.67/2)]$$

$$M_n = 6\,562\,234 \text{ kg-cm}$$

$$M_n = 6\,562\,234 \text{ kg-cm} (1\text{m}/100\text{cm}) = 65\,622 \text{ kg-m}$$

$$\phi \times M_n = 0.9 \times 65\,622 \text{ kg-cm} > M_d = 50\,652 \text{ kg-m} \quad \text{ok}$$

$$59,059.8 \text{ kg-cm} > 50,652 \text{ kg-m}$$



a) Sección transversal

b) Esfuerzos y fuerzas equivalentes

Fig 3.6.7 Caso en que el eje neutro plástico (ENP) está en patín de la viga de acero

Tabla estándar de carga para vigas de alma abierta, serie H, basada en un esfuerzo permisible de 2,100 kg/cm²

Elaborado por el Steel Joist Institute and American Institute of Steel Construction Inc., Oct. 1, 1974.

Los números negros en la siguiente tabla, nos dan las capacidades totales de carga uniformemente distribuida, en kilogramos por metro lineal, de las vigas de acero de serie H. El peso de cargas muertas, incluyendo las vigas, serán deducirse para determinar las capacidades de carga VIVA de las vigas.

Esta tabla de carga puede utilizarse para las vigas de cuerpas paralelas instaladas en una pendiente máxima de 1.3 por 30 cms.

Los números mostrados en azul en esta tabla de carga son las cargas VIVAS por metro lineal de las vigas, las cuales producirán una deflexión aproximada de 1/360 del claro. Las cargas VIVAS que producirán una deflexión

de 1/240 del claro, las podemos obtener multiplicando las cantidades en azul por 1.5. En ningún caso se podrá exceder la capacidad total de la viga. ***

Las pruebas en las vigas de acero diseñadas de acuerdo con las especificaciones Estándar han demostrado que las tablas de carga Estándar se pueden aplicar a cargas concentradas en la cuerda superior cuando la suma de las cargas iguales concentradas en la misma no excedan la carga uniforme permisible para el respectivo tipo de viga y el espacio entre las cargas no exceda de 84 cms. a lo largo de las cuerdas superiores.

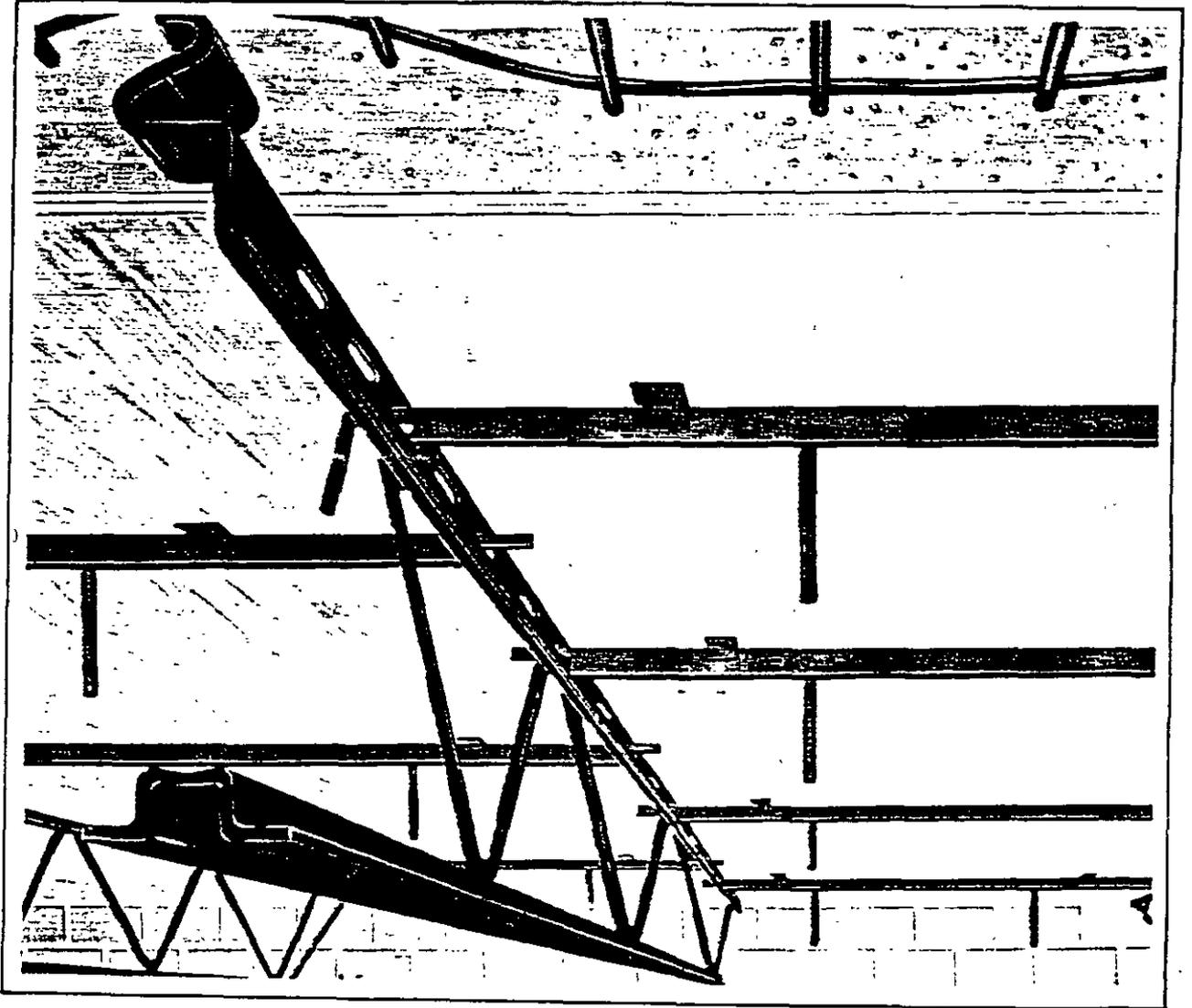
EJEMPLO DE DESIGNACION DE JOIST:

12	—	H	—	5
peralte en pulgadas		cuerdas de acero de alta resistencia		tamaño de la cuerda para atiesamiento horizontal

DESIGNACION DE JOIST	12H3	12H4	12H5	12H6	14H3	14H4	14H5	14H6	14H7	16H4	16H5	16H6	16H7	16H8
PERALTE NOMINAL (CMS.)	30.5	30.5	30.5	30.5	35.6	35.6	35.6	35.6	35.6	40.6	40.6	40.6	40.6	40.6
MOMENTO RESISTENTE (MTS. - KG.)	1642	1902	2101	2442	1972	2283	2574	2922	3781	2301	2557	2931	3404	3834
MAXIMA REACCION EN EL EXTREMO (KGS.)	1315	1523	1680	1777	1578	1521	1716	1947	2520	1840	2045	1953	2268	2556
MOMENTO DE INERCIA (CM. ⁴)	1528	1631	1659	2099	2138	2281	2590	2937	3854	2850	3041	3209	3916	4520
PESO APROX. (KG. - M.L.)	9.2	9.5	10.0	12.8	9.4	9.7	11.4	13.2	15.1	9.9	10.9	11.2	13.4	15.0
CLARO EN MTS.	5.26	6.09	6.72		6.31					7.36	8.18			
5.0	424	490	516		594					595	667			
5.5	434	503	556	646	521					609	676			
	319	368	389	463	446					595	667			
6.0	365	423	467	543	438	507	572	649	840	511	568	651	756	852
	246	283	299	361	344	397	453	505	659	458	514	550	673	765
6.5	311	360	398	462	373	432	487	553	716	436	484	555	645	726
	194	223	235	284	270	312	357	397	518	360	404	438	529	601
7.0	268	311	343	399	322	373	420	477	617	376	418	479	556	626
	155	178	188	227	216	250	299	318	415	288	324	359	424	482
7.5	233	271	299	347	280	325	366	416	538	327	364	417	484	545
	125	145	153	185	176	203	232	258	337	235	263	285	345	392
8.0					246	285	322	365	473	298	320	366	425	479
					145	167	191	213	278	193	217	235	284	323
8.5					218	253	285	323	419	255	283	325	377	425
					121	139	159	178	232	161	181	196	237	269
9.0										227	253	289	336	379
										136	152	165	199	227
9.5										204	227	260	302	340
										115	129	140	170	193
10.0										184	205	234	272	307
										99	111	120	145	165

* Indica solamente peralte nominal en vigas de acero
 ** Pesos aproximados por metro lineal excepto accesorios
 *** Sección 5.9 de las Especificaciones Estándar para vigas de Acero de Alma Abierta, Serie — J y Serie — H limitan el diseño deflexión de carga VIVA como sigue: Pisos 1/360 de claro. Techos 1/360 de claro en donde un techado de cielo falso se encuentra unido o suspendido. 1/240 para todos los otros casos

EN LARGOS MENORES DE 6 MTS. SE DEBERA AGREGAR UN 10% AL PESO TEORICO ESPECIFICADO. EN LOS CASOS DONDE NO APAREZCA CARGA SEÑALADA EN LOS RECUADROS, SE DETERMINARA SU PESO Y CARGA ADMISIBLE EN FORMA ESPECIAL, ASI COMO EN LARGOS MAYORES DE 12 MTS.

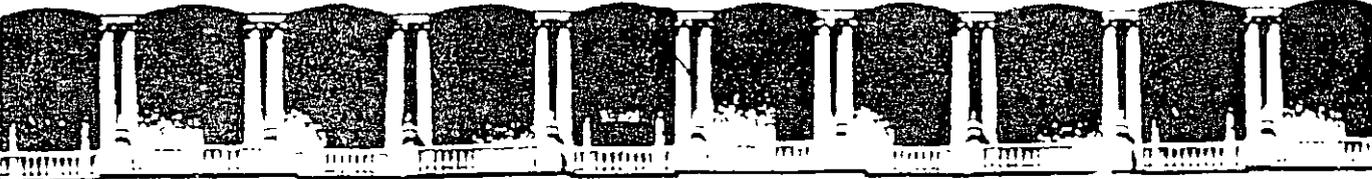


DESIGNACION DE JOIST	48H12	48H11	48H10	48H9	48H8	48H7	53H12	53H11	53H10	53H9	53H8	53H7
ALTEZGA NOMINAL (CMS.)	48	48	48	48	48	48	53	53	53	53	53	53
MOMENTO DE INERCIA N.C. (CM ⁴)	4120	4410	4640	5178	5349	5491	5046	5401	5683	6343	6552	6720
MOMENTO DE INERCIA C. (CM ⁴)	8658	9862	10931	13942	15078	16108	10436	11944	13240	16886	18261	19500
MAXIMA REACCION EN EL EXTREMO (KGS.)	3420	3420	3420	3920	4520	4520	3360	3940	3940	3940	4370	4370
MOMENTO RESISTENTE (KGS.-M)	4257	4926	5539	7370	8105	8795	4661	5393	6065	8073	8879	9630
PESO APROXIMADO (KGS/M.L.)	13.74	14.08	14.53	16.39	17.49	18.00	13.68	14.48	15.44	17.43	17.94	18.10
CLARO EN MTS. 5.50	1126											
6.00	946	1095					1036	1198				
6.50	806	933	1049				882	1021	1148			
7.00	695	804	904				761	881	990	1072		
7.50	605	701	788	1003			663	767	863	956		
8.00	532	616	692	881	998	1099	583	674	758	859	1066	
8.50	471	545	613	781	807	973	516	597	672	778	954	
9.00	420	486	547	696	800	869	460	533	599	763	868	950
9.50		437	491	625	718	780	413	478	538	684	787	850
10.00			443	564	648	704		431	485	618	703	770
10.50			402	512	588	638			440	560	644	690
11.00				466	536	581				511	587	630
11.50				426	490	532				467	537	580
12.00					450	489				429	493	530

En largos menores de 6 metros se deberá agregar un 10% al peso teórico especificado. Los casos en donde no aparezca carga señalada en los cuadros, se determinará su peso y su carga en forma especial. Consúltenos

BIBLIOGRAFIA:

- 1.- Asamblea de Representantes del Distrito Federal, **Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal 1993**, publicado en el Diario Oficial de la Federación el 2 de agosto de 1993, México, 1993, p.p. 80.
- 2.- Bowles Joseph E., **Diseño de Acero Estructural**, 1a ed., Ed. Limusa, México, 1989, p.p. 602.
- 3.- Departamento del Distrito Federal, **Normas Técnicas Complementarias para el Diseño y Construcción de Estructuras Metálicas**, publicado en la Gaceta Oficial del Departamento del Distrito Federal el 3 de diciembre de 1987, México, 1987, p.p. 80.
- 4.- Instituto de Ingeniería, **Comentarios, Ayudas de Diseño y Ejemplos de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras Metálicas**, Vol I y II, Series del Instituto de Ingeniería No. ES-3, México, Julio de 1993, p.p.1204.
- 5.- Salmon Charles y Johnson John, **Steel Structures: Design and Behavior**, 3a ed. Ed. Harper and Row Publishers, New York, E.U. 1990, p.p. 1086.
- 6.- Leonovitch Valerian, "Pórticos y Arcos", Ed. CECSA México D.F., 1984, p.p. 522
- 7.- Newman Alexander, "Metal Building Systems: Design and Specifications", Mc. Graw Hill, E.U.A., 1997, p.p. 389
- 8.- Soto Rodríguez Hector, "Diseño de Estructuras Metálicas" Volumen I, II, Edición Especial. México D.F., 2000



**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

CURSOS ABIERTOS

CURSO CA 029 APLICACIONES DE NORMAS Y ESPECIFICACIONES DE USO EN MÉXICO PARA EL DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE ACERO

Del 23 de junio al 4 de julio del 2003

Tema

**MIEMBROS EN COMPRESIÓN
(La columna aislada)**

**EXPOSITOR: M. en I. Ismael Vázquez Martínez
PALACIO DE MINERÍA
JUNIO DEL 2003**

CAPÍTULO 2. MIEMBROS EN COMPRESIÓN (LA COLUMNA AISLADA)

2.1 INTRODUCCIÓN

Para los fines de este capítulo, una columna puede definirse como una pieza recta en la que actúa una fuerza axial que produce compresión pura.

Para que una barra de sección transversal constante trabaje en compresión pura, debe ser perfectamente recta, las fuerzas que obran sobre ella tienen que estar aplicadas en los centros de gravedad de las secciones extremas, y sus líneas de acción han de coincidir con el eje de la barra. En esas condiciones, mientras la carga es menor que la crítica, no hay flexión de ningún tipo.

Las secciones transversales de las columnas que se usan en estructuras suelen tener dos ejes de simetría; cuando es así, para que no haya flexión el material ha de ser homogéneo e isótropo y, si no lo es, por la existencia de esfuerzos residuales, éstos tienen que ser, también, simétricos respecto a los dos ejes.

Las columnas reales no están casi nunca aisladas, sino ligadas a otros elementos estructurales, de manera que su comportamiento depende, en gran parte, del de la estructura en conjunto; tampoco están sometidas a compresión pura, pues las condiciones anteriores no se cumplen, nunca, por completo. Sin embargo, un estudio de la columna aislada cargada axialmente constituye un antecedente necesario para resolver el problema, mucho más complejo, de la columna como parte de una estructura, por lo que en todos los códigos modernos la columna aislada es la base del diseño de las piezas comprimidas y flexocomprimidas. Además, si los momentos flexionantes son pequeños, se ignoran, y la pieza se dimensiona en compresión pura, como suele hacerse al diseñar los elementos comprimidos de las armaduras.

Para el ingeniero estructural, una columna es un miembro que transmite una fuerza de compresión de un punto a otro; las excentricidades en la aplicación de las cargas y los inevitables defectos geométricos, que deben estar dentro de límites admisibles, no se incluyen explícitamente en el dimensionamiento, sino se toman en cuenta con las fórmulas de diseño o con los factores de seguridad asociados a ellas.

En muchos problemas de diseño estructural, el equilibrio entre las fuerzas interiores y exteriores es estable para cualquier valor de las cargas, mientras no haya fracturas; pequeños incrementos en las sollicitaciones no ocasionan aumentos desproporcionados de las deformaciones, los cálculos se basan en la forma y dimensiones iniciales, y es aplicable el principio de superposición de causas y efectos. El diseño consiste en dimensionar los miembros que componen la estructura de manera que la resistencia de sus secciones transversales no sea menor que las acciones factorizadas; si se utilizan métodos elásticos, los esfuerzos

máximos no sobrepasarán un cierto valor, generalmente un porcentaje del esfuerzo de fluencia.

No es este el caso cuando el elemento estructural es una columna esbelta; el diseño ya no se basa en el cálculo de esfuerzos, sino en la investigación de su estado de equilibrio, que puede llegar a ser inestable, para valores quizá reducidos de las cargas. La resistencia de una barra comprimida no depende de la magnitud de los esfuerzos, sino de las condiciones que originan el equilibrio inestable, caracterizado porque pequeños incrementos de las cargas producen aumentos muy grandes de las deformaciones. (El pandeo puede definirse como la pérdida repentina y total de rigidez de un elemento estructural, o de una estructura completa, que acompaña el paso del equilibrio estable al inestable; se caracteriza por la pérdida de resistencia y la aparición de fuertes deformaciones, de naturaleza diferente de las que existían antes de que se iniciase el fenómeno).

El estudio de las columnas se inició hace varios siglos. Los aspectos principales del cálculo de la resistencia de piezas comprimidas aisladas, que se pandean en el intervalo elástico, fueron resueltos por Euler, en 1744; sin embargo, a pesar de que su solución es correcta cuando las columnas fallan por pandeo, por flexión en un plano principal de inercia, bajo esfuerzos de compresión menores que el límite de proporcionalidad del material, sus resultados no fueron aceptados de inmediato, pues las columnas de aquella época, de madera o piedra, eran muy robustas, por lo que fallaban por aplastamiento, bajo cargas mucho menores que las predichas por la teoría.

La aparente discrepancia entre los resultados teóricos y los experimentales fue aclarada por Lamarie, en 1845, al establecer el límite de proporcionalidad como límite de aplicación de la fórmula de Euler.

Engesser, Considère y von Karman extendieron la teoría al intervalo inelástico, en trabajos realizados a fines del siglo XIX y principios del XX, y los últimos puntos dudosos fueron aclarados por Shanley, en 1947. En la actualidad, después de 250 años de estudio, el problema teórico de la columna aislada perfecta está resuelto en forma definitiva, pero quedan todavía muchos aspectos por resolver, relativos a columnas reales que forman parte de estructuras.

El empleo de aceros de altas resistencias y de otros materiales, como el aluminio, y la utilización de nuevas formas y sistemas constructivos, han hecho que las estructuras modernas sean, en general, esbeltas, por lo que los fenómenos de inestabilidad adquieren una enorme importancia que hace aumentar la trascendencia del problema del pandeo de columnas, que puede considerarse la base del estudio de todos los casos de inestabilidad.

2.2 USO DE MIEMBROS EN COMPRESIÓN

Las barras comprimidas axialmente no existen en las estructuras reales; sin embargo, se tratan como tales algunas piezas flexocomprimidas en las que la flexión es poco significativa.

Entre los elementos que suelen diseñarse como si trabajasen en compresión pura están las cuerdas, diagonales y montantes de armaduras, cuando no hay cargas exteriores aplicadas fuera de los nudos (Fig. 1.5); excepto en armaduras muy robustas, en las que puede ser significativa, se ignora la flexión producida por la continuidad en los nudos y por el peso propio de los elementos.

También se diseñan en compresión axial los puntales de contraventeo de techos y paredes de bodegas y estructuras industriales (Fig. 1.1) y, a veces, las diagonales de los contraventeos verticales de edificios (Fig. 2.1a), cuando se unen con el resto de la estructura de manera que la transmisión de momentos sea mínima.

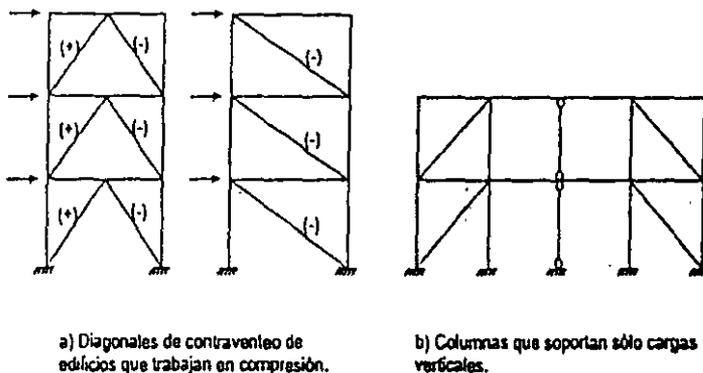


Fig. 2.1 Miembros en compresión.

Otros casos frecuentes son las plumas de gruas y las torres atirantadas para transmisión de energía eléctrica, que suelen hacerse con ángulos o tubos (Fig. 1.6); además de que, en conjunto, trabajan como columnas, muchos de los elementos que las forman son piezas comprimidas. También hay barras comprimidas en las torres de transmisión autosoportadas (Fig. 1.6).

Algunas columnas de edificios se diseñan para resistir sólo cargas verticales; tienen una rigidez mucho menor que la del resto, o están ligadas a la estructura con uniones que no transmiten momento; pueden considerarse en compresión axial (Fig. 2.1b).

Son comunes las columnas que, bajo carga vertical, trabajan en compresión pura, porque los momentos que les transmiten las vigas se equilibran entre sí; sin embargo, la flexión aparece tan pronto como actúan sobre el edificio fuerzas horizontales, de viento o sismo, por lo que esas columnas han de diseñarse, en general, como elementos flexocomprimidos.

2.3 ELEMENTOS QUE SE EMPLEAN PARA TRABAJAR EN COMPRESIÓN

La resistencia de una columna de material y condiciones de apoyo definidos depende del área de las secciones transversales y de la esbeltez, cociente de la longitud libre de pandeo entre el radio de giro correspondiente de la sección transversal. Son una excepción las columnas muy cortas, en las que la capacidad de carga es función, sólo, del área y de las propiedades del acero.

En las columnas largas debe alejarse el material de los ejes de flexión para obtener, con un área dada, un radio de giro grande; además, en general conviene que los momentos de inercia que corresponden a los dos posibles ejes de flexión sean iguales, o tengan valores cercanos, puesto que el pandeo se presenta en el plano de menor rigidez. Teniendo en cuenta estos aspectos, la sección transversal ideal sería la circular hueca (tubular), de paredes delgadas, recordando que si el grueso se reduce demasiado, puede volverse crítico el pandeo local de las paredes.

Las secciones tubulares tienen el inconveniente de que las conexiones son difíciles de realizar, por lo que su uso no era frecuente hasta hace pocos años; hasta la fecha, no suelen emplearse para columnas de edificios. Sin embargo, gracias a desarrollos recientes en los procedimientos de fabricación, cortes y soldaduras, y en los métodos de diseño, en la actualidad se utilizan cada vez más, tanto en estructuras especiales, como las plataformas marítimas para explotación petrolera, como en otras más comunes, torres de transmisión y armaduras para cubiertas, muchas veces tridimensionales, en las que se obtienen ventajas adicionales, estéticas, de poca resistencia al flujo del agua o el aire, y facilidad para pintarlas y mantenerlas limpias.

En la Fig. 2.2 se muestra la gran variedad de secciones que se utilizan como columnas; no todas tienen las características mencionadas arriba, pero tienen alguna otra que las hace adecuadas para usos específicos.

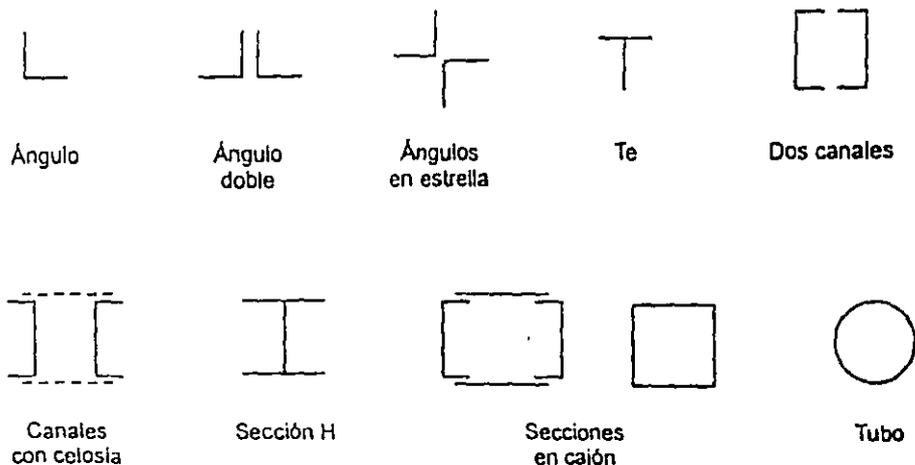


Fig. 2.2 Secciones transversales de miembros comprimidos.

Las secciones huecas, circulares, cuadradas o rectangulares, laminadas o hechas con placas soldadas, son muy eficientes, pero difíciles de conectar (Fig. 2.2a); las H, de patines de ancho semejante al peralte de la sección, para que el radio de giro mínimo no sea demasiado pequeño, son las que más se usan en columnas de edificios (Fig. 2.2b).

Los ángulos se emplean principalmente en armaduras y puntales: sencillos en diagonales o montantes con fuerzas pequeñas, espalda con espalda, o en cajón, para compresiones mayores y para cuerdas, en estrella para puntales de contraventeo en techos y paredes (Fig. 2.2c).

También se utilizan secciones T en cuerdas de armaduras (Fig. 2.2e), pues se facilita la unión de diagonales y montantes, soldándolos al alma, y una gran variedad de secciones compuestas, formadas por dos o más perfiles unidos entre sí con soldadura o tornillos; algunas de estas secciones se muestran en la Fig. 2.2f.

2.4 COMPORTAMIENTO DE BARRAS COMPRIMIDAS

El comportamiento de las columnas depende, en buena medida, de su esbeltez, es decir, de la relación entre su longitud y las dimensiones de las secciones transversales. Desde este punto de vista pueden clasificarse en cortas, intermedias y largas. (Se está suponiendo, por ahora, que el pandeo local no es crítico).

Las columnas cortas resisten la fuerza que ocasiona su plastificación completa, $P_y = A_y F_y$; su capacidad de carga no es afectada por ninguna forma de inestabilidad; la resistencia máxima depende sólo del área total, A_y , de sus secciones transversales, y del esfuerzo de fluencia F_y del acero; la falla es por aplastamiento.

El colapso de columnas más largas se presenta acompañado por un rápido aumento de las deflexiones laterales o torsionales, o por una combinación de ambas; es una falla por inestabilidad.

La inestabilidad de las columnas largas se inicia en el intervalo elástico; los esfuerzos totales, incluyendo los residuales de compresión, no llegan todavía al límite de proporcionalidad, en ningún punto, en el instante en que empieza el pandeo. La resistencia máxima es función de las rigideces en flexión, EI_x y EI_y , y en torsión, EC_θ y GJ ; no depende del esfuerzo de fluencia del material.

Las columnas intermedias, las más comunes en las estructuras, tienen un comportamiento más complejo que las anteriores. Fallan también por inestabilidad, pero su rigidez es suficiente para posponer la iniciación del fenómeno hasta que parte del material que las compone está plastificado; la falla es por inestabilidad inelástica. La resistencia depende tanto de la rigidez del miembro como del esfuerzo de fluencia del material, así como de la forma y dimensiones de sus secciones transversales y de la magnitud y distribución de los esfuerzos residuales.

2.4.1 Comportamiento de columnas de diferentes longitudes que fallan por pandeo por flexión

El comportamiento de las columnas se describe con las curvas fuerza axial-deformación longitudinal y fuerza axial-deflexión lateral (Ref. 2.1). El comportamiento y las curvas correspondientes, que se muestran esquemáticamente en la Fig. 2.3, varían cuando cambia la longitud de la columna. (Las curvas son para pandeo por flexión en uno de los planos principales; la discusión que sigue está limitada a ese caso).

La Fig. 2.3a es de una columna muy corta, en la que no hay pandeo, que falla por aplastamiento cuando la carga alcanza el valor de fluencia $P_y = A_y F_y$. (Bajo ciertas

condiciones el material puede endurecerse por deformación; la carga de aplastamiento sobrepasa en esos casos a $A_1 F_y$). Los desplazamientos laterales de los puntos del eje son nulos durante todo el proceso, y la curva $P-w$ es la gráfica carga axial-deformación longitudinal de un perfil completo, en la que se refleja la influencia de los esfuerzos residuales y de la variación del límite de fluencia en los distintos puntos del perfil.

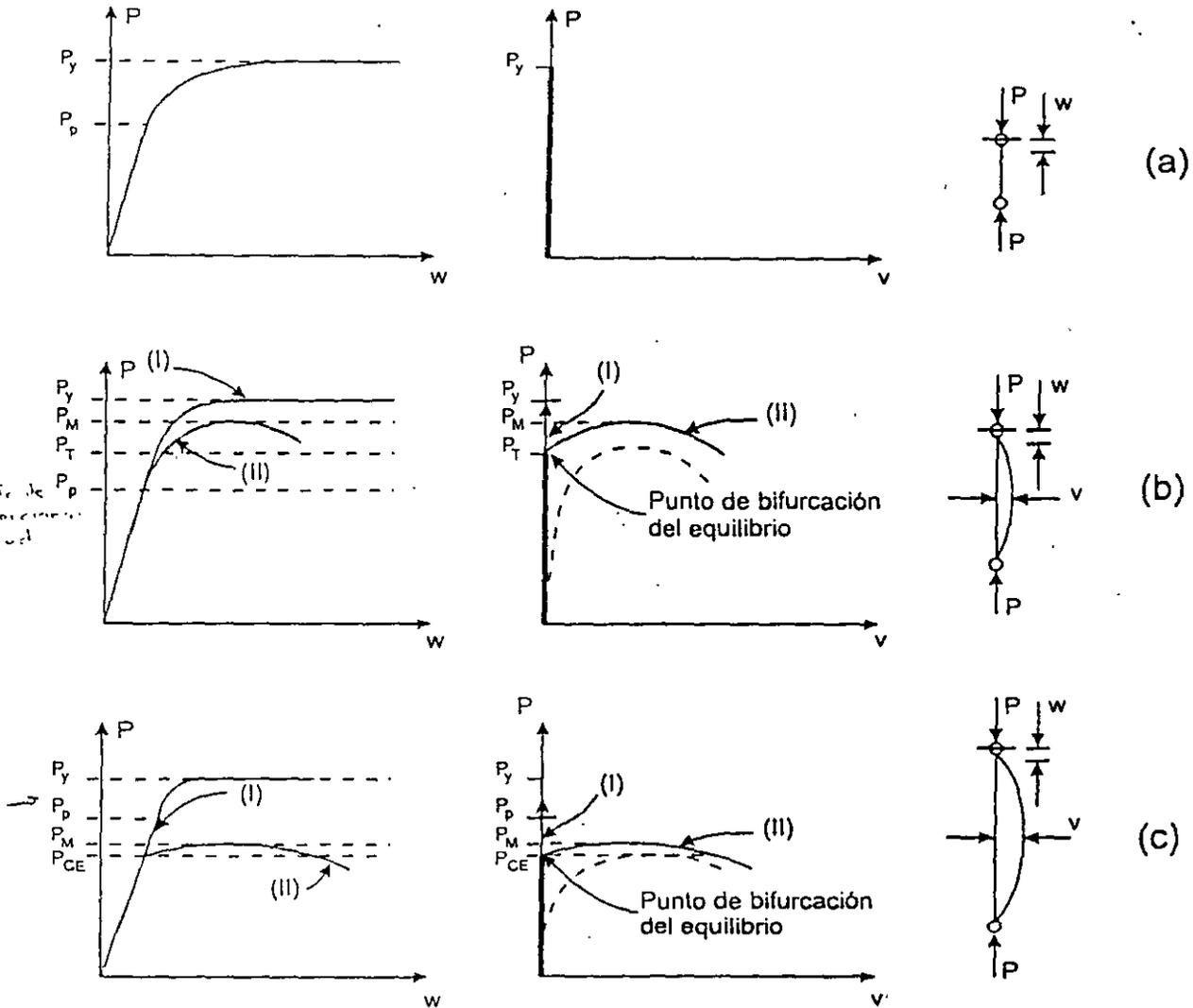


Fig. 2.3 Comportamiento de columnas de diferentes longitudes.

Las curvas de la Fig. 2.3b corresponden a una columna de longitud intermedia: el pandeo se inicia cuando los esfuerzos normales máximos han sobrepasado el límite de proporcionalidad, pero antes de que lleguen al punto de fluencia, es decir, en el intervalo inelástico. Como se verá más adelante, el pandeo comienza cuando la carga alcanza el valor predicho por la teoría del módulo tangente, P_T , y la columna

puede soportar un incremento adicional de carga, generalmente pequeño, sin llegar a P_y .

Por último, las columnas largas se pandean en el intervalo elástico; el fenómeno empieza bajo esfuerzos menores que el límite de proporcionalidad, y la carga crítica P_{CE} es menor que P_y (Fig. 2.3c). Si la columna es muy larga, la carga crítica de pandeo puede ser una fracción reducida de la fuerza que ocasionaría la plastificación total.

Tanto las columnas intermedias como las largas pueden, en teoría, permanecer rectas o deformarse lateralmente cuando la carga llega al valor crítico; en el primer caso los desplazamientos longitudinales w se deben al acortamiento de la barra, y no hay deflexiones laterales (curvas I, Figs. 2.3b y 2.3c); en el segundo (curvas II), la columna se deforma lateralmente, lo que ocasiona un rápido aumento de los desplazamientos w . La carga de colapso, P_M , es muy poco mayor que la de pandeo.

En las Figs. 2.3b y 2.3c, para columnas intermedias y largas, se han dibujado con línea punteada las curvas carga axial-deflexión que se obtendrían si hubiese imperfecciones iniciales (las curvas trazadas con línea llena describen el comportamiento de columnas perfectas); en ese caso no hay pandeo propiamente dicho, sino las deformaciones laterales que existen desde que se inicia el proceso de carga, crecen primero lentamente y después en forma rápida, hasta que se produce la falla de la pieza.

En la Fig. 2.4 se muestran, cualitativamente, las cargas de falla de columnas rectas perfectas, que fallan por aplastamiento o por pandeo por flexión, en función de sus relaciones de esbeltez.

El tramo AB representa la falla por aplastamiento; su amplitud se determina con métodos experimentales (para el acero A36, el punto B corresponde a una relación L/r de alrededor de 20).

Las columnas muy cortas pueden resistir cargas mayores que P_y , pues es posible que se endurezcan por deformación antes de fallar (curva BE, Fig. 2.4), pero esa sobrerresistencia no se considera nunca en el diseño.

El tramo CD describe el comportamiento de columnas esbeltas, que se pandean en el intervalo elástico; su resistencia se determina con la fórmula de Euler.

La ordenada del punto C depende, principalmente, de la amplitud de los esfuerzos residuales existentes en la columna.

Por último, el tramo BC representa el comportamiento de columnas intermedias, que fallan por pandeo inelástico.

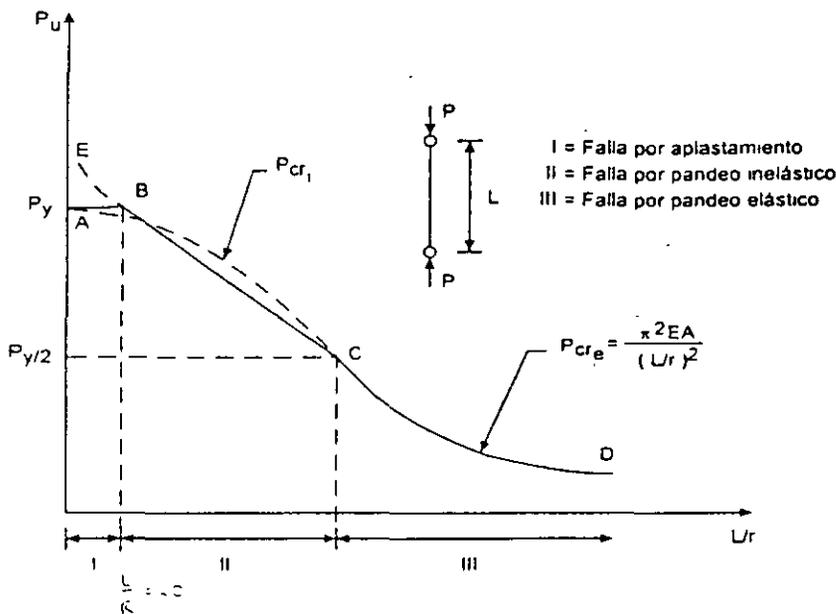


Fig. 2.4 Relación entre la carga de falla y la esbeltez de las columnas. Pandeo por flexión.

La determinación de la carga crítica de pandeo elástico es un problema resuelto, si se conocen las condiciones de apoyo de la columna; se cuenta con fórmulas "exactas" para determinarla; la posición del punto B se conoce también con buena precisión.

Los métodos para determinar la carga crítica de pandeo inelástico son, en cambio, laboriosos y poco precisos; sin embargo, la curva que relaciona esas cargas con la esbeltez de la columna tiene que pasar por los puntos B y C; el diseño de las columnas que fallan por pandeo inelástico se basa en una curva semiempírica que une esos dos puntos, en algunos casos se utiliza la curva más sencilla, que es la recta BC.

Una de las ecuaciones de la ref. 2.2 es la de una parábola tangente a la hipérbola de Euler en el punto C, de ordenada $P_y/2$, que proporciona una carga de falla igual a P_y cuando la esbeltez de la columna es nula; no aparece el tramo horizontal AB, pero la curva coincide prácticamente con él.

En la ref. 2.3 se emplean ecuaciones análogas, escritas en términos de esfuerzos permisibles en vez de resistencias últimas.

2.5 PANDEO ELÁSTICO

2.5.1 Caso general

Las ecuaciones diferenciales de equilibrio de segundo orden de una columna prismática con secciones transversales asimétricas (Fig. 2.5), que se encuentra en una configuración ligeramente deformada lateralmente y retorcida, correspondiente a un estado de equilibrio indiferente, y en la cual los esfuerzos no sobrepasan, en ningún punto, el límite de proporcionalidad del material, son (refs. 2.1, 2.4 y 2.5):

$$EI_x v'' + Pv'' - Px_0 \phi'' = 0 \quad (2.1)$$

$$EI_y u'' + Pu'' + Py_0 \phi'' = 0 \quad (2.2)$$

$$EC_a \phi'' - (GJ - Pr_0^2) \phi'' + Py_0 u'' - Px_0 v'' = 0 \quad (2.3)$$

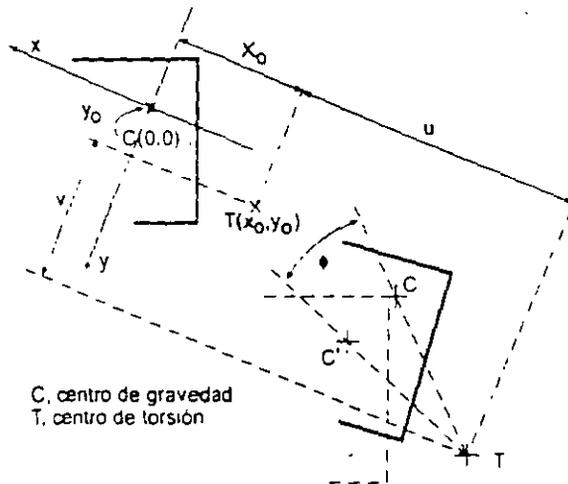


Fig. 2.5 Desplazamiento de secciones transversales de columnas que no tienen ningún eje de simetría.

P es la fuerza de compresión en la columna, y los demás símbolos tienen los significados siguientes:

- EI_x, EI_y : rigideces por flexión alrededor de los ejes centroidales y principales de las secciones transversales, constantes, de la columna.
- GJ : rigidez por torsión de Saint Venant.
- EC_a : rigidez a la torsión por alabeo.
- u, v : desplazamientos del centro de torsión de las secciones transversales, paralelos a los ejes centroidales y principales x, y (Fig. 2.5).
- ϕ : rotación alrededor del eje longitudinal z (Fig. 2.5).

Las columnas con secciones transversales asimétricas son poco comunes en las estructuras; sin embargo, de la solución general obtenida para ellas pueden deducirse resultados aplicables a las secciones usuales, que tienen uno o dos ejes de simetría.

2.5.2 Secciones con un eje de simetría

Son frecuentes en las estructuras fabricadas con perfiles laminados, con placas soldadas y en las hechas con perfiles de lámina delgada; entre ellas se cuentan las canales, las tés, los ángulos espalda con espalda, y una gran variedad de secciones de lámina delgada (Fig. 2.6).

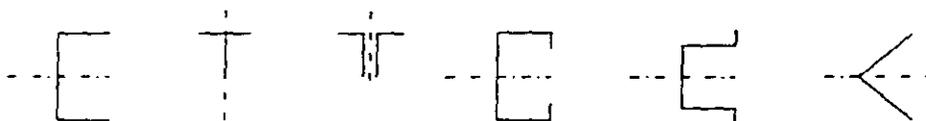


Fig. 2.6 Secciones con un eje de simetría.

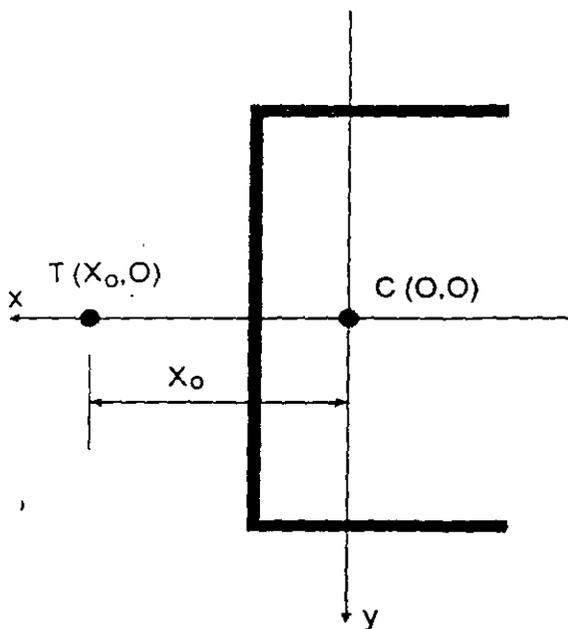


Fig. 2.7 Sección con un eje de simetría.

Si el eje de simetría es el x (Fig. 2.7), $y_0 = 0$, y la ecuación característica se reduce a:

$$r_0^2 (P_E - P_{crx}) (P_E - P_{cry}) (P_E - P_{crr}) - x_0^2 P_E^2 (P_E - P_{cry}) = 0$$

x_0, y_0 : distancia entre los centros de gravedad y de torsión de la sección medidas paralelamente a los ejes correspondientes (Fig. 2.5).

$$r_0^2 = x_0^2 + y_0^2 + (I_x + I_y)/A = x_0^2 + y_0^2 + r_x^2 + r_y^2$$

I_x, I_y, A : momentos centroidales y principales y área de la sección.

r_x, r_y : radios de giro respecto a los ejes centroidales y principales.

r_0 : radio polar de giro, respecto al centro de torsión.

E : módulo de elasticidad.

G : módulo de elasticidad al esfuerzo cortante.

Todas las derivadas son respecto a z , que se mide a lo largo del eje longitudinal.

Teniendo en cuenta las condiciones de frontera, las ecuaciones 2.1 a 2.3 llevan a la ecuación característica siguiente, cuyas raíces son las cargas críticas de pandeo elástico (ref. 2.1):

$$r_0^2(P_E - P_{crx})(P_E - P_{cry})(P_E - P_{ctr}) - y_0^2 P_E^2(P_E - P_{crx}) - x_0^2 P_E^2(P_E - P_{cry}) = 0 \quad (2.4)$$

donde:

$$P_{crx} = \frac{\pi^2 EI_x}{(K_x L_x)^2} : \text{carga crítica de Euler para pandeo por flexión alrededor de } x. \quad (2.5)$$

$$P_{cry} = \frac{\pi^2 EI_y}{(K_y L_y)^2} : \text{carga crítica de Euler para pandeo por flexión alrededor de } y. \quad (2.6)$$

$$P_{ctr} = \left[\frac{\pi^2 EC_g}{(K_t L_t)^2} + GJ \right] \frac{1}{r_0^2} : \text{carga crítica de pandeo elástico por torsión (alrededor del eje } z \text{)}. \quad (2.7)$$

KL : Longitud efectiva de la columna.

Cada uno de los tres valores de P_E que se obtienen al resolver la ec. 2.4 es una función de P_{crx} , P_{cry} y P_{ctr} , lo que indica que las columnas con secciones transversales asimétricas, no se pandean por flexión o torsión puras; cualquiera de los tres modos posibles es por flexión y torsión combinadas. El pandeo por flexotorsión es una combinación de tres modos de pandeo, que sólo podrían presentarse por separado si las condiciones fuesen adecuadas, es decir, si en cada caso se impidiesen los otros dos modos.

Puede demostrarse que la menor de las tres cargas críticas obtenidas al resolver la ec. 2.4, que corresponde a una interacción de los tres modos de pandeo, y es la que realmente ocasiona la falla de la columna, es siempre menor que la más pequeña de las cargas críticas individuales P_{crx} , P_{cry} y P_{ctr} .

Distancia entre el centro de gravedad y el eje del alma:

$$2 \times 10 \times 4.5 = 48.0\bar{x} \quad \therefore \bar{X} = 1.88 \text{ cm}$$

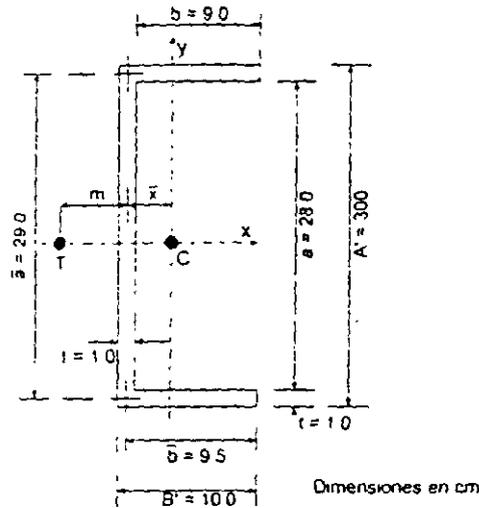


Fig. E2.1-1 Sección transversal de la columna.

Distancia entre el eje del alma y el centro de torsión:

$$m = \frac{3B'^2}{6B' + \bar{a}} = \frac{3 \times 10^2}{6 \times 10 + 29.0} = 3.37 \text{ cm}$$

Distancia entre los centros de gravedad y torsión:

$$X_0 = \bar{X} + m = 5.25 \text{ cm}$$

Momentos de inercia:

$$I_{T_r} = \frac{1 \times 28^3}{12} + 2 \times 10.0 \times 14.5^2 = 6034 \text{ cm}^4$$

$$I_y = 28.0 \times 1.0 \times 1.88^2 + 2 \left[1.0 \times \frac{10.0^3}{12} + 1 \times 10.0 (4.5 - 1.88)^2 \right] = 402.9 \text{ cm}^4$$

No se han incluido los términos $B't^3/12$ y $at^3/12$ porque su contribución es siempre muy pequeña en secciones de paredes delgadas.

Constante de torsión de Saint Venant:

$$J = \frac{t^3}{3} (2B' + a) = \frac{1.0^3}{3} (2 \times 10.0 + 28.0) = 16.0 \text{ cm}^4$$

Constante de torsión por alabeo:

que puede escribirse en la forma:

$$(P_E - P_{crx}) \left[r_0^2 (P_E - P_{crx}) (P_E - P_{crz}) - P_E^2 x_0^2 \right] = 0 \quad (2.8)$$

Esta ecuación tiene tres soluciones; la primera, $P_E = P_{crx}$, corresponde a flexión alrededor del eje normal al de simetría, que en este caso es el y , lo que indica que una de las formas de pandeo es por flexión, sin que la columna se salga del plano de simetría, ni se retuerza (este es el problema resuelto por Euler). Si los extremos están articulados, la carga crítica se calcula con la fórmula de Euler para pandeo por flexión alrededor del eje y (Ec. 2.6):

$$P_{crx} = \frac{\pi^2 EI_y}{(K_y L_y)^2}$$

Las otras dos soluciones son las raíces de la ecuación de segundo grado que se obtiene al igualar a cero la expresión contenida en el paréntesis rectangular; son dos cargas críticas de pandeo por flexotorsión; la menor de ellas, que es siempre más pequeña que P_{crx} y P_{crz} , pero puede ser mayor o menor que P_{crx} , se calcula con la ec. (2.9):

$$P_{FT} = \frac{1}{2H} \left[(P_{crx} + P_{crz}) - \sqrt{(P_{crx} + P_{crz})^2 - 4HP_{crx}P_{crz}} \right] \quad (2.9)$$

donde $H = 1 - (x_0/r_0)^2$ y P_{FT} es la menor de las cargas críticas de pandeo por flexotorsión.

Una columna con secciones transversales con un solo eje de simetría puede pandearse por flexión alrededor del eje normal al de simetría, o por flexotorsión, flexionándose alrededor del otro eje centroidal y principal, y retorciéndose; que sea crítica una u otra forma de pandeo depende de las dimensiones y forma de las secciones transversales y de la longitud y condiciones de apoyo de la columna.

EJEMPLO 2.1 Calcule las cargas críticas de pandeo elástico de tres columnas, de 3.00 m, 6.00 m y 1.50 m de longitud, articuladas en los extremos; las tres tienen la sección transversal que se muestra en la Fig. E2.1-1¹. Suponga, sin demostrarlo, que el pandeo local no es crítico.

Propiedades geométricas

$$A = (a + 2B')t = (28.0 + 2 \times 10)1.0 = 48 \text{ cm}^2$$

¹ Las esquinas de los perfiles hechos con lámina doblada en frío, que constituyen una buena parte de las columnas en las que debe revisarse la posible falla por pandeo por flexotorsión, son siempre redondeadas, lo que ha de tenerse en cuenta en el cálculo de las propiedades geométricas. En este ejemplo se han considerado en ángulo recto para simplificar los cálculos numéricos.

$$C_a = \frac{tB'^3\bar{a}^2}{12} \frac{3B' + 2\bar{a}}{6B' + \bar{a}} = \frac{1.0 \times 10.0^3 \times 29.0^2}{12} \frac{3 \times 10.0 + 2 \times 29.0}{6 \times 10.0 + 29.0} = 69,296 \text{ cm}^4$$

Las expresiones para m , J y C_a se han tomado de la ref. 2.2.

Radios de giro:

$$r_x = \sqrt{I_x/A} = \sqrt{6034/48.0} = 11.21 \text{ cm}$$

$$r_y = \sqrt{I_y/A} = \sqrt{402.9/48.0} = 2.90 \text{ cm}$$

$$r_o^2 = x_o^2 + y_o^2 + \frac{I_x + I_y}{A} = 5.25^2 + 0^2 + \frac{6034 + 402.9}{48.0} = 161.7 \text{ cm}^2$$

$$H = 1 - (x_o/r_o)^2 = 1 - 5.25^2/161.7 = 0.83$$

Cargas críticas. Como sus secciones transversales tienen un eje de simetría, la columna puede pandearse por flexión, alrededor del otro eje, o por flexotorsión.

L=3.0 m

Carga crítica de pandeo por flexión (alrededor del eje y).

$$P_{crv} = \pi^2 EI_y / (K_y L_y)^2 = (402.9 \pi^2 E / (1 \times 300)^2) 10^{-3} = 90.1 \text{ ton}$$

Ec. 2.6

Carga crítica de pandeo por flexotorsión.

$$P_{crt} = \pi^2 EI_x / (K_x L_x)^2 = (6034 \pi^2 E / (1.0 \times 300)^2) 10^{-3} = 1349.2 \text{ ton}$$

Ec. 2.5

$$P_{cr} = \left[\frac{\pi^2 EC_a}{(K_x L_x)^2} + GJ \right] \frac{1}{r_o^2} = \left[\frac{69296 \pi^2 E}{(1 \times 300)^2} + 787500 \times 16.0 \right] \frac{10^{-3}}{161.7} = 173.8 \text{ ton}$$

Ec. 2.7

$$P_{Fl} = \frac{1}{2H} \left[(P_{crt} + P_{crv}) - \sqrt{(P_{crt} + P_{crv})^2 - 4HP_{crt}P_{crv}} \right]$$

$$= \frac{1}{2 \times 0.83} \left[(1349.2 + 173.8) - \sqrt{(1349.2 + 173.8)^2 - 4 \times 0.83 \times 1349.2 \times 173.8} \right]$$

$$= 169.7 \text{ ton}$$

Ec. 2.9

Esta fuerza es mayor que P_{cr} , lo que indica que el pandeo por flexotorsión no es crítico; la columna falla por pandeo de Euler alrededor del eje y.

$L=6.0\text{ m}$

$$P_{cr} = 22.5\text{ ton}$$

$$P_{cr} = 337.3\text{ ton}; P_{cr} = 101.9\text{ ton}; P_{FT} = 97.3\text{ ton}$$

También en este caso es crítico el pandeo por flexión alrededor de y .

$L=1.5\text{ m}$

$$P_{cr} = 360.4\text{ ton}$$

$$P_{cr} = 5396.8\text{ ton}; P_{cr} = 461.2\text{ Ton}; P_{FT} = 454.1\text{ ton}$$

Sigue siendo crítico el pandeo por flexión alrededor de y . Cuando la longitud disminuye, P_{FT} se acerca a P_{cr} ; las barras muy cortas fallan por pandeo por flexotorsión. Sin embargo, esa condición no tiene importancia práctica en columnas como la de este ejemplo, pues es poco probable que una sección como la de la Fig. E2.1-1 se utilice en miembros de longitud bastante menor que 1.50 m.

La carga crítica calculada para la columna de 6.00 m es, seguramente, la real, pues dada su esbeltez, fallaría en el intervalo elástico. Sin embargo, los resultados obtenidos para las columnas más cortas deben corregirse por inelasticidad, para obtener su resistencia real. (La esbeltez que separa el comportamiento elástico del inelástico depende del tipo de acero, que no se conoce en este ejemplo).

2.5.3 Secciones con dos ejes de simetría

Son las más utilizadas en estructuras: secciones I, H, en cajón, tubulares (Fig. 2.2), y muchas de lámina delgada (Fig. 2.8).

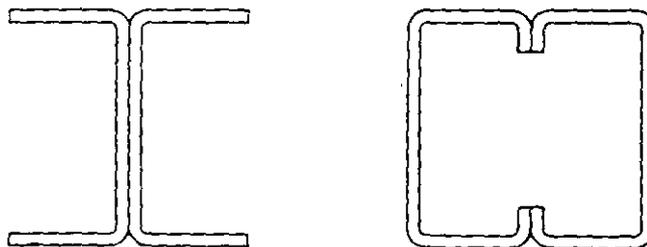


Fig. 2.8 Secciones de lámina delgada con dos ejes de simetría.

Propiedades geométricas.

$$A = 65.0 \text{ cm}^2; \quad I_x = I_y = 2997.4 \text{ cm}^4; \quad r_x = r_y = 6.79 \text{ cm}$$

$$x_0 = y_0 = 0 \quad (\text{Coinciden los centros de gravedad y de torsión}).$$

$$r_0^2 = (I_x + I_y) / A = 2 \times 2997.4 / 65 = 92.2 \text{ cm}^2$$

$$J = \frac{1}{3} (33.0 \times 1^3 + 2 \times 16.0 \times 1^3) = 21.7 \text{ cm}^4$$

$$C_s = 0 \quad (\text{La rigidez al alabeo de las secciones cruciformes es despreciable}).$$

Cargas críticas. Como las secciones transversales tienen dos ejes de simetría, la columna falla por pandeo por flexión o torsión puras. Puesto que $(KL)_x = (KL)_y$, e $I_x = I_y$, las dos cargas críticas de pandeo por flexión son iguales.

$$\underline{L = 4.00 \text{ m}} \quad (L/r = 58.9).$$

$$\text{Pandeo por flexión:} \quad P_{crx} = P_{cry} = \frac{2997.4 \pi^2 E}{400^2} \times 10^{-3} = 377.0 \text{ ton.}$$

$$\text{Pandeo por torsión:} \quad P_{crz} = \frac{GJ}{r_0^2} = \frac{787500 \times 21.7}{92.2} \times 10^{-3} = 185.3 \text{ ton.}$$

En la ecuación para calcular P_{crz} desaparece el término correspondiente al efecto de alabeo. La falla es por pandeo por torsión; la carga crítica de pandeo elástico es $P_{crz} = 185.3 \text{ ton.}$

$$\underline{L = 7.00 \text{ m}} \quad (L/r = 103.1).$$

$$\text{Pandeo por flexión:} \quad P_{crx} = P_{cry} = 123.1 \text{ ton.}$$

$$\text{Pandeo por torsión:} \quad P_{crz} = 185.3 \text{ ton.}$$

Como $C_s = 0$, P_{crz} es independiente de la longitud de la columna.

Ahora la falla es por pandeo por flexión: $P_{cr} = P_{crx} = P_{cry} = 123.1 \text{ ton.}$

Los resultados de este ejemplo muestran que debe considerarse la posibilidad de falla por pandeo por torsión en columnas de secciones transversales especiales, sobre todo cuando su resistencia a la torsión por alabeo es baja y están formadas por placas de paredes delgadas; en este ejemplo, una columna con esbeltez $L/r = 59$ falla por torsión (en la ref. 2.6 muestra que para la sección estudiada el pandeo por torsión es crítico para $0 \leq L/r \leq 82$, aproximadamente).

Los centros de gravedad y de torsión coinciden, $x_0 = y_0 = 0$, y como r_0 es diferente de cero, la ec. 2.4 se reduce a:

$$(P_E - P_{crx})(P_E - P_{cry})(P_E - P_{crz}) = 0 \quad (2.10)$$

Las tres cargas críticas son $P_{cr1} = P_{crx}$, $P_{cr2} = P_{cry}$ y $P_{cr3} = P_{crz}$; el modo de pandeo queda determinado por la menor de ellas. No hay interacción; la columna falla por pandeo por flexión o torsión puras.

El uso casi exclusivo de la fórmula de Euler (con la que se determinan P_{crx} y P_{cry} , pero no P_{crz}) para columnas de acero laminado en caliente, de sección I o H, o en cajón, laminadas o formados por placas soldadas, proviene de que en ellas P_{crx} y P_{cry} son casi siempre menores que P_{crz} y, en el peor de los casos, la menor de las dos está muy cerca de ella (ref. 2.6). Sin embargo, el pandeo por torsión puede controlar la resistencia de columnas de baja resistencia a la torsión, como las secciones en cruz, o de paredes muy delgadas; por este motivo, las especificaciones del Instituto Americano del Hierro y el Acero (AISI, por sus iniciales en inglés), que se refieren al diseño de estructuras hechas con lámina delgada han incluido, desde 1968, la revisión de esos dos modos (ref. 2.7), mientras que las del Instituto Americano de la Construcción en Acero (AISC), que cubren, principalmente, el diseño de estructuras de acero laminado en caliente, no han tenido en cuenta el problema hasta 1986 (ref. 2.8).

EJEMPLO 2.2 Calcule las cargas críticas de pandeo elástico de dos columnas, de 4.00 y 7.00 m de longitud, articuladas en los extremos, que tienen la sección transversal que se muestra en la Fig. E2.2-1. Suponga que el pandeo local no es crítico.

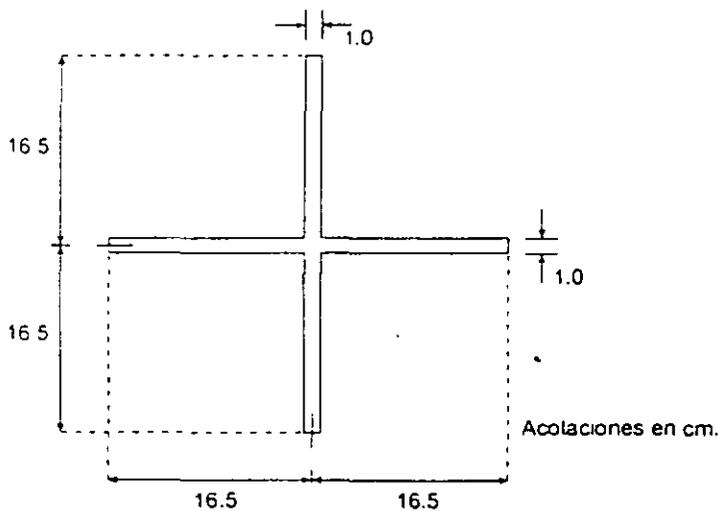


Fig. E2.2-1 Sección transversal de las columnas.

2.6 PANDEO POR FLEXIÓN

El pandeo por flexión, alrededor de uno de los ejes centroidales y principales, de columnas de sección transversal con dos ejes de simetría, es el que reviste mayor interés en el diseño de estructuras.

2.6.1 Pandeo elástico

Se tiene una columna esbelta de sección transversal constante doblemente simétrica, articulada en un extremo y con un apoyo guiado que permite rotaciones y desplazamientos lineales a lo largo de su eje en el otro, sujeta a la acción de fuerzas axiales de compresión P . Se supone que la columna es perfectamente recta, que el material de que está compuesta es homogéneo y elástico, y que en las articulaciones no hay ninguna fricción (Fig. 2.9a).

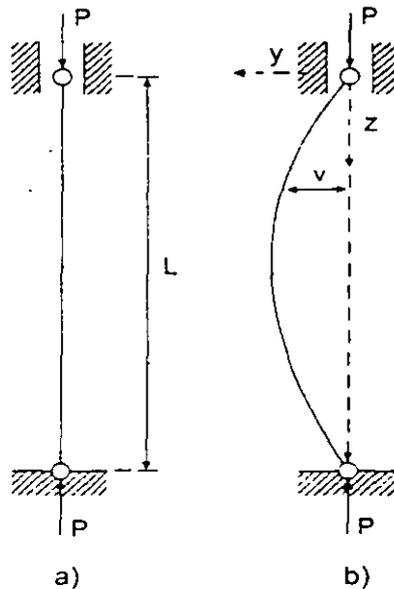


Fig. 2.9 Columna esbelta doblemente articulada.

En esas condiciones la forma recta corresponde a un estado de equilibrio entre las fuerzas exteriores e interiores, puesto que en cualquier sección transversal hay un conjunto de fuerzas interiores, uniformemente distribuidas, cuya resultante tiene la misma intensidad y línea de acción que P .

Para averiguar si el equilibrio es estable, inestable o indiferente, se aplica en la sección central de la columna una fuerza lateral pequeña que la coloca en una posición ligeramente deformada, y se observa si al quitarla recupera la forma recta, aumenta la deflexión lateral del eje, o se conserva la configuración deformada, sin modificarse.

En la discusión que sigue, la columna se flexiona en el plano "yoz".

La Fig. 2.9b muestra la columna con una configuración ligeramente flexionada; la fuerza exterior P , cuya línea de acción no pasa ya por los centros de gravedad de las secciones transversales, ocasiona momentos flexionantes, de magnitud Pv , que tienden a aumentar la curvatura del eje.

En cada sección transversal aparecen fuerzas interiores equivalentes a un par, que se superponen con las uniformes iniciales, y tratan de hacer que la columna vuelva a la forma recta original. El par interior EI/R es función de la curvatura $1/R$ del eje de la pieza en la sección, o sea de la magnitud de la deformación de la columna, pero no depende de la intensidad de la fuerza P .

En cada sección transversal hay dos momentos, uno exterior, Pv , función de la geometría del eje deformado y de la fuerza P , y otro interior, EI/R , que depende sólo de la configuración del eje de la pieza, de manera que al llevarla a una posición flexionada infinitamente cercana a la recta original puede presentarse cualquiera de los tres casos siguientes, según la magnitud de la fuerza exterior:

$$\begin{array}{ll} \text{Si } P \text{ es pequeña,} & Pv < EI/R \\ \text{Si } P \text{ es grande,} & Pv > EI/R \\ \text{Para un cierto valor intermedio de } P, & Pv = EI/R \end{array}$$

En el primer caso, el momento que trata que la columna regrese a la forma recta es mayor que el que tiende a deformarla, y al suprimir la fuerza lateral la pieza se endereza: el equilibrio es estable; en el segundo se invierte la relación entre los momentos, lo que indica que la curvatura crece aún después de quitar la fuerza lateral, condición característica de un estado de equilibrio inestable; en el tercero los dos momentos son iguales: el equilibrio es indiferente, y son posibles configuraciones equilibradas curvas de flecha indeterminada, pero siempre muy pequeña, además de la forma recta; la fuerza axial que ocasiona la condición de equilibrio indiferente es la carga crítica P_{cr} .

Interesa, precisamente, el equilibrio indiferente, porque marca la terminación de un estado deseable y la iniciación de un fenómeno que debe evitarse siempre: la flexión espontánea, o pandeo de la pieza.

El pandeo de las piezas rectas comprimidas no se debe a imperfecciones en la columna y en la aplicación de la carga (las que, si existen, hacen que la flexión empiece a manifestarse para valores pequeños de P y aumente con ella); se presenta cuando no hay ninguna imperfección, ya que al alcanzar la carga el crítico la forma recta de equilibrio se vuelve inestable. (Para que haya pandeo la columna ha de ser inicialmente recta y la fuerza de compresión perfectamente axial, de manera que se mantenga recta en las primeras etapas, hasta que P alcance el

2.6.1.1 Determinación de la carga crítica

La carga crítica se calcula igualando el momento exterior en una sección transversal cualquiera de la columna deformada, ocasionado por la fuerza P , con el momento resistente interior en esa misma sección, y resolviendo la ecuación diferencial correspondiente; por ejemplo, si la columna se flexiona en el plano yz (alrededor de los ejes x) se tiene $Pv = EI_x/R$, y si se supone que los desplazamientos del eje son suficientemente pequeños para que la curvatura $1/R$ pueda considerarse igual a $d^2v/dz^2 = v''$, se llega a:

$$EI_x v'' + Pv = 0$$

que es la ecuación de equilibrio de la columna ligeramente deformada; su solución proporciona los valores de las cargas que pueden mantenerla en equilibrio en esas condiciones, es decir, las cargas críticas de pandeo elástico:

$$P_{crn} = \frac{n^2 \pi^2 EI_x}{L^2}$$

n es un número positivo cualquiera.

El eje de la columna deformada es una senoide; el número de ondas queda definido por n . Si $n = 1$, la columna se pandea en una semionda, en dos si $n = 2$, etc.; cada modo superior de pandeo le corresponde una carga crítica más elevada.

La carga crítica más pequeña es la única que tiene interés práctico (a menos que se obligue a la columna a pandearse en alguno de los modos superiores, evitando el desplazamiento lateral de una o más de sus secciones transversales, por medio de restricciones exteriores), de manera que puede escribirse:

$$P_{cr1} = \frac{\pi^2 EI_x}{L^2}$$

P_{cr1} es la carga crítica de Euler para pandeo alrededor del eje x .

Como la columna se pandea siempre en el plano de menor resistencia a la flexión, si no hay restricciones exteriores que lo impidan, la ecuación anterior puede escribirse en una forma más general:

$$P_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{L^2} \quad (2.11)$$

donde I es el momento de inercia mínimo de la sección transversal constante de la columna.

La carga crítica de Euler marca el punto en que la columna elástica perfecta se vuelve inestable; no se alcanza nunca en columnas reales, que no son absolutamente rectas, ni con cargas aplicadas exactamente a lo largo de su eje centroidal, como se supone en la teoría. Sin embargo, en ensayos cuidadosos con especímenes pequeños, en los que se eliminan al máximo las excentricidades y las

valor crítico; si hay deformaciones iniciales o excentricidades en la aplicación de la carga la columna no se pandea, sino empieza a flexionarse desde un principio y llega eventualmente a un estado de equilibrio inestable, en forma gradual, a diferencia del pandeo, que es un fenómeno instantáneo). Esto no quiere decir que la columna se flexione necesariamente, pero a semejanza de lo que sucede en todos los casos de equilibrio inestable es improbable que permanezca recta; en la práctica, además, las imperfecciones inevitables, aún siendo muy pequeñas, hacen que la flexión se inicie bajo cargas de poca intensidad.

Cuando empieza la flexión bastan incrementos muy pequeños de la fuerza axial para que las deformaciones crezcan rápidamente, con el consiguiente rápido aumento de los esfuerzos, que alcanzan pronto los valores de falla, por la que la iniciación del fenómeno de inestabilidad equivale a la desaparición completa de la resistencia, o sea al colapso de la columna.

Mientras el equilibrio es estable los incrementos de la carga P ocasionan sólo deformaciones longitudinales de la columna, que está sujeta a esfuerzos uniformes de compresión; el pandeo se manifiesta al aparecer una nueva deformación, la flexión, que provoca otra sollicitación, el momento flexionante.

En la Fig. 2.3c se muestran las curvas $P-v$ (fuerza axial-deflexión) de dos columnas, una recta y cargada axialmente (representada con línea llena), la otra con imperfecciones iniciales (línea interrumpida). La primera es una recta vertical, que coincide con el eje de las ordenadas; cuando la fuerza P llega al valor crítico se presentan dos posibilidades: que P siga creciendo sin que la columna se flexione (la gráfica sigue coincidiendo con el eje de las ordenadas), o que se inicien las deformaciones laterales, que aumentan rápidamente con incrementos pequeños de P hasta llegar, poco después, a la carga máxima que puede soportar la columna, P_v . En la segunda curva las deformaciones laterales crecen desde un principio, en forma gradual, hasta que la carga alcanza el valor de colapso. La curva trazada con línea llena representa una falla por pandeo, mientras que la interrumpida corresponde a colapso por inestabilidad ocasionada por exceso de deformación, sin que haya pandeo propiamente dicho: la compresión alcanza su intensidad máxima sin pasar por un valor crítico, que se caracteriza (curva con línea llena) por una "bifurcación del equilibrio". (Cuando la carga alcanza el valor crítico se llega a un punto de bifurcación del equilibrio; a partir de él, la barra perfecta puede mantenerse recta, deformándose sólo por compresión, o adoptar otras configuraciones en equilibrio, cercanas a la recta, que se caracterizan por la aparición de una nueva deformación, la flexión. Un hecho análogo caracteriza todos los fenómenos de pandeo).

Una vez formada la articulación plástica el momento interno en la sección central es constante, y para que se conserve el equilibrio mientras aumentan los desplazamientos laterales ha de disminuir la carga que obra sobre la columna.

2.6.1.2 Esfuerzo crítico

Dividiendo los dos miembros de la ec. 2.11 entre el área A de la sección transversal, teniendo en cuenta que P_{cr}/A es el esfuerzo correspondiente a la iniciación del pandeo, sustituyendo el momento de inercia I por $A r^2$ y efectuando simplificaciones, se obtiene la expresión:

$$\sigma_{cr} = \frac{\pi^2 E}{(L/r)^2} \quad (2.12)$$

en la que σ_{cr} es el esfuerzo crítico de Euler para pandeo elástico; el cociente L/r recibe el nombre de relación de esbeltez de la columna. r es el radio de giro de las secciones transversales respecto al eje de flexión.

2.6.1.3 Longitud efectiva

Como la fórmula de Euler se deduce suponiendo que los dos extremos de la columna están articulados, sólo proporciona la carga o el esfuerzo crítico de columnas con esas condiciones de apoyo; si cambian las restricciones en los extremos, se modifica su capacidad para resistir fuerza axial.

La columna doblemente articulada no existe en las estructuras reales y sólo se obtiene en experimentos de laboratorio muy cuidadosos; su importancia estriba en que a partir de los resultados obtenidos para ella pueden deducirse las cargas o esfuerzos críticos correspondientes a cualquier otra condición de apoyo, por lo que se le da el nombre de *caso fundamental*.

Si la columna está aislada y tiene condiciones de apoyo bien definidas, su carga crítica, y la configuración del eje deformado, pueden determinarse utilizando la ecuación de equilibrio de segundo orden, en la que se introducen las condiciones de frontera propias del tipo de apoyo.

Por ejemplo, si los dos extremos están empotrados (las rotaciones y los desplazamientos laterales están impedidos, pero un extremo puede acercarse a otro), aparecen momentos en ellos, cuando se inicia el pandeo. La solución matemática del problema (ver, por ejemplo, la ref. 2.9) demuestra que hay dos cargas críticas, que corresponden a los dos modos de pandeo de la Fig. 2.10: $P_{cr} = 4\pi^2 EI/L^2$, para el modo simétrico, y $P_{cr} = 80.766 EI/L^2$, para el antisimétrico. Puesto que la carga crítica del primer modo es menor que la del segundo, el

curvaturas, se han observado cargas tan cercanas a las teóricas que el error experimental resulta insignificante.

La ecuación del eje de la columna deformada, en el instante en que se inicia el pandeo, es (ref. 2.6):

$$v = C_1 \text{sen} \lambda_r z = C_1 \text{sen} \frac{n\pi}{L} z$$

donde

$$\lambda_r = \sqrt{P_{cr}/EI} = \sqrt{(n^2 \pi^2 EI/L)/EI} = n\pi/L$$

Haciendo $n = 1$ y tomando $z = L/2$ se obtiene la flecha máxima, en el centro de la columna:

$$v_{max} = C_1 \text{sen} \frac{\pi}{L} \frac{L}{2} = C_1 \text{sen} \frac{\pi}{2} = C_1$$

La deflexión lateral es indeterminada, pues C_1 es una constante arbitraria, lo que indica que la teoría desarrollada hasta ahora permite obtener la carga para la que se inicia el pandeo, pero no predice el comportamiento posterior, ya que con ella no se pueden calcular los desplazamientos laterales del eje, que permanecen indeterminados.

La limitación anterior se origina en el empleo de la fórmula $1/R = d^2 y/dz^2$, que es suficientemente precisa para desplazamientos pequeños, pero deja de serlo cuando aumentan; si se desea ampliar la teoría del pandeo elástico de columnas, para que tenga en cuenta desplazamientos laterales grandes, es preciso emplear la expresión matemática exacta de la curvatura.

Los dos caminos conducen a resultados análogos pues el segundo, basado en la expresión correcta de la curvatura, indica que el equilibrio sigue siendo estable para cargas mayores que la crítica, pero sólo para incrementos muy pequeños, después de los cuales se produce la falla por pandeo inelástico.

La falla se presenta, en todos los casos, cuando se forman en la columna articulaciones plásticas suficientes para que se convierta en un mecanismo; en la barra articulada en los dos extremos basta con una sola, que aparece en la sección de momento máximo (la sección central) cuando se agota su resistencia bajo la acción combinada de la fuerza axial y del momento ocasionado por el desplazamiento lateral que caracteriza al pandeo, o sea cuando $M_{max} = P v_{max} = M_{pc}$, donde M_{pc} es el momento plástico resistente de la sección transversal, reducido por efecto de la fuerza axial. La carga de colapso es muy poco mayor que la crítica, pues el rápido crecimiento de los esfuerzos hace que la sección central se plastifique inmediatamente después de iniciarse el pandeo. (El colapso tiene lugar siempre en el intervalo plástico, independientemente de que el pandeo se inicie abajo o arriba del límite de proporcionalidad).

KL es la *longitud efectiva* de la columna, que se define como la longitud de una columna equivalente, articulada en los dos extremos, que tiene la misma carga crítica que la columna restringida real; es igual a la distancia entre los dos puntos de inflexión, reales o imaginarios, del eje deformado. Vale 1.0 para extremos articulados y $\frac{1}{2}$ para extremos empotrados, y tiene valores intermedios para restricciones elásticas comprendidas entre esos límites; si un extremo de la columna puede desplazarse linealmente respecto al otro, en dirección perpendicular al eje original, K puede crecer indefinidamente.

En la Fig. 2.11 se dan los valores de K para varias condiciones de apoyo idealizadas, en las que las restricciones que impiden las rotaciones y traslaciones de los extremos son nulas o cien por ciento efectivas.

La línea punteada indica la forma de la columna pandeada	(a)	(b)	(c)	(d)	(e)	(f)
Valor teórico de K	0.5	0.7	1.0	1.0	2.0	2.0
Valores de diseño recomendados cuando se tienen condiciones cercanas a las ideales	0.65	0.80	1.2	1.0	2.1	2.0
Condiciones en los extremos	Rotación impedida y traslación impedida Rotación libre y traslación impedida Rotación impedida y traslación libre Rotación libre y traslación libre					

Fig. 2.11 Valores del coeficiente K para columnas aisladas con diversas condiciones de apoyo.

Puede suponerse que se presenta una condición de empotramiento perfecto en la base (casos a, b, c y e, Fig. 2.11) cuando la columna está ligada a una cimentación rígida, cuyas rotaciones son despreciables, por medio de una conexión diseñada:

columna se pandea en la forma simétrica, a menos que se impida el desplazamiento lateral de su punto medio, y puede escribirse:

$$P_{cr} = \frac{4\pi^2 EI}{L^2}$$

Los momentos en los extremos y las fuerzas axiales equivalen a las cargas P aplicadas excéntricamente (Fig. 2.10a). Los puntos de inflexión, de momento nulo, localizados en las intersecciones de la línea de acción de P con el eje deformado, dividen la barra en tres secciones; la central, comprendida entre ellos, de longitud $L/2$ (ref. 2.9), se encuentra en las mismas condiciones que el caso fundamental.

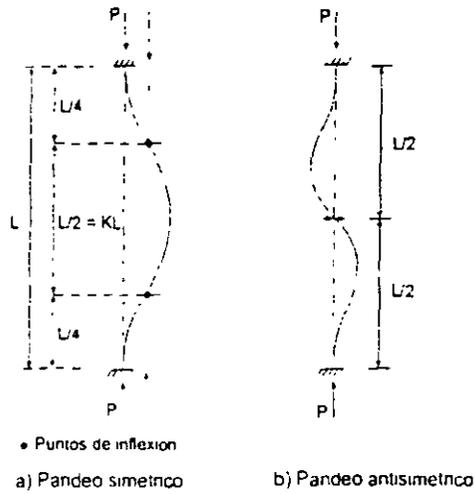


Fig. 2.10 Pandeo de una columna empotrada en los dos extremos.

La carga crítica de pandeo de la columna doblemente empotrada se puede determinar utilizando la fórmula deducida para la articulada en ambos extremos, pero empleando al aplicarla la longitud del tramo que se encuentra en las mismas condiciones que el caso fundamental, en vez de la longitud real:

$$P_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{(L/2)^2} = \frac{4\pi^2 EI}{L^2}$$

Utilizando directamente la ecuación de equilibrio de la columna deformada se llega a este mismo resultado.

De manera análoga, la fórmula de Euler puede emplearse para calcular la carga o el esfuerzo crítico de pandeo de columnas con otras condiciones de apoyo, por lo que conviene escribirla en la forma general siguiente:

$$P_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{(KL)^2} \tag{2.13}$$

$$\sigma_{cr} = \frac{\pi^2 E}{(KL/r)^2} \tag{2.14}$$

elásticamente hasta la iniciación del pandeo, por lo que en la ecuación de equilibrio aparece el módulo de elasticidad E , que se conserva en las fórmulas finales; como una consecuencia, la teoría de Euler, y las ecuaciones obtenidas con ella (ecs. 2.13 y 2.14), no son aplicables a columnas cortas o de longitud intermedia, en las que se alcanza el límite de proporcionalidad antes que el esfuerzo crítico de pandeo elástico.

La fórmula $\sigma_{cr} = \pi^2 E / (L/r)^2$ es válida para los valores de la relación de esbeltez a los que corresponden esfuerzos críticos no mayores que el límite de proporcionalidad ($\sigma_{cr} \leq \sigma_{LP}$) o sea hasta que:

$$\sigma_{cr} = \frac{\pi^2 E}{(L/r)^2} = \sigma_{LP}$$

Despejando L/r se obtiene:

$$\frac{L}{r} = \pi \sqrt{\frac{E}{\sigma_{LP}}} \quad (2.15)$$

σ_{LP} es el esfuerzo en el límite de proporcionalidad.

Con la ecuación 2.15 se calcula la relación de esbeltez mínima para la que es aplicable la fórmula de Euler; no lo es para esbelteces menores, puesto que para ellas $\sigma_{cr} > \sigma_{LP}$, el límite de proporcionalidad se sobrepasa antes de iniciarse el pandeo, y éste se inicia en el intervalo inelástico.

Durante varias décadas se consideró que la teoría de Euler era incorrecta, pues arrojaba resultados que no concordaban con los que se obtenían experimentalmente; esto se debía a que las columnas que se utilizaban entonces eran de esbeltez muy reducida y fallaban en el intervalo inelástico, bajo cargas mucho menores que las predichas por la fórmula de Euler. Por este motivo las columnas se diseñaron, durante largo tiempo, utilizando fórmulas empíricas, deducidas de información proporcionada por pruebas de laboratorio. Transcurrieron cien años hasta que Lamarle, en 1845, advirtió que el error no estaba en la fórmula, sino en su aplicación a casos para los que no es válida.

La teoría del pandeo elástico de columnas estaba bien establecida desde entonces, pero no se contaba con ningún procedimiento para predecir la carga crítica fuera de ese intervalo, por lo que se siguieron empleando fórmulas empíricas.

Engesser y Considère fueron los primeros en advertir la posibilidad de modificar la fórmula de Euler para calcular la carga crítica de pandeo inelástico, introduciendo en ella un módulo variable, función del esfuerzo crítico.

Engesser presentó su teoría del módulo tangente en 1889; de acuerdo con ella, resistencia máxima de una columna que empieza a pandearse en el intervalo inelástico se obtiene sustituyendo en la fórmula de Euler el módulo de elasticidad E

para resistir el momento de empotramiento, obtenida con una placa de base y anclas, o ahogando la columna en el cemento una longitud adecuada; si el comportamiento del extremo inferior es incierto, respecto a la existencia de rotaciones, debe suponerse articulado (casos d y f).

Las rotaciones del extremo superior se consideran impedidas cuando la columna se une rigidamente a una trabe de gran peralte, de rigidez muchas veces mayor que la suya propia; si se impiden los desplazamientos lineales de la trabe, por medio de contraventeos o muros de rigidez, la columna se encuentra en el caso a, y cuando pueden presentarse esos desplazamientos está en el c o f.

La suposición de que hay articulaciones en los extremos superiores (casos b y d), puede deberse a que las trabes tengan una rigidez muy reducida o a la forma en que estén conectadas con las columnas.

Los valores de K recomendados para diseño son una modificación de los teóricos, que tiene en cuenta que tanto las articulaciones perfectas como los empotramientos absolutos son irrealizables.

Se requiere un cierto grado de juicio, por parte del ingeniero proyectista, para determinar cuál de los casos de la Fig. 2.11 se acerca más al problema que está resolviendo; si se tienen dudas, usará una aproximación que sobrestime la esbeltez de la columna y, por consiguiente, subestime su resistencia.

Cuando la columna es parte de una estructura más compleja, y el grado de restricción en los apoyos no está claramente definido, su longitud efectiva se determina con métodos más elaborados.

La ec. 2.13 puede escribirse en la forma:

$$P_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{(KL)^2} = \frac{P_E}{K^2},$$

donde P_E es la carga crítica de Euler de una columna, articulada en los dos extremos, de longitud igual a la de la columna restringida real.

El *factor de longitud efectiva* K de una columna con condiciones de apoyo diferentes de las del caso fundamental se evalúa directamente con la expresión:

$$K = \sqrt{\frac{P_E}{P_{cr}}}$$

2.6.2 Pandeo inelástico

La fórmula de Euler, con la que se calcula la carga crítica de piezas rectas comprimidas axialmente, se basa en la suposición de que la pieza se comporta

por el módulo tangente E_t . En el mismo año, Considère hizo notar que al comenzar la flexión de una columna cargada más allá del límite de proporcionalidad los esfuerzos en el lado cóncavo se incrementan, de acuerdo con el diagrama esfuerzo-deformación, pero los del lado convexo disminuyen, siguiendo la ley de Hooke, de manera que su resistencia máxima no es función ni del módulo de elasticidad E ni del tangente E_t , sino de un módulo \bar{E} comprendido entre los dos. Considère observó que \bar{E} es función del esfuerzo medio P/A , pero no propuso ningún procedimiento para calcularlo.

En 1895 Engesser reconoció el error que existía en su teoría original y presentó una nueva solución del problema, conocida con el nombre de teoría del módulo reducido o del módulo doble.

A partir de entonces se aceptó la teoría del módulo reducido como la solución correcta del problema del pandeo inelástico de columnas; desde el punto de vista del concepto clásico de inestabilidad es efectivamente correcta, puesto que proporciona la carga para la que una columna perfecta, recta y cargada axialmente, puede tener, además, otras configuraciones en equilibrio cercanas a la recta. Sin embargo, más adelante aparecieron dudas sobre ella, pues resultados experimentales cuidadosos, obtenidos con especímenes de secciones transversales de diversas formas, indicaron que las cargas de pandeo reales se encuentran entre las predichas por las dos teorías, del módulo tangente y del módulo reducido, más cerca casi siempre de las primeras que de las segundas.

El verdadero significado de las dos teorías fue aclarado finalmente por Shanley, en 1947.

En la discusión que se presenta en seguida se admiten las hipótesis siguientes:

1. Los desplazamientos laterales del eje de la columna son pequeños en comparación con las dimensiones de sus secciones transversales.
2. Las secciones transversales planas permanecen planas y normales al eje deformado, después de la flexión.
3. El diagrama esfuerzo-deformación del material de la columna proporciona la relación entre esfuerzo y deformación en cualquiera de sus fibras longitudinales.
4. El plano de flexión es un plano de simetría de todas las secciones transversales.

2.6.2.1 Teoría del módulo tangente

Se basa en la suposición de que cuando la columna tiene una relación de esbeltez tal que el esfuerzo crítico de pandeo $\sigma_c = P_c/A$ es mayor que el límite de

proporcionalidad, son posibles configuraciones deformadas en equilibrio indiferente para las que la deformación es controlada por el módulo de elasticidad tangente E_t , que es igual a la pendiente de la curva esfuerzo de compresión-deformación del material de la columna en el punto que corresponde al esfuerzo crítico (Refs. 2.4, 2.5, 2.6 y 2.10) (Fig. 2.12).

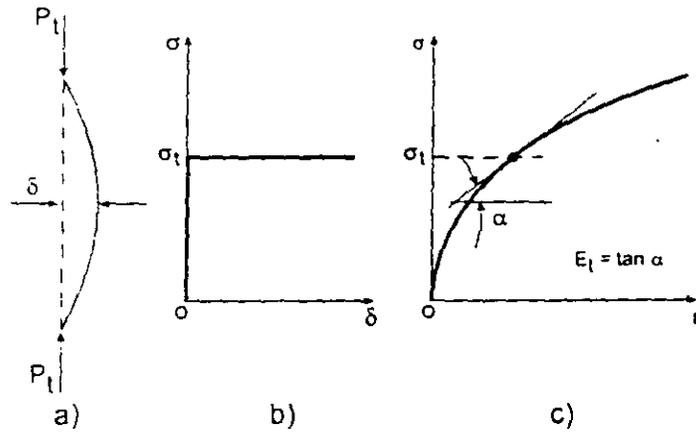


Fig. 2.12 Teoría del módulo tangente.

La ecuación diferencial del eje deformado es:

$$v'' + \frac{P_t}{E_t I} v = 0,$$

y, para una columna con extremos articulados, la carga y el esfuerzo crítico valen:

$$P_t = \frac{\pi^2 E_t I}{L^2} \quad (2.16)$$

$$\sigma_t = \frac{\pi^2 E_t}{(L/r)^2} \quad (2.17)$$

2.6.2.2 Teoría del módulo reducido

De acuerdo con esta teoría, la carga crítica de una columna de longitud intermedia, sobre la que obra una fuerza de compresión P_r , tal que $\sigma_r = P_r/A$ excede el límite de proporcionalidad, es:

$$P_r = \frac{\pi^2 E_r I}{L^2} \quad (2.18)$$

El esfuerzo crítico correspondiente es:

$$\sigma_r = \frac{\pi^2 E_r}{(L/r)^2} \quad (2.19)$$

Cuando la columna se flexiona, al iniciarse el pandeo, aparecen en sus secciones transversales momentos que incrementan los esfuerzos en el lado cóncavo, donde la compresión por flexión se suma con la directa, y los disminuyen en el convexo, en el que la flexión produce tensiones.

Si la curva OBC de la Fig. 2.13 representa el diagrama esfuerzo de compresión-deformación del material de la columna, y el punto C corresponde al esfuerzo crítico, los esfuerzos y deformaciones en el lado cóncavo están relacionados entre sí, durante pequeñas deformaciones, por el módulo tangente E_t (pendiente de la tangente CC'), y en el lado convexo, por el módulo de elasticidad ordinario, E , que es la pendiente de la recta CC'', paralela al tramo inicial, elástico, de la curva. El momento resistente es proporcional al módulo reducido E_r , que es función de E , E_t , y de la geometría de la sección transversal (refs. 2.4 y 2.6):

$$M_{int} = E_r I / R$$

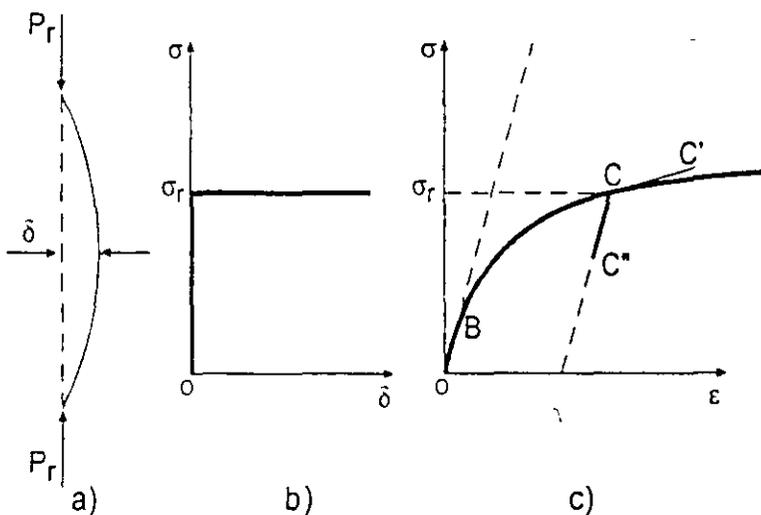


Fig. 2.13 Teoría del módulo reducido.

Las ecs. 2.18 y 2.19 se obtienen planteando la ecuación de equilibrio de la columna ligeramente deformada, y siguiendo el mismo camino que para deducir la fórmula de Euler.

Como E_r es siempre mayor que E_t , la teoría del módulo reducido proporciona cargas críticas algo más altas que la del módulo tangente.

Durante bastantes años se consideró que la teoría del módulo reducido era la más precisa, pues tiene en cuenta la reducción de esfuerzos en el lado convexo, producida por la flexión; sin embargo, las cargas críticas obtenidas experimentalmente se encuentran entre las predichas por las dos teorías, más

cerca, en general, de las que corresponden al módulo tangente que al reducido; por este motivo, se utilizó cada vez más la teoría del módulo tangente, a pesar de ser aparentemente incorrecta; tiene, además, las ventajas de proporcionar resultados del lado de la seguridad y ser más fácil de aplicar, pues E_t no depende de la forma de las secciones transversales.

Esta situación, aparentemente ilógica, existió hasta que Shanley aclaró el comportamiento de las columnas cargadas axialmente que se pandean en el intervalo inelástico.

2.6.2.3 La contribución de Shanley

Según la teoría del módulo tangente, la columna empieza a flexionarse cuando la carga vale $P_t = \pi^2 E_t I / L^2$, y son posibles configuraciones deformadas, en equilibrio indiferente, en las que esfuerzos y deformaciones están relacionados por el módulo E_t , en todos los puntos.

Para que esto sea cierto, el paso de la configuración recta a una deformada adyacente ha de presentarse sin que disminuyan los esfuerzos en ningún punto la sección, lo que sólo es posible si los desplazamientos laterales se inician cuando la carga axial aumenta todavía, de manera que la tendencia a que disminuyan los esfuerzos en el lado convexo se compensa por el incremento ocasionado por la fuerza axial adicional.

La carga P_t predicha por la teoría del módulo tangente no es la fuerza axial máxima que resiste la columna, puesto que las mismas suposiciones que llevan a su obtención implican un aumento en la capacidad de carga.

En resumen, la carga que corresponde al módulo tangente es un límite inferior de la resistencia de una columna; al alcanzarla, la barra recta se flexiona, mientras crece la fuerza que obra sobre ella. La predicha por la teoría del módulo reducido es el límite superior, pues es la compresión máxima que resistiría la columna si permaneciese recta hasta entonces. La resistencia máxima se encuentra entre los límites correspondientes a las dos teorías (Fig. 2.14).

2.6.3 Esfuerzos residuales

En los miembros de acero estructural laminados en caliente aparecen esfuerzos residuales, debidos a las deformaciones permanentes que se originan por enfriamiento irregular desde la temperatura de laminación hasta la ambiente.

Los extremos de los patines y la parte central del alma de un perfil H se enfrían con mayor rapidez que las zonas de unión de alma y patines, por estar más expuestas que éstas a la temperatura ambiente (refs. 2.6, 2.11; en cualquiera de ellas hay una extensa lista de referencias adicionales). Cuando se enfrían las fibras longitudinales de las regiones mencionadas primero se contraen y pasan al estado elástico, mientras el material de las porciones centrales de los patines y de las zonas contiguas del alma está aún a una temperatura que le permite seguir esas contracciones sin ninguna restricción; cuando, posteriormente, se enfrían las porciones centrales, tratan de contraerse más, pero están restringidas por el metal que se encuentra ya en estado elástico, que no puede acortarse sustancialmente, e impide que las fibras que se enfrían al final se contraigan todo lo que requiere el descenso de temperatura. (El proceso de enfriamiento es continuo, aunque aquí se ha descrito, por simplicidad, como si se presentase por etapas).

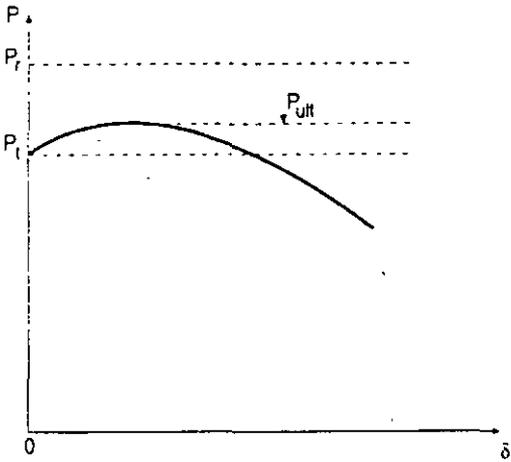


Fig. 2.14 Comparación de los resultados de las teorías del módulo tangente y del módulo reducido con la resistencia máxima de una columna.

Como una consecuencia de los fenómenos mencionados, cuando el perfil laminado llega a la temperatura ambiente, el material que ocupa la zona central de los patines y el alma adyacente queda sometido a fuerzas interiores de tensión, que ejercen sobre él los extremos de los patines y la zona central del alma que, a su vez, soportan compresiones a lo largo de los bordes; hay en el perfil esfuerzos iniciales, antes de que actúen las cargas exteriores, que generan un sistema de fuerzas interiores en equilibrio.

También producen esfuerzos residuales las deformaciones plásticas ocasionadas por operaciones efectuadas durante la fabricación de la estructura, como el enderezado de los perfiles, en frío o en caliente, y la soldadura, que genera esfuerzos residuales muy importantes, por el calentamiento y enfriamiento irregulares de los metales base y de aportación, desde la temperatura ambiente

hasta la de fusión; los cortes con soplete oxiacetilénico producen efectos semejantes a los de la soldadura.

Tanto en perfiles laminados en caliente como en miembros soldados, las partes que tardan más en enfriarse quedan, en general, en tensión, pues su longitud final es mayor que la que tendrían si se enfriasen libremente, y las que se enfrían primero en compresión (Fig. 2.15a).

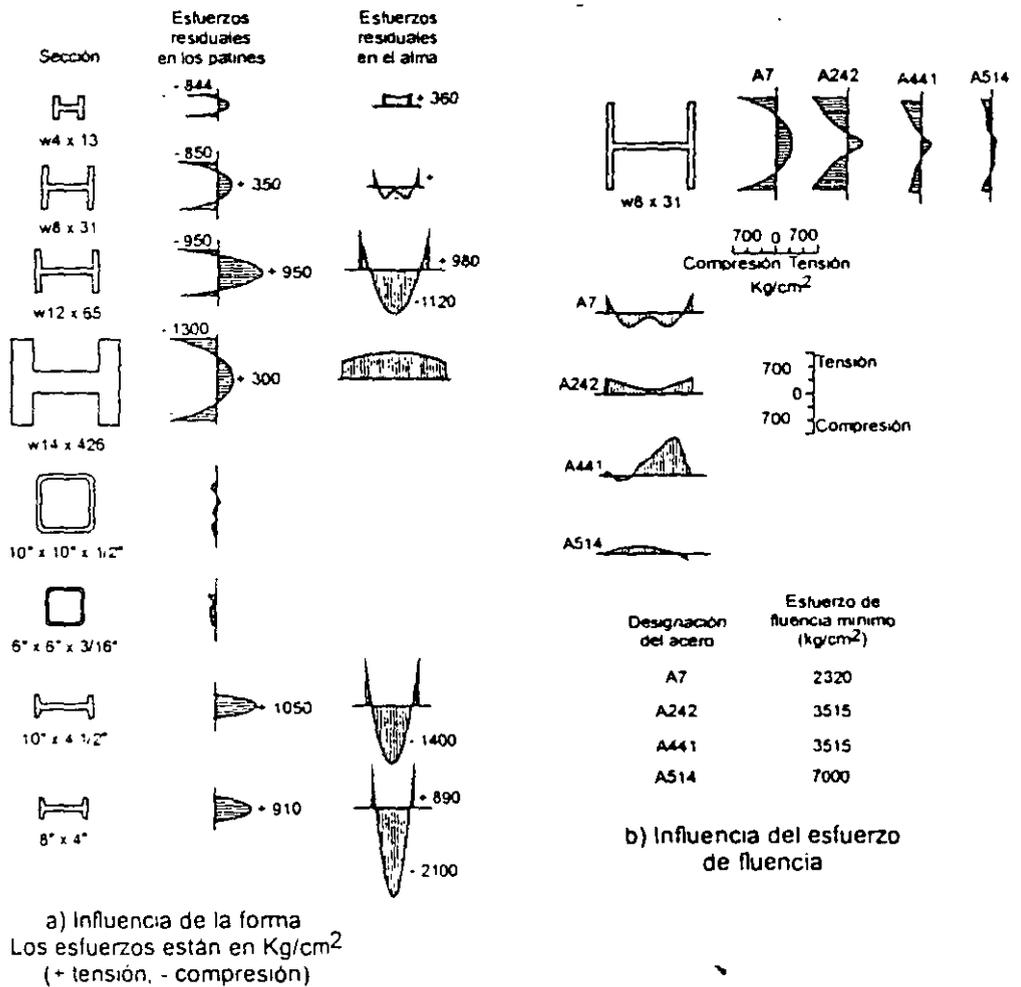


Fig. 2.15 Esfuerzos residuales en perfiles laminados.

En las secciones I y H los esfuerzos residuales máximos aparecen en los extremos de los patines; en perfiles laminados, su valor medio en esos puntos es de unos 900 Kg/cm², prácticamente independiente del esfuerzo de fluencia del acero, por lo que influyen menos en la capacidad de carga de columnas de acero de alta resistencia, pues constituyen un porcentaje menor de su esfuerzo de fluencia (Fig. 2.15b). En secciones I y H hechas con placas soldadas son, en general, más elevados, su magnitud y distribución dependen del tipo de placas que forman el alma y los

patines. Pueden eliminarse, casi por completo, por medio de tratamientos térmicos (Fig. 2.15b).

Los esfuerzos residuales de tensión en las soldaduras y en zonas angostas adyacentes a los bordes de placas cortadas con soplete exceden, con frecuencia, el límite de fluencia de las placas, pues aunque el metal base no resiste, inicialmente, esfuerzos mayores que F_y , los ciclos térmicos producidos por la soldadura y los cortes modifican sus propiedades, y elevan su resistencia (Fig. 2.16).

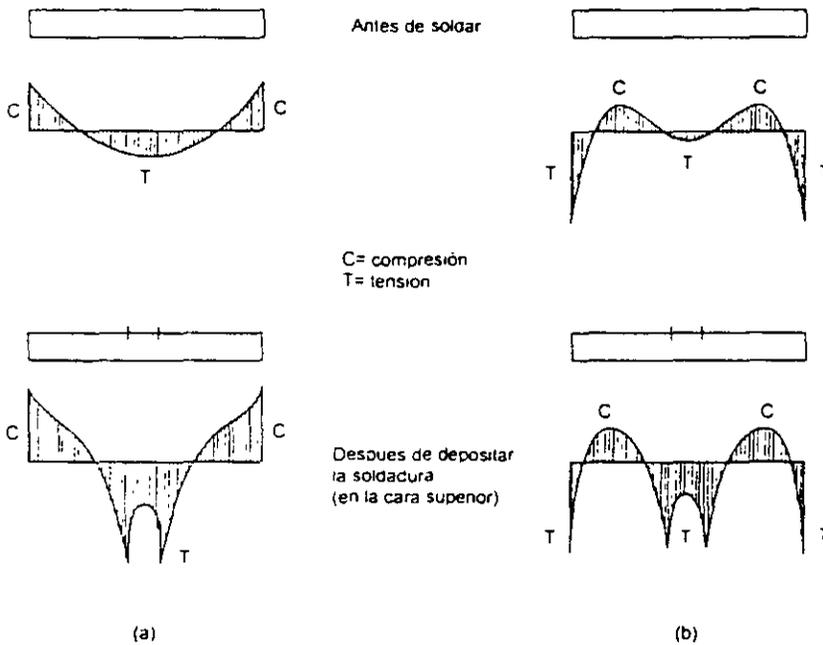


Fig. 2.16 Esfuerzos residuales en placas, antes y después de depositar un cordón de soldadura en su eje longitudinal. (a) Placas laminadas. (b) Placas cortadas con soplete.

La soldadura modifica los esfuerzos previos producidos por el enfriamiento o por los cortes con soplete. Las placas laminadas tienen esfuerzos residuales de compresión en los bordes, mientras que en placas cortadas con soplete esos esfuerzos son tensiones (Fig. 2.16). En secciones H soldadas, hechas con placas laminadas, la soldadura incrementa la compresión en los bordes de los patines y agranda la región comprimida, lo que afecta desfavorablemente la resistencia de la columna; en cambio, si las placas han sido cortadas con soplete, se forman esfuerzos residuales de tensión en los extremos de los patines, y aumenta la resistencia (Fig. 2.17).

Los esfuerzos residuales tienen distribuciones muy parecidas en todas las secciones en cajón, fabricadas con placas laminadas o cortadas con soplete, porque los que producen las soldaduras son mucho mayores que los que había antes (Fig. 2.18).

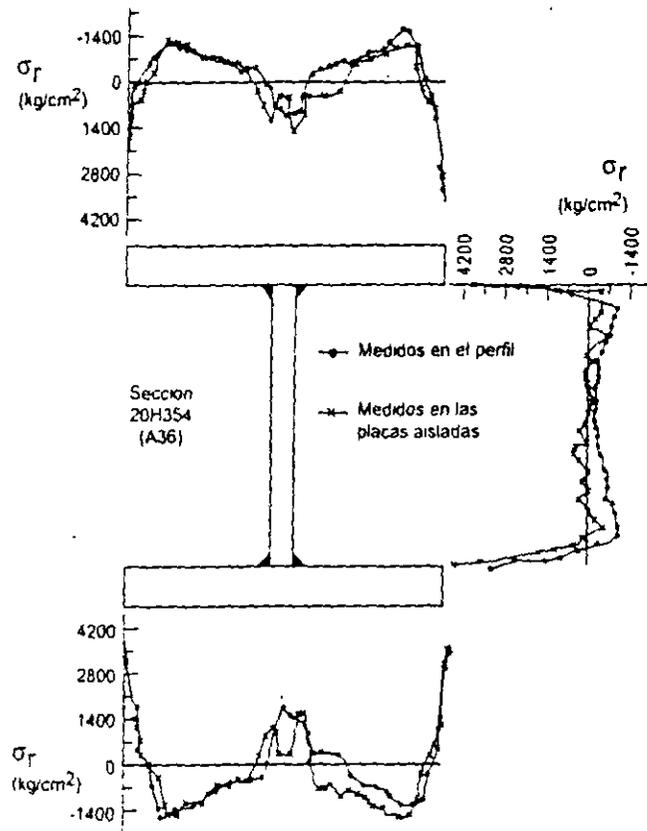


Fig. 2.17 Esfuerzos residuales en una sección H soldada, hecha con placas cortadas con soplete.

2.6.3.1 Influencia de los esfuerzos residuales en la resistencia de las columnas de acero estructural

Su efecto principal es hacer que descienda el límite de proporcionalidad del acero, a partir del cual su diagrama esfuerzo-deformación deja de ser recto; se llega a ese límite tan pronto como la suma de los esfuerzos residuales más los producidos por las cargas iguala a σ_y en algún punto de la sección. Si la barra está en tensión, el esfuerzo de fluencia aparece primero en el punto donde las tensiones residuales eran máximas; si está en compresión, se alcanza, por primera vez, en la zona de esfuerzos residuales de compresión de mayor intensidad.

Como las fuerzas residuales interiores están en equilibrio, los volúmenes de esfuerzos de tensión y compresión en cada sección transversal son iguales entre sí.

y están distribuidos de manera que las fuerzas interiores se equilibran mutuamente, por lo que no influyen en la resistencia última de las barras en tensión (en las zonas en que hay tensiones residuales se llega a σ_y antes que si no las hubiera, pero la plastificación se retrasa donde los esfuerzos residuales son compresiones) ni, por razones análogas, en la de barras comprimidas muy cortas, que fallan por aplastamiento.

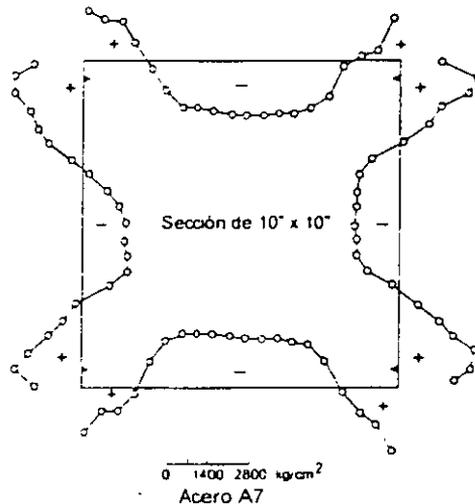


Fig. 2.18 Esfuerzos residuales en secciones cajón soldadas.

En la ref. 2.6 se ilustra el efecto de los esfuerzos residuales en el diagrama esfuerzo de compresión-deformación, estudiando el comportamiento de una columna corta, de sección transversal rectangular, con esfuerzos residuales idealizados (Fig. 2.19); se obtiene la gráfica de la Fig. 2.20. Para llegar a ella se utiliza la ley de Hooke, durante todo el proceso de carga, pero se tiene en cuenta que el área efectiva, en cualquier etapa, es sólo la de la porción de la sección que permanece en el intervalo elástico, pues el resto se deforma plásticamente bajo esfuerzo constante. Así, toda la sección es efectiva hasta que el esfuerzo producido por la carga exterior, P/A , alcanza el valor $\sigma_y - \sigma_{rc}$, a partir de ese instante, las dos porciones laterales de la columna se plastifican, y la resistencia adicional proviene, sólo, de la parte central, que sigue en el intervalo elástico.

2.6.3.2 Esfuerzo crítico de columnas con esfuerzos residuales

Cada fibra deja de contribuir a la rigidez de la columna cuando aparece en ella el esfuerzo σ_y , pues en esas condiciones se deforma libremente, bajo carga constante; por consiguiente, una vez que se han plastificado algunas porciones de la columna, al superponerse los esfuerzos producidos por las cargas exteriores con los residuales, se puede seguir utilizando la fórmula de Euler, pero debe considerarse sólo la porción de las secciones transversales que está aún en el intervalo elástico (refs. 2.12 y 2.13):

$$P_{cr} = \frac{\pi^2 EI_e}{L^2} = \frac{I_e}{I} P_E \tag{2.20}$$

I_e es el momento de inercia de la parte de la sección transversal que está en el intervalo elástico cuando se inicia el pandeo, y P_E es la carga crítica de Euler. Se supone que los esfuerzos residuales son iguales en todas las secciones transversales de la columna, de manera que I_e es constante.

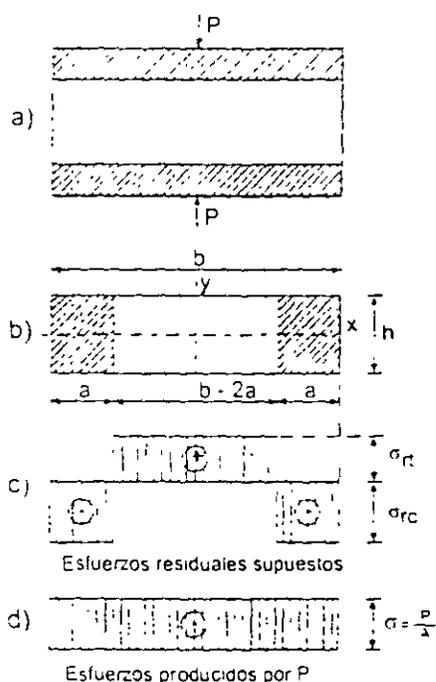


Fig. 2.19 Columna corta con esfuerzos residuales.

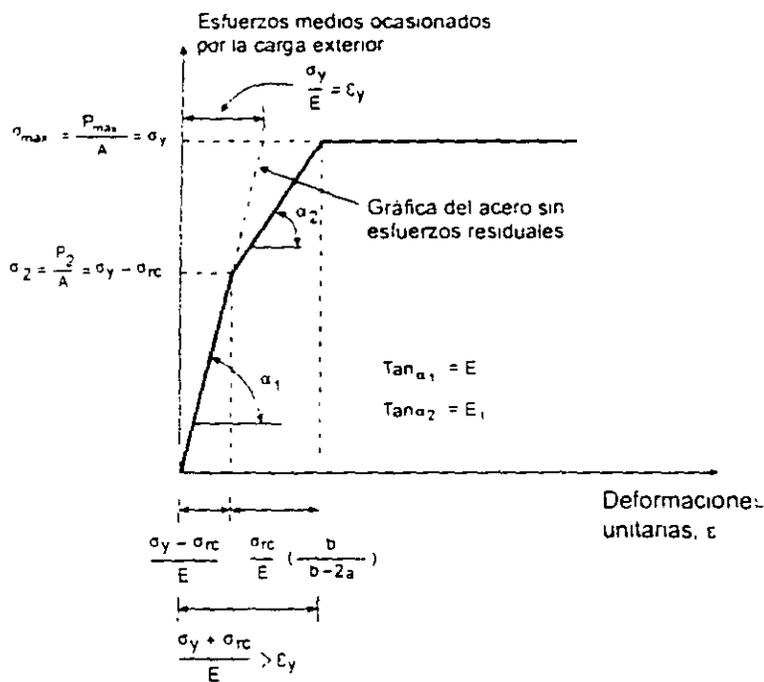


Fig. 2.20 Gráfica esfuerzo-deformación de la columna de la Fig. 2.19.

El esfuerzo crítico se obtiene dividiendo entre el área total A los dos miembros de la ecuación anterior:

$$\sigma_{cr} = \frac{P_{cr}}{A} = \frac{\pi^2 EI_e}{AL^2} = \frac{\pi^2 EI_e}{(I r^2) L^2} = \frac{\pi^2 E (I_e / I)}{(L/r)^2} \tag{2.21}$$

σ_{cr} se calcula con la fórmula de Euler, sustituyendo E por el producto $E(I_e/I)$.

Sin la contribución de Shanley a la teoría del pandeo inelástico no se habría podido llegar a este resultado, pues se está tomando como carga crítica la que ocasiona la iniciación de la flexión lateral de la columna, y admitiendo que ésta empieza sin que se descargue ninguna fibra; de no ser así, volverían a intervenir en el momento de inercia efectivo las zonas plastificadas del lado convexo, que regresarían al campo elástico. Se acepta que la flexión se inicia acompañada por un incremento de carga, que produce aumentos de las deformaciones sin que disminuyan los esfuerzos en ningún punto; se utiliza, pues, la teoría del módulo tangente corregida

por Shanley, modificada porque las secciones transversales de las columnas con esfuerzos residuales dejan de ser homogéneas cuando se plastifican parcialmente.

De acuerdo con las ecs. 2.20 y 2.21, la distribución de los esfuerzos residuales con respecto al eje de flexión influye muy significativamente en la magnitud de σ_{cr} , ya que I_c depende de ella, por lo que se obtienen resultados diferentes, para una misma sección, e igual esbeltez, cuando se pandea alrededor de uno u otro de los ejes centroidales y principales.

Si las dos porciones laterales de amplitud a de la Fig. 2.19b, en las que había una compresión residual, están plastificadas cuando se inicia el pandeo de una columna que tiene esa sección transversal, utilizando la gráfica de la Fig. 2.20 para evaluar el módulo tangente de la sección completa se llega a los resultados siguientes (ref. 2.6):

Flexión alrededor del eje x:

$$\frac{I_{ex}}{I_x} = \frac{E_t}{E} \quad \therefore \sigma_{crx} = \frac{\pi^2 E}{(L/r_x)^2} \frac{E_t}{E} \quad (2.22)$$

Flexión alrededor del eje y:

$$\frac{I_{ey}}{I_y} = \left(\frac{E_t}{E}\right)^3 \quad \therefore \sigma_{cry} = \frac{\pi^2 E}{(L/r_y)^2} \left(\frac{E_t}{E}\right)^3 \quad (2.23)$$

Si se conoce E_t para fuerzas de compresión crecientes, con las ecuaciones 2.22 y 2.23 pueden obtenerse gráficas para diseño de columnas de sección transversal rectangular, que se pandean alrededor de cualquiera de los ejes centroidales y principales, con las que se determina σ_{cr} , en función de la relación de esbeltez y teniendo en cuenta los esfuerzos residuales.

σ_{crx} se calcula aplicando directamente la teoría del módulo tangente (ec. 2.22), pero no sucede lo mismo con σ_{cry} , que no depende directamente de E_t , sino de una función del cociente E_t/E (ec. 2.23).

El módulo tangente de la sección transversal completa, E_t , puede determinarse analíticamente, partiendo de una distribución conocida de esfuerzos residuales, o experimentalmente, por medio de ensayos de compresión de perfiles completos, de poca longitud (ref. 2.11).

Las ecs. 2.22 y 2.23 son válidas también para columnas de sección H o I idealizadas como dos placas paralelas entre sí, despreciando el efecto del alma sobre la rigidez

(refs. 2.6, 2.14); corresponden, respectivamente, a pandeo por flexión alrededor de los ejes x y y .

En la Fig. 2.21 se han trazado las curvas esfuerzo medio-relación de esbeltez que se obtienen aplicando las dos ecuaciones a una columna de sección H pandeada por flexión alrededor de los ejes de mayor y menor momento de inercia, suponiendo que tiene los esfuerzos residuales idealizados que se muestran, con valores máximos de $0.30\sigma_y$, en los extremos de los patines, y despreciando el efecto del alma ($0.30\sigma_y$ es un valor experimental promedio, determinado para secciones H laminadas, de tamaño pequeño o mediano).

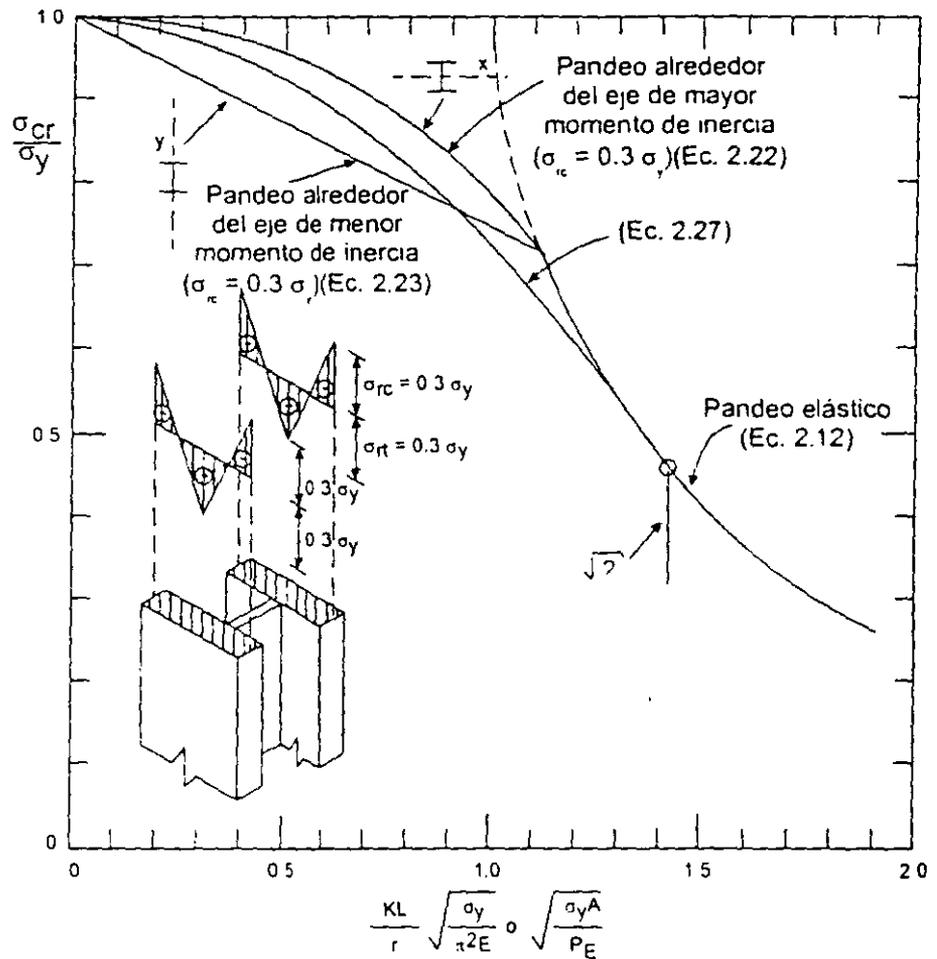


Fig. 2.21 Curvas esfuerzo crítico-relación de esbeltez para una columna I con esfuerzos residuales.

Cuando se obtuvieron las curvas anteriores, se pensó que para simplificar el diseño convenía sustituirlas por una sola, válida para pandeo en x o en y .

La resistencia de columnas que se pandean en el intervalo inelástico, por flexión alrededor del eje de mayor momento de inercia, puede aproximarse con una curva de ecuación (ref. 2.5):

$$\sigma_{cr} = \sigma_y - \frac{\sigma_{LP}}{\pi^2 E} (\sigma_y - \sigma_{LP}) \left(\frac{L}{r} \right)^2 \quad (2.24)$$

Como la gráfica esfuerzo-deformación deja de ser una línea recta cuando el esfuerzo total (residual de compresión más el debido a la carga exterior) llega a σ_y , en algún punto, el límite de proporcionalidad σ_{LP} se substituye por:

$$\sigma_{LP} = \sigma_y - \sigma_{rc} \quad (2.25)$$

La ec. 2.24 se transforma en:

$$\sigma_{cr} = \sigma_y - \frac{\sigma_{rc}}{\pi^2 E} (\sigma_y - \sigma_{rc}) \left(\frac{L}{r} \right)^2 \quad (2.26)$$

Si los esfuerzos residuales máximos de compresión se toman, arbitrariamente, iguales a $\sigma_y/2$, la ec. 2.26 se reduce a la 2.27, que proporciona resultados intermedios entre los de las ecs. 2.22 y 2.23, aceptables para flexión en cualquiera de los planos principales; su representación gráfica es una curva tangente a la de Euler en el punto en que $\sigma_{cr} = \sigma_y/2$.

$$\sigma_{cr} = \sigma_y - \frac{\sigma_y^2}{4\pi^2 E} \left(\frac{L}{r} \right)^2 \quad (2.27)$$

$\sigma_y/2$ es un valor cercano al máximo que se ha medido en perfiles H laminados.

La ecuación 2.27 puede escribirse en la forma

$$\sigma_{cr} = \sigma_y \left(1 - \frac{\sigma_y}{4\pi^2 E_f (L/r)^2} \right) = \sigma_y \left(1 - \frac{\sigma_y}{4\sigma_{cre}} \right) \quad (2.28)$$

σ_{cre} es la carga crítica de pandeo elástico de la columna; con la ec. 2.28 se corrige ese valor, cuando el pandeo se inicia fuera del intervalo elástico.

Al suponer que $\sigma_{rc} = \sigma_y/2$, de la ec. 2.25 se obtiene, $\sigma_{LP} = \sigma_y/2$, de manera que la ec. 2.27 (o la 2.28) es aplicable a columnas de relación de esbeltez para la que el esfuerzo crítico de pandeo es mayor que la mitad del de fluencia; en caso contrario, el pandeo se inicia en el intervalo elástico, y se utiliza la fórmula de Euler.

La ec. 2.27 (Fig. 2.21) fue recomendada en 1960 (ref. 2.14) como adecuada para obtener la resistencia al pandeo inelástico de columnas de acero estructural, y sirvió de base para las fórmulas contenidas en las especificaciones del AISC de 1961, que siguen en vigor, después de varias revisiones, en las normas para diseño por

esfuerzos permisibles (ref. 2.3); se utiliza también en el Reglamento de Construcciones para el D.F. (ref. 2.2), para algunos tipos de columnas. Es particularmente aplicable a perfiles H o I de acero estructural, laminados en caliente pero pierde exactitud cuando se emplea para diseñar columnas hechas con placas soldadas, en las que el efecto de los esfuerzos residuales suele ser mayor que en las laminadas, o para columnas de acero de alta resistencia en las que, en cambio, los esfuerzos residuales son de menor importancia. Tampoco es muy precisa cuando se aplica a columnas de otros perfiles, como ángulos, canales, tubos o secciones en cajón.

En la Fig. 2.22 se muestran resultados experimentales obtenidos ensayando columnas de distintas formas, con esfuerzos de fluencia diferentes y fabricadas por procedimientos diversos, sometidas a compresión axial. Las abscisas son las relaciones de esbeltez escritas en forma adimensional, $\lambda = KL/(KL)_{\sigma_c = \sigma_y} = (KL/r)\sqrt{\sigma_y/\pi^2 E}$, y las ordenadas los esfuerzos críticos, divididos entre σ_y , para reducirlos también a una forma adimensional, que permita comparar los resultados. $(KL)_{\sigma_c = \sigma_y}$ es la relación de esbeltez para la que el esfuerzo crítico elástico es igual a σ_y .

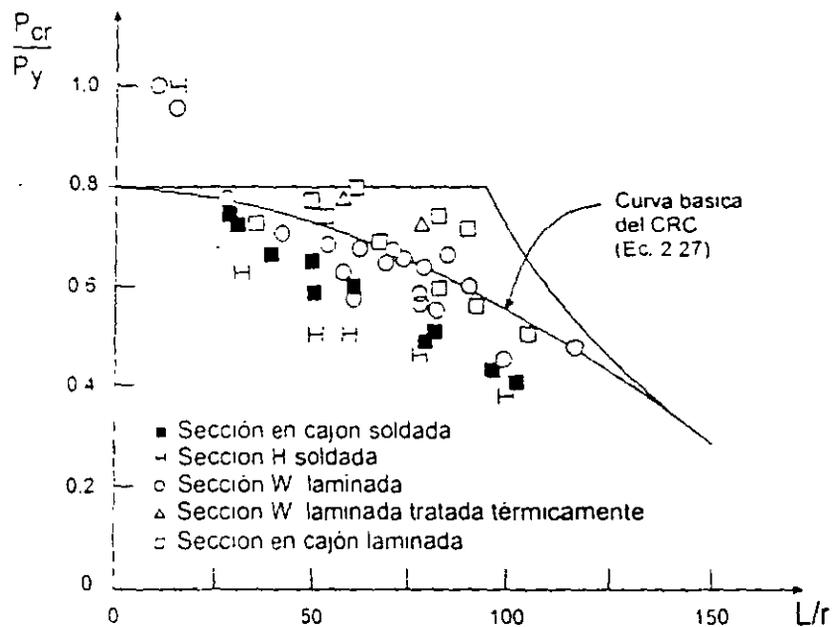


Fig. 2.22 Comparación de resultados experimentales con la ecuación 2.27.

Todos los especímenes se ensayaron en la condición en que se encontraban al terminar la fabricación, sin someterlos a ninguna operación de enderezado.

Con fines comparativos, aparece también en la figura la curva básica para diseño de columnas cargadas axialmente propuesta por el "Column Research Council" (CRC) en 1960 (ref. 2.14), ec. 2.27.

La mayoría de los puntos que representan perfiles H laminados, ensayados en su estado normal, se encuentra cerca de la curva, mientras que los de esos mismos perfiles tratados térmicamente, y de secciones en cajón laminadas, están en la curva o por encima de ella. En cambio, todas las columnas compuestas por placas soldadas están debajo, lo que indica que tienen resistencias menores que las predichas.

Estos resultados comprueban la importancia de los esfuerzos residuales en la resistencia de las columnas, tanto desde el punto de vista de su magnitud como de la manera en que están distribuidos en la sección. La resistencia aumenta cuando crece el esfuerzo de fluencia del acero y cuando se eliminan los esfuerzos residuales por medio de tratamientos térmicos, y las secciones en cajón laminadas, en las que los esfuerzos son reducidos, tienen también una capacidad de carga elevada. En cambio, las columnas formadas por placas soldadas resisten menos que los perfiles laminados de igual geometría, y la resistencia de las secciones en cajón es mayor que la de las H, porque tienen una distribución de esfuerzos residuales más favorable.

La considerable dispersión de los resultados experimentales refleja la influencia de la forma de las secciones transversales, de las distribuciones de esfuerzos residuales, y de la variación de los esfuerzos de fluencia; también influyen las imperfecciones geométricas iniciales de las columnas.

Es discutible si deben especificarse curvas de diseño diferentes para situaciones diferentes (columnas laminadas, soldadas, de alta resistencia, etc.), o utilizar una curva única; en este caso, el grado de seguridad varía de unas columnas a otras, pues la curva es conservadora en algunas ocasiones y arroja resultados inseguros en otras.

2.6.4 Curvas múltiples

La gran dispersión de las resistencias máximas de las columnas, para valores dados de la esbeltez, se muestra en la Fig. 2.23, en la que se han trazado las curvas que limitan el espacio que contiene las gráficas resistencia-esbeltez determinadas analíticamente para 112 columnas, de perfiles y tipos muy variados (ref. 2.15, 2.20).

Cada curva se basa en una distribución real de esfuerzos residuales, medida experimentalmente, y en una deformación inicial supuesta del eje de la columna, $\delta_0 = 0.001L$, en la sección media. Las resistencias no se han determinado resolviendo un problema de valores característicos, método que sólo es aplicable a

columnas perfectamente rectas, sino trazando la gráfica acción-deflexión de todo el proceso de carga, hasta el colapso. La resistencia máxima es la ordenada del punto más alto de la gráfica.

En la fig. 2.23 se muestran las envolventes superior e inferior y la curva media aritmética; el ancho de la banda, es decir, la dispersión de resistencias, es máximo para relaciones de esbeltez intermedias, y disminuye hacia los extremos.

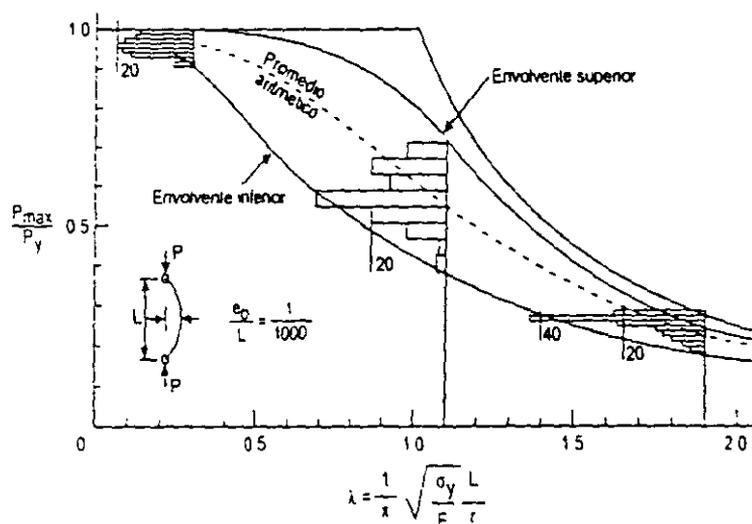


Fig. 2.23 Límites de las curvas de resistencia máxima de columnas (112 curvas).

Es evidente que una sola curva no representa adecuadamente la resistencia de todos los tipos de columnas.

Las incertidumbres pueden reducirse definiendo subgrupos, y representando cada uno con una curva media única, con lo que se obtiene un grupo de curvas múltiples para diseño

Curvas europeas. Debido a la dispersión en las propiedades del material y en las imperfecciones de las columnas reales, las cargas de colapso obtenidas experimentalmente para una relación de esbeltez dada están repartidas en una faja de un cierto ancho. Conociendo un número suficiente de resultados experimentales, puede determinarse el valor probable de la carga de falla cuyo limite estadístico de tolerancia sea igual a una cifra dada. Adoptando este criterio, y utilizando los resultados de alrededor de 1100 ensayos llevados a cabo en siete países de Europa occidental, la Convención Europea de la Construcción Metálica (ref. 2.16) obtuvo una curva experimental, sin ecuación determinada, definida por parejas de valores $\sigma_{cr} - L/r$. Las piezas ensayadas, de diferentes relaciones de esbeltez, están hechas con perfiles de varios tipos, laminados en distintos países, y se probaron en seis laboratorios diferentes.

Pronto se hizo evidente que el empleo de una sola curva de pandeo es en detrimento de algunos perfiles usuales, por lo que se decidió establecer varias curvas de diseño, y referir a cada una de ellas las secciones correspondientes. Para obtenerlas se hicieron estudios de simulación, basados en valores supuestos de las imperfecciones de las columnas, y en los estudios experimentales previos. Se obtuvieron así las curvas a, b y c de la Fig. 2.27, en la que se indican los tipos de columnas a los que son aplicables. Se muestran también dos curvas tentativas, a^o y d.

Para facilitar el dimensionamiento de las columnas, la Convención Europea elaboró tablas $L/r - \sigma_u$ para los perfiles más utilizados y los aceros comunes en Europa (ref. 2.17), teniendo en cuenta los valores característicos del límite de elasticidad, en función del grueso del material. (Desde el punto de vista del pandeo de piezas comprimidas, la característica más importante es el límite de elasticidad de la parte más gruesa del perfil, que disminuye al aumentar el espesor). Posteriormente se han utilizado expresiones analíticas que aproximan los resultados proporcionados por las curvas (ref. 2.18).

2.6.5 Resistencia de diseño

Como las columnas reales tienen imperfecciones iniciales, aparecen, desde un principio, deflexiones laterales y momentos flexionantes, que crecen con más rapidez que la carga y ocasionan, eventualmente, la falla del miembro por la acción combinada de compresión y flexión. Sin embargo, durante muchos años el problema se trató como si las columnas fuesen perfectas y fallasen por pandeo, conservándose rectas hasta que se agota su rigidez lateral (ref. 2.12). Las especificaciones del AISC para el diseño por esfuerzos permisibles de columnas en compresión axial siguen basadas, hasta la fecha, en este criterio (ref. 2.3).

En la actualidad se cuenta con dos métodos para determinar la resistencia máxima de las columnas que fallan por pandeo por flexión (ref. 2.15 y 2.19); de acuerdo con uno, es la menor de las cargas críticas de pandeo, elástico o inelástico, de la columna perfecta; según el otro, es igual a la resistencia última de columnas con imperfecciones iniciales, que se introducen en el problema suponiendo que su eje no es recto inicialmente. Cuando se utiliza el primer criterio se calcula la carga crítica, que corresponde a un estado de bifurcación del equilibrio; debe resolverse un problema de valores característicos; si se emplea el segundo, se tiene un problema de inestabilidad, que se resuelve trazando una curva acción-desplazamiento y determinando la carga correspondiente a su punto más alto.

Los dos métodos son aplicables, en teoría, a cualquier forma de falla, pero sólo se cuenta con la información necesaria para utilizar el segundo, más preciso, en el caso más común, la falla por flexión alrededor de alguno de los ejes centroidales y principales de columnas con secciones transversales de simetría doble.

Ante la imposibilidad de considerar, de manera explícita, todos los factores que influyen en la resistencia de las columnas, sólo se incluyen en cada método los más importantes, y los restantes se tienen en cuenta introduciendo en el diseño un factor de seguridad adecuado, en forma de factores de carga y resistencia apropiados, cuando el diseño se hace por estados límite.

En los dos métodos se incluyen los efectos de los esfuerzos residuales que se originan durante la laminación y la fabricación de la estructura.

La resistencia de las columnas y la forma de la curva que la relaciona con la esbeltez son función de factores geométricos (forma y tamaño de las secciones transversales, desviaciones del eje respecto a la línea recta que une los centroides de las secciones extremas, excentricidades en la aplicación de la carga, eje de las secciones transversales alrededor del que se presenta la flexión durante el pandeo), de factores que dependen del material (tipo de acero, caracterizado por el esfuerzo de fluencia y la gráfica esfuerzo-deformación, magnitud y distribución de los esfuerzos residuales) y del proceso de fabricación (columnas laminadas en caliente, fabricadas con placas soldadas, o formadas en frío, métodos empleados para enderezarlas). Todos estos factores se tienen en cuenta cuando la curva de diseño se determina experimentalmente, puesto que se ensayan columnas reales, pero es difícil incluirlos en modelos analíticos por lo que, como se mencionó arriba, sólo los más importantes se consideran de manera explícita.

El número y la variedad de los factores que intervienen en el problema hacen que no sea conveniente utilizar una sola curva resistencia-esbeltez para todas las columnas, pues al hacerlo se penalizan las secciones más eficientes, o se diseñan las menos eficientes con una seguridad inadecuada. Para obtener un nivel de seguridad uniforme han de utilizarse varias curvas de diseño, que correspondan a grupos de columnas de características similares; se llega así al concepto de las curvas múltiples (refs. 2.11, 2.15, 2.19, 2.20).

Se han determinado analíticamente las curvas para columnas de diversos tipos; en su obtención se han tenido en cuenta la forma de la sección transversal, las propiedades mecánicas del acero, el procedimiento de fabricación, el tamaño de los perfiles, y el eje de flexión; además, se han considerado esfuerzos residuales con valores y distribuciones medidos experimentalmente, y curvaturas iniciales definidas por la forma del eje de la columna y la deflexión máxima, en el centro.

El eje de las columnas reales se representa convenientemente con una senoide, pero hay diferentes opiniones acerca del valor más adecuado de la deflexión e en el centro de la barra.

La magnitud de e está limitada por los requisitos que deben satisfacer, por especificación, los elementos de acero que se utilizan en las estructuras; de acuerdo con la práctica estadounidense, el eje de los miembros de sección H no puede separarse de la recta teórica que une sus extremos más de 1/8" por cada 10 pies de

longitud, o sea un novecientos sesentavo de la longitud L del miembro, lo que se considera, en general, como $L/1000$.

Sin embargo, como las bases de la teoría de confiabilidad utilizada para el desarrollo de los métodos de diseño basados en factores de carga y resistencia son los valores medios y las desviaciones estándar de los parámetros que intervienen en el problema, parece razonable usar el valor medio de e , y su variabilidad, para evaluar la resistencia de las columnas, lo que lleva a tomar e igual a $L/1470$, que es el valor medio, obtenido estadísticamente, para perfiles H (refs. 2.11, 2.20).

Para reducir a límites aceptables las incertidumbres propias del uso de una sola curva de diseño, pero sin complicar demasiado la solución del problema, como sucedería si se utilizase un número excesivo de curvas, el Consejo de Investigación sobre Estabilidad Estructural ("Structural Stability Research Council", SSRC) ha propuesto el uso de tres curvas (refs. 2.11, 2.15), que corresponden a grupos que incluyen columnas de sección H laminadas en caliente y enderezadas en frío, barras de sección transversal circular, maciza o hueca, y miembros hechos con placas soldadas, de sección H y en cajón. Para las curvas originales (Fig. 2.24 a 2.26) se consideró $e = L/1000$, mientras que en la deducción de las designadas con la letra P (de "probabilístico") se tomó el valor medio, $L/1470$; cada una de las curvas P está, siempre, ligeramente arriba de la curva "determinística" correspondiente (Fig. 2.28).

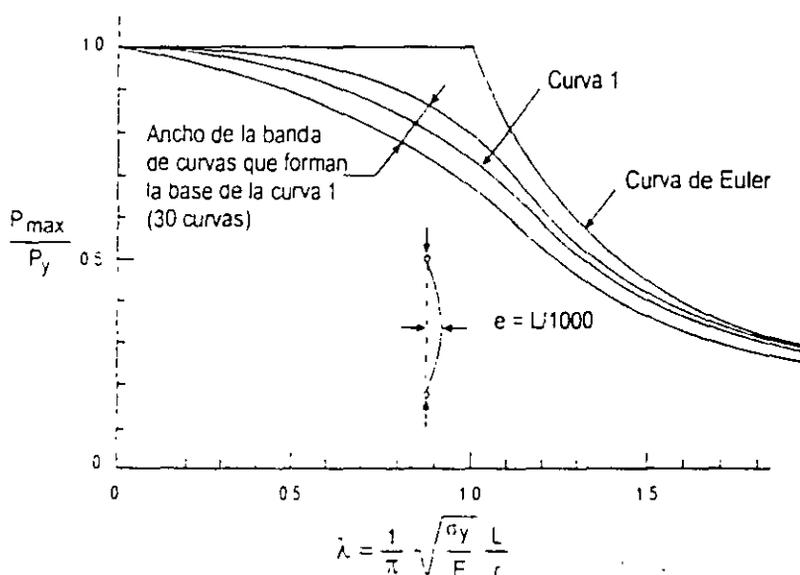


Fig. 2.24 Curva No. 1 para columnas de acero estructural.

Las ecuaciones que reproducen analíticamente los resultados de las curvas múltiples son bastante complejas (refs. 2.11, 2.15, 2.19); por ello, se ha propuesto el uso de expresiones simplificadas, con las que se obtienen, de manera mucho más sencilla, resultados suficientemente cercanos a los proporcionados por las curvas (refs. 2.9, 2.21, 2.22); de este tipo son las ecuaciones de las Normas Técnicas

Complementarias del Reglamento de Construcciones para el D.F. (ref. 2.2), y de las especificaciones Canadienses (ref. 2.23), para el diseño de columnas de sección transversal H o en cajón. Aunque de poca utilidad para tabular la resistencia de las columnas en función de su esbeltez, las ecuaciones simplificadas son convenientes cuando se emplean directamente en los cálculos y cuando se incluyen en programas de computadora.

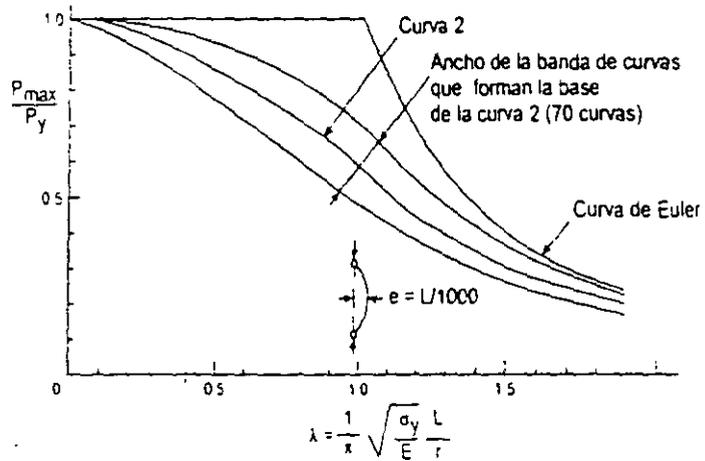


Fig. 2.25 Curva No. 2 para columnas de acero estructural.

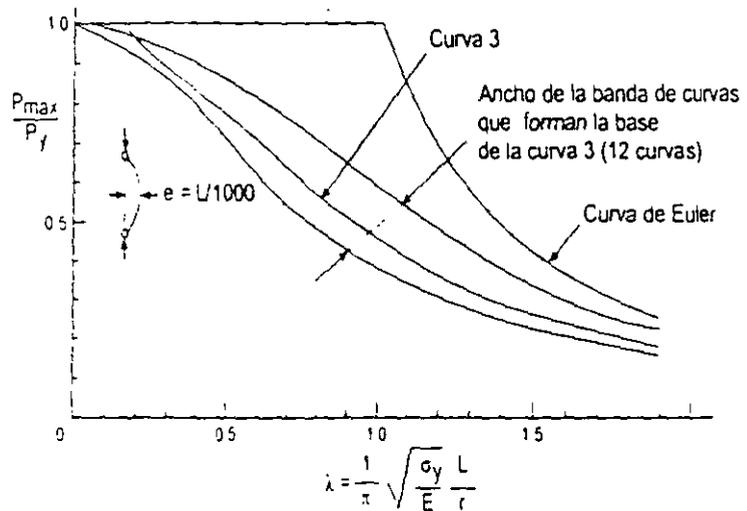
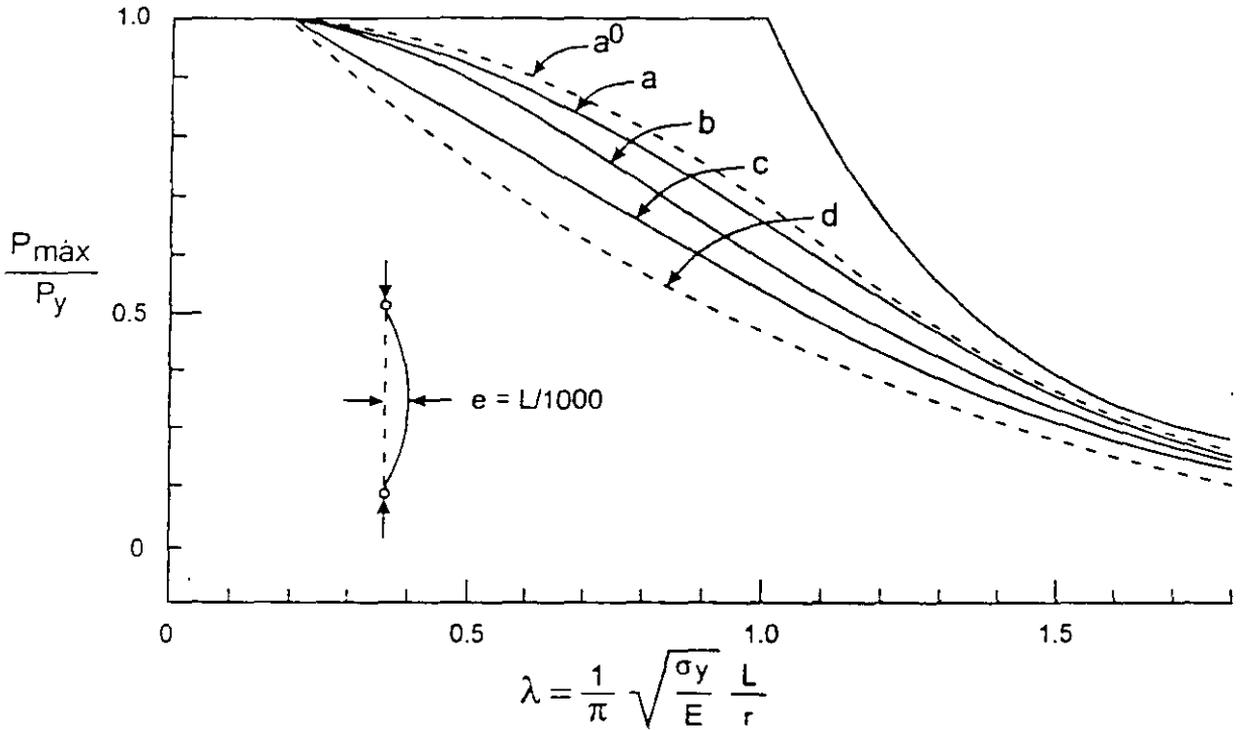


Fig. 2.26 Curva No. 3 para columnas de acero estructural.

Las ecuaciones recomendadas en la ref. 2.24 corresponden a la curva 2P (ref. 2.11, 2.20). A pesar de que esta curva es, en teoría, aplicable solamente a secciones para las que fue deducida, de acuerdo con la ref. 2.24 se utilizan columnas con secciones transversales de cualquier forma, incluyendo secciones sencillos o dobles.



Curva a

- □ Tubos formados en caliente
- ⊞ Laminada, $h/b > 1.2$
- ⊞ Laminada, con cubreplacas soldadas
- ⊞ Soldada, relevada de esfuerzos
- ⊞ Relevada de esfuerzos

Curva c

- ⊞ Laminada, $h/b \leq 1.2$
- ⊞ Soldada, placas laminadas
- ⊞ Te
- ⊞ Canal
- □ Tubos acabados en caliente, con paredes de grueso no mayor de 6 mm

Curva a⁰ (tentativa)

Aceros de alta resistencia

Curva b

- ⊞ Cajón soldado
- ⊞ Laminada, $h/b > 1.2$
- ⊞ Laminada, $h/b \leq 1.2$
- ⊞ Soldada, placas cortadas con soplete
- ⊞ Soldada, placas laminadas
- ⊞ Laminada, con cubreplacas soldadas
- ⊞ Laminada, relevada de esfuerzos

Curva d (tentativa)

Perfiles pesados

Fig. 2.27 Curvas múltiples europeas.

Cuando se emplean varias curvas de diseño, con la tabla 2.1 se determina la que debe usarse en cada caso (refs. 2.4 y 2.20).

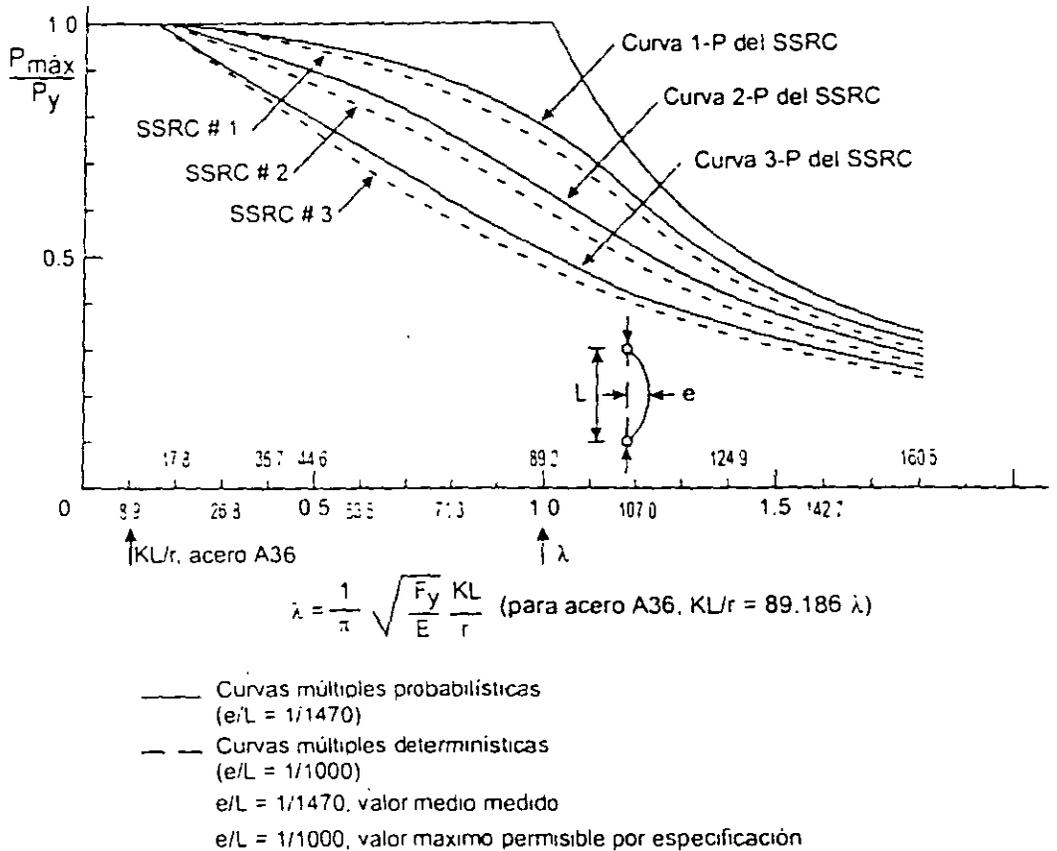


Fig. 2.28 Conjuntos de curvas múltiples para el diseño de columnas (SSRC y SSRC-P).

2.6.6 Pandeo en el intervalo de endurecimiento por deformación

En la mayor parte de la literatura sobre pandeo inelástico de columnas en compresión axial, se acepta que se pandean cuando el esfuerzo llega al límite de fluencia, y el módulo de elasticidad tangente se reduce a cero. Esto se refleja en las curvas y fórmulas para diseño, con las que se obtiene un esfuerzo crítico máximo (o un esfuerzo último, si se tienen en cuenta las imperfecciones iniciales), correspondiente a longitudes nulas, igual a σ_y (Figs. 2.21 y 2.24 a 2.26, ec. 2.27).

Aparentemente sería imposible llevar los elementos comprimidos de acero estructural al intervalo de comportamiento plástico, en el que las deformaciones unitarias son mayores que ϵ_y , sin que se pandearan, lo que invalidaría la hipótesis principal del análisis y diseño plástico, pues los patines de las barras en flexión pandearían localmente cuando la compresión fuese en ellos $A_p \sigma_y$, y no podría plastificarse la sección completa, ni formarse articulaciones plásticas.

Tabla 2.1 Selección de curvas para el diseño de columnas*

Proceso de fabricación		Eje de flexión	Esfuerzo de fluencia mínimo (Kg)			
			<2530	2600 a 3450	3500 a 4150	4200 a 6250
Perfiles H laminados en caliente	Perfiles H ligeros y medios	Mayor momento de inercia	2	2	1	1
		Menor momento de inercia	2	2	2	1
	Perfiles H pesados (Patines de más de 5 cm de grueso)	Mayor	3	2	2	2
		Menor	3	3	2	2
Secciones H hechas con placas soldadas	Placas cortadas con soplete	Mayor	2	2	2	1
		Menor	2	2	2	2
	Placas laminadas	Mayor	3	3	2	2
		Menor	3	3	3	2
Secciones en cajón soldadas	Placas cortadas con soplete o laminadas	Mayor	2	2	2	1
		Menor	2	2	2	1
	Formadas en frío	Mayor	N/A	2	2	2
		Menor	N/A	2	2	2
Tubos cuadrados o rectangulares	Formados en caliente o formados en frío y tratados térmicamente	Mayor	1	1	1	1
		Menor	1	1	1	1
Tubos circulares	Formados en frío		2	2	2	2
	Formados en caliente		1	1	1	1
Todos los perfiles que hayan sido relevados de esfuerzos		Mayor o Menor	1	1	1	1

Notas:

- * Para uso con las curvas 1, 2 y 3 del SSRC (Cap. 3, ref. 2.11).
- ** Aceros tratados térmicamente.

La conclusión anterior no concuerda ni con los resultados de gran número de pruebas de laboratorio ni con el comportamiento de las estructuras reales, pues piezas pequeñas y robustas de acero, comprimidas axialmente, admiten deformaciones mayores que ϵ_y , sin pandearse e incluso, si su relación de esbeltez es menor que un cierto límite, el pandeo se pospone hasta que todo el material está endurecido por deformación, y se inicia bajo esfuerzos mayores que el de fluencia (refs. 2.26 a 2.28). Las teorías clásicas describen correctamente el fenómeno en el intervalo elástico y en el inelástico entre el límite de proporcionalidad y el esfuerzo de fluencia, hasta que la deformación unitaria vale ϵ_y , pero son inaplicables más allá de este punto.

En la Fig. 2.29 se muestra, en forma ligeramente simplificada, la primera parte de la curva esfuerzo-deformación unitaria de una probeta de acero A36, en tensión o compresión.

Al llegar el esfuerzo a σ_y , se inicia el flujo plástico, de manera brusca, sin la curva de transición de los perfiles completos, pues ésta se debe a los esfuerzos residuales que desaparecen en las probetas; las deformaciones crecen bajo esfuerzo constante, y el módulo tangente E_t parece reducirse a cero. Sin embargo, ϵ es una deformación media, obtenida midiendo el alargamiento o el acortamiento total de la probeta y, en realidad, no hay ningún material cuya deformación unitaria esté comprendida entre la iniciación del flujo plástico ϵ_y y el comienzo del endurecimiento por deformación ϵ_{ed} , pues el acero fluye de manera discontinua en pequeñas fajas inclinadas, orientadas según los planos de esfuerzo cortante máximo, en las que la deformación local pasa instantáneamente de ϵ_y a ϵ_{ed} (refs. 2.26, 2.27, 2.29). E_t no se anula nunca porque cuando parte del material está aún en el intervalo elástico, el resto ha entrado ya en el endurecimiento por deformación.

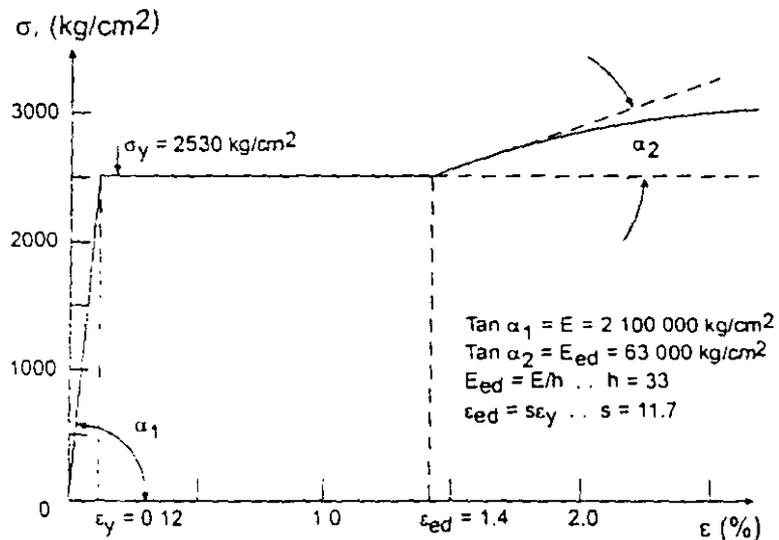


Fig. 2.29 Curva esfuerzo-deformación unitaria de una probeta de acero A 36.

ϵ_{ed} es unas 12 veces mayor que ϵ_y (Fig. 2.29).

Se ha demostrado experimentalmente que los esfuerzos de pandeo de piezas comprimidas de acero A7 o A36, en relación con esbeltez menor de 20, exceden el límite de fluencia y entran en el endurecimiento por deformación; los valores experimentales están entre los predichos por las teorías del módulo tangente, y el módulo reducido (refs. 2.6, 2.30).

2.6.7 Fórmulas para diseño

A continuación se presentan las ecuaciones para diseño de columnas en compresión axial recomendadas en el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, en las dos especificaciones del Instituto Americano de la Construcción en Acero, y en las normas canadienses.

2.6.7.1 Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras Metálicas (ref. 2.2)

La resistencia de diseño R_c de un elemento estructural de eje recto y de sección transversal constante sometido a compresión axial, que falla por pandeo por flexión, y en el que el pandeo local no es crítico, se determina con alguna de las ecs. 2.29 a 2.31. Tomando A_t en cm^2 y F_y en kg/cm^2 , R_c se obtiene en kg.

a) Miembros de sección transversal H, I, o rectangular hueca.

$$F_R = 0.9$$

$$R_c = \frac{F_y}{(1 + \lambda^{2n} - 0.15^{2n})^{1/n}} A_t F_R \leq F_y A_t F_R \quad (2.29)$$

A_t es el área total de la sección transversal de la columna.

$\lambda = \frac{KL}{r} \sqrt{\frac{F_y}{\pi^2 E}}$, donde KL/r es la relación de esbeltez efectiva máxima de la columna.

n es un coeficiente adimensional, que tiene alguno de los valores siguientes:

- Columnas de sección transversal H o I, laminadas o hechas con tres placas soldadas, obtenidas cortándolas con oxígeno de placas más anchas, y columnas de sección transversal rectangular hueca, laminadas o hechas con cuatro placas soldadas: $n = 1.4$.
- Columnas de sección transversal H o I, hechas con tres placas laminadas soldadas entre sí: $n = 1.0$.

La ec. 2.29 es una representación analítica simplificada de las curvas múltiples del SSRC; los valores de n , 2.0, 1.4 y 1.0, corresponden, respectivamente, a las curvas 1, 2 y 3 (ref. 2.22).

En las Normas Técnicas se utilizan sólo las curvas 2 y 3, es decir, n igual a 1.4 y 1.0, para aceros con límite de fluencia no mayor de 2530 Kg/cm^2 , pero se permiten otros valores de n si se demuestra que su empleo está justificado.

La tendencia actual es hacia el uso de aceros de resistencias más elevadas que los tradicionales; así, en Estados Unidos se emplean cada vez más, aceros con un esfuerzo de fluencia de 50 Kips/pulg² (3515 kg/cm²), sustituyendo al acero A36 ($F_y = 2530$ kg/cm²); en Canadá y en Europa la situación es semejante.

En México es ya muy común el uso de materiales con $F_y = 3515$ kg/cm²; cuando es así, puede emplearse la ec. 2.29, con $n = 2.0$, en los casos en que la Tabla 2.1 señala que debe utilizarse la curva 1.

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

$$F_R = 0.85$$

$$\text{Si } KL/r \geq (KL/r)_c, \quad R_c = \frac{20,120,000}{(KL/r)^2} A_1 F_R \quad (2.30)$$

$$\text{Si } KL/r \leq (KL/r)_c, \quad R_c = A_1 F_y \left[1 - \frac{(KL/r)^2}{2(KL/r)_c^2} \right] F_R \quad (2.31)$$

$$(KL/r)_c = 6340 / \sqrt{F_y}$$

KL/r es la relación de esbeltez efectiva máxima de la columna, $(KL/r)_c = \sqrt{2\pi^2 E / F_y} \approx 6340 / \sqrt{F_y}$ es la esbeltez que separa el pandeo elástico del inelástico. Se obtiene igualando a $F_y/2$ el esfuerzo crítico elástico, dado por la fórmula de Euler y despejando KL/r .

Las ecs. 2.30 y 2.31 proporcionan la carga crítica de la columna, de pandeo elástico (la fórmula de Euler, ec. 2.30) o inelástico (la ec. 2.31 es la 2.28, en la que se ha introducido $(KL/r)_c$, multiplicada por $A_1 F_R$). Estas ecuaciones, que se conservan de normas anteriores, se aplican a ángulos, canales y tes en compresión y, en general, a todos los tipos de columnas que no han sido objeto de investigaciones especiales, como las que llevaron a la obtención de las curvas múltiples. Por este motivo, para su diseño se recomienda un factor de resistencia menor.

2.6.7.2 Especificaciones AISC para diseño por factores de carga y resistencia (ref. 2.24)

De acuerdo con las especificaciones del AISC para edificios de acero estructural basadas en diseño por factores de carga y resistencia (ref. 2.24), la resistencia de diseño en compresión de columnas cargadas axialmente que no fallan por pandeo local ni por pandeo por torsión a flexotorsión, es igual a $F_R P_n$, donde:

$$F_R = 0.85$$

$$P_n = \text{resistencia nominal en compresión axial} = A_t F_{cr} \quad (2.32)$$

$$\text{Para } \lambda_c \leq 1.5, F_{cr} = (0.658^{\lambda_c^2}) F_y \quad (2.33)$$

$$\text{Para } \lambda_c > 1.5, F_{cr} = \left(\frac{0.877}{\lambda_c^2} \right) F_y \quad (2.34)$$

F_{cr} es el esfuerzo crítico de pandeo en compresión; λ_c es el parámetro λ definido en el artículo 2.6.7.1, donde también se ha definido A_t .

Las fórmulas 2.33 y 2.34 pueden expresarse en términos de la relación de esbeltez KL/r (Comentario de la ref. 2.8); para ello, se escribe la fórmula 2.33 en forma exponencial:

$$F_{cr} = (\exp(-0.419\lambda_c^2)) F_y$$

y se sustituye λ_c por su valor, con lo que se obtiene:

$$\text{Para } \frac{KL}{r} \leq 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}, F_{cr} = \left[\exp \left[-0.424 \frac{F_y}{E} \left(\frac{KL}{r} \right)^2 \right] \right] F_y \quad (2.35)$$

$$\text{Para } \frac{KL}{r} > 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}, F_{cr} = \frac{0.877\pi^2 E}{(KL/r)^2} \quad (2.36)$$

$\exp(x)$ tiene el mismo significado que e^x , donde e es la base de los logaritmos naturales.

Las ecs. 2.33 y 2.34 (o 2.35 y 2.36) son una representación analítica de la curva 2P. Es decir, el AISC utiliza una sola curva, la intermedia, para el diseño de todos los miembros en compresión axial, cualquiera que sea la forma de su sección transversal o el procedimiento de fabricación.

La ec. 2.34 (o la 2.36) es la fórmula de Euler multiplicada por 0.877, lo que indica que para esbelteces grandes (mayores que 133.7, si el acero es A36) la resistencia de las columnas con imperfecciones iniciales ($e = L/1470$) es aproximadamente igual al 88 por ciento de la predicha por la fórmula de Euler (F_{cr} , calculado con cualquiera de las ecuaciones anteriores, no es realmente un esfuerzo crítico de pandeo, puesto que las curvas múltiples, de una de las cuales provienen esas ecuaciones, no proporcionan esfuerzos críticos, sino resistencias máximas de columnas con imperfecciones iniciales).

2.6.7.3 Especificaciones AISC para diseño por esfuerzos permisibles (ref. 2.3)

En las normas de 1989 para diseño basado en esfuerzos permisibles (ref. 2.3), el AISC conserva las fórmulas para miembros comprimidos axialmente que han

formado parte de sus especificaciones desde 1961. Las recomendaciones de diseño son las siguientes:

El esfuerzo permisible en la sección transversal total de miembros comprimidos axialmente que no fallan prematuramente por pandeo local, en los que la relación de esbeltez máxima del tramo en estudio, KL/r , no excede de C_c , es:

$$F_a = \frac{\left(1 - \frac{(KL/r)^2}{2C_c^2}\right) F_y}{\frac{5}{3} + \frac{3KL/r}{8C_c} - \frac{(KL/r)^3}{8C_c^3}} \quad (2.37)$$

donde:

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

Cuando KL/r excede de C_c , el esfuerzo permisible es:

$$F_a = \frac{12\pi^2 E}{23(KL/r)^2} \quad (2.38)$$

C_c es la relación de esbeltez que separa las dos formas de pandeo, elástico e inelástico; corresponde a la relación de esbeltez KL/r de la ref. 2.2 (art. 2.6.7.1).

La ec. 2.38 es la fórmula de Euler con un coeficiente de seguridad de $23/12 = 1.92$; proporciona el esfuerzo crítico de las columnas esbeltas, que fallan por pandeo elástico. El numerador de la ec. 2.37 es el esfuerzo crítico de pandeo inelástico de columnas cortas e intermedias (es la ec. 2.27, en la que se ha introducido el coeficiente C_c), y el denominador el factor de seguridad, que varía de 1.67 para columnas de esbeltez nula a 1.92 cuando $KL/r = (KL/r)_c$.

2.6.7.4 Normas Canadienses (ref. 2.23)

La resistencia factorizada (o resistencia de diseño), C_r , de un miembro de sección transversal clase 1, 2 o 3 (que no falla por pandeo local), en compresión axial, se calcula con la expresión:

$$C_r = \phi A F_y (1 + \lambda^{2n})^{-1/n} \quad (2.39)$$

que puede escribirse en la forma:

$$C_r = \frac{F_y}{(1 + \lambda^{2n})^{1/n}} \phi A$$

n vale 2.24, 1.34 o 0.98, dependiendo de las características de la columna; cada valor corresponde a una de las tres curvas propuestas.

$$\lambda = \frac{KL}{r} \sqrt{\frac{F_y}{\pi^2 E}}$$

ϕ = factor de resistencia = 0.9.

Las secciones que tengan sólo un eje de simetría, o ninguno, y las cruciformes, deben satisfacer requisitos adicionales.

En el cuerpo de la norma aparecen únicamente los dos primeros valores de n ; el tercero (0.98) se recomienda, en el Comentario, para secciones laminadas pesadas y secciones soldadas fabricadas con placas laminadas.

La ec. 2.39 es muy parecida a la 2.29; también son muy semejantes los valores del exponente n . Esto no es de extrañar puesto que ambas provienen de las mismas curvas.

2.6.7.5 Tablas de esfuerzos de diseño

En las hojas siguientes se presentan varias tablas que proporcionan los esfuerzos de diseño en función de las relaciones de esbeltez de las columnas; corresponden a las refs. 2.2 y 2.24. En la Fig. 2.30 se comparan algunas curvas esfuerzo de diseño-relación de esbeltez para aceros Grado 50 ($F_y = 3515 \text{ Kg/cm}^2$); la del Reglamento del D.F., con $n=1.4$, coincide casi con la del AISC, pues ambas provienen de la segunda curva del SSRC; la diferencia para relaciones L/r pequeñas, se debe a que los factores de resistencia no son iguales.

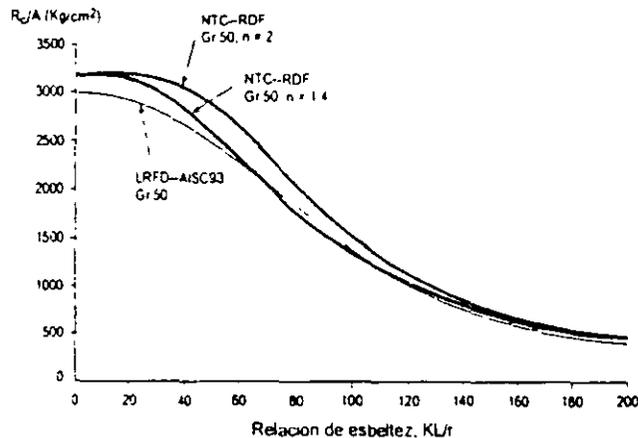


Fig. 2.30 Curvas esfuerzo de diseño – relación de esbeltez ($R_c/A - KL/r$).

TABLA 2.2 Miembros en Compresión Axial, NTC del RDF

Esfuerzo de Diseño R_c/A_c $F_R=0.9$, $n=1.0$, $F_y=2530 \text{ kg/cm}^2$

K/L/R	R_c/A_c kg/cm ²						
1	2277	51	1746	101	1008	151	592
2	2277	52	1728	102	996	152	587
3	2277	53	1711	103	985	153	581
4	2277	54	1694	104	974	154	575
5	2277	55	1677	105	963	155	570
6	2277	56	1660	106	953	156	564
7	2277	57	1643	107	942	157	559
8	2277	58	1626	108	932	158	553
9	2277	59	1609	109	921	159	548
10	2277	60	1592	110	911	160	543
11	2277	61	1575	111	901	161	537
12	2277	62	1559	112	891	162	532
13	2277	63	1542	113	882	163	527
14	2272	64	1526	114	872	164	522
15	2264	65	1509	115	862	165	517
16	2255	66	1493	116	853	166	513
17	2246	67	1477	117	844	167	508
18	2236	68	1461	118	835	168	503
19	2226	69	1445	119	826	169	498
20	2215	70	1429	120	817	170	494
21	2204	71	1413	121	808	171	489
22	2193	72	1398	122	799	172	485
23	2181	73	1382	123	791	173	480
24	2169	74	1367	124	782	174	476
25	2156	75	1352	125	774	175	472
26	2143	76	1337	126	766	176	467
27	2130	77	1322	127	758	177	463
28	2116	78	1307	128	750	178	459
29	2102	79	1292	129	742	179	455
30	2088	80	1278	130	734	180	451
31	2073	81	1263	131	726	181	447
32	2058	82	1249	132	719	182	443
33	2043	83	1235	133	711	183	439
34	2028	84	1221	134	704	184	435
35	2012	85	1207	135	697	185	431
36	1997	86	1194	136	689	186	427
37	1981	87	1180	137	682	187	424
38	1965	88	1167	138	675	188	420
39	1948	89	1154	139	668	189	416
40	1932	90	1141	140	662	190	413
41	1915	91	1128	141	655	191	409
42	1899	92	1115	142	648	192	406
43	1882	93	1103	143	642	193	402
44	1865	94	1090	144	635	194	399
45	1848	95	1078	145	629	195	395
46	1831	96	1066	146	623	196	392
47	1814	97	1054	147	616	197	389
48	1797	98	1042	148	610	198	386
49	1780	99	1030	149	604	199	382
50	1763	100	1019	150	598	200	379

TABLA 2.3 Miembros en Compresion Axial, NTC del RDF

Esfuerzo de Diseño R_c/A_c

$F_R=0.9$, $n=1.4$, $F_y=2530 \text{ kg/cm}^2$

K/L/R	R_c/A_c kg/cm ²						
1	2277	51	1994	101	1214	151	686
2	2277	52	1980	102	1200	152	679
3	2277	53	1966	103	1186	153	671
4	2277	54	1952	104	1172	154	664
5	2277	55	1938	105	1159	155	657
6	2277	56	1923	106	1145	156	650
7	2277	57	1908	107	1132	157	643
8	2277	58	1893	108	1119	158	637
9	2277	59	1878	109	1106	159	630
10	2277	60	1863	110	1093	160	623
11	2277	61	1847	111	1080	161	617
12	2277	62	1832	112	1068	162	611
13	2277	63	1816	113	1055	163	604
14	2276	64	1800	114	1043	164	598
15	2274	65	1784	115	1031	165	592
16	2272	66	1768	116	1019	166	586
17	2269	67	1751	117	1007	167	580
18	2267	68	1735	118	995	168	574
19	2264	69	1719	119	984	169	568
20	2260	70	1702	120	972	170	562
21	2257	71	1686	121	961	171	557
22	2253	72	1669	122	950	172	551
23	2249	73	1653	123	939	173	546
24	2244	74	1636	124	928	174	540
25	2240	75	1620	125	918	175	535
26	2234	76	1603	126	907	176	530
27	2229	77	1587	127	897	177	524
28	2223	78	1570	128	887	178	519
29	2217	79	1554	129	877	179	514
30	2210	80	1538	130	867	180	509
31	2204	81	1521	131	857	181	504
32	2196	82	1505	132	847	182	499
33	2189	83	1489	133	837	183	495
34	2181	84	1473	134	828	184	490
35	2173	85	1457	135	819	185	485
36	2164	86	1441	136	810	186	481
37	2155	87	1425	137	800	187	476
38	2146	88	1409	138	792	188	472
39	2136	89	1393	139	783	189	467
40	2126	90	1378	140	774	190	463
41	2115	91	1362	141	765	191	458
42	2105	92	1347	142	757	192	454
43	2094	93	1332	143	749	193	450
44	2082	94	1316	144	740	194	446
45	2071	95	1301	145	732	195	442
46	2058	96	1287	146	724	196	438
47	2046	97	1272	147	716	197	434
48	2034	98	1257	148	709	198	430
49	2021	99	1243	149	701	199	426
50	2007	100	1228	150	693	200	422

TABLA 2.4 Miembros en Compresión Axial, NTC del RDF

Esfuerzo de Diseño R_d/A_c $F_R=0.9$, $n=1.4$, $F_y=3515 \text{ kg/cm}^2$

KL/R	R_d/A_c kg/cm ²						
1	3164	51	2585	101	1366	151	722
2	3164	52	2560	102	1348	152	713
3	3164	53	2534	103	1329	153	705
4	3164	54	2508	104	1311	154	697
5	3164	55	2482	105	1293	155	689
6	3164	56	2456	106	1276	156	681
7	3164	57	2429	107	1259	157	674
8	3164	58	2402	108	1242	158	666
9	3164	59	2376	109	1225	159	659
10	3164	60	2349	110	1209	160	652
11	3164	61	2322	111	1192	161	644
12	3162	62	2295	112	1177	162	637
13	3158	63	2268	113	1161	163	630
14	3155	64	2241	114	1146	164	623
15	3150	65	2214	115	1130	165	617
16	3146	66	2187	116	1115	166	610
17	3140	67	2160	117	1101	167	603
18	3134	68	2133	118	1086	168	597
19	3128	69	2106	119	1072	169	591
20	3121	70	2079	120	1058	170	584
21	3113	71	2053	121	1045	171	578
22	3105	72	2027	122	1031	172	572
23	3096	73	2000	123	1018	173	566
24	3086	74	1974	124	1005	174	560
25	3076	75	1949	125	992	175	554
26	3065	76	1923	126	979	176	548
27	3053	77	1898	127	967	177	543
28	3041	78	1872	128	954	178	537
29	3028	79	1847	129	942	179	532
30	3014	80	1823	130	931	180	526
31	3000	81	1798	131	919	181	521
32	2985	82	1774	132	907	182	516
33	2969	83	1750	133	896	183	511
34	2952	84	1726	134	885	184	505
35	2935	85	1703	135	874	185	500
36	2917	86	1680	136	863	186	495
37	2899	87	1657	137	853	187	491
38	2880	88	1634	138	842	188	486
39	2860	89	1612	139	832	189	481
40	2840	90	1590	140	822	190	476
41	2819	91	1568	141	812	191	472
42	2798	92	1546	142	803	192	467
43	2776	93	1525	143	793	193	463
44	2754	94	1504	144	784	194	458
45	2731	95	1484	145	774	195	454
46	2708	96	1463	146	765	196	449
47	2684	97	1443	147	756	197	445
48	2660	98	1424	148	747	198	441
49	2635	99	1404	149	739	199	437
50	2611	100	1385	150	730	200	433

TABLA 2.5 Miembros en Compresion Axial, NTC del RDF.
 Esfuerzo de Diseño R_c/A_c $F_R=0.9, n=2.0, F_y=3515 \text{ kg/cm}^2$

KL/R	R_c/A_c kg/cm ²						
1	3164	51	2881	101	1548	151	770
2	3164	52	2861	102	1525	152	761
3	3164	53	2841	103	1502	153	752
4	3164	54	2819	104	1480	154	742
5	3164	55	2798	105	1458	155	733
6	3164	56	2775	106	1436	156	724
7	3164	57	2752	107	1415	157	716
8	3164	58	2728	108	1394	158	707
9	3164	59	2704	109	1373	159	699
10	3164	60	2679	110	1353	160	690
11	3164	61	2653	111	1333	161	682
12	3163	62	2627	112	1314	162	674
13	3163	63	2600	113	1294	163	666
14	3162	64	2573	114	1275	164	659
15	3162	65	2546	115	1257	165	651
16	3161	66	2518	116	1239	166	644
17	3160	67	2490	117	1221	167	636
18	3159	68	2461	118	1203	168	629
19	3158	69	2433	119	1186	169	622
20	3157	70	2404	120	1169	170	615
21	3155	71	2375	121	1152	171	608
22	3153	72	2345	122	1136	172	601
23	3151	73	2316	123	1120	173	594
24	3148	74	2286	124	1104	174	588
25	3146	75	2257	125	1088	175	581
26	3142	76	2227	126	1073	176	575
27	3139	77	2198	127	1058	177	569
28	3135	78	2168	128	1044	178	563
29	3131	79	2139	129	1029	179	556
30	3126	80	2109	130	1015	180	550
31	3121	81	2080	131	1001	181	545
32	3115	82	2051	132	988	182	539
33	3109	83	2022	133	974	183	533
34	3102	84	1993	134	961	184	527
35	3094	85	1965	135	948	185	522
36	3086	86	1937	136	935	186	516
37	3077	87	1909	137	923	187	511
38	3068	88	1881	138	911	188	506
39	3058	89	1853	139	899	189	501
40	3047	90	1826	140	887	190	496
41	3036	91	1799	141	875	191	490
42	3024	92	1773	142	864	192	485
43	3011	93	1746	143	853	193	481
44	2997	94	1720	144	842	194	476
45	2983	95	1695	145	831	195	471
46	2968	96	1669	146	821	196	466
47	2952	97	1645	147	810	197	462
48	2935	98	1620	148	800	198	457
49	2918	99	1596	149	790	199	453
50	2900	100	1572	150	780	200	448

TABLA 2.6 Miembros en Compresión Axial, LRFD-AISC93

Esfuerzo de Diseño R_c/A_c $F_R=0.85$, $F_y=2530 \text{ kg/cm}^2$

K/L/R	R_c/A_c kg/cm ²						
1	2150	51	1875	101	1257	151	658
2	2150	52	1865	102	1244	152	649
3	2149	53	1855	103	1231	153	641
4	2149	54	1845	104	1217	154	633
5	2148	55	1834	105	1204	155	624
6	2146	56	1823	106	1191	156	616
7	2145	57	1813	107	1177	157	609
8	2143	58	1802	108	1164	158	601
9	2141	59	1791	109	1151	159	593
10	2139	60	1779	110	1138	160	586
11	2137	61	1768	111	1125	161	579
12	2134	62	1757	112	1111	162	572
13	2131	63	1745	113	1098	163	565
14	2128	64	1734	114	1085	164	558
15	2125	65	1722	115	1072	165	551
16	2122	66	1710	116	1059	166	544
17	2118	67	1698	117	1046	167	538
18	2114	68	1686	118	1034	168	532
19	2110	69	1674	119	1021	169	525
20	2106	70	1662	120	1008	170	519
21	2101	71	1649	121	995	171	513
22	2096	72	1637	122	983	172	507
23	2091	73	1625	123	970	173	501
24	2086	74	1612	124	958	174	495
25	2081	75	1600	125	945	175	490
26	2075	76	1587	126	933	176	484
27	2070	77	1574	127	920	177	479
28	2064	78	1561	128	908	178	473
29	2057	79	1549	129	896	179	468
30	2051	80	1536	130	884	180	463
31	2044	81	1523	131	872	181	458
32	2038	82	1510	132	860	182	453
33	2031	83	1497	133	848	183	448
34	2024	84	1484	134	835	184	443
35	2016	85	1470	135	823	185	438
36	2009	86	1457	136	811	186	434
37	2001	87	1444	137	799	187	429
38	1993	88	1431	138	788	188	424
39	1985	89	1418	139	776	189	420
40	1977	90	1404	140	765	190	416
41	1968	91	1391	141	755	191	411
42	1960	92	1378	142	744	192	407
43	1951	93	1364	143	734	193	403
44	1942	94	1351	144	723	194	399
45	1933	95	1338	145	714	195	395
46	1924	96	1324	146	704	196	391
47	1915	97	1311	147	694	197	387
48	1905	98	1297	148	685	198	383
49	1895	99	1284	149	676	199	379
50	1885	100	1271	150	667	200	375

TABLA 2.7 Miembros en Compresion Axial, LRFD-AISC93

Esfuerzo de Diseño R_c/A_c

$F_R=0.85$, $F_y=3515 \text{ kg/cm}^2$

KL/R	R_c/A_c kg/cm ²						
1	2988	51	2470	101	1417	151	658
2	2987	52	2452	102	1396	152	649
3	2986	53	2433	103	1376	153	641
4	2984	54	2414	104	1355	154	633
5	2982	55	2395	105	1334	155	624
6	2980	56	2376	106	1314	156	616
7	2977	57	2356	107	1294	157	609
8	2974	58	2336	108	1274	158	601
9	2970	59	2316	109	1254	159	593
10	2966	60	2296	110	1234	160	586
11	2961	61	2276	111	1214	161	579
12	2956	62	2256	112	1194	162	572
13	2951	63	2235	113	1175	163	565
14	2945	64	2215	114	1154	164	558
15	2939	65	2194	115	1134	165	551
16	2932	66	2173	116	1115	166	544
17	2925	67	2152	117	1096	167	538
18	2918	68	2131	118	1077	168	532
19	2910	69	2110	119	1059	169	525
20	2902	70	2088	120	1042	170	519
21	2893	71	2067	121	1025	171	513
22	2884	72	2045	122	1008	172	507
23	2874	73	2024	123	992	173	501
24	2865	74	2002	124	976	174	495
25	2854	75	1980	125	960	175	490
26	2844	76	1959	126	945	176	484
27	2833	77	1937	127	930	177	479
28	2821	78	1915	128	916	178	473
29	2810	79	1893	129	901	179	468
30	2797	80	1871	130	888	180	463
31	2785	81	1849	131	874	181	458
32	2772	82	1828	132	861	182	453
33	2759	83	1806	133	848	183	448
34	2746	84	1784	134	835	184	443
35	2732	85	1762	135	823	185	438
36	2718	86	1740	136	811	186	434
37	2703	87	1718	137	799	187	429
38	2688	88	1696	138	788	188	424
39	2673	89	1674	139	776	189	420
40	2658	90	1653	140	765	190	416
41	2642	91	1631	141	755	191	411
42	2626	92	1609	142	744	192	407
43	2610	93	1588	143	734	193	403
44	2593	94	1566	144	723	194	399
45	2577	95	1545	145	714	195	395
46	2560	96	1523	146	704	196	391
47	2542	97	1502	147	694	197	387
48	2525	98	1481	148	685	198	383
49	2507	99	1459	149	676	199	379
50	2489	100	1438	150	667	200	375

EJEMPLO 2.3² Una columna de 5 m de longitud, con extremos articulados ($K = 1.0$), debe resistir una compresión, producida por cargas muertas y vivas de trabajo, de 130 ton. La columna forma parte de una construcción del grupo I (ref. 2.37). Escoja una sección H formada por tres placas soldadas. El acero tiene un límite de fluencia $F_y = 2530 \text{ kg/cm}^2$.

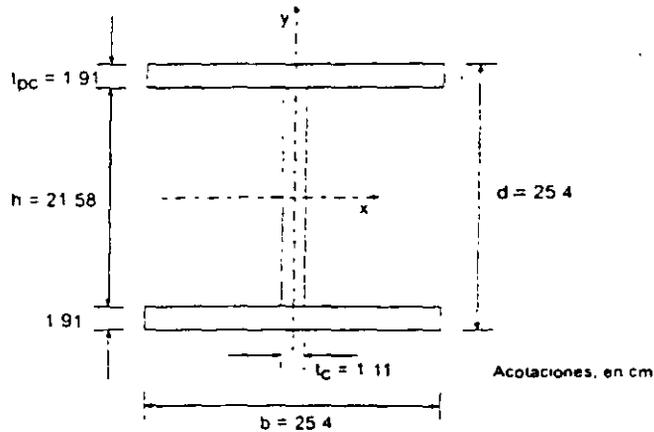


Fig. E2.3-1 Columna del ejemplo 2.3.

Se ensayará una sección H de 25.4 cm x 25.4 cm x 95 Kg/m, que tiene las dimensiones que se muestran en la fig. E.2.3-1, y las propiedades geométricas siguientes: $A_s = 120.77 \text{ cm}^2$, $r_{mn} = r_y = 6.57 \text{ cm}$.

Acción de diseño: $P_d = 130 \times 1.4 = 182.0 \text{ ton}$.

1.4 es el factor de carga que se especifica en la ref. 2.37 para construcciones del grupo B, bajo cargas muertas y vivas combinadas.

Normas técnicas complementarias del Reglamento de Construcciones para el D.F. (ref. 2.2)

Clasificación de la sección (tabla 2.3.1, ref. 2.2).

$$\text{Patines: } b/2t_{pc} = 25.4/(2 \times 1.91) = 6.65 < 830/\sqrt{2530} = 16.5$$

$$\text{Alma: } h/t_c = 21.58/1.11 = 19.44 < 2100/\sqrt{2530} = 41.8$$

La sección es tipo 1, 2 o 3. El pandeo local no es crítico.

² En este ejemplo, y en los que siguen, al estudiar columnas de paredes delgadas se hace referencia a tablas y ecuaciones de la ref. 2.2. Su origen se estudia en el capítulo 3.

Resistencia de diseño

El estado límite es de inestabilidad por flexión, y como la sección transversal de la columna es H , la resistencia de diseño se evalúa con la ec. 2.29:

$$\lambda = \frac{KL}{r} \sqrt{\frac{F_c}{\pi^2 E}} = \frac{1.0 \times 500}{6.57} \sqrt{\frac{2530}{2039000\pi^2}} = 0.853$$

a) Las placas que componen la columna se obtienen cortándolas con oxígeno de placas más anchas: el coeficiente n de la ec. 2.29 vale 1.4.

$$R_c = \frac{F_c A_c F_R}{(1 + \lambda^{2n} - 0.15^{2n})^{1/n}} = \frac{2530 \times 120.77 \times 0.90 \times 10^{-3}}{(1 + 0.853^{2.8} - 0.15^{2.8})^{1.4}} = 193.5 \text{ ton}$$

$$F_c A_c F_R = 2530 \times 120.77 \times 0.9 \times 10^{-3} = 275.0 \text{ ton} > 193.5$$

Por consiguiente:

$$R_c = 193.5 \text{ ton} > P_u = 182.0 \text{ ton}$$

La resistencia de diseño, R_c , es 6.3 por ciento mayor que la acción de diseño P_u ; la sección ensayada es correcta ($R_c/P_u = 193.5/182.0 = 1.063$).

R_c puede obtenerse también con la tabla 2.3, que proporciona las resistencias de diseño por unidad de área, R_c/A_c , para relaciones de esbeltez comprendidas entre 1 y 200, con $F_R = 0.9$, para acero con $F_c = 2530 \text{ kg/cm}^2$ y $n = 1.4$.

$$KL/r = 1.0 \times 500/6.57 = 76$$

$$\frac{R_c}{A_c} = 1.603 \text{ ton/cm}^2, \quad R_c = 1.603 \times 120.77 = 193.6 \text{ ton}$$

La pequeña diferencia en los dos valores de la resistencia de diseño se debe a que se entró en la tabla con $KL/r = 76$, y la esbeltez real es 76.1.

b) La columna está formada por tres placas laminadas: $n = 1.0$.

$$R_c = \frac{2530}{1 + 0.853 - 0.15} \times 120.77 \times 0.90 \times 10^{-3} = 161.5 \text{ ton}$$

(De la tabla 2.2, para $KL/r = 76$, $R_c/A_c = 1337 \text{ kg/cm}^2$, $R_c = 1337 \times 120.77 \times 10^{-3} = 161.5 \text{ ton}$).

En este caso, $R_c = 161.5 \text{ ton} < P_u = 182.0 \text{ ton}$.

La sección no es adecuada ($161.5/182.0 = 0.887$).

La resistencia de la columna hecha con placas laminadas es 16.5 por ciento menor que la de la compuesta por placas cortadas con soplete ($161.5/193.5 = 0.835$).

Normas AISC-LRFD 93 (ref. 2.24).

Clasificación de la sección.

$$\text{Patines: } b/2t_{pc} = 6.65 < \lambda_r = 797/\sqrt{2530} = 15.8$$

$$\text{Alma: } h/t_c = 19.44 < \lambda_r = 2121/\sqrt{2530} = 42.2$$

La sección es "no compacta"; no hay pandeo local prematuro.

Resistencia de diseño.

$$\lambda_c = 0.853 < 1.5 \quad \therefore R_c = \phi_c A_r (0.658^{\lambda_c^2}) F_v = 0.85 \times 120.77 \times 0.658^{0.853^2} \times 2.53 \\ = 191.5 \text{ ton} > P_u = 182.0 \text{ ton}$$

La sección ensayada es correcta.

$\phi_c = 0.85$ es el factor de resistencia.

La resistencia de diseño es casi igual a la que se obtiene con las normas de la ref. 2.2 en el caso a, que corresponde a placas cortadas con oxígeno. Esto es así porque la ecuación de la ref. 2.2 con $n = 1.4$ proviene de la curva 2 del SSRC, y las ecuaciones de la ref. 2.24 de la 2P, que es muy parecida.

El problema puede resolverse también utilizando la tabla 2.6.

En la ref. 2.24 se tratan igual las columnas hechas con placas cortadas con oxígeno que las formadas por placas laminadas.

Normas AISC-ASD 89 (ref. 2.3).

Con estas normas se obtiene la capacidad de carga de la columna en condiciones de trabajo, no su resistencia de diseño. También se tratan igual los dos tipos de columnas de este ejemplo.

$$(KL/r)_{max} = 76 \text{ (se obtuvo arriba).}$$

Relación de esbeltez que separa el pandeo elástico del inelástico:

$$C_c = \sqrt{\frac{2\pi^2 E}{F_y}} = \sqrt{\frac{2\pi^2 E}{2530}} = 126.1$$

Como $KL/r = 76 < 126.1$, el pandeo se inicia en el intervalo inelástico, y el esfuerzo permisible se determina con la ec. 2.37:

$$F_{cr} = \left[1 - \frac{(KL/r)^2}{2C_c^2} \right] F_y = \left[1 - \frac{76^2}{2 \times 126.1^2} \right] 2530 = 2070 \text{ kg/cm}^2$$

$$CS = \frac{5}{3} + \frac{3(KL/r)}{8C_c} - \frac{(KL/r)^3}{8C_c^3} = \frac{5}{3} + \frac{3 \times 76}{8 \times 126.1} - \frac{76^3}{8 \times 126.1^3} = 1.87$$

$F_o = 2070/1.87 = 1107 \text{ kg/cm}^2$. Este valor puede obtenerse directamente de una tabla $F_o - L/r$ (ref. 2.3).

Resistencia de la columna, en condiciones de trabajo = $AF_o = 120.77 \times 1.11 = 134.1 \text{ ton}$.

Para comparar las normas AISC-ASD (ref. 2.3) con las dos que se emplearon antes, se determina la carga crítica, con el esfuerzo crítico calculado arriba (sin coeficiente de seguridad):

$$P_{cr} = AF_{cr} = 120.77 \times 2.07 = 250.0 \text{ ton}$$

Esta carga crítica es bastante mayor que las resistencias de diseño determinadas con los otros dos métodos, porque la curva correspondiente a la ec. 2.37, sin coeficiente de seguridad, se acerca a la curva 1 del SSRC.

Aplicando la ec. 2.29 (ref. 2.2) con $n = 2$, con lo que se obtiene la curva 1 del SSRC, se llega a $R_c = 222.4 \text{ ton}$, que se aproxima a las 250 ton determinadas arriba, pero sigue siendo menor ($222.4/250.0 = 0.890$).

Este es un ejemplo de cómo la curva única de las normas AISC para diseño por esfuerzos permisibles puede llevar a resultados que están claramente del lado de la inseguridad.

EJEMPLO 2.4 Determine la resistencia en compresión de las columnas de la Fig. E2.4-1, utilizando las especificaciones de las refs. 2.2 y 2.24. Todas las columnas tienen la misma sección transversal y carecen de soportes laterales intermedios. Considere dos aceros, A 36 ($F_y = 2530 \text{ kg/cm}^2$) y grado 50 (F_y

= 3515 kg/cm²), y dos tipos de perfiles, laminados y soldados, hechos con placas laminadas. Suponga, sin demostrarlo, que el pandeo local no es crítico en ningún caso.

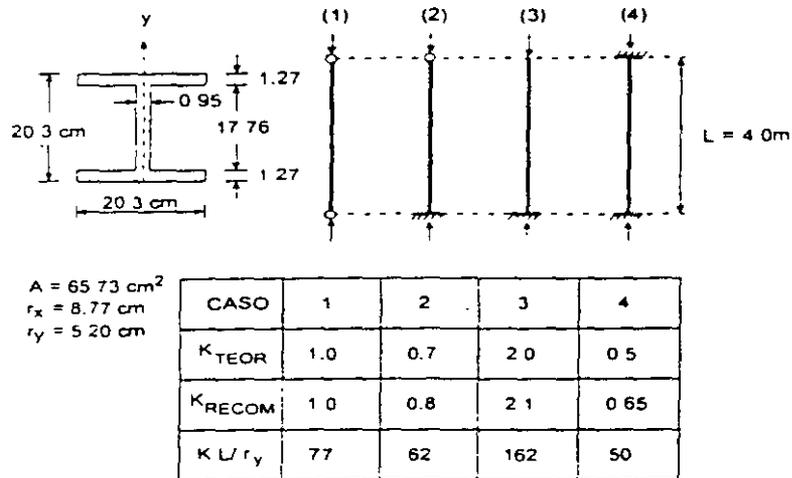


Fig. E2.4-1 Sección transversal y condiciones de apoyo de las columnas del ejemplo 2.4.

Como $r_x < r_y$ y la longitud libre es la misma en las dos direcciones, el pandeo se presenta, siempre, por flexión alrededor del eje y .

En la Fig. E2.4-1 se han anotado los coeficientes de longitud efectiva K teóricos y recomendados para diseño (Fig. 2.11), y las relaciones de esbeltez críticas, calculadas con los valores recomendados.

La tabla siguiente contiene las resistencias de diseño calculadas, en ton.

Caso	Ref. 2.2				Ref. 2.24	
	A36		Gr. 50		A36	Gr. 50
	Lam. ¹	Sold. ²	Lam. ¹	Sold. ²		
1	104.3	86.9	124.7	111.3	103.5	127.3
2	120.4	102.5	150.9	124.6	115.5	148.3
3	40.2	35.0	41.9	69.5	37.6	37.6
4	132.0	115.9	171.6	137.6	124.0	163.6

Notas:

1 Perfil laminado.

2 Perfil hecho con tres placas soldadas.

En las Normas Técnicas Complementarias del Reglamento del D. F. (ref. 2.2) se proporcionan ecuaciones diferentes para los dos tipos de columnas; en la ref. 2.24 se emplea una sola fórmula para todas las columnas, cualquiera que

sea la forma de sus secciones transversales y el método que se haya seguido para fabricarlas.

Las dos referencias arrojan resultados muy parecidos cuando se aplican a perfiles laminados, para los dos aceros; esto es natural porque las ecuaciones de ambas provienen de la curva 2 del SSRC. En cambio, la ref. 2.32 sobrestima de manera importante la resistencia de las columnas hechas con placas soldadas.

EJEMPLO 2.5 Determinar la resistencia de diseño en compresión axial de una columna de 6.00 m de longitud, cuya sección transversal se muestra en la fig. E2.5-1. Los extremos de la columna pueden considerarse articulados para flexión alrededor del eje "y" y empotrados respecto al eje "x". El esfuerzo de fluencia del acero es $F_y = 3500 \text{ kg/cm}^2$.

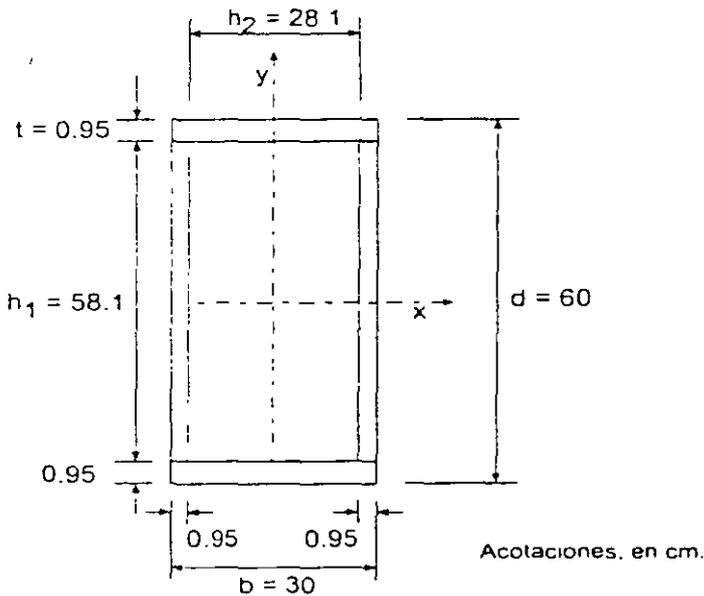


Fig. E2.5-1 Sección transversal de la columna del ejemplo 2.5.

a) *Diseño con las Normas Técnicas Complementarias del Reglamento del D.F. (ref. 2.2)*

Clasificación de la sección (Tabla 2.3.1, ref. 2.2)

Placas horizontales: $h_2/t = 28.1/0.95 = 29.6 < 2100/\sqrt{F_y} = 35.5$

Placas verticales: $h_1/t = 58.1/0.95 = 61.2 > 35.5$

Como no se sabe cómo es la soldadura utilizada para formar la sección, los anchos de las placas se han tomado, de manera conservadora, iguales a las dimensiones libres teóricas.

Puesto que las relaciones ancho/grueso de las placas verticales exceden el límite correspondiente a las secciones tipo 3, la columna es tipo 4. Como todos los elementos planos están apoyados en sus dos bordes (son atiesados) el diseño debe hacerse teniendo en cuenta las recomendaciones del art. 2.3.6.2 de la ref. 2.2.

Las características geométricas de la sección transversal total son:

$$A_t = 167.39 \text{ cm}^2, \quad I_x = 80.745 \text{ cm}^4, \quad I_y = 27.573 \text{ cm}^4, \quad r_x = 22.0 \text{ cm}, \quad r_y = 12.8 \text{ cm}$$

Modo de pandeo. El pandeo es por flexión o torsión puras; no hay interacción (art. 2.5.3).

Como la sección transversal de la columna es en cajón, de paredes no muy delgadas, es casi seguro que su forma crítica de pandeo es por flexión, alrededor del eje centroidal y principal al que corresponde la mayor relación de esbeltez; sin embargo, con fines ilustrativos se estudia la posibilidad de que el pandeo sea por torsión (este caso no está incluido en la ref. 2.2).

$$J = \frac{4.4^2 I}{S} = \frac{4(29.05 \times 59.05)^2 (0.95)}{2(29.05 + 59.05)} = 63.460 \text{ cm}^4$$

La contribución de la resistencia al alabeo es despreciable en secciones en cajón.

$$\text{Ec. 2.5:} \quad P_{cr1} = \frac{\pi^2 EI_x}{(K_x L_x)^2} = \frac{80745 \pi^2 E}{(0.5 \times 600)^2} \times 10^{-3} = 18,055 \text{ ton}$$

impotencia

$$\text{Ec. 2.6:} \quad P_{cr2} = \frac{\pi^2 EI_y}{(K_y L_y)^2} = \frac{27573 \pi^2 E}{(1 \times 600)^2} \times 10^{-3} = 1541 \text{ ton} > \frac{P_y}{2} = \frac{167.39 \times 3500}{2}$$

resistencia

$$\times 10^{-3} = 292.9 \text{ ton}$$

$$\text{Ec. 2.7:} \quad P_{cr3} = \left[\frac{\pi^2 EC_o}{(K_o L_o)^2} + GJ \right] \frac{1}{r_o^2} \approx \frac{GJ}{(I_x + I_y)/A} = \frac{63460 \times G \times 167.39 \times 10^{-3}}{80745 + 27573}$$

$$= 76908 \text{ ton}$$

Es crítico el pandeo por flexión alrededor del eje y. Como se esperaba, P_{cr2} es mucho mayor que P_{cr1} y P_{cr3} .

Las cargas críticas calculadas son de pandeo elástico.

Relación de esbeltez crítica

$K_y = 0.5$ (extremos empotrados), $K_x = 1.0$ (extremos articulados). Se han tomado los valores teóricos de los factores de longitud efectiva.

$$(KL/r)_y = 0.5 \times 600 / 22.0 = 14$$

$$(KL/r)_x = 1.0 \times 600 / 12.8 = 47$$

Es crítica la esbeltez alrededor del eje y . Esto se sabía desde que se determinó que la columna se pandea por flexión alrededor de ese eje.

DETERMINACIÓN DE LA RESISTENCIA DE DISEÑO

La sección transversal de la columna es tipo 4; en la determinación de su resistencia deben tenerse en cuenta los estados límite de inestabilidad por flexión y por flexión y pandeo local.

Obtención del factor de pandeo local Q . La sección está compuesta exclusivamente por elementos planos atiesados; por consiguiente, $Q_1 = 1.0$ y $Q = Q_1$, que se calcula de acuerdo con el art. 2.8.1.1.

Anchos efectivos

Placas horizontales. Su relación ancho/grueso no excede de la correspondiente a las secciones tipo 3, de manera que $b_e = b = 28.1 \text{ cm}$.

$$\text{Placas verticales. } b_e = \frac{2734t}{\sqrt{f}} \left(1 - \frac{544}{(b/t)\sqrt{f}} \right) \leq b$$

En la ref. 2.2 aparece esta misma ecuación, con los coeficientes ligeramente redondeados; en ella se indica que es aplicable a patines de secciones cuadradas o rectangulares huecas, pero, en realidad, lo es a cualquier placa atiesada uniformemente comprimida.

Al calcular el ancho efectivo de placas que forman parte de columnas en compresión axial, para revisar el estado límite de pandeo local y pandeo por flexión combinados, el esfuerzo f de la ecuación anterior se sustituye por el esfuerzo de fluencia F_y del material.

$$b_e = \frac{2734 \times 0.95}{\sqrt{3500}} \left(1 - \frac{544}{61.2\sqrt{3500}} \right) = 37.3 \text{ cm} < 58.1$$

$$A_{ef} = A_t - \sum (b - b_e)t = 167.3 - 2(58.1 - 37.3) \times 0.95 = 127.87 \text{ cm}^2$$

$$Q_a = A_{ef} / A_t = 127.87 / 167.39 = 0.764, \quad Q = Q_a = 0.764$$

$$(KL/r)_c^* = 6340 / \sqrt{QF_c} = 6340 / \sqrt{0.764 \times 3500} = 122.6$$

$(KL/r)_{max} = 47 < (KL/r)_c^* = 122.6 \therefore$ La resistencia de diseño se determina con la ec. 2.47, art. 2.8.1:

$$\begin{aligned} R_c &= Q A_t F_y \left[1 - \frac{(KL/r)^2}{2(KL/r)_c^2} \right] F_R \\ &= 0.764 \times 167.39 \times 3500 \left[1 - \frac{47^2}{2 \times 122.6^2} \right] \times 0.75 \times 10^{-3} \\ &= 311.0 \text{ ton} \end{aligned}$$

La resistencia de diseño en compresión axial de la columna es $R_c = 311.0 \text{ ton}$.

b) Diseño con las especificaciones AISI 91 (ref. 2.31 y art. 2.8.3).

La sección no está sujeta a pandeo por torsión o flexotorsión:

$$F_c = \frac{\pi^2 E}{(KL/r)_c^2} = \frac{\pi^2 E}{47^2} = 9110 \text{ Kg/cm}^2 > \frac{F_y}{2}$$

Este valor es igual al que se obtiene dividiendo P_{cr} , calculada arriba, entre el área de la sección transversal de la columna.

$$F_{cr} = \frac{P_{cr}}{A} = \frac{1541 \times 10^3}{167.39} = 9206 \text{ kg/cm}^2$$

La diferencia proviene del redondeo de los resultados³.

$$F_n = F_y (1 - F_y / 4F_c) = 3500(1 - 3500 / 4 \times 9110) = 3164 \text{ Kg/cm}^2$$

El área efectiva es la correspondiente a una compresión $f = 3164 \text{ kg/cm}^2$.

³ En las normas AISI de 1996 (ref. 2.39) la ecuación siguiente ha sido sustituida por la ec. 2.33, art. 2.6.7.2.

$$\text{Placas horizontales: } \lambda = \frac{1.052}{\sqrt{k}} \left(\frac{b}{t} \right) \sqrt{\frac{f}{E}} = \frac{1.052}{\sqrt{4.0}} \times 29.6 \sqrt{\frac{3164}{E}} = 0.613 < 0.673.$$

Las placas horizontales son completamente efectivas.

$$\text{Placas verticales: } \lambda = \frac{1.052}{\sqrt{4.0}} \times 61.2 \sqrt{\frac{3164}{E}} = 1.268 > 0.673.$$

$$\rho = \frac{1 - 0.22/\lambda}{\lambda} = \frac{1 - 0.22/1.268}{1.268} = 0.652$$

$$b_e = \rho b = 0.652 \times 58.1 = 37.87 \text{ cm}$$

$$A_e = 167.39 - 2(58.1 - 37.87)0.95 = 128.95 \text{ cm}^2$$

Este valor es muy parecido al que se obtuvo arriba.

Las expresiones para calcular el ancho efectivo b_e se estudian en el Capítulo 3.

$$P_n = A_e F_n = 128.95 \times 3164 \times 10^{-3} = 408.0 \text{ Ton}$$

$$R_c = F_R P_n = 0.75 \times 408.0 = 306.0 \text{ ton}$$

Se ha tomado $F_R = 0.75$ para comparar los resultados con el obtenido con la ref. 2.2 (en la ref. 2.27 se especifica un factor de resistencia $\phi = 0.85$).

Los dos procedimientos llevan a valores de la resistencia de diseño muy parecidos ($306/311 = 0.984$).

2.7 PANDEO POR FLEXOTORSIÓN

2.7.1 Resistencia de Diseño

Las columnas de sección transversal asimétrica o con un eje de simetría, como los ángulos y las secciones T, y las columnas con dos ejes de simetría, pero baja resistencia a torsión, como las secciones en cruz, pueden fallar por pandeo por torsión o flexotorsión (art. 2.5).

Estos estados límite no se tratan en la ref. 2.2; en las refs. 2.23 y 2.24 se cubren en sendos apéndices.

2.7.1.1 Especificaciones AISC para diseño por factores de carga y resistencia (ref. 2.24)

La resistencia de miembros comprimidos determinada por los estados límite de pandeo por torsión o flexotorsión es $\phi_c P_n$, donde:

ϕ_c = factor de reducción de la resistencia = 0.85.

P_n = resistencia nominal en compresión = $A_s F_{cr}$ (2.40)

A_s = área total de la sección transversal.

El esfuerzo crítico nominal F_{cr} se determina como sigue:

a) Para $\lambda_c \sqrt{Q} \leq 1.5$, $F_{cr} = Q(0.658^{Q/\lambda_c^2}) F_s$ (2.41)

b) Para $\lambda_c \sqrt{Q} > 1.5$, $F_{cr} = \left(\frac{0.877}{\lambda_c^2} \right) F_s$ (2.42)

En las expresiones anteriores,

$\lambda_c = \sqrt{F_s / F_c}$ (2.43)

Q es igual a 1.0 en secciones cuyos elementos planos son tipo 1 a 3 (ref. 2.24), y se calcula como se indica en el inciso 2.8.1.1 cuando alguno, o algunos, de ellos, son tipo 4.

El esfuerzo crítico de pandeo elástico por torsión o flexotorsión, F_c , se determina con las ecuaciones:

a) Secciones con dos ejes de simetría: Ec. 2.63.

b) Secciones con un eje de simetría (se ha supuesto que es el x): Ec. 2.60.

c) Secciones asimétricas: el esfuerzo crítico de pandeo elástico por flexotorsión, F_c , es igual a la menor de las raíces de la ecuación cúbica:

$$(F_e - F_{ax})(F_e - F_{ay})(F_e - F_{az}) - F_e^2 \left(\frac{x_0}{r_0} \right)^2 - F_e^2 \left(\frac{y_0}{r_0} \right)^2 = 0 \quad (2.44)$$

Esta es la ec. 2.4 escrita en términos de esfuerzos.

En el art. 2.8.3.1 se dan los significados de todas las literales que aparecen en estas ecuaciones. F y σ se han utilizado indistintamente para representar los esfuerzos.

2.8 DISEÑO DE COLUMNAS DE PAREDES DELGADAS⁴

Cuando uno o varios de los elementos planos que forman una columna tienen una relación ancho/grueso elevada (es del tipo 4, Cap. 3), no es razonable basar el diseño en la iniciación del pandeo local que se presenta, en general, bajo cargas menores que la crítica de la columna y la de colapso de las placas, por lo que para obtener diseños económicos ha de tenerse en cuenta la resistencia posterior al pandeo de los elementos planos esbeltos. La interacción del pandeo local de las placas y el de conjunto de la columna ocasiona una reducción de la resistencia de la barra comprimida.

Uno de los procedimientos para resolver el problema se basa en las ecs. 2.11 y 2.27, para pandeo elástico e inelástico, respectivamente.

De acuerdo con la ec. 2.27, el esfuerzo crítico de conjunto tiende hacia σ_c cuando disminuye la relación de esbeltez, y para $L/r = 0$, σ_{cr} es igual a σ_c . Sin embargo, el pandeo local hace que las columnas muy cortas, compuestas por placas delgadas, fallen bajo esfuerzos medios menores que σ_c ; su esfuerzo medio crítico, para una relación de esbeltez muy pequeña, puede expresarse como $Q\sigma_c$, donde Q es un coeficiente menor que 1.0, que representa la influencia desfavorable del pandeo local; depende del esfuerzo de fluencia del material, de las relaciones b/t de las placas que componen el perfil, y de sus condiciones de apoyo.

Siguiendo el mismo camino que con los perfiles laminados, el pandeo inelástico se representa con una curva de transición parabólica que se inicia en $\sigma_{cr} = Q\sigma_c$, para $L/r = 0$, y es tangente a la hipérbola de Euler en el punto cuya ordenada es la mitad de ese esfuerzo; la ec. 2.27 se transforma en:

$$\sigma_{cr} = Q\sigma_c - \frac{(Q\sigma_c)^2}{4\pi^2 E} \left(\frac{L}{r}\right)^2 \quad (2.45)$$

El esfuerzo de fluencia σ_c se ha sustituido por $Q\sigma_c$.

Haciendo σ_{cr} igual a $Q\sigma_c/2$ y despejando la relación de esbeltez, se obtiene la abscisa del punto de tangencia con la curva de pandeo elástico:

$$\frac{L}{r} = \left(\frac{L}{r}\right)_c = \sqrt{\frac{2\pi^2 E}{Q\sigma_c}} \approx \frac{6340}{\sqrt{Q\sigma_c}} \quad (2.46)$$

⁴ Algunos aspectos de este artículo requieren información contenida en el Capítulo 3, en el que se trata el diseño de placas esbeltas comprimidas basado en la resistencia posterior a la iniciación del pandeo.

La ec. 2.12 no se modifica, pues es aplicable a columnas de esbeltez elevada, que se pandean en el intervalo elástico bajo esfuerzos suficientemente pequeños para que no haya inestabilidad local prematura, aunque estén hechas con láminas delgadas.

2.8.1 Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras Metálicas (ref. 2.2)

Cuando el pandeo de conjunto se inicia en el intervalo elástico, el esfuerzo crítico se calcula con la ec. 2.30; en el intervalo inelástico, la ec. 2.47 sustituye a la 2.31. Por consiguiente, la resistencia de diseño que corresponde al estado límite de flexión y pandeo local combinados (ref. 2.2) se determina con las ecuaciones:

$$\text{Si } KL/r \geq (KL/r)_c, \quad R_c = \frac{20,120,000}{(KL/r)^2} A_c F_R \quad (2.30)$$

$$\text{Si } KL/r < (KL/r)_c, \quad R_c = Q A_c F_y \left[1 - \frac{(KL/r)^2}{2(KL/r)_c^2} \right] F_R \quad (2.47)$$

$$(KL/r)_c = 6340 / \sqrt{Q F_y}; \quad F_R = 0.75.$$

El área A_c , y el radio de giro, r , de las ecuaciones anteriores, son los de la sección transversal completa de la columna; $(KL/r)_c$ es la relación de esbeltez que separa el pandeo elástico del inelástico (ec. 2.46).

2.8.1.1 Cálculo del coeficiente Q

La determinación de Q depende de la manera en que las placas que constituyen la columna estén apoyadas en sus bordes longitudinales; se utilizan tres procedimientos diferentes, según que todas estén atiesadas, es decir, soportadas en los dos bordes, que no lo esté ninguna, o que la sección esté formada por placas de los dos tipos, unas atiesadas y otras no.

(a) Todas las placas son atiesadas

En la Fig. 2.31a se muestra la sección transversal de una columna en cajón formada exclusivamente por elementos planos apoyados en los dos bordes.

Una pieza muy corta formada por placas compactas, comprimida axialmente, falla cuando el esfuerzo uniforme en sus secciones transversales llega al punto de fluencia, σ_y ; su capacidad máxima de carga es:

$$P_{max} = A \sigma_y$$

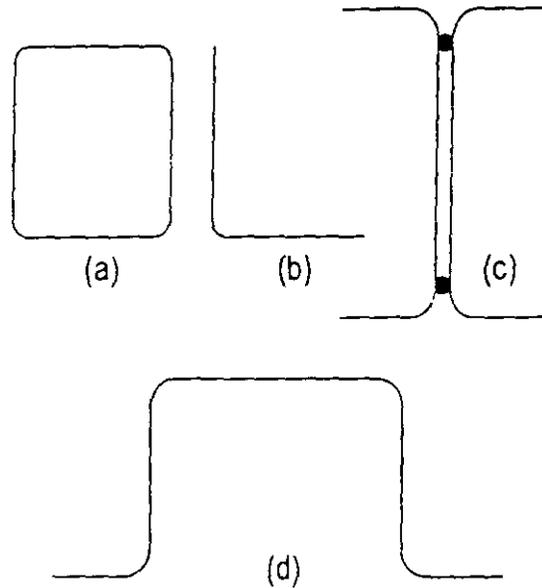


Fig. 2.31 Ejemplos de secciones transversales de paredes delgadas

En cambio, una columna corta de paredes delgadas puede fallar por pandeo local bajo esfuerzos menores que el de fluencia; introduciendo el factor Q , su resistencia máxima se expresa como⁵:

$$\underline{P_{max} = Q A \sigma_c} \quad (2.48)$$

Por otro lado, la carga de colapso de una placa atiesada corta es igual al producto del esfuerzo de fluencia por el área efectiva correspondiente a ese esfuerzo, de manera que la carga total que puede soportar una columna corta formada exclusivamente por elementos planos atiesados es:

$$P_{max} = A_{ef} \sigma_c \quad (2.49)$$

donde A_{ef} es la suma de las áreas efectivas de todas las placas que componen la sección.

Igualando los segundos miembros de las ecuaciones 2.48 y 2.49 se obtiene:

$$Q A \sigma_c = A_{ef} \sigma_c \quad \therefore Q = Q_o = \frac{A_{ef}}{A} \quad (2.50)$$

Q_o depende de las características geométricas de la sección de paredes delgadas por lo que recibe el nombre de *factor de forma*.

⁵ La ecuación 2.48 es válida para cualquier columna corta de paredes delgadas, independientemente de que los elementos planos que la forman estén atiesados o no; lo que varía de un caso a otro es la manera como se calcula el factor Q

(b) Ninguna placa es atiesada

La falla por pandeo local de columnas cortas formadas únicamente por elementos planos no atiesados (secciones transversales en ángulo o en T, Fig. 2.31b) se presenta bajo una carga axial de intensidad:

$$P_{max} = \sigma_{cr} A$$

donde σ_{cr} es el esfuerzo de pandeo del elemento de relación ancho/grueso más elevada.

Igualando el segundo miembro de la ecuación anterior con el de la 2.48 se llega a:

$$A \sigma_{cr} = Q_o A \sigma_y \quad \therefore Q = Q_o = \frac{\sigma_{cr}}{\sigma_y} \tag{2.51}$$

σ_{cr} se calcula con las ecuaciones correspondientes del Capítulo 3.

(c) Unas placas están atiesadas y otras no

La capacidad máxima de carga de un miembro de este tipo, comprimido axialmente (ver ejemplos en la Fig. 2.31c y d) se alcanza cuando se pandea la placa no atiesada más débil, bajo un esfuerzo σ_{cr} . En ese instante, el área efectiva A_{ef} es la suma de las áreas totales de todos los elementos no atiesados, más las áreas efectivas (reducidas) de los atiesados, calculadas con el esfuerzo de pandeo de la placa no atiesada más débil, es decir, con σ_{cr} .

La carga máxima que pueden soportar las columnas de este tipo es:

$$P_{max} = \sigma_{cr} A_{ef}$$

Dividiendo sus dos miembros entre el área total A , y multiplicando y dividiendo el segundo por σ_y , la ecuación anterior toma la forma:

$$\frac{P_{max}}{A} = \frac{A_{ef}}{A} \sigma_{cr} \frac{\sigma_y}{\sigma_y} = \frac{A_{ef}}{A} \frac{\sigma_{cr}}{\sigma_y} \sigma_y$$

Introduciendo Q_o y Q_s (ecs. 2.50 y 2.51) se obtiene, finalmente,

$$P_{max} = Q_o Q_s A \sigma_y = Q A \sigma_y$$

donde

$$Q = Q_o Q_s \tag{2.52}$$

En resumen, el coeficiente Q se determina de alguna de las maneras siguientes:

1. En miembros compuestos exclusivamente por elementos planos atiesados, Q se obtiene dividiendo el área efectiva de diseño, determinada con los anchos

efectivos de diseño de esos elementos, entre el área de la sección transversal. El área efectiva es la que corresponde al esfuerzo de fluencia σ_y . Los anchos efectivos se calculan como se indica en el Capítulo 3. Q designa, en este caso, Q_e .

2. En miembros compuestos exclusivamente por elementos planos atiesados, Q se calcula dividiendo el esfuerzo crítico en compresión, σ_{cr} , del elemento más débil de la sección transversal (el que tiene la relación ancho/grueso mayor), entre el esfuerzo de fluencia σ_y . Los cálculos hacen de acuerdo con el Capítulo 3. Al coeficiente Q se le llama Q_e . (En el art. 2.9 se presentan expresiones de Q_e para el diseño de ángulos aislados comprimidos).
3. En miembros que contienen algunos elementos planos atiesados y otros no atiesados, el coeficiente Q es el producto de un factor de esfuerzo, Q_e , calculado como se indica en 2, multiplicado por un factor de área, Q_a , obtenido como en 1, pero utilizando, en lugar de σ_y , el esfuerzo con el que se determinó Q_e e incluyendo en el área efectiva el área total de todos los elementos no atiesados.

2.8.2 Especificaciones AISC (refs. 2.3 y 2.24)

Tanto si se emplean esfuerzos permisibles (ref. 2.3) como factores de carga y resistencia (ref. 2.24), las columnas de paredes delgadas se dimensionan con los criterios del artículo anterior. En la ref. 2.24 cambian las expresiones para pandeo de las columnas.

Las ecuaciones que se recomiendan en la ref. 2.24 para calcular los esfuerzos críticos son:

$$(a) \text{ Para } \lambda_c \sqrt{Q} \leq 1.5: F_{cr} = Q(0.658^{Q_c}) F_y \quad (2.53)$$

$$(b) \text{ Para } \lambda_c \sqrt{Q} > 1.5: F_{cr} = \left(\frac{0.877}{\lambda_c^2} \right) F_y \quad (2.54)$$

La ec. 2.53, para pandeo inelástico, proviene de la ec. 2.33, en la que se ha introducido el factor Q ; la segunda, que proporciona el esfuerzo crítico de pandeo elástico, es la ec. 2.34 sin cambio. Se modifica, también, el valor del parámetro λ_c que separa las dos formas de pandeo.

Para determinar la resistencia de diseño se utilizan el área total de la sección transversal de la columna y las propiedades geométricas correspondientes a ella.

Las recomendaciones de las refs. 2.2, 2.3 y 2.24 son adecuadas para diseñar columnas de paredes delgadas que fallan por pandeo por flexión; sin embargo, cuando el estado límite es el de pandeo por torsión o por flexotorsión (columnas con dos ejes de simetría de paredes muy delgadas, o columnas con un solo o ningún eje de simetría) es preferible emplear las especificaciones del AISI que se reproducen, en sus aspectos principales, en el artículo siguiente. También es aplicable el método del art. 2.7.

2.8.3 Especificaciones AISI (ref. 2.39)

Aunque el método basado en el factor Q se ha utilizado con éxito para diseñar miembros comprimidos de paredes delgadas, investigaciones recientes han mostrado que puede sustituirse por un procedimiento más preciso (ref. 2.34). Partiendo de resultados analíticos y experimentales, se ha demostrado que el empleo de Q puede proporcionar resultados inseguros para miembros formados por elementos planos atiesados, sobre todo cuando la relación de esbeltez de la columna está cerca de 100, mientras que es muy conservador para secciones I con patines no atiesados, en columnas de relación de esbeltez pequeña. Esto ha hecho que, a partir de 1986, el método haya desaparecido de las normas del AISI.

Para tener en cuenta la interacción pandeo de conjunto-pandeo local en el diseño de miembros en compresión axial, en la ref. 2.39 se procede como sigue:

1. Se determina el esfuerzo crítico de conjunto de la columna, con las dimensiones de su sección transversal completa.
2. Se calcula el área neta efectiva de la sección, utilizando el esfuerzo obtenido en 1.
3. Se determina la resistencia de diseño multiplicando el esfuerzo del paso 1 por el área neta calculada en 2.

Cuando el diseño se hace por esfuerzos permisibles se sigue un camino análogo.

2.8.3.1 Diseño por factores de carga y resistencia (ref. 2.39)

A continuación se reproducen, con algunos comentarios, los aspectos principales del diseño de columnas de lámina delgada comprimidas axialmente, hecho de acuerdo con la ref. 2.39; son aplicables a miembros en los que la resultante de todas las acciones es una fuerza de compresión axial que pasa por el centroide de la sección efectiva, determinada con el esfuerzo F_n que se define más adelante.

La resistencia de diseño en compresión axial, $\phi_c P_n$, se calcula como sigue:

$$\phi_c = 0.85$$

$$P_n = A_e F_n \tag{2.55}$$

donde:

ϕ_c = factor de disminución de la resistencia.

A_e = área efectiva correspondiente al esfuerzo F_n .

F_n es igual a⁶:

$$\text{Si } \lambda_c \leq 1.5, \quad F_n = (0.658^{\lambda_c^2}) F_y \quad (2.56)$$

$$\text{Si } \lambda_c > 1.5, \quad F_n = \left[\frac{0.877}{\lambda_c^2} \right] F_y \quad (2.57)$$

$$\lambda_c = \sqrt{\frac{F_y}{F_c}} \quad (2.58)$$

F_c es el menor de los esfuerzos críticos de pandeo elástico por flexión, torsión o flexotorsión, determinados como se indica más adelante.

Columnas que no pueden fallar por pandeo por torsión o flexotorsión

En columnas de sección transversal cerrada, o con dos ejes de simetría, o con otra forma cualquiera para la que pueda demostrarse que no están sujetas a pandeo por torsión o flexotorsión, el esfuerzo crítico de pandeo elástico, F_c , se calcula con la expresión:

$$F_c = \frac{\pi^2 E}{(KL/r)^2} \quad (2.59)$$

Esta es la fórmula de Euler escrita en términos de esfuerzos (ec. 2.12).

Columnas de sección transversal con dos o un eje de simetría, sujetas a pandeo por torsión o flexotorsión

En este caso, F_c es igual al menor de los valores dados por las ecs. 2.59 y 2.60.

$$F_c = \frac{1}{2H} \left[(\sigma_{ex} + \sigma_t) - \sqrt{(\sigma_{ex} + \sigma_t)^2 - 4H\sigma_{ex}\sigma_t} \right] \quad (2.60)$$

Alternativamente, puede obtenerse una estimación conservadora de F_c con la ecuación:

$$F_c = \frac{\sigma_{ex}\sigma_t}{\sigma_{ex} + \sigma_t} \quad (2.61)$$

⁶ En sus especificaciones de 1996 (ref. 2.39) el AISI adoptó las fórmulas del AISC (ref. 2.24) para calcular los esfuerzos críticos de pandeo de columnas.



**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

CURSOS ABIERTOS

CA29 APLICACIONES DE NORMAS Y ESPECIFICACIONES DE USO EN MÉXICO PARA EL DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE ACERO

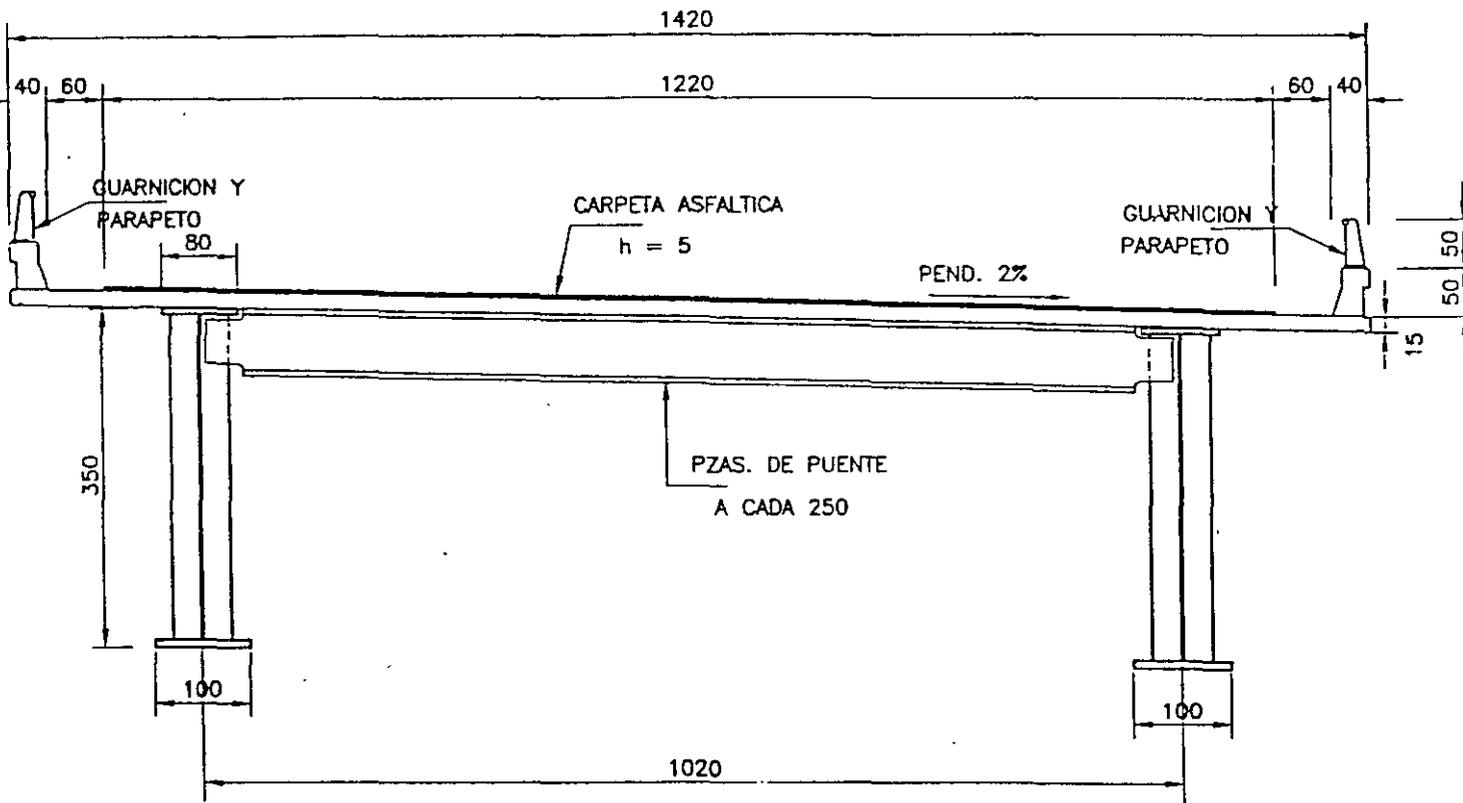
Del 23 de junio al 4 de julio del 2003

Tema

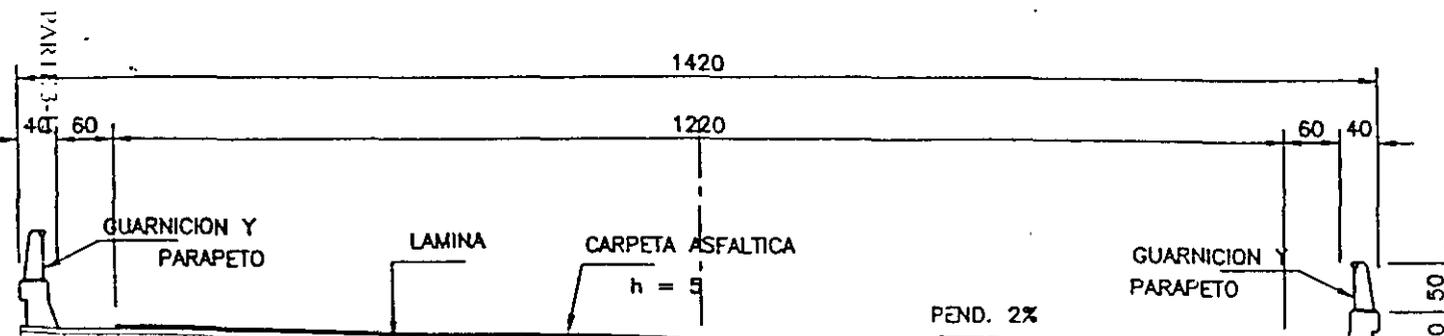
Anexo: II

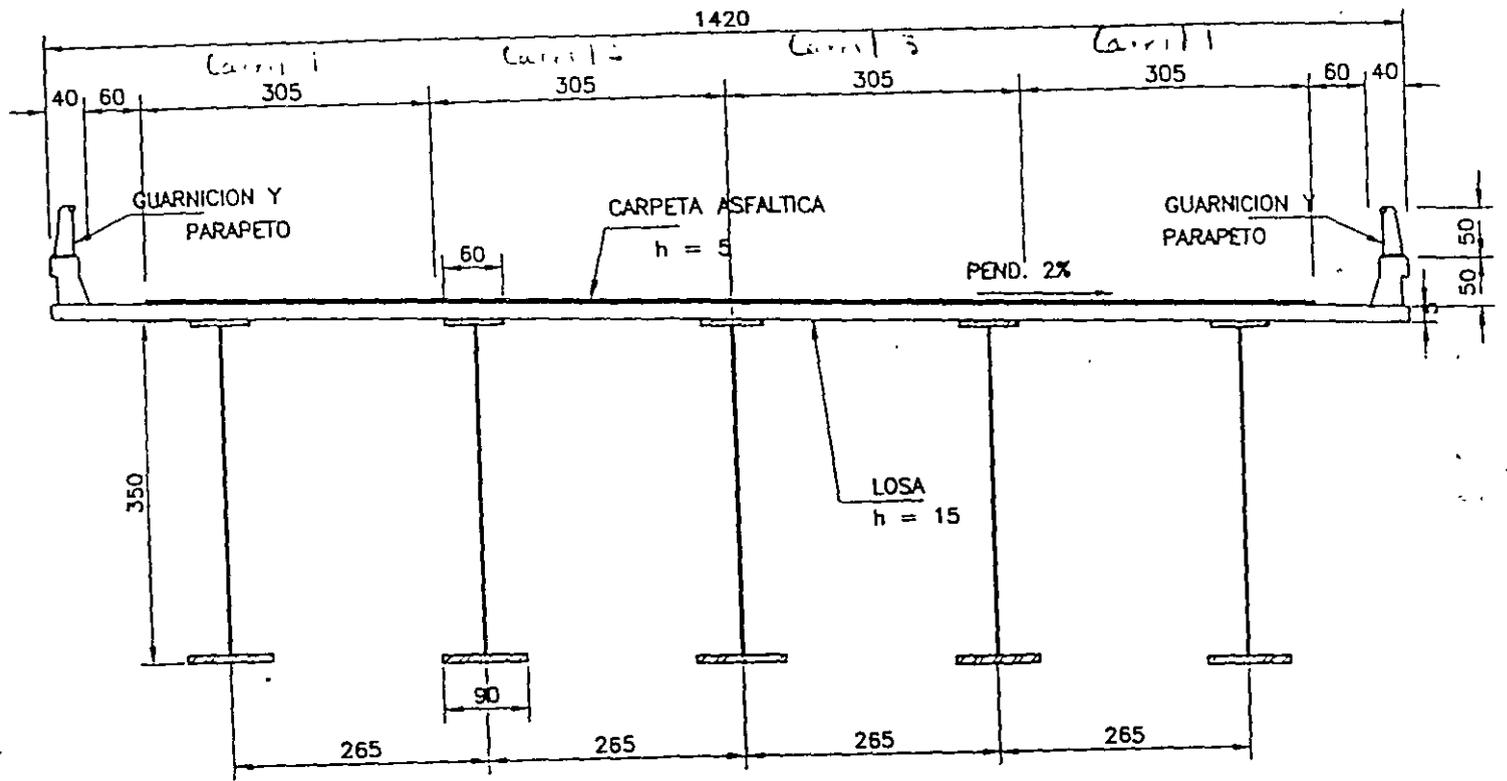
**EXPOSITOR: M. EN I. ISMAEL VÁZQUEZ MARTÍNEZ
PALACIO DE MINERÍA
JUNIO DEL 2003**

T I P O " A "
(SECCION TRANSVERSAL TIPO)

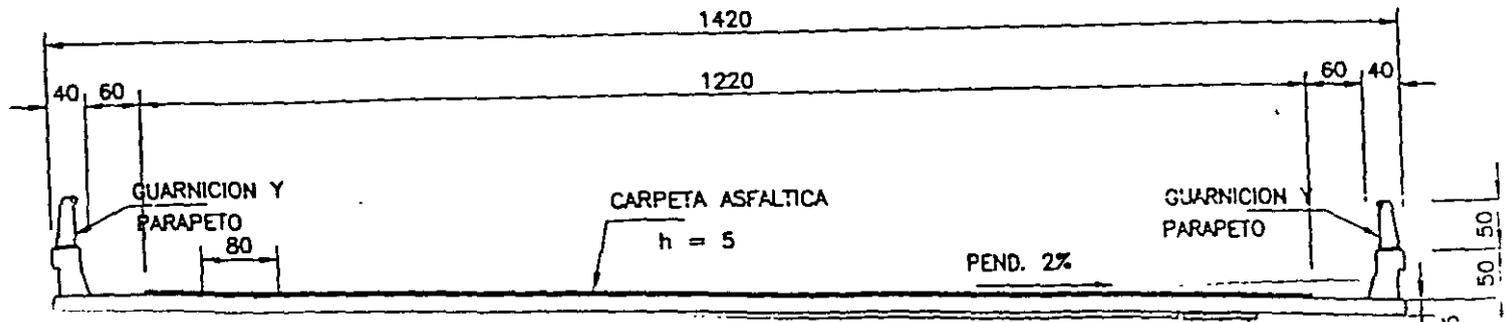


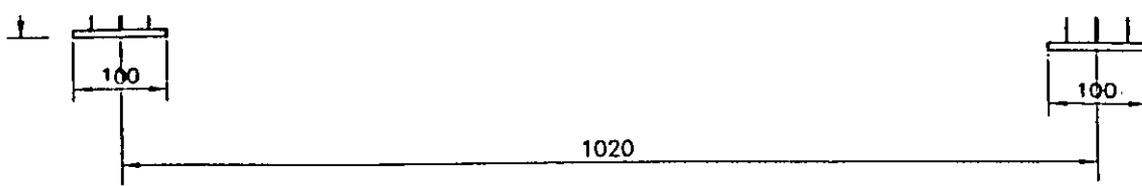
T I P O " B "
(SECCION TRANSVERSAL TIPO)





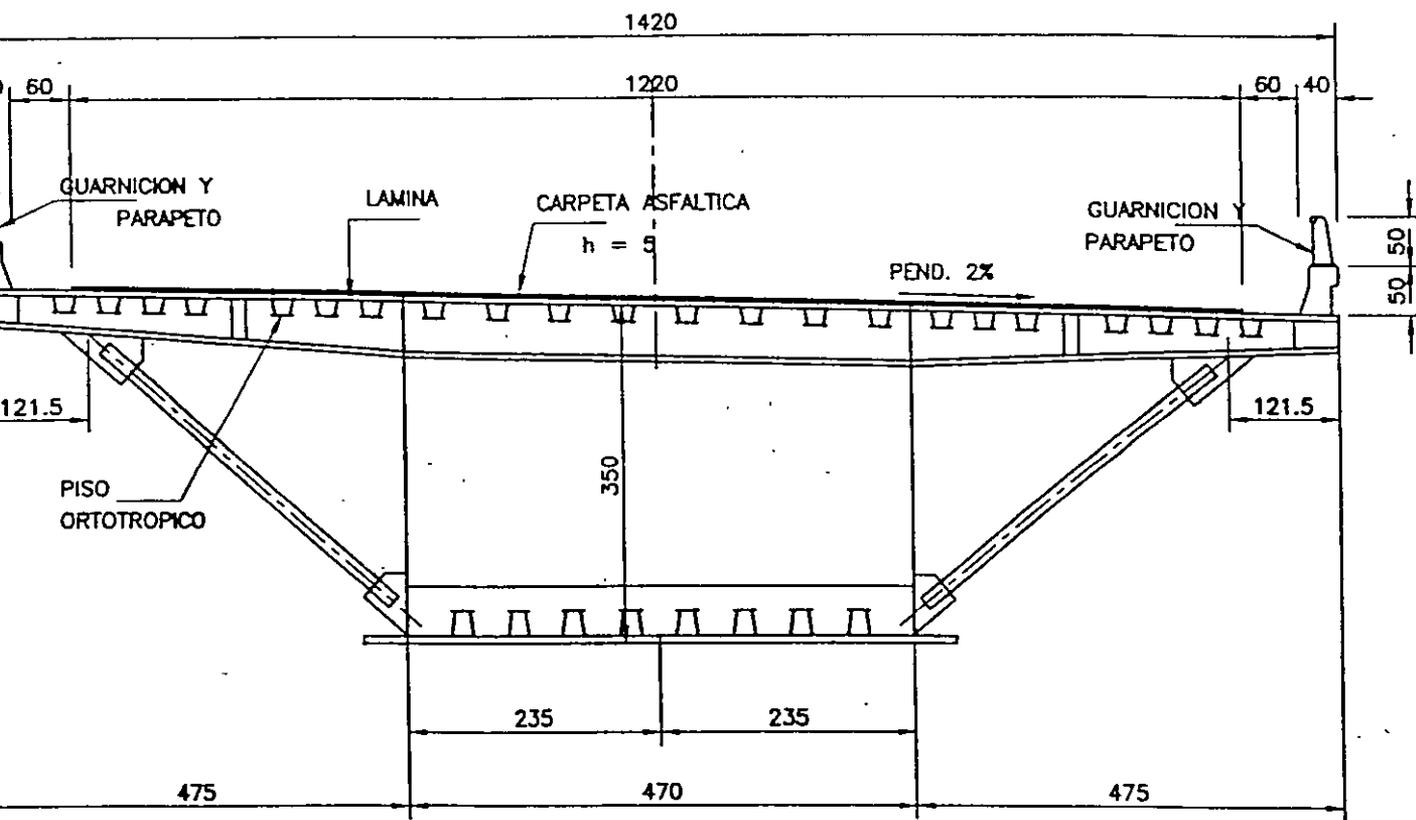
T I P O " A "
 (SECCION TRANSVERSAL TIPO)





T I P O " B "

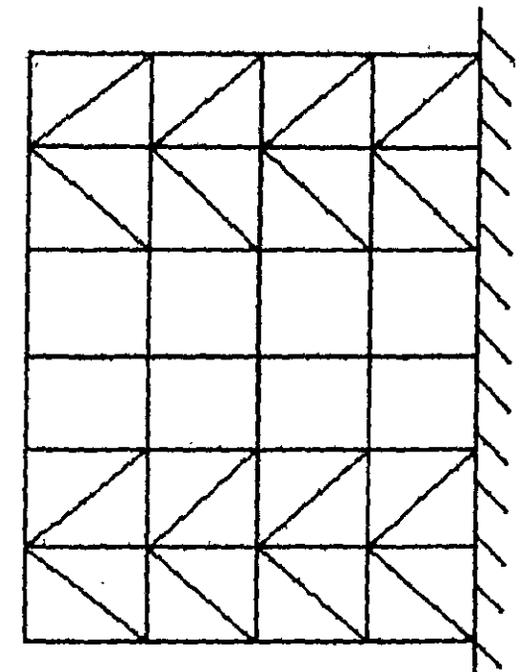
(SECCION TRANSVERSAL TIPO)



T I P O " C "

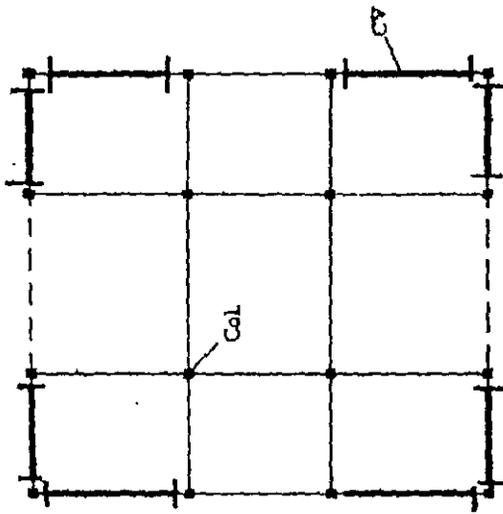
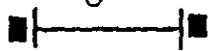
(SECCION TRANSVERSAL TIPO)

PART II: 3-12

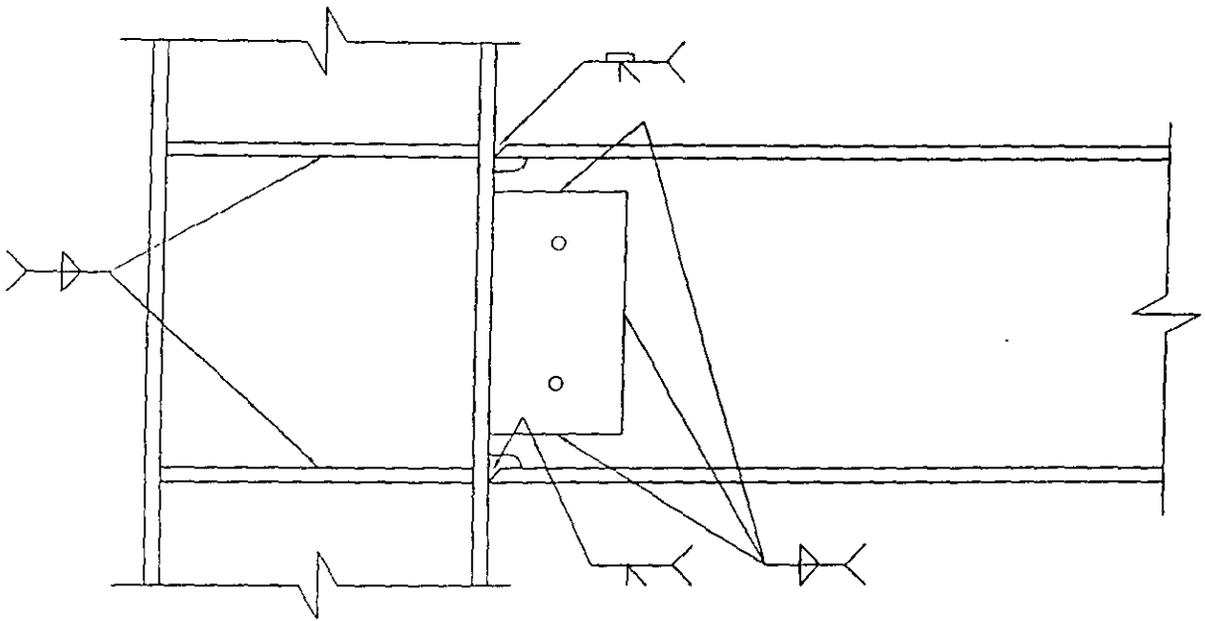
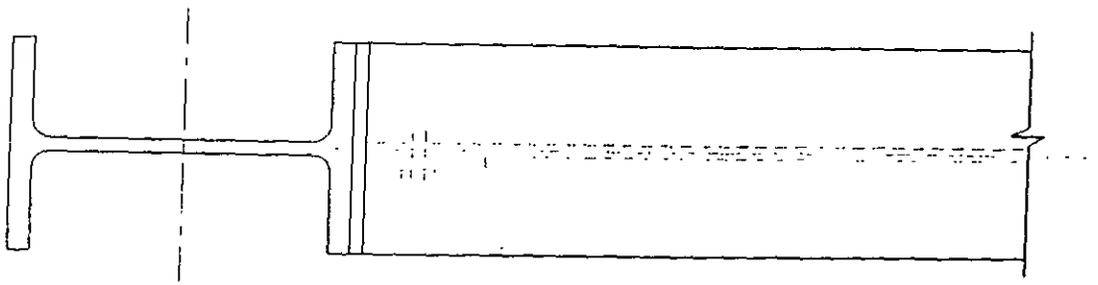


CASO III

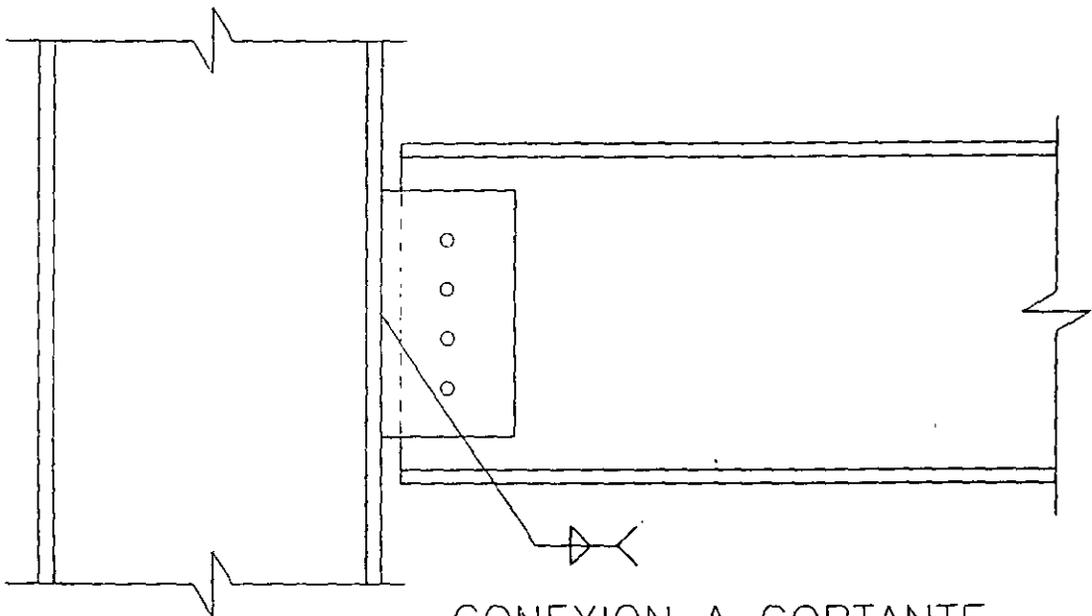
CONTRAVENTO
CV



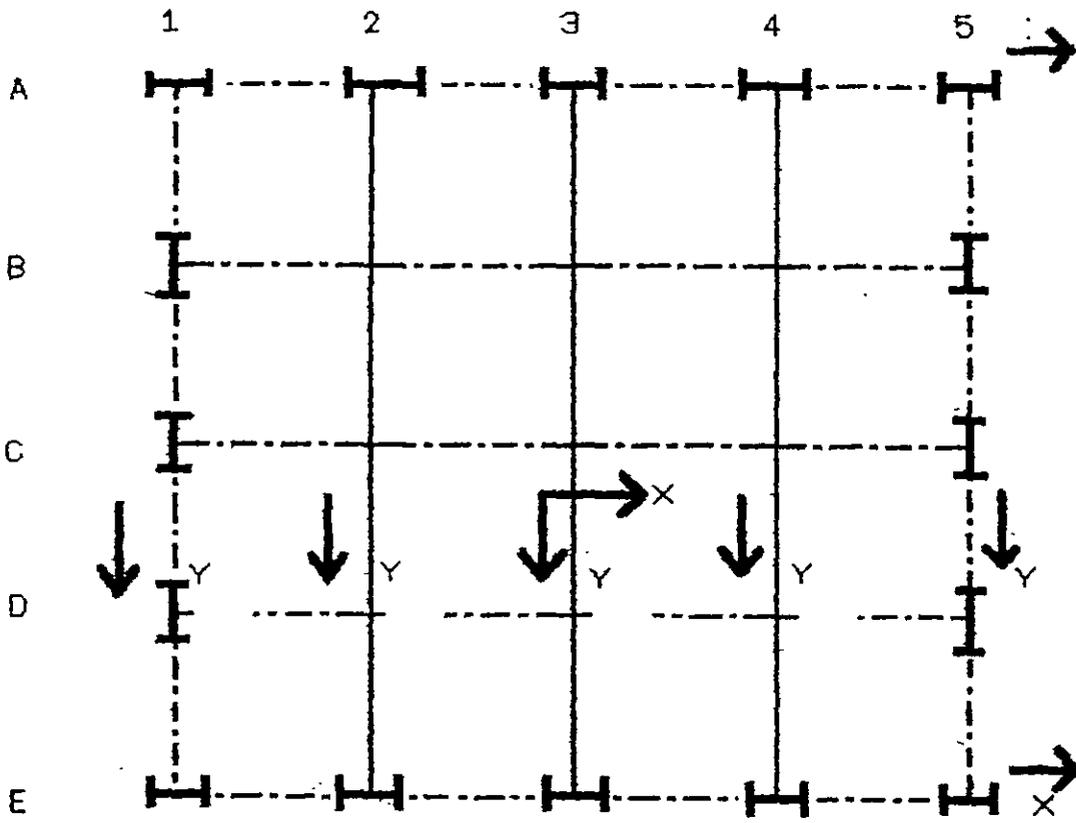
PLANTA



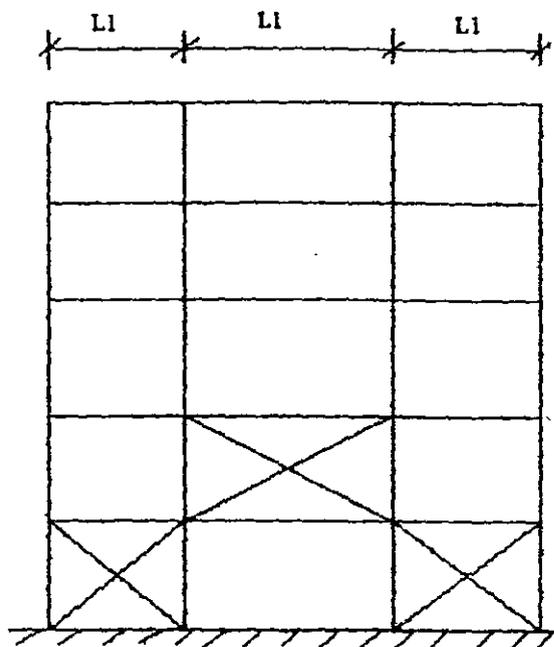
CONEXION A MOMENTO



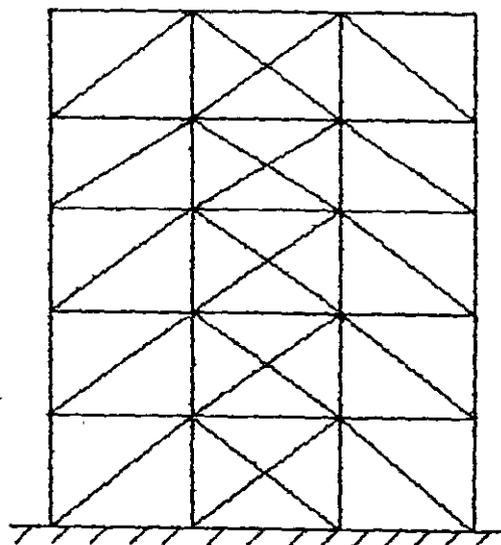
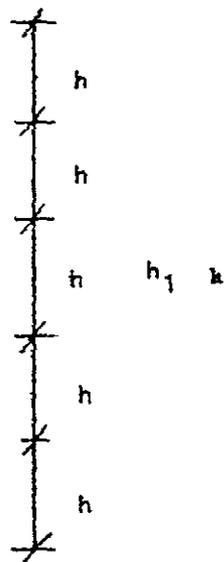
CONEXION A CORTANTE



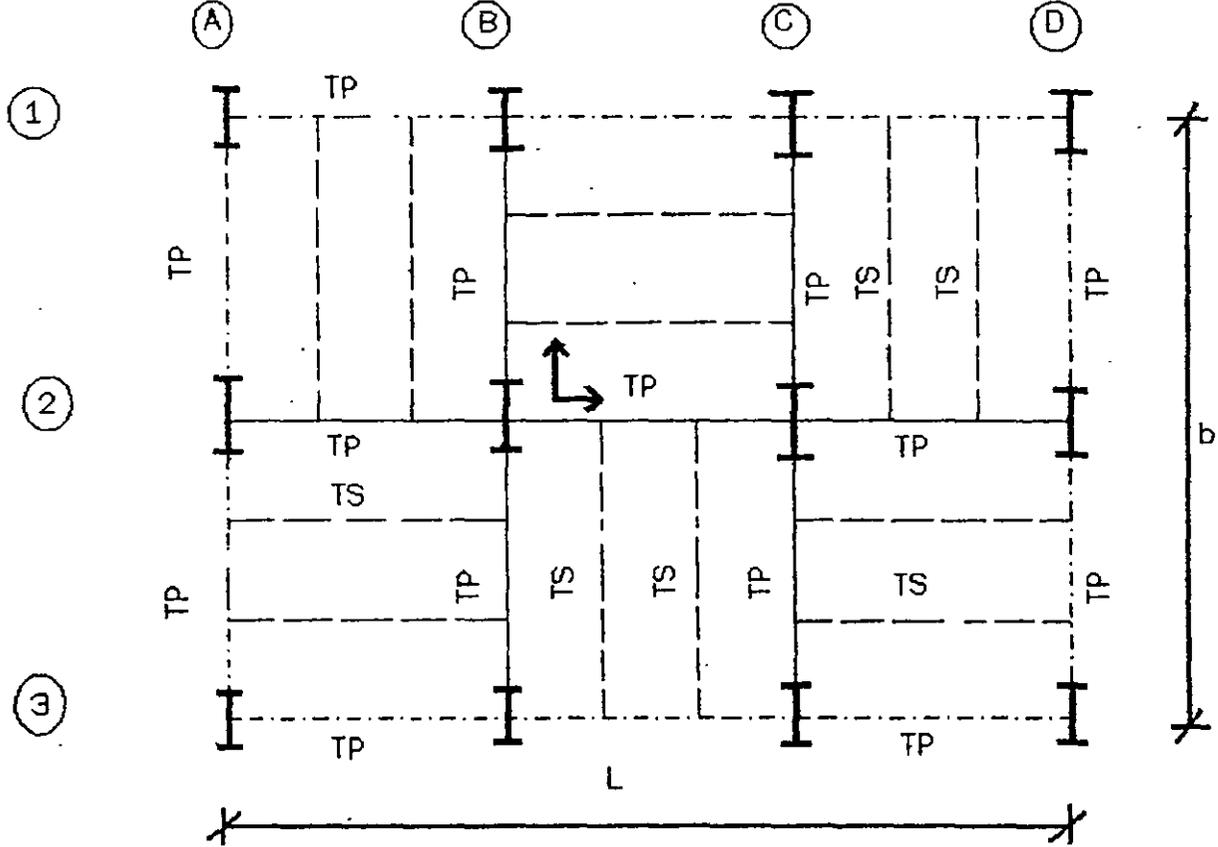
Caso III
 2 marcos en X
 4 marcos en Y



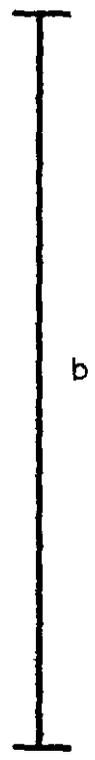
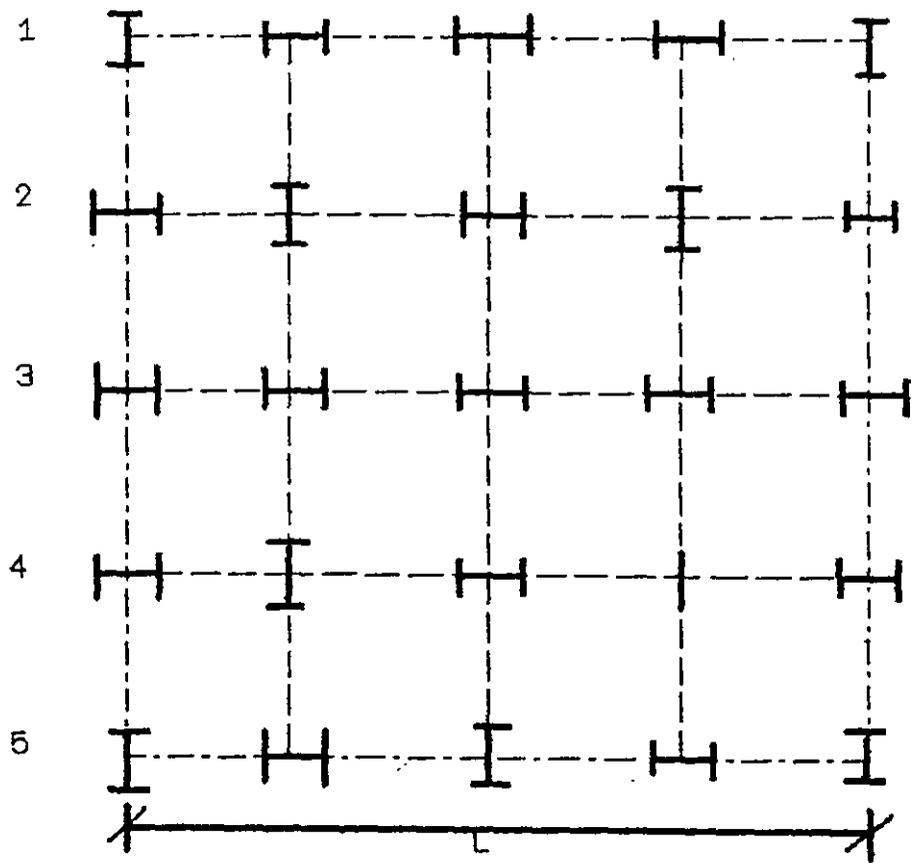
CASO I
ELEVACION



CASO II



Caso I (L b).



Caso II $L=b$

CONEXIONES QUE RESISTAN MUCHO MAS QUE EL ELEMENTO

TRAMOS SIN EMPALMES LO MAS LARGOS POSIBLES

NO MENOR RIGIDEZ QUE LA TRABE QUE CONECTAN

TRABES

SECCIONES CANAL, IR O T

DONDE SEA POSIBLE SECCION COMPUESTA

ATIESADORES CERCA DE LAS UNIONES O EN LOS PUNTOS DE CONEXIÓN

PREFERENTEMENTE ATIESADORES POR AMOS LADOS

NO MAYOR RIGIDEZ QUE LA COLUMNA A QUE SE CONECTAN

AUNQUE NO SE DISEÑE SECCION COMPUESTA PONER CONECTORES

TRABES SECUNDARIAS CON CONEXIÓN SIMPLE

DONDE SEA POSIBLE UNIR CON TORNILLOS

FORMANDO MARCOS DONDE SEA POSIBLE CON CONEXIONES DE CONTINUIDAD

DEL MISMO TIPO DE ACERO QUE LAS COLUMNAS, O DE UN FY MENOR., NO ES VALIDO TRABES Y GR. 50 Y COLS. FY A-36

DE SER POSIBLE NO EMPALMES

TRABES SECUNDARIAS

SEPARACIONES DE 2 A 4M

SECCIONES CANAL IR O T

SECCIONES ARMADURAS O JOIST

SIEMPRE UNIR A UN ATIESADOR

DONDE SEA POSIBLE PONER CONECTORES

CUIDAR EMPALMES

REVISAR CON CUIDADO FLECHA PREVIA AL COLADO

NOTA

CONSIDERAR CON CUIDADO LA ETAPA DE PLANOS DE FABRICACION

CRITERIOS GENERALES DE ESTRUCTURACION DE EDIFICIOS

LOS CRITERIOS SON LOS MISMOS PARA CUALQUIER TIPO DE ESTRUCTURAS

NO APARECEN EN LOS CODIGOS NI REGLAMENTOS ,MAS QUE EN COMENTARIOS MUY ESPECIFICOS

DEPENDEN TOTALMENTE DEL CRITERIO DEL DISEÑADOR, YA QUE PRÁCTICAMENTE CUALQUIER ESTRUCTURA ESTABLE PUEDE SER ANALIZADA Y DISEÑADA

LOS ARQUITECTOS TIENEN NORMALMENTE A ROMPER ESTOS CRITERIOS

SERA MUCHO MAS IMPORTANTE RESPETARLOS EN ZONAS SÍSMICAS, DE VIENTOS FUERTES Y DONDE SE TENGAN INCERTIDUMBRES CON RESPECTOS A LAS SOLICITACIONES

LOS ANÁLISIS POR COMPUTADORA REFLEJAN UNICAMENTE QUE LA ESTRUCTURA SEA ESTABLE Y ESTÁTICA, MAS NO QUE TENGA UN COMPORTAMIENTO ADECUADO.

LA ESTRUCTURA PUEDE SER MUY DEFORMABLE O VIBRAR DEMASIADO AUN CUANDO ESTE CORRECTAMENTE ESTRUCTURADA.

EN MUCHAS OCASIONES SERA CONVENIENTE Y NECESARIO MODIFICAR LOS CRITERIOS DEL ARQUITECTO

CRITERIOS GENERALES DE ESTRUCTURACION DE EDIFICIOS

REGULARIDAD EN ALZADO

REGULARIDAD EN PLANTA

NO CONCENTRAR MASA EN EL EXTREMO LIBRE, QUE NORMALMENTE ES EL EXTREMO SUPERIOR

PISOS O DIAFRAGMAS SIN HUECOS

NO PRIMEROS PISOS DEBILES

NO GRANDES CAMBIOS DE RIGIEZ O DE SECCION

TRATAR DE FORMAR MARCOS O DAR CONTINUIDAD, DONDE SEA POSIBLE

SIMETRÍA DE ELEMENTOS RIGIDOS , EN LO POSIBLE , TANTO EN PLANTA COMO EN ELEVACIÓN

COLUMNAS

COLUMNAS SEPARADAS DE 4 A 8 M

SECCIONES Y O H

RARA VEZ SECCIONES EN CAJON O TUBO (NO RECOMENDABLES)

CUIDAR LAS UNIONES O TRASLAPES

NO EXCENTRICIDADES EN LAS CONEXIONES



**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

CURSOS ABIERTOS

CA29 APLICACIONES DE NORMAS Y ESPECIFICACIONES DE USO EN MÉXICO PARA EL DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE ACERO

Del 23 de junio al 4 de julio del 2003

Tema

**Criterios Generales de Estructuración de
Edificios**

**EXPOSITOR: M. EN I. ISMAEL VÁZQUEZ MARTÍNEZ
PALACIO DE MINERÍA
JUNIO DEL 2003**

ESTRUCTURAS DE ACERO

MATERIALES:

ACEROS ESTRUCTURALES ASTM A-36 ($F_y=2530\text{Kg/cm}^2$)
(para perfiles y placas) A-572 Gr. 50 ($F_y=3515\text{ Kg/cm}^2$)
60
65
Y HASTA 70 (no común)

PARA PERFILES FORMADOS EN FRÍO. Nom B-452 ($F_y= 3500''''$)
(de lámina)

CONEXIONES

SOLDADURAS E-60 A-36
E-70 A-36 y Gr. 50 (BAJO CONTENIDO DE H)
E-80
-90 VARILLA Gr.42
(soldadura automática y soldadura manual)

TORNILLOS:

NORMALES A-307
DE ALTA RESISTENCIA A-325
A-490

REMACHES: YA NO SE USAN

Nota: En estructuras existentes es común encontrar remaches y acero á-7.

CRITERIOS DE ANÁLISIS

➔ ANÁLISIS ELÁSTICOS (de rigideces o energéticos). EN USO.

➔ ANÁLISIS PLÁSTICOS (comportamiento por etapas). PARA INVESTIGACIÓN, REVISIONES, O EMPLEADO EN ESTADOS UNIDOS.

CRITERIOS DE DISEÑO

➔ METODOS ELÁSTICOS O DE ESFUERZOS ADMISIBLES - AISC Y AASHTO.

➔ METODOS PLÁSTICOS O DE RESISTENCIA ULTIMA= RCDF (DISEÑOS POR ESTADOS LIMITE DE FALLA)

➔ DISEÑOS POR ESTADOS LIMITE DE SERVICIO= RCDF (LIMITAN VIBRACIÓN, FLECHA, RESISTENCIA ANTE CORROSION, ETC).

CODIGOS Y REGLAMENTOS APLICABLES

➔ RCDF.- NORMAS Y TÉCNICAS COMPLEMENTARIAS (8).

➔ REGLAMENTOS LOCALES. (PARA VIENTO O SISMO).

➔ NORMAS CFE. ESTRUCTURAS ESPECIALES, TORRES DE TRANSMISIÓN, ETC.

➔ AISC (AMERICAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION)

➔ AISI (PARA PERFILES DE LAMINA EN FRIO) ➔ AASHTO

Estructuras de Acero

EJEMPLOS:



LA TORRE DE PEMEX



BASÍLICA DE GUADALUPE



POLIFORUM DE LEÓN



PARAGUAS DE MUSEO DE ANTROPOLOGÍA



CÚPULA DE OAXTEPEC



PALACIO DE LOS DEPORTES



PLANTA DE LA VOLKSWAGEN, PUEBLA



EDIFICIO LOTERÍA NACIONAL



METRO LINEA B



PUENTES ATIRANTADOS



REFUERZOS Y



PUENTES URBANOS

CONTRAVENTEÓS.

Estructuras de Acero

CARACTERÍSTICAS PRINCIPALES

VENTAJAS

- ⇒ SON LIGERAS
- ⇒ PERMITEN PREFABRICAR
- ⇒ LAS CONEXIONES SON SENCILLAS
- ⇒ TIENEN UN COMPORTAMIENTO MAS DÚCTIL
- ⇒ PERMITEN LIBERTAD DE FORMAS AL DISEÑADOR
- ⇒ NORMALMENTE NO INDUCEN FALLAS FRAGILES
- ⇒ BUEN COMPORTAMIENTO ANTE FUERZAS SÍSMICAS
- ⇒ ALTA RESISTENCIA CON SECCIONES MENORES
- ⇒ ESTRUCTURAS MAS ESBELTAS, ETC.

DESVENTAJAS

- ⇒ ALGUNOS DE LOS PERFILES Y PLACAS NO SON COMERCIALES EN MÉXICO.
- ⇒ REQUIERE MANO DE OBRA CON CIERTA ESPECIALIZACIÓN.
- ⇒ REQUIERE DE UN CONTROL DE CALIDAD Y LABORATORIO DE TESTIFICACION.
- ⇒ LA SUPERVISIÓN DEBE TENER MAYOR ESPECIALIZACIÓN.
- ⇒ REQUIERE PLANOS DE DETALLE PARA ERRORES.
- ⇒ EL TRANSPORTE Y MONTAJE LIMITAN LOS ELEMENTOS.
- ⇒ LAS FALLAS Y DEFECTOS NO SON FACILES DE DETECTAR.
- ⇒ COSTO RELATIVO MAYOR POR LA MANO DE OBRA TRADICIONAL, ETC..



**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

CURSOS ABIERTOS

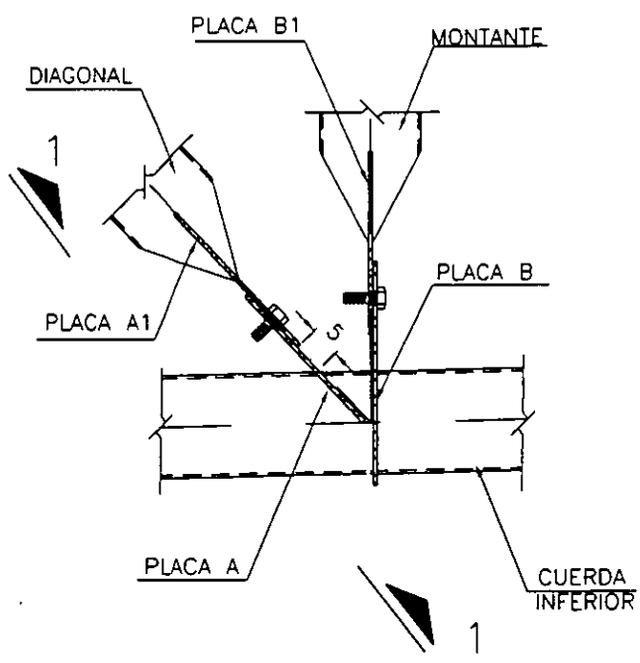
CA29 APLICACIONES DE NORMAS Y ESPECIFICACIONES DE USO EN MÉXICO PARA EL DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE ACERO

Del 23 de junio al 4 de julio del 2003

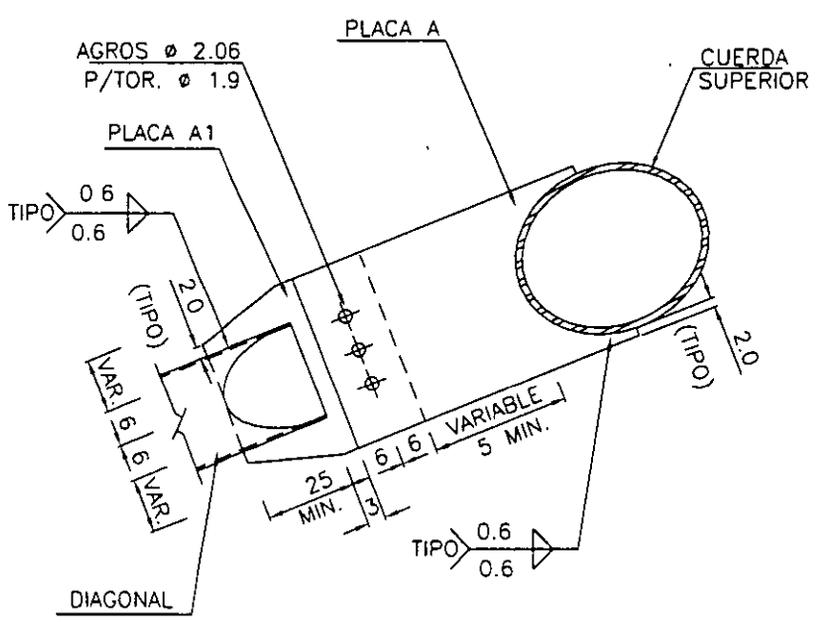
Tema

Estructuras de Acero

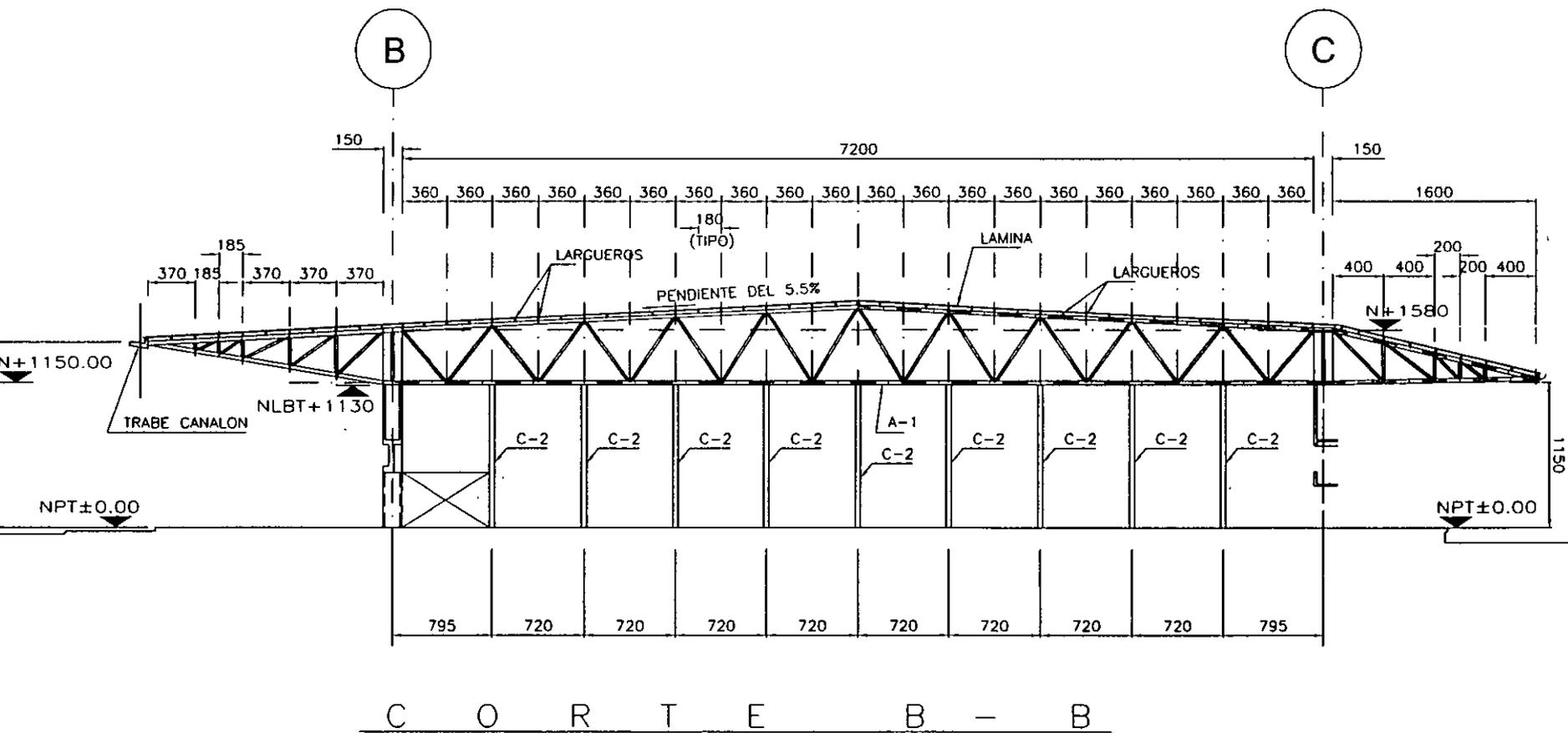
**EXPOSITOR: M. EN I. ISMAEL VÁZQUEZ MARTÍNEZ
PALACIO DE MINERÍA
JUNIO DEL 2003**



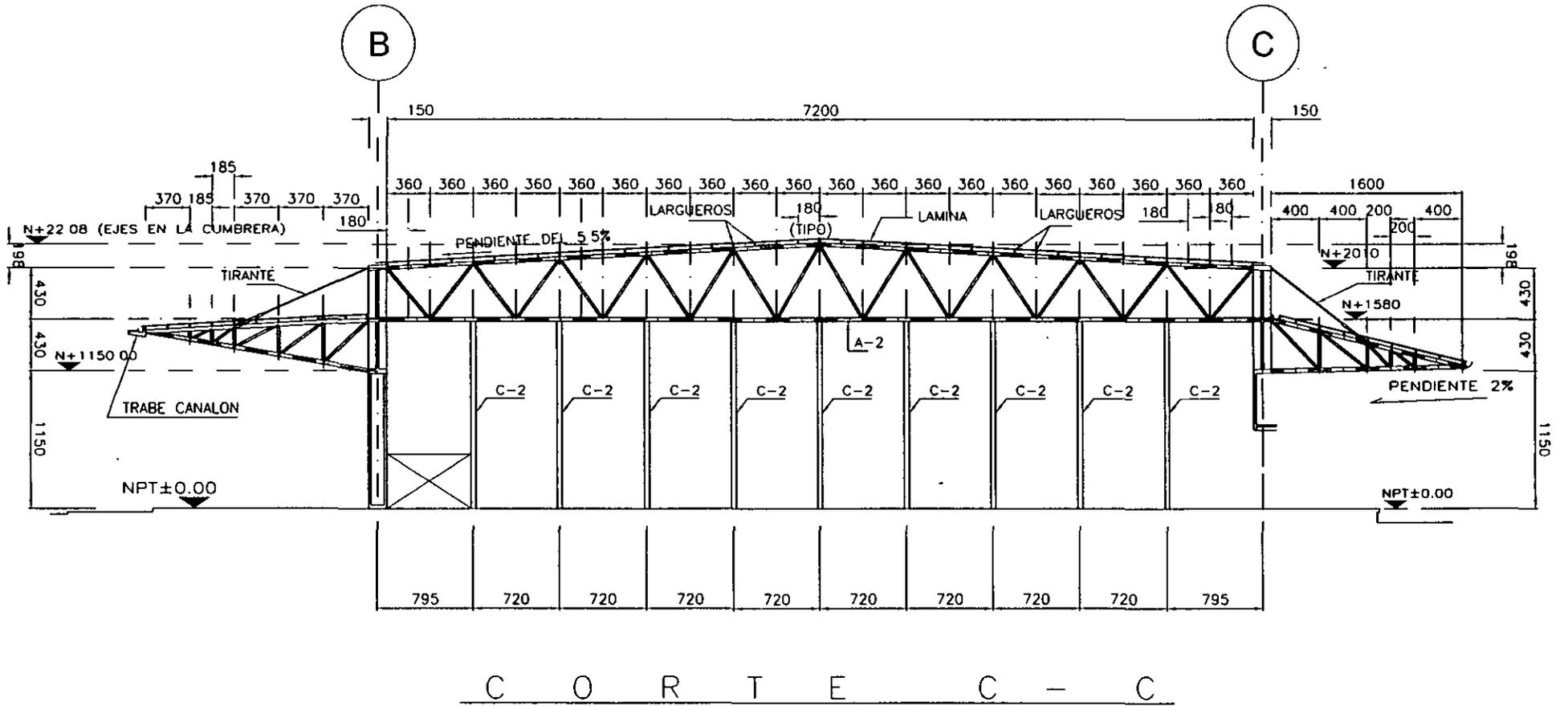
C O N E X I O N 2 1



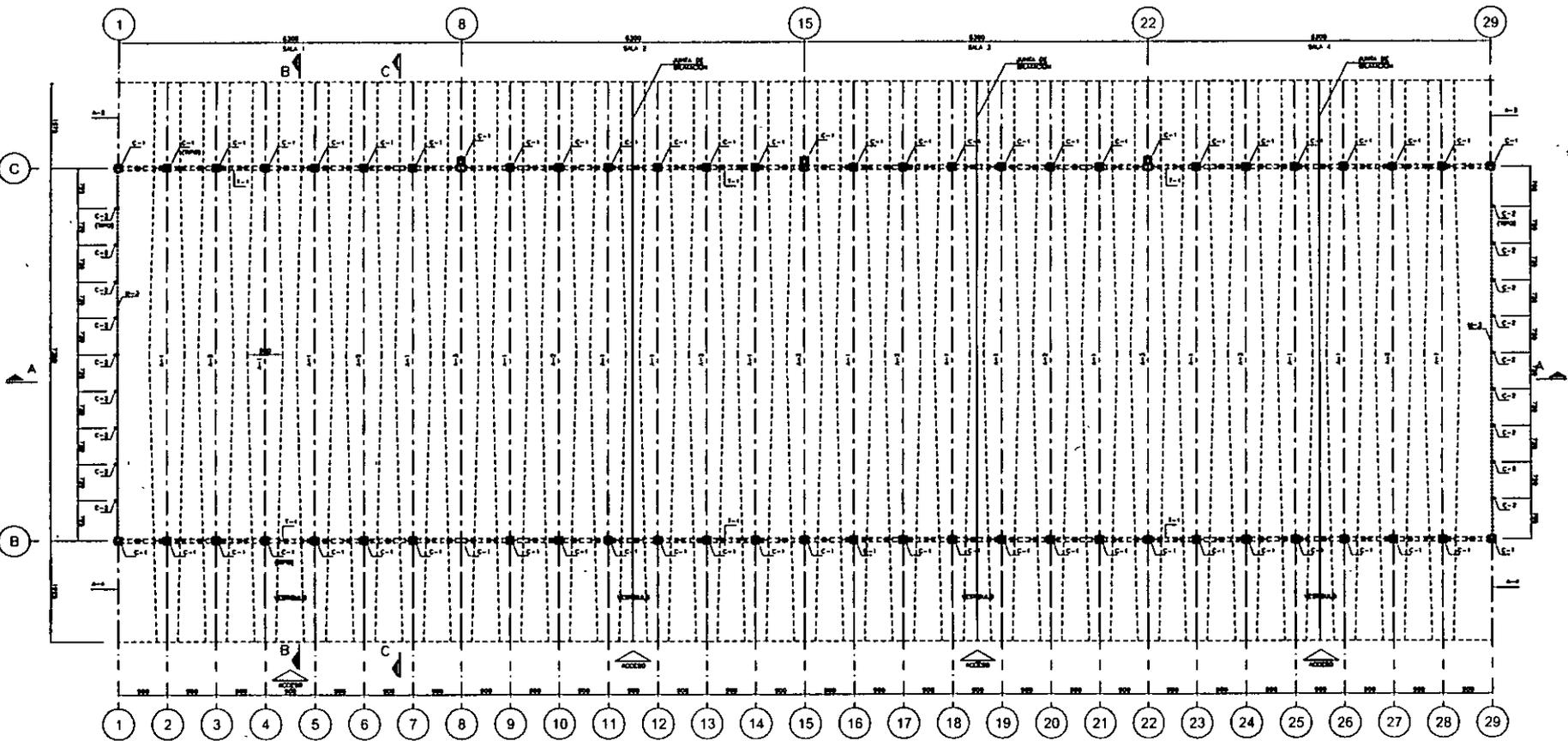
C O R T E 1 - 1



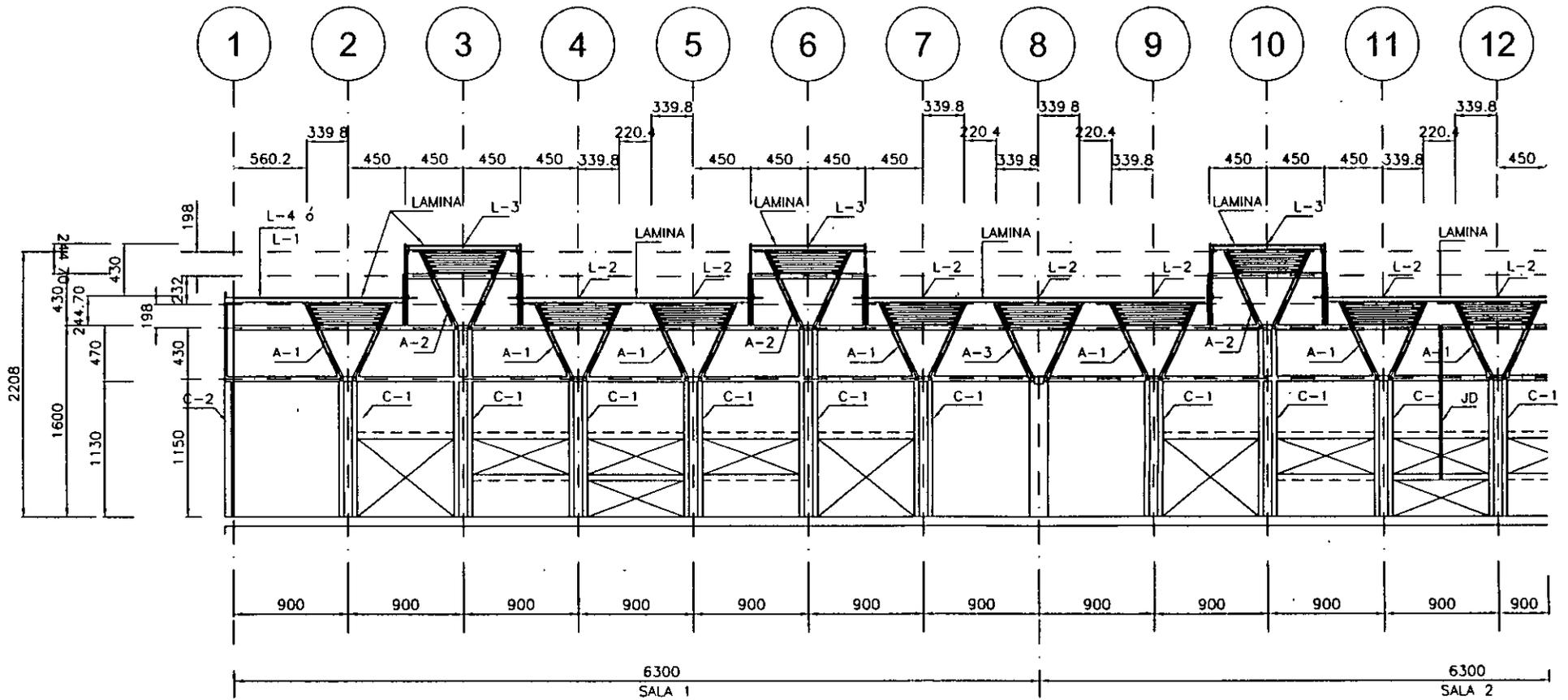
PARTE 6
 ANEXO 3-2



PARTE 6
 ANEXO 3-3



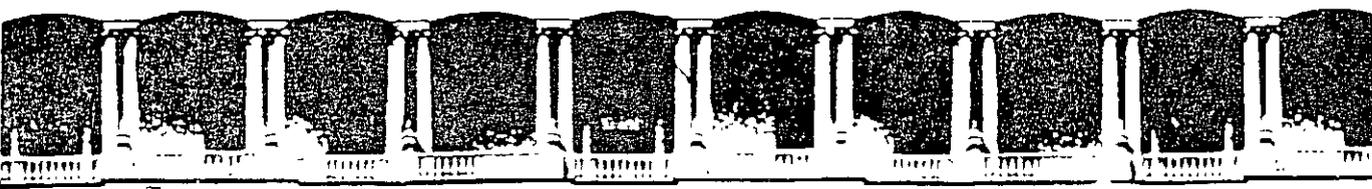
PLANTA GENERAL DE ARMADURAS



NOTA: VER DISPOSICION DE LARGUEROS EN PLANO EA-03

C O R T E A - A

PARTICULO ANEXO



**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

CURSOS ABIERTOS

CA29 APLICACIONES DE NORMAS Y ESPECIFICACIONES DE USO EN MÉXICO PARA EL DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE ACERO

Del 23 de junio al 4 de julio del 2003

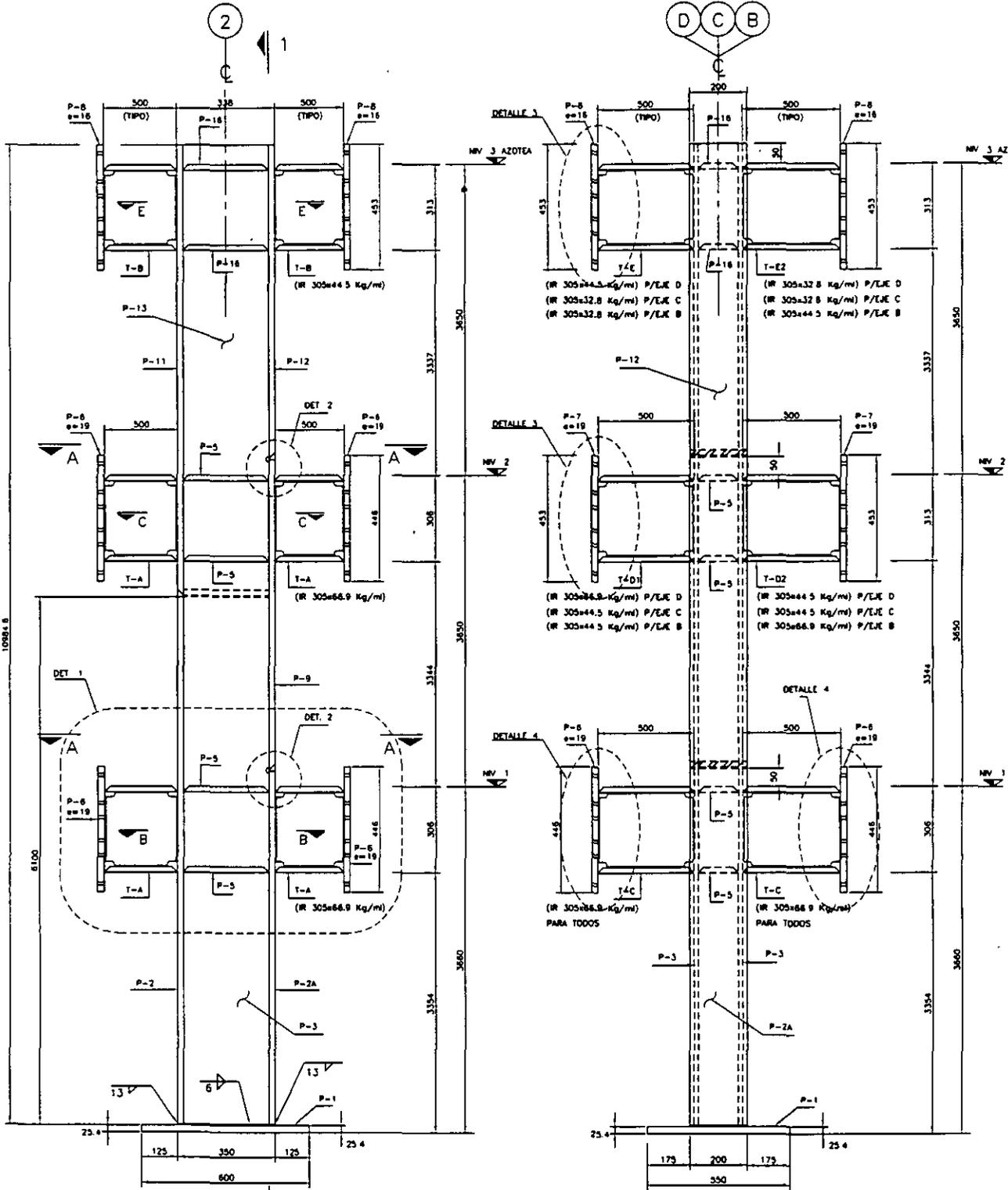
Tema

Anexo: III

**EXPOSITOR: M. EN I. ISMAEL VÁZQUEZ MARTÍNEZ
PALACIO DE MINERÍA
JUNIO DEL 2003**

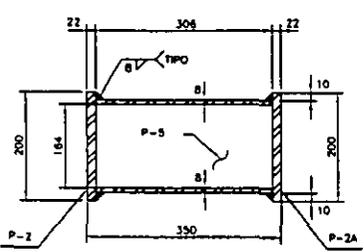
L I S T A D E M A T E R I A L

EMBARQUE		T A L L E R (P / 1 C O L U M N A)							
MARCA	No. DE COLS.	MARCA	No. DE PZAS.	DESCRIPCION	LARGO	ANCHO	PESO UNIT.	PESO X PZA	TOTAL
K-4A	1	P-1	1	R= 25.4	600	550	199.39	65.80	65.80
		P-2	1	R= 22.0	6100	200	172.70	210.69	210.69
		P-3	2	R= 8.00	6100	306	62.8	117.22	234.44
		P-13	2	P= 8.00	4884.6	306	62.8	93.77	187.55
		P-2A	1	R= 22.0	3684.6	200	172.70	127.25	127.25
		P-11	1	R= 16.0	4884.6	200	125.6	122.58	122.58
		P-9	1	R= 22.0	3650.0	200	172.70	126.07	126.07
		P-12	1	R= 16.0	3650.0	200	125.6	91.69	91.69
		P-5	4	R= 16.0	306.0	164	125.6	6.30	25.21
		P-16	2	R= 13.0	306.0	164	102.05	5.12	10.24
		P-6	6	R= 19.0	446.0	204	149.15	13.57	81.42
		P-7	2	R= 19.0	453.0	204	149.15	13.78	27.57
		P-8	4	R= 16.0	453.0	204	125.6	11.61	46.43
		P-9A	24	R= 16.0	100	51	125.6	0.64	15.38
		P-10A	16	R= 13.0	140	70	102.05	1.00	16.00
		P-11A	8	R= 13.0	200	102	102.05	2.08	16.64
		T-A	4	IR 306X66.9	500		66.9	33.45	133.8
		T-B	2	IR 306X44.5	500		44.5	22.25	44.5
T-C	2	IR 306X66.9	500		66.9	33.45	66.9		
T-D	2	IR 306X44.5	500		44.5	22.25	44.5		
T-E	2	IR 306X32.8	500		32.8	16.40	32.8		
TOTAL PARA 1 COLUMNA								TOTAL	1727.11
K-4B	2	P-1	1	R= 25.4	600	550	199.39	65.80	65.80
		P-2	1	P= 22.0	6100	200	172.70	210.69	210.69
		P-3	2	R= 8.00	6100	306	62.8	117.22	234.44
		P-13	2	P= 8.00	4884.6	306	62.8	93.77	187.55
		P-2A	1	R= 22.0	3684.6	200	172.70	127.25	127.25
		P-11	1	R= 16.0	4884.6	200	125.6	122.58	122.58
		P-9	1	R= 22.0	3650.0	200	172.70	126.07	126.07
		P-12	1	R= 16.0	3650.0	200	125.6	91.69	183.38
		P-5	4	R= 16.0	306.0	164	125.6	6.30	25.21
		P-16	2	R= 13.0	306.0	164	102.05	5.12	10.24
		P-6	6	R= 19.0	446.0	204	149.15	13.57	81.42
		P-7	2	R= 19.0	453.0	204	149.15	13.78	27.57
		P-8	4	R= 16.0	453.0	204	125.6	11.61	46.42
		P-9A	24	R= 16.0	100	51	125.6	0.64	15.38
		P-10A	16	R= 13.0	140	70	102.05	1.00	16.00
		P-11A	8	R= 13.0	200	102	102.05	2.08	16.64
		T-A	4	IR 305X66.9	500		66.9	33.45	133.8
		T-B	2	IR 305X44.5	500		44.5	22.25	44.5
		T-C	2	IR 305X66.9	500		66.9	33.45	66.90
		T-D1	1	IR 305X66.9	500		66.9	33.45	33.45
		T-D2	1	IR 305X44.5	500		44.5	22.25	22.25
T-E1	1	IR 305X44.5	500		44.5	22.25	22.25		
T-E2	1	IR 305X32.8	500		32.8	16.40	16.40		
TOTAL PARA 1 COLUMNA								TOTAL	1744.16
TOTAL PARA 2 COLUMNAS								TOTAL	3488.32

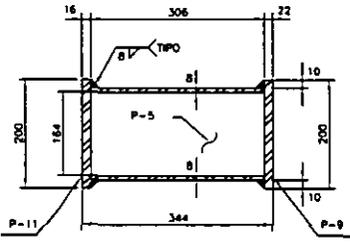


COLUMNA K-4A y K-4B

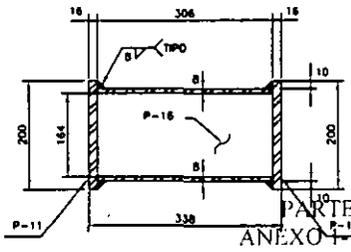
COLUMNA K-4 A y K-4B
VISTA I - I



CORTE B - B

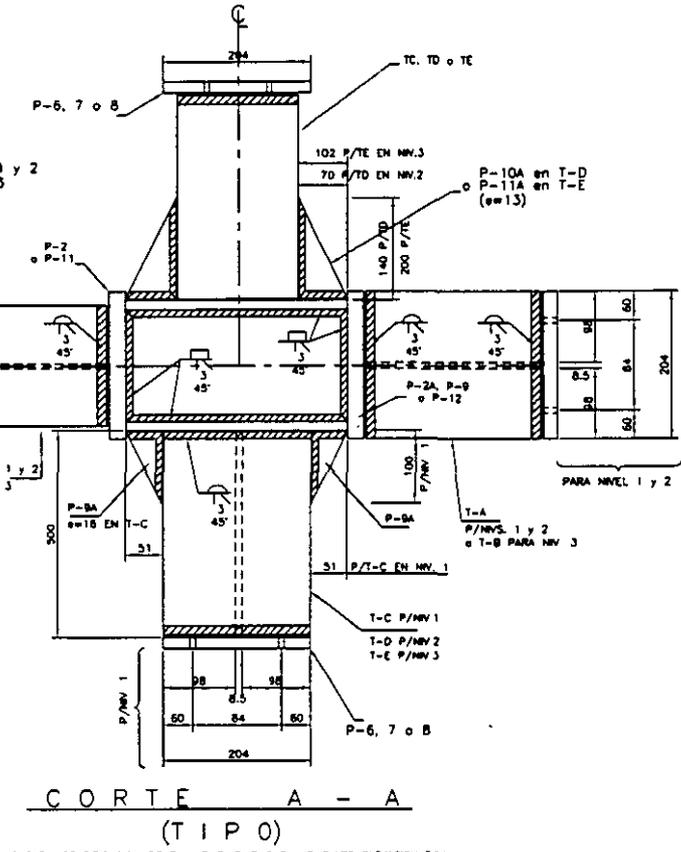
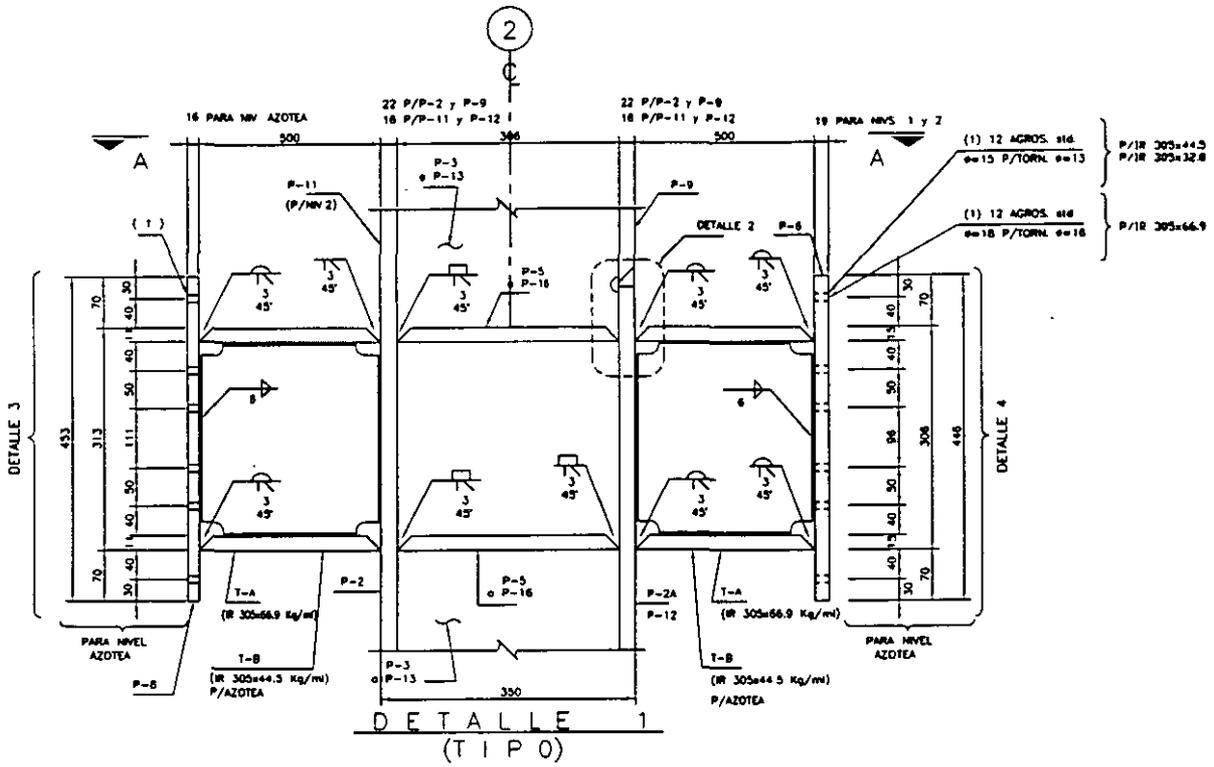


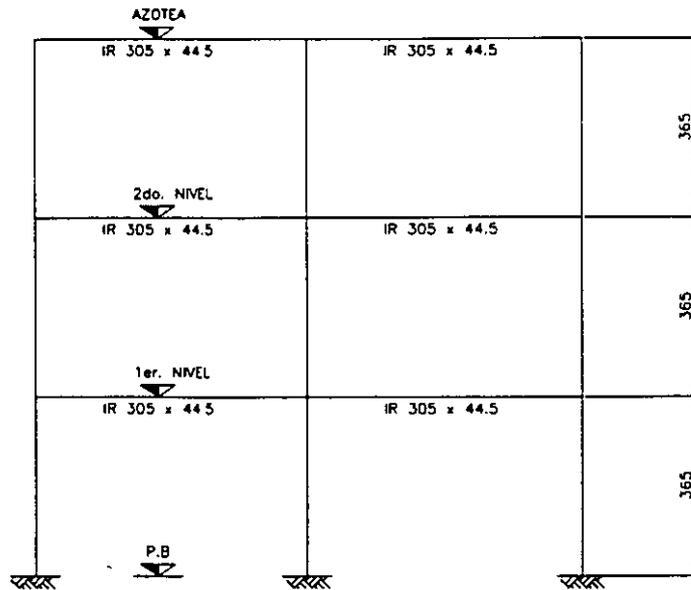
CORTE C - C



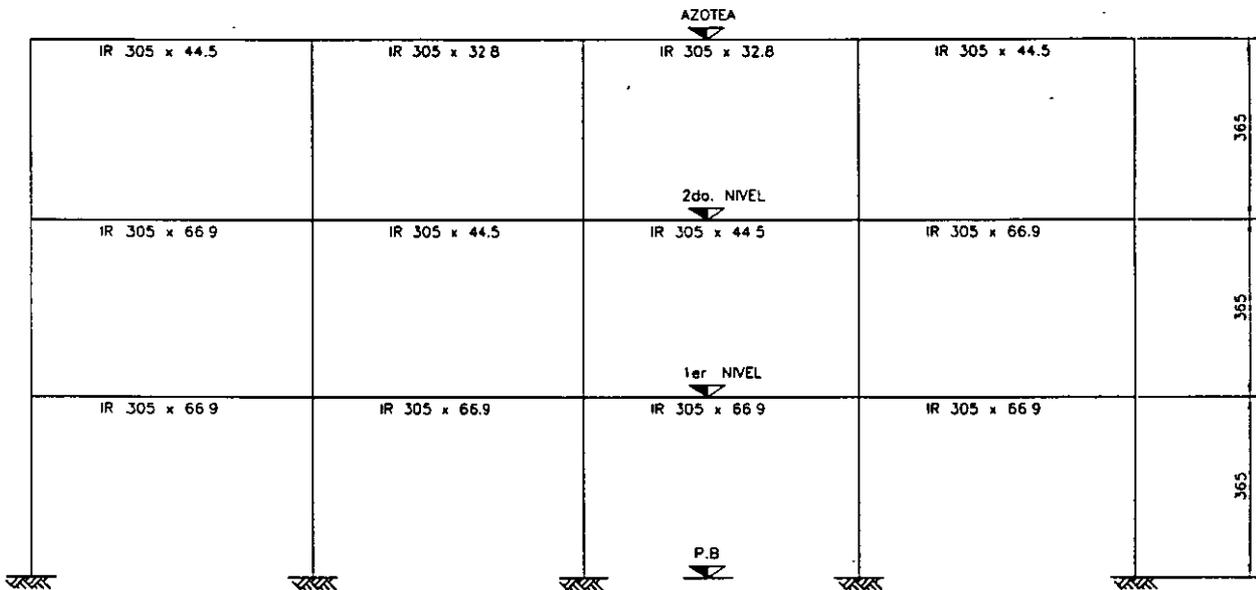
CORTE E - E

PARTE 4
ANEXO 11





E J E S A y E



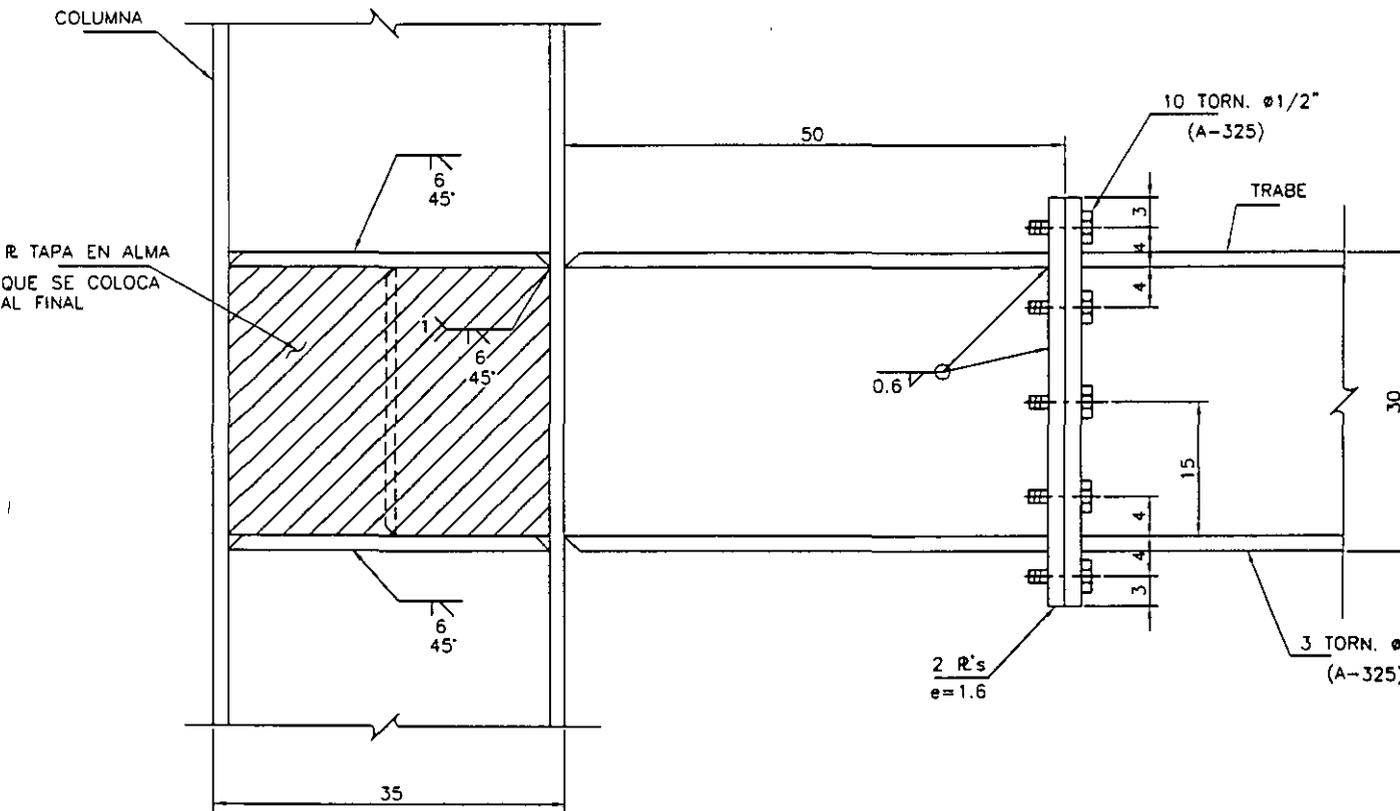
E J E S 1, 2 y 4

NOTAS GENERALES

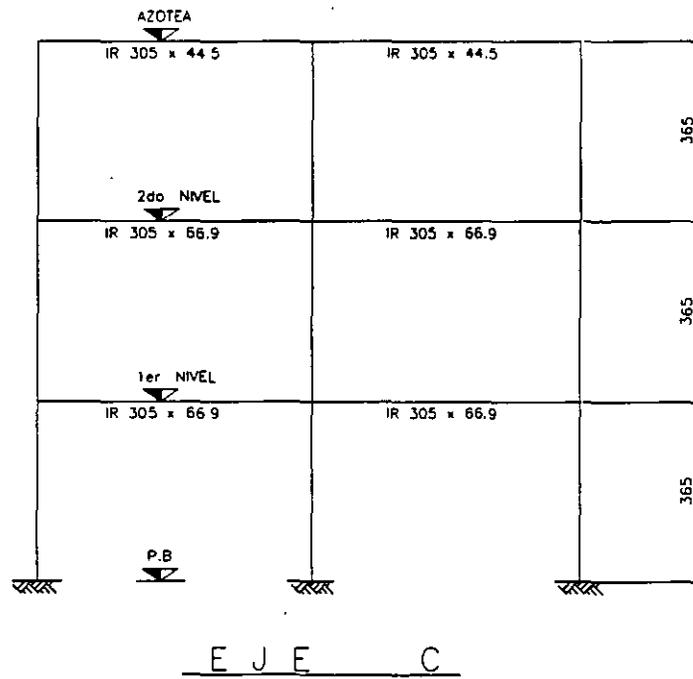
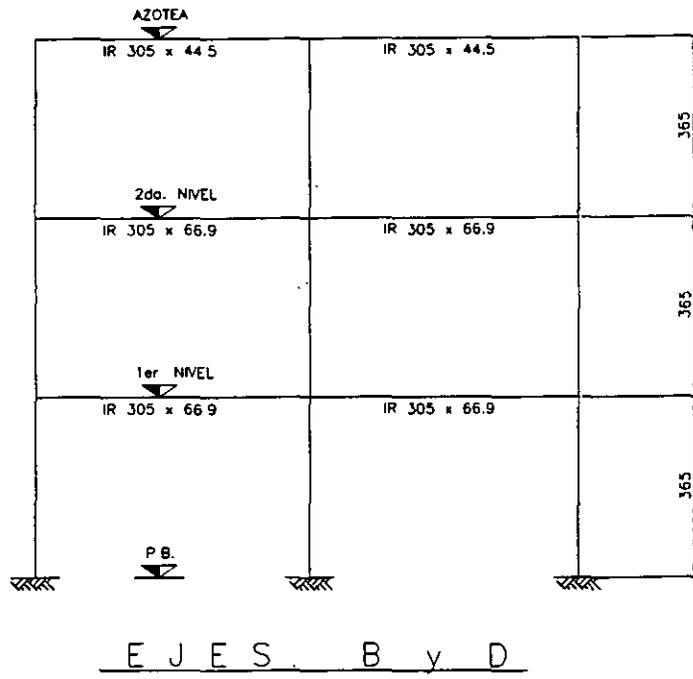
- 1.- CONCRETO $f'c=250$ kg/cm². CLASE-1 (ESTRUCTURAL)
- 2.- ACERO DE REFUERZO $F_y=4200$ kg/cm².
- 3.- ANTES DE PROCEDER A CONSTRUIR ESTA OBRA SE DEBERA VERIFICAR LA CONCORDANCIA DE LAS COTAS Y NIVELES DE ESTE PLANO CON LAS DE LOS PLANOS ARQUITECTONICOS CORRESPONDIENTES.
- 4.- ESTE PLANO COMPLEMENTA AL PLANO No.

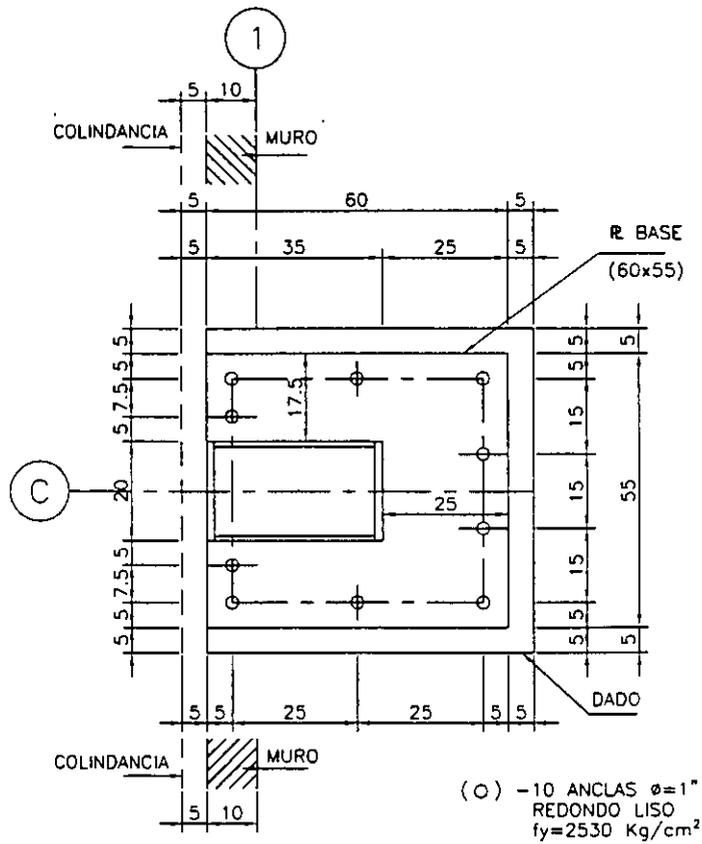
NOTAS GENERALES DE ACERO

- 1.- EL ACERO ESTRUCTURAL SERA TIPO A.S.T.M. A-36. CON $f'y=2531$ kg/cm².
- 2.- TODA LA SOLDADURA SERA AL ARCO ELECTRICO.
- 3.- EN SOLDADURA MANUAL SE UTILIZARAN ELECTRODOS E-70xx.
- 4.- LAS SOLDADURAS SE HARAN SIGUIENDO LAS NORMAS DE LA A.W.S. (SOCIEDAD AMERICANA DE SOLDADURA).
- 5.- TODAS LAS SOLDADURAS SE HARAN POR OBREROS CALIFICADOS.
- 6.- EN SOLDADURA AUTOMATICA SE EMPLEARA UNA COMBINACION DE ELECTRODO Y FUNDENTE QUE PRODUZCA UNA SOLDADURA DE RESISTENCIA IGUAL A LA OBTENIDA CON ELECTRODOS E-70xx.
- 7.- ESTE PLANO NO ES DE FABRICACION SOLO SE MUESTRAN PERFILES Y CONEXIONES TIPO.
- 8.- ANTES DE PROCEDER A CONSTRUIR ESTA OBRA SE DEBERA VERIFICAR LA CONCORDANCIA DE LAS COTAS Y NIVELES DE ESTE PLANO CON LAS DE LOS PLANOS ARQUITECTONICOS CORRESPONDIENTES.
- 9.- EN TODAS LAS LOSAS Y TRABES CUYO CLARO SEA MAYOR DE 4.0 MTS. SE SE LES DARA UNA CONTRAFLECHA DE 1/400 DEL CLARO AL CENTRO DEL MISMO.
- 10.- ESTE PLANO SE COMPLEMENTA CON EL PLANO No.

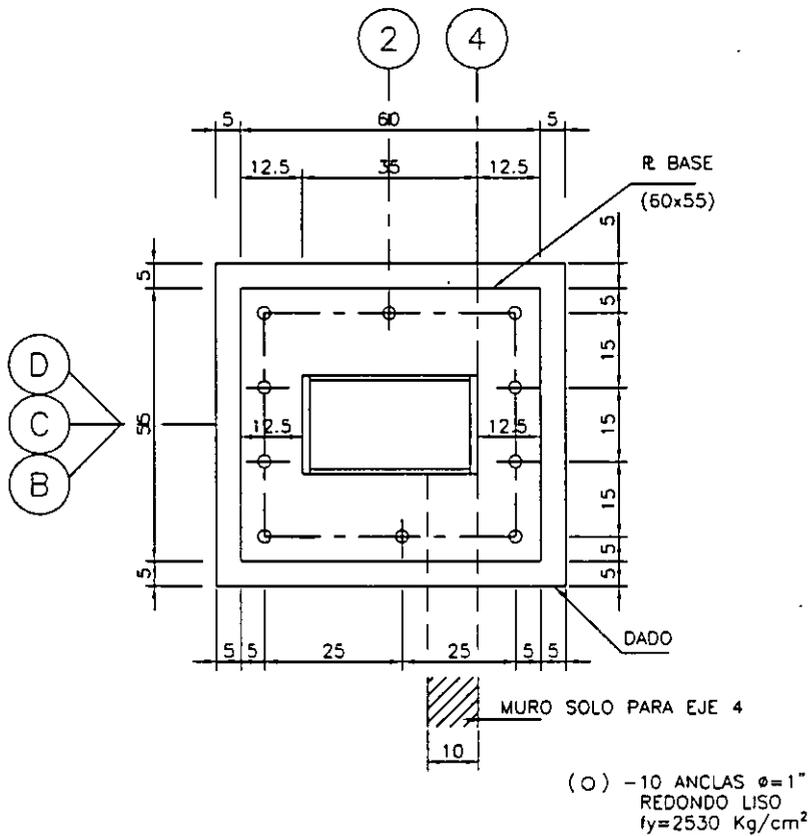


CONEXION TIPO TRABE - COLUMNA

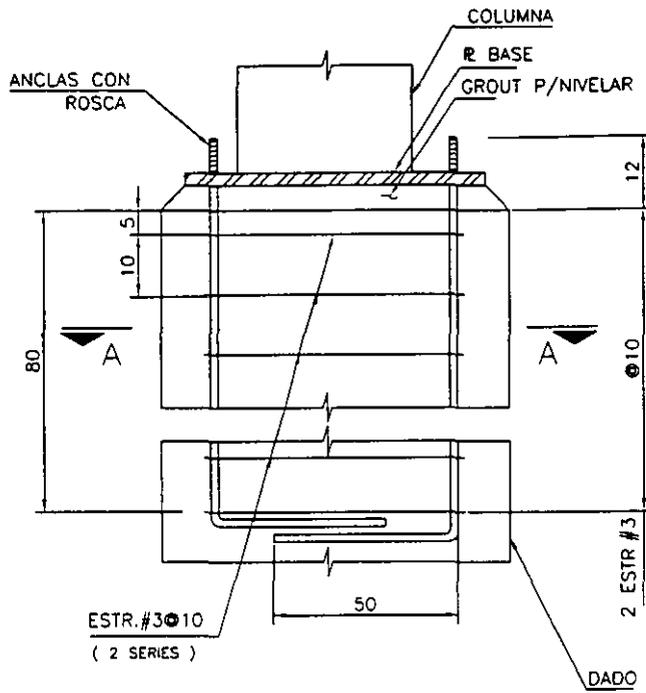




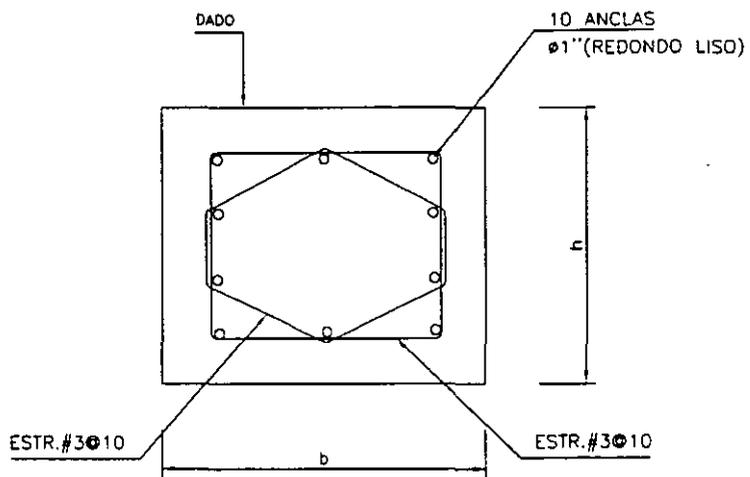
PLACA BASE R - 1
EJES 1 y C



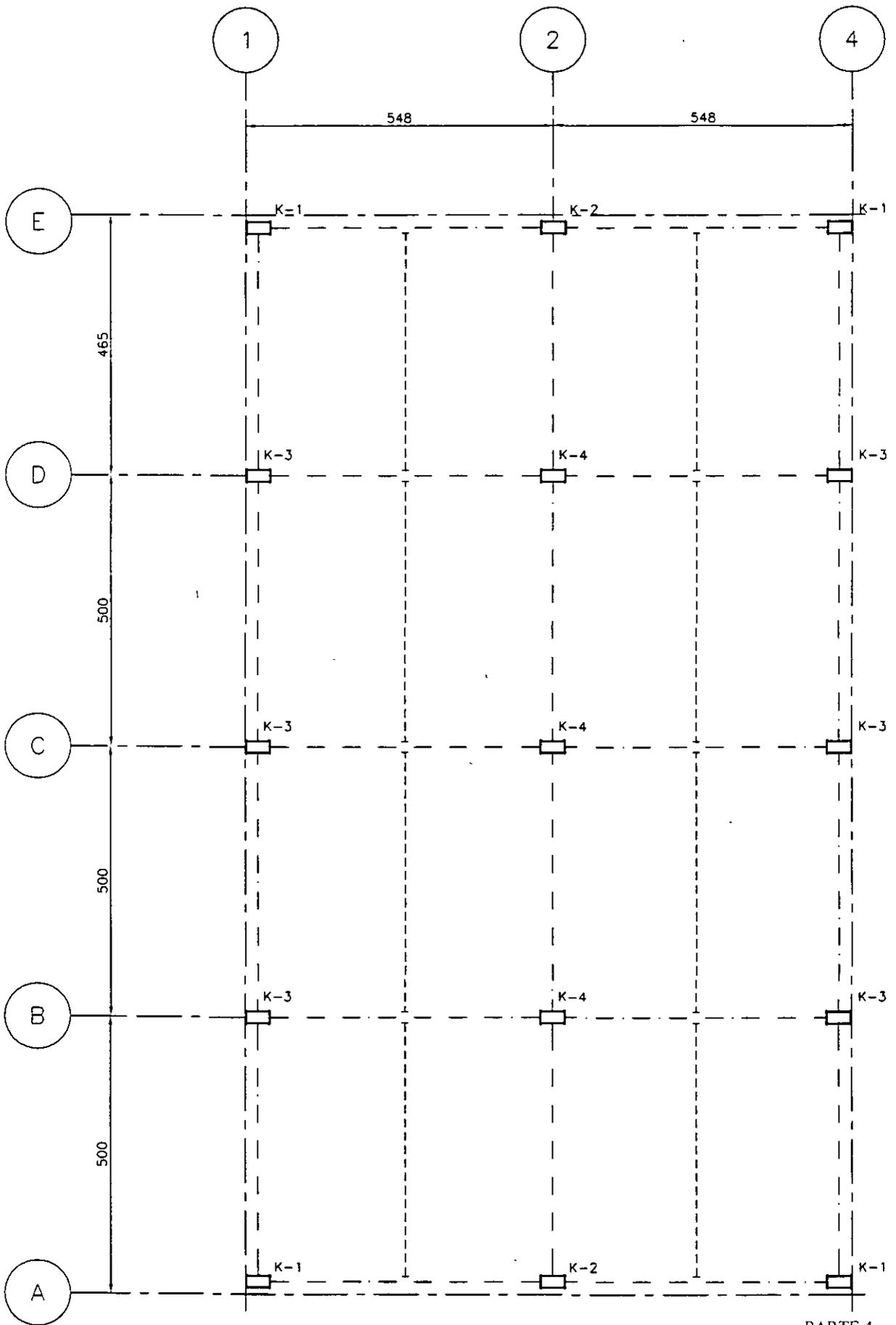
PLACA BASE R - 2A
EJES D-2 B-2 C-2
D-4 B-4 C-4



DETALLE TIPO DE ARMADO EN DADO

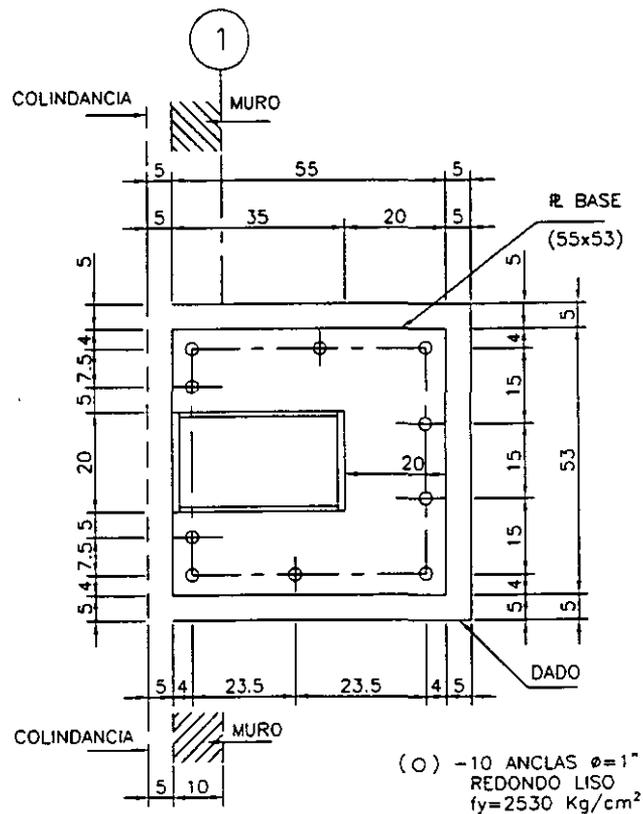


CORTE A - A



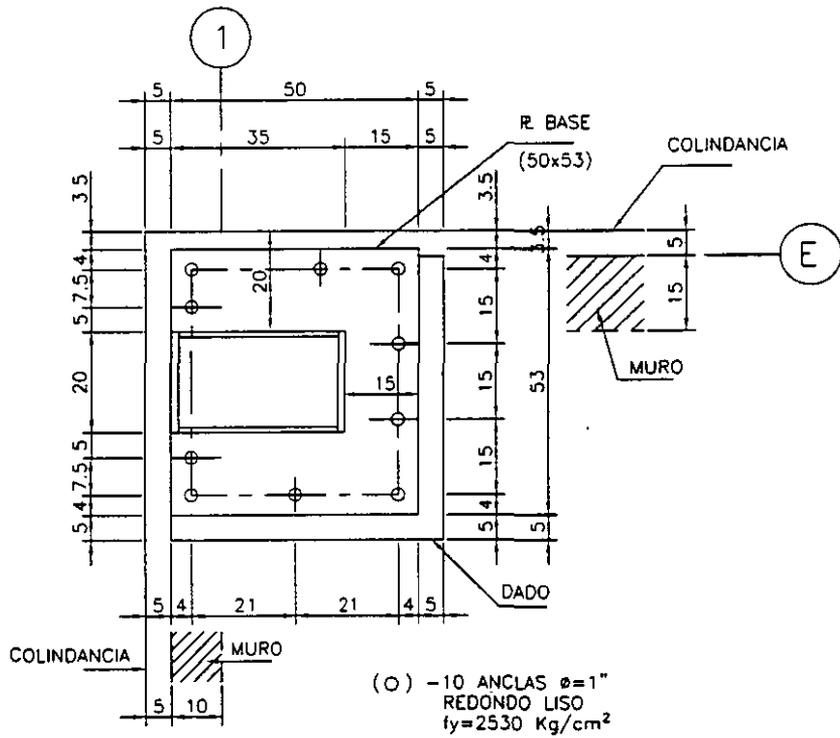
PARTE 4
ANEXO 1-3

PLANTA DE TRABES



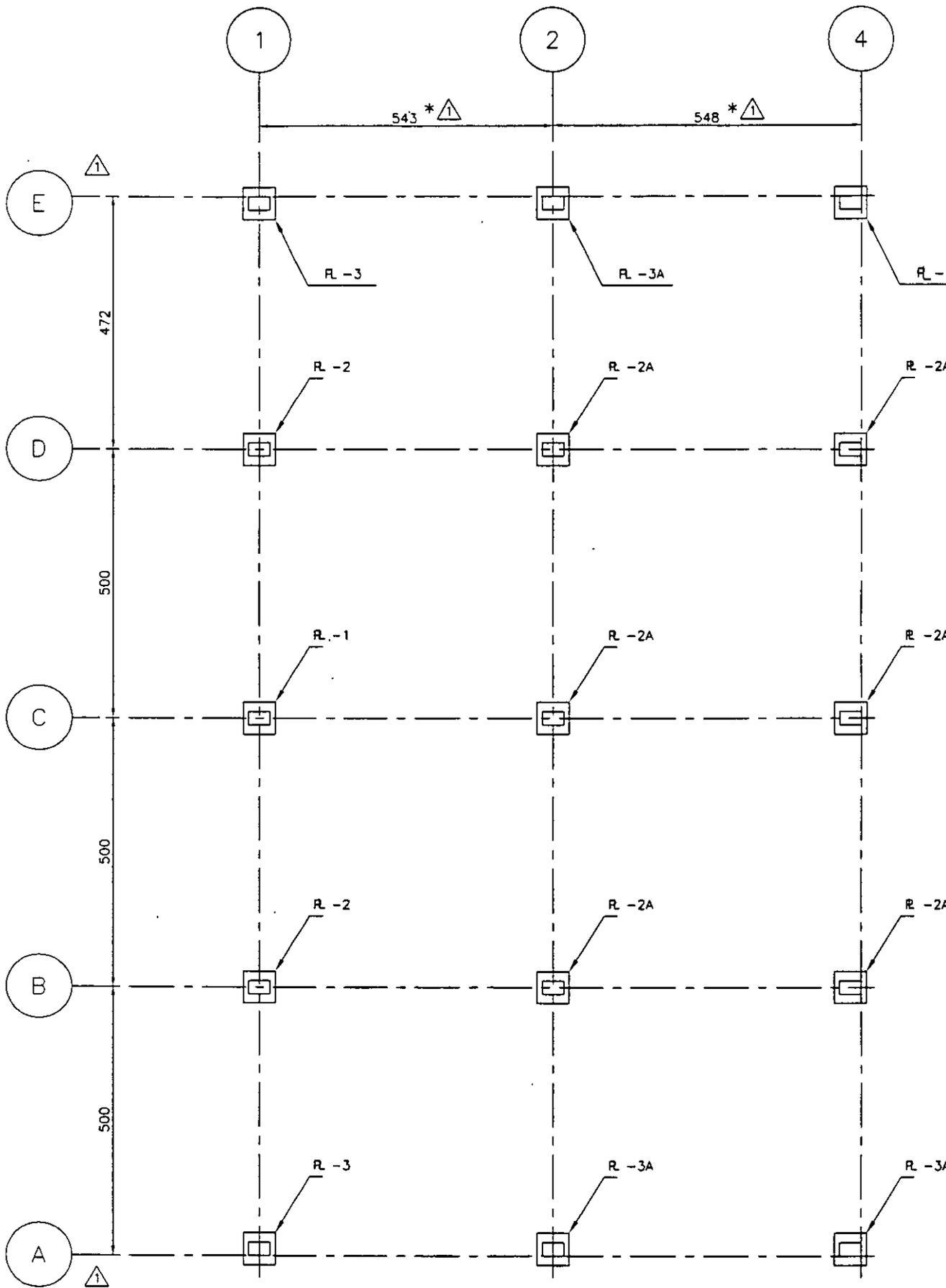
PLACA BASE R - 2

EJES 1 y D
EJES 1 y B



PLACA BASE R - 3

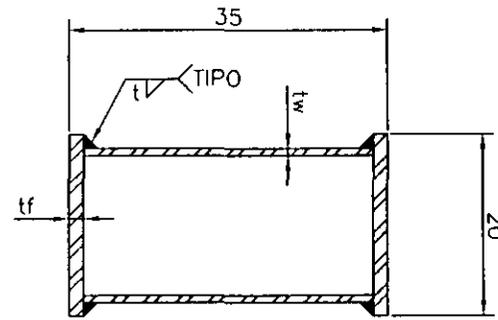
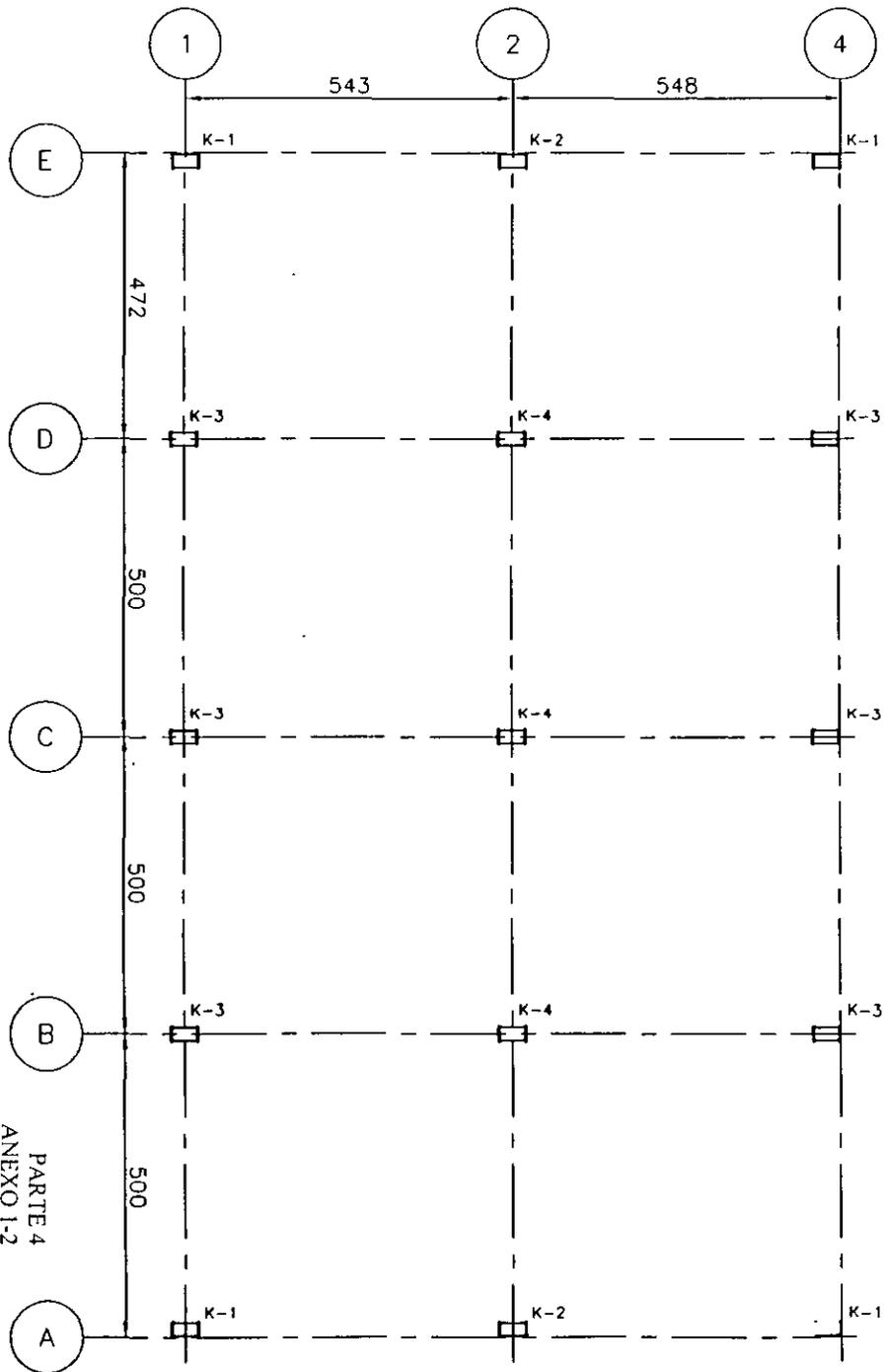
EJES 1 y E
EJES 1 y A



PLANTA DE ANCLAS Y PLACAS BASE

△ 1 LOS EJES E y A SE CORREN AL PAÑO EXTERIOR DE LAS COLUMNAS PARTE 4 ANEXO I-1

* △ 1 CONFIRMAR EN OBRA



COLUMNA TIPO

TABLA DE COLUMNAS			
COLUMNA	t_w	t_f	t
K-1	0.8	1.0	0.6
K-2	0.8	1.3	0.6
K-3	0.8	1.9	0.8
K-4	0.8	2.2	0.8

En las ecuaciones anteriores:

r_0^2 = radio polar de giro de la sección transversal alrededor del centro de

$$\text{torsión, elevado al cuadrado} = r_t^2 + r_y^2 + x_0^2 = \frac{I_t + I_y}{A} + x_0^2$$

x_0 = distancia entre los centros de gravedad y de torsión, medida a lo largo del eje principal x.

$$H = 1 - (x_0/r_0)^2$$

$$\sigma_{cr} = \frac{\pi^2 E}{(K_r L_r / r_r)^2} \tag{2.62}$$

$$\sigma_t = \frac{1}{Ar_0^2} \left(GJ + \frac{\pi^2 EC_o}{(K_r L_r)^2} \right) \tag{2.63}$$

En secciones con un solo eje de simetría, en las ecuaciones anteriores se ha supuesto que es el x.

Todas las propiedades anteriores corresponden a la sección transversal completa de la columna.

Si la sección tiene dos ejes de simetría el pandeo es por flexión alrededor de alguno de los ejes centroidales y principales, o por torsión. En ese caso, $x_0=0$, $H=1$, y la ec. 2.60 se reduce a la 2.63, que proporciona el esfuerzo crítico de pandeo por torsión.

Las ecuaciones anteriores (excepto la 2.61) son las del artículo 2.5, escritas en términos de esfuerzos críticos, en lugar de cargas críticas.

En el inciso 3.10.1.2.3 del Capítulo 3, se indica cómo calcular las áreas netas efectivas.

2.9 ÁNGULOS AISLADOS COMPRIMIDOS

En las refs. 2.35 y 2.36⁷ se dan recomendaciones para el diseño de ángulos aislados en compresión. Aquí se reproducen las de la segunda referencia.

La resistencia de diseño es $\phi_c P_n$, donde:

$$\phi_c = 0.90$$

$$P_n = A_t F_{cr}$$

a) Para $\lambda_c \sqrt{Q} \leq 1.5$:

$$F_{cr} = Q(0.658^{Q\lambda_c^2}) F_y \quad (2.64)$$

b) Para $\lambda_c \sqrt{Q} > 1.5$:

$$F_{cr} = \left[\frac{0.877}{\lambda_c^2} \right] F_y \quad (2.65)$$

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

F_y es el esfuerzo de fluencia mínimo especificado del acero, y Q el factor de reducción por pandeo local, que tiene alguno de los valores siguientes:

$$\text{Si } \frac{b}{t} \leq 0.446 \sqrt{\frac{E}{F_y}} : \quad Q = 1.0 \quad (2.66)$$

$$\text{Si } 0.446 \sqrt{\frac{E}{F_y}} < \frac{b}{t} \leq 0.910 \sqrt{\frac{E}{F_y}} : \quad Q = 1.340 - 0.761 \frac{b}{t} \sqrt{\frac{F_y}{E}} \quad (2.67)$$

$$\text{Si } \frac{b}{t} > 0.910 \sqrt{\frac{E}{F_y}} : \quad Q = \frac{0.534E}{F_y (b/t)^2} \quad (2.68)$$

b es el ancho total del ala más grande del ángulo y t su grueso.

Con las expresiones anteriores para el cálculo del esfuerzo crítico de compresión se revisan los tres estados límite que pueden regir el diseño de ángulos comprimidos: pandeo por flexión general de la columna, pandeo local de alas delgadas o pandeo general por flexotorsión.

El factor Q tiene en cuenta el posible pandeo local; el origen de las expresiones para calcularlo (ecs. 2.66 a 2.68) se explica en el Capítulo 3. Aquí se han escrito en forma adimensional.

⁷ En el art. 1.12, Capítulo 1, se hace referencia a las normas para diseño de ángulos aislados.

En ángulos de alas esbeltas, el estado límite de pandeo por flexotorsión se aproxima con el factor de reducción Q , y aunque en columnas relativamente cortas de sección no esbelta, en las que $Q=1.0$, ese estado límite puede ser crítico, se ha demostrado que el error que se comete al ignorarlo no es significativo, por lo que ese efecto no se incluye en las recomendaciones para diseño de ángulos sencillos.

El criterio para diseñar ángulos aislados comprimidos de paredes delgadas es el mismo que recomienda el AISC en sus especificaciones generales (ref. 2.24) para columnas de paredes delgadas; de hecho las ecs. 2.64 y 2.65 son la 2.41 y 2.42, y también son iguales las expresiones para calcular el factor Q .

EJEMPLO 2.6 Calcule la resistencia de diseño en compresión del ángulo de 10.2 x 0.95 cm (4" x 3/8"), que se muestra en la Fig. E2.6.1, para dos longitudes, 4 m y 2 m. Suponga que las fuerzas están aplicadas en los centros de gravedad de las secciones extremas. El acero es A36 ($F_y = 2530 \text{ kg/cm}^2$). La barra está articulada en los dos extremos.

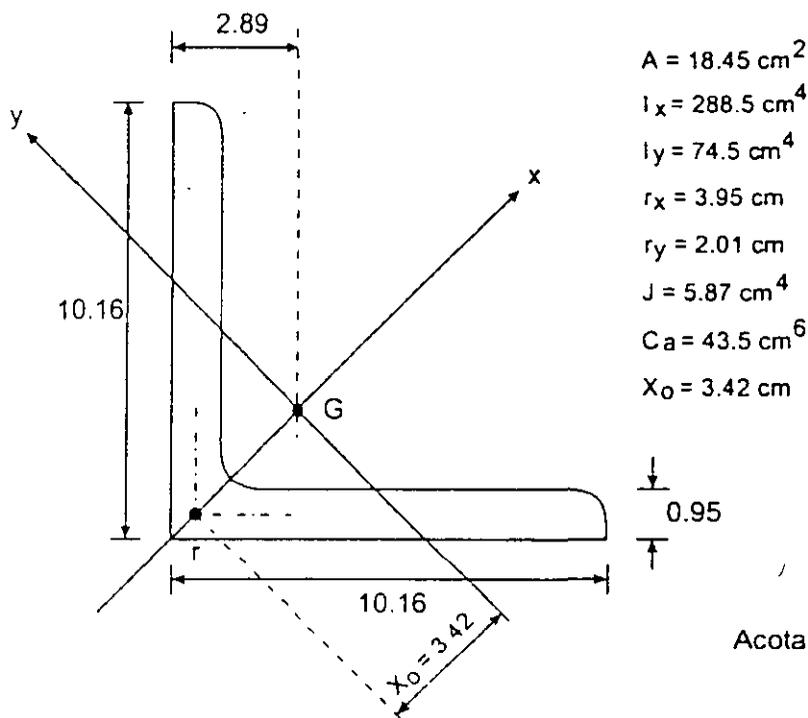


Fig. E2.6-1 Sección transversal y propiedades geométricas de la columna del ejemplo 2.6.

Clasificación de la sección

$$b/t = 10.16/0.95 = 10.7 < 640/\sqrt{F_y} = 12.7$$

La sección es tipo 3; no hay problemas de pandeo local.

a) $L_x = L_y = L_z = 4.00 \text{ m}$

Como la sección tiene un solo eje de simetría (el x), el esfuerzo crítico de pandeo elástico, F_e , es el menor de los esfuerzos críticos de pandeo por flexión alrededor del eje y, y de pandeo por flexotorsión.

$$r_o = \sqrt{x_o^2 + r_i^2 + r_j^2} = \sqrt{3.42^2 + 3.95^2 + 2.01^2} = 5.60 \text{ cm}$$

$$H = 1 - \left(\frac{x_o}{r_o}\right)^2 = 1 - \left(\frac{3.42}{5.60}\right)^2 = 0.627$$

$$KL/r_i = 400/3.95 = 101; \quad KL/r_v = 400/2.01 = 199$$

Ec. 2.62: $\sigma_{ex} = \frac{\pi^2 E}{(KL/r_x)^2} = \frac{\pi^2 E}{101^2} = 1973 \text{ kg/cm}^2$

$$\sigma_{ey} = \frac{\pi^2 E}{(KL/r_v)^2} = 508 \text{ kg/cm}^2$$

Ec. 2.63: $\sigma_t = \frac{1}{Ar_o^2} \left[GJ + \frac{\pi^2 EC_a}{(K_t L_t)^2} \right] = \frac{1}{18.45 \times 5.60^2} \left[784200 \times 5.87 + \frac{43.5 \pi^2 E}{(1 \times 400)^2} \right]$
 $= 7965 \text{ kg/cm}^2$

La contribución de la resistencia a la torsión por alabeo es muy pequeña; si se tuviese en cuenta, se obtendría $\sigma_t = 7956 \text{ kg/cm}^2$.

Ec. 2.60:

$$\sigma_c = \frac{1}{2H} \left[(\sigma_{ex} + \sigma_t) - \sqrt{(\sigma_{ex} + \sigma_t)^2 - 4H\sigma_{ex}\sigma_t} \right]$$

$$= \frac{1}{2 \times 0.627} \left[(1973 + 7965) - \sqrt{(1973 + 7965)^2 - 4 \times 0.627 \times 1973 \times 7965} \right]$$

$$= 1782 \text{ kg/cm}^2$$

Es crítico el pandeo por flexión alrededor del eje y.

Ref. 2.24:

$$\lambda_c = \frac{KL}{\pi r_v} \sqrt{\frac{F_v}{E}} = \frac{1.0 \times 400}{2.01\pi} \sqrt{\frac{2530}{E}} = 2.231 > 1.5$$

$$F_{cr} = \left(\frac{0.877}{\lambda_c^2} \right) F_v = \left(\frac{0.877}{2.231^2} \right) 2530 = 446 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{Ec. 2.34}$$

$$\text{Resistencia de diseño} = \phi_c A F_{cr} = 0.85 \times 18.45 \times 446 \times 10^{-3} = 6.99 \text{ ton}$$

Ref. 2.2:

$$(KL/r)_c = 6340/\sqrt{F_v} = 126 < KL/r_y = 199$$

Resistencia de diseño (ec. 2.30):

$$R_c = \frac{20,120,000}{(KL/r_y)^2} AF_R = \frac{20,120,000}{199^2} \times 18.45 \times 0.85 \times 10^{-3} = 7.97 \text{ Ton}$$

b) $L_x = L_y = L_z = 2.00 \text{ m}$

$$KL/r_x = 200/3.95 = 51; \quad KL/r_y = 200/2.01 = 100$$

$$\sigma_{ax} = \frac{\pi^2 E}{51^2} = 7737 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_a = \frac{\pi^2 E}{100^2} = 2012 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_t = \frac{1}{18.45 \times 5.60^2} \left(784200 \times 5.87 + \frac{\pi^2 E \times 43.5}{200^2} \right) = 7994 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_c = \frac{1}{2 \times 0.627} \left[(7737 + 7994) - \sqrt{(7737 + 7994)^2 - 4 \times 0.627 \times 7737 \times 7994} \right]$$

$$= 4881 \text{ kg/cm}^2$$

Sigue siendo crítico el pandeo por flexión alrededor de y.

Al disminuir la longitud de la columna de 4 m a 2 m, el esfuerzo σ_a se multiplica por cuatro, y σ_c por 2.7; el incremento en resistencia al pandeo por flexotorsión es menor que al pandeo por flexión.

Ref. 2.24:

$$\lambda_c = \frac{100}{\pi} \sqrt{\frac{F_v}{E}} = 1.121 < 1.5$$

$$F_{cr} = (0.658^{\lambda_c^2}) F_v = (0.658^{1.121^2}) 2530 = 1495 \text{ kg/cm}^2$$

Ec. 2.33

$$\phi_c AF_{cr} = 0.85 \times 18.45 \times 1495 \times 10^{-3} = 23.45 \text{ ton}$$

Ref. 2.2:

$$KL/r_x = 100 < (KL/r)_c = 126$$

$$\therefore R_c = AF_y \left[1 - \frac{(KL/r)^2}{2(KL/r)_c^2} \right] F_R$$

$$= 18.45 \times 2530 \left[1 - \frac{100^2}{2 \times 126^2} \right] 0.85 \times 10^{-3} = 27.18 \text{ ton}$$

Ec. 2.31

El pandeo por flexotorsión puede ser crítico en columnas de ángulo muy cortas, pero aún en esos casos no es significativo el error que se comete ignorarlo. Por esta razón, en las especificaciones de diseño de ángulos en compresión, que no sean de paredes delgadas, no se considera explícitamente ese efecto (ref. 2.36).

EJEMPLO 2.7 Calcule la resistencia de diseño de una columna biarticulada ($K_x = K_y = 1.0$) de 2 m de longitud, cuya sección transversal se muestra en la Fig. E2.7.1. El límite de fluencia del acero es de 3515 kg/cm^2 . Utilice las especificaciones AISI para diseño por factores de carga y resistencia (ref. 2.39) y las del AISC para diseño de ángulos aislados (ref. 2.36).

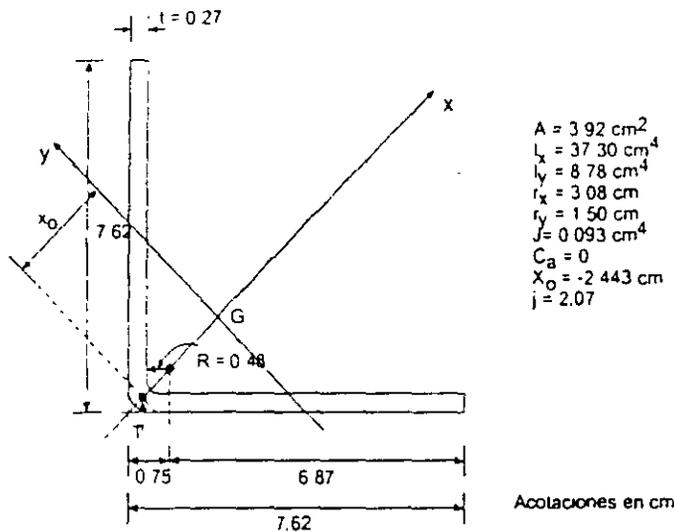


Fig. E2.7-1 Sección transversal y propiedades geométricas de la columna del ejemplo 2.7.

Ref. 2.39:

Determinación de F_c

Como la sección tiene un solo eje de simetría (el x), F_c es el menor de los esfuerzos críticos de pandeo por flexión alrededor de y o de pandeo por flexotorsión, que se calculan, respectivamente, con la fórmula de Euler y con la ec. 2.60.

$$r_o = \sqrt{x_o^2 + r_x^2 + r_y^2} = \sqrt{2.443^2 + 3.08^2 + 1.50^2} = 4.21 \text{ cm}$$

$$H = 1 - (x_o/r_o)^2 = 1 - (2.443/4.21)^2 = 0.663$$

$$KL/r_x = 200/3.08 = 65; \quad KL/r_y = 100/1.5 = 133$$

$$\sigma_{\alpha} = \frac{\pi^2 E}{(KL/r_x)^2} = \frac{\pi^2 E}{65^2} = 4763 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{Ec. 2.62}$$

$$\sigma_{\omega} = \frac{\pi^2 E}{(KL/r_y)^2} = \frac{\pi^2 E}{133^2} = 1138 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_i = \frac{GJ}{Ar_0^2} = \frac{0.093E}{2.6 \times 3.92 \times 4.21^2} = 1050 \text{ Kg/cm}^2 \quad \text{Ec. 2.63}$$

La ec. 2.63 se simplifica porque $C_e = 0$.

$$\begin{aligned} \sigma_c &= \frac{1}{2H} \left[(\sigma_{\alpha} + \sigma_i) - \sqrt{(\sigma_{\alpha} + \sigma_i)^2 - 4H\sigma_{\alpha}\sigma_i} \right] \\ &= \frac{1}{2 \times 0.663} \left[(4763 + 1050) - \sqrt{(4763 + 1050)^2 - 4 \times 0.663 \times 4763 \times 1050} \right] \\ &= 967 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{Ec. 2.60} \end{aligned}$$

Puesto que σ_c (ec. 2.60) es menor que σ_{α} , la forma crítica de pandeo es por flexotorsión, y $F_c = 967 \text{ kg/cm}^2$.

$$\begin{aligned} \lambda_c &= \sqrt{\frac{F_v}{F_c}} = \sqrt{\frac{3515}{967}} = 1.907 > 1.5 \\ \therefore F_n &= \left(\frac{0.877}{\lambda_c^2} \right) F_v = \left(\frac{0.877}{1.907^2} \right) 3515 = 848 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{Ec. 2.57} \end{aligned}$$

Área efectiva. Es la que corresponde a $F_n = 848 \text{ kg/cm}^2$.

$$\lambda = \frac{1.052}{\sqrt{k}} \left(\frac{b}{t} \right) \sqrt{\frac{F}{E}} = \frac{1.052}{\sqrt{0.43}} \left(\frac{6.87}{0.27} \right) \sqrt{\frac{848}{E}} = 0.832 > 0.673; \therefore b_e = \rho b$$

$$\rho = (1 - 0.22/\lambda)/\lambda = (1 - 0.22/0.832)/0.832 = 0.884$$

Ancho efectivo de cada ala: $b_e = 0.884 \times 6.87 = 6.07 \text{ cm}$.

Área efectiva:

$$A_e = A_1 - \sum (b - b_e)t = 3.92 - 2(6.87 - 6.07)0.27 = 3.49 \text{ cm}^2$$

Resistencia nominal.

$$P_{n1} = A_e F_n = 3.49 \times 848 \times 10^{-3} = 2.96 \text{ ton} \quad \text{Ec. 2.56}$$

Resistencia de diseño: $\phi_c P_n = 0.85 \times 2.96 = 2.52 \text{ ton}$.

Ref. 2.36:

$$\frac{b}{t} = \frac{6.87}{0.27} = 25.4 > 0.910 \sqrt{\frac{E}{F_v}} = 21.9$$

Q se determina con la ec. 2.68:

$$Q = \frac{0.534E}{F_v(b \cdot t)^2} = \frac{0.534E}{3515 \times 25.4^2} = 0.480$$

$$\lambda_c = \frac{KL}{r\pi} \sqrt{\frac{F_v}{E}} = \frac{200}{1.50\pi} \sqrt{\frac{3515}{E}} = 1.762$$

r es el radio de giro mínimo del ángulo (Fig. E2.6.1).

$$\lambda_c \sqrt{Q} = 1.221 < 1.5$$

$$\therefore F_{cr} = Q(0.658^{2\lambda_c}) F_v = 0.480(0.658^{(0.480 \times 1.762^2)}) 3515$$

$$= 904 \text{ kg/cm}^2$$

Ec. 2.64

Resistencia de diseño: $\phi_c A F_{cr} = 0.90 \times 3.92 \times 904 \times 10^{-3} = 3.19 \text{ ton.}$

La resistencia es 27% mayor que la obtenida con la ref. 2.39 ($3.19/2.52=1.27$)

EJEMPLO 2.8 Calcular la resistencia de diseño de la columna de la Fig. E2.8.1⁸. El acero tiene un límite de fluencia $F_v = 3515 \text{ kg/cm}^2$. La columna puede considerarse articulada en los dos extremos, para flexión alrededor de los ejes x , y , y para torsión.

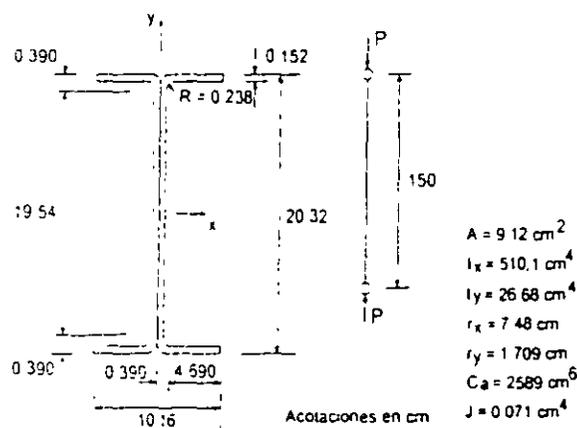


Fig. E2.8-1 Sección transversal y propiedades geométricas de la columna del ejemplo 2.8.

⁸ En estructuras reales no se utilizan secciones como la de la figura para trabajar en compresión; se emplea aquí para ilustrar algunos aspectos del diseño de columnas de paredes delgadas.

Clasificación de la sección (tabla 2.3.1, ref. 2.2)

Patines: $b/t = 4.69/0.152 = 30.86 > 830/\sqrt{F_y} = 14.0$

Alma: $h_c/t = 19.54/0.152 = 128.55 > 2100/\sqrt{F_y} = 35.42$

La sección es tipo 4; tanto en los patines como en el alma se excede la relación ancho/grueso correspondiente a las tipo 3.

a) Especificaciones AISI para diseño por factores de carga y resistencia (ref. 2.39)

Determinación de F_n . La relación de esbeltez crítica para pandeo por flexión es:

$$\frac{K_v L_v}{r_v} = \frac{1 \times 150}{1.709} = 87.8$$

Como las secciones transversales de la columna tienen dos ejes de simetría, el esfuerzo crítico de pandeo elástico es el menor de los valores dados por las ecs. 2.59, con $KL/r = K_v L_v / r_v$, y 2.63.

Pandeo por flexión:

$$F_{\sigma} = \frac{\pi^2 E}{(KL/r_v)^2} = \frac{\pi^2 E}{87.8^2} = 2611 \text{ kg/cm}^2 \tag{Ec. 2.59}$$

Pandeo por torsión:

$$F_e = \left[GJ + \frac{\pi^2 EC_a}{(K_t L_t)^2} \right] \frac{1}{I_x + I_y}$$

$$= \left[748000 \times 0.071 + \frac{2589\pi^2 E}{(1 \times 150)^2} \right] \frac{1}{510.1 + 26.68}$$

$$= 4418 \text{ kg/cm}^2 \tag{Ec. 2.63}$$

El pandeo por torsión no es crítico.

$$F_e = F_{\sigma} = 2611 \text{ kg/cm}^2$$

$$\lambda_c = \sqrt{\frac{F_y}{F_e}} = \sqrt{\frac{3515}{2611}} = 1.160 < 1.5$$

$$\therefore F_n = (0.658^{\lambda_c}) F_y = (0.658^{1.160}) 3515 = 2001 \text{ kg/cm}^2 \tag{Ec. 2.56}$$

Anchos efectivos

Los anchos efectivos de almas y patines se determinan como se indica en el Capítulo 3.

Almas

Se tratan como dos placas independientes, pues sólo están unidas entre sí en los bordes superior e inferior.

$$\lambda = \frac{1.052}{\sqrt{k}} \left(\frac{b}{t} \right) \sqrt{\frac{f}{E}} = \frac{1.052}{\sqrt{4.0}} \left(\frac{19.54}{0.152} \right) \sqrt{\frac{2001}{E}} = 2.118$$

Se toma $k = 4.0$, para placas apoyadas en los dos bordes, y se sustituye f por $F_n = 2001 \text{ kg/cm}^2$.

Como $\lambda = 2.118 > 0.673$, $b_e = \rho b$.

$$\rho = (1 - 0.22/\lambda)/\lambda = (1 - 0.22/2.118)/2.118 = 0.423$$

$$b_e = 0.423 \times 19.54 = 8.27 \text{ cm}$$

Patines

$$\lambda = \frac{1.052}{\sqrt{0.43}} \left(\frac{4.69}{0.152} \right) \sqrt{\frac{2001}{E}} = 1.551 > 0.673$$

Ahora k es igual a 0.43, para placas apoyadas en un borde.

$$\rho = (1 - 0.22/1.551)/1.551 = 0.553$$

$$b_e = 0.553 \times 4.69 = 2.60 \text{ cm}$$

Área efectiva

$$\begin{aligned} A_e &= A_1 - \sum (b - b_e) t \\ &= 9.12 - [2(19.54 - 8.27) + 4(4.69 - 2.60)] 0.152 \\ &= 9.12 - 4.42 = 4.70 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

Resistencia nominal:

$$P_{n1} = A_e F_n = 4.70 \times 2001 \times 10^{-3} = 9.40 \text{ ton} \quad \text{Ec. 2.55}$$

Esta resistencia corresponde a pandeo por flexión de la columna.

Resistencia de diseño:

$$\phi_c P_n = 0.85 \times 9.40 = 7.99 \text{ ton}$$

b) Normas Técnicas Complementarias del Reglamento del D.F. (ref. 2.2)

Como la falla es por pandeo por flexión y pandeo local combinados (no hay pandeo por torsión) la resistencia de diseño puede determinarse también siguiendo las indicaciones de la ref. 2.2 (art. 2.8.1), como se hace en la continuación.

Factor de pandeo local Q

Se utilizan las ecuaciones del art. 2.3.6 de la ref. 2.2.

Q_1 . Se determina para los patines, que son elementos planos no atiesados.

$$b/t = 4.69/0.152 = 30.86 > 1470/\sqrt{F_y} = 24.79$$

$$\therefore Q_1 = \frac{1,400,000}{F_y (b/t)^2} = \frac{1,400,000}{3515 \times 30.86^2} = 0.418$$

Q_a . El esfuerzo f que se utiliza para calcular el ancho efectivo del alma es el esfuerzo crítico de pandeo local de los patines, $F_{cr} = Q_1 F_y = 0.418 \times 3515 = 1470 \text{ kg/cm}^2$.

$$b_e = \frac{2730 \times 0.152}{\sqrt{1470}} \left(1 - \frac{480}{128.55 \sqrt{1470}} \right) = 9.77 \text{ cm}$$

$$A_e = 9.12 - 2(19.54 - 9.77) \times 0.152 = 6.15 \text{ cm}^2$$

$$Q_a = 6.15/9.12 = 0.674$$

$$Q = Q_1 Q_a = 0.418 \times 0.674 = 0.282$$

$$(KL/r)_c = 6340/\sqrt{Q F_y} = 6340/\sqrt{0.282 \times 3515} = 201.4$$

$$(KL/r)_1 = 87.8 < 201.4$$

$$\begin{aligned} \therefore R_c &= Q A_e F_y \left(1 - \frac{(KL/r)_1^2}{2(KL/r)_c^2} \right) F_R \\ &= 0.282 \times 9.12 \times 3515 \left(1 - \frac{87.8^2}{2 \times 201.4^2} \right) 0.75 \\ &= 6136 \text{ kg} \approx 6.14 \text{ ton} \end{aligned}$$

Ec. 2.47

Este resultado es menor que el obtenido con las especificaciones AISC (6.14/7.99=0.769); si se utilizase el mismo factor de resistencia, 0.85, el método de la ref. 2.2 arrojaría un valor sólo 13 por ciento menor que el de la ref. 2.39 (6.14x0.85/(0.75x7.99)=5.22/5.99=0.87).

2.10 REFERENCIAS

- 2.1 Galambos, T.V., "Structural Members and Frames", Prentice Hall Inc., Englewood Cliffs, N.J., 1968.
- 2.2 "Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras Metálicas", Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, Gaceta Oficial del Departamento del D.F., México D.F., diciembre de 1987.
- 2.3 "Specification for Structural Steel Buildings. Allowable Stress Design and Plastic Design" (incluye comentario), American Institute of Steel Construction, Chicago, Ill., junio de 1989.
- 2.4 Timoshenko, S.P., y J.M. Gere, "Theory of Elastic Stability", McGraw-Hill Book Company, Nueva York, 1961.
- 2.5 Bleich, F., "Buckling Strength of Metal Structures", McGraw-Hill Book Company, Nueva York, 1952.
- 2.6 De Buen, O., "Estructuras de Acero, Comportamiento y Diseño", Limusa, México, D.F., enero de 1980.
- 2.7 "Specification for the Design of Light Gage Cold-Formed Structural Members", Light Gage Cold-Formed Steel Design Manual, American Iron and Steel Institute, Washington, D.C., 1968.
- 2.8 "Load and Resistance Factor Design Specification for Structural Steel Buildings" (incluye comentario), American Institute of Steel Construction, Chicago, Ill., septiembre de 1986.
- 2.9 Chen, W.F., y E.M. Lui, "Structural Stability. Theory and Implementation", Elsevier Science Publishing Co., Inc., Nueva York, 1987.
- 2.10 Shanley, F.R., "Strength of Materials", McGraw-Hill Book Co. Inc., Nueva York, 1957.
- 2.11 Galambos, T.V., Editor, "Guide to Stability Design Criteria for Metal Structures", 4a. ed., John Wiley & Sons, Nueva York, 1988.
- 2.12 Johnston, B.G., Editor, "Guide to Design Criteria for Metal Compression Members", 2a. ed., John Wiley & Sons, Nueva York, 1966.
- 2.13 Beedle, L.S., y L. Tall, "Basic Column Strength", J. Str. Div., Proc. ASCE, Vol. 86, ST7, julio de 1960.

- 2.14 "Guide to Design Criteria for Metal Compression Members", 1a. ed., Column Research Council, Engineering Foundation, 1960.
- 2.15 Johnston, B.G., Editor, "Guide to Stability Design Criteria for Metal Structures", 3a. ed., John Wiley & Sons, Nueva York, 1976.
- 2.16 "European Recommendations for Steel Construction", European Convention for Constructional Steelwork (ECCS), 1978.
- 2.17 Beedle, L.S., Editor, "Stability of Metal Structures. A World View", 2a. Ed., Structural Stability Research Council, 1991.
- 2.18 "Recommandations pour l'étude et l'exécution des constructions métalliques", Convention Européenne de la Construction Métallique, enero de 1977.
- 2.19 Chen, W.F., y T. Atsuta, "Theory of Beam-Columns, Vol. 1: In-plane Behavior and Design", McGraw-Hill Book Co., Nueva York, 1976.
- 2.20 Bjorhovde, R., "Columns: From Theory to Practice", Engineering Journal, Vol. 25, No. 1, AISC, Chicago, Ill., 1988.
- 2.21 Rondal, J., y R. Maquoi, "Single Equation for SSRC Column-Strength Curves", J. Str. Div., ASCE, Vol. 105, No. ST1, enero de 1979.
- 2.22 Allen, D., "Merchant-Rankine Approach to Member Stability", J. Str. Div., ASCE, Vol. 104, No. ST12, diciembre de 1978 (ver también la discusión de este artículo por R. Maquoi y J. Rondal, J. Str. Div., ASCE, noviembre de 1979).
- 2.23 "Limit States Design of Steel Structures" (incluye comentario), Canadian Standards Association, CAN/CSA-S16.1-M94, Rexdale, Ontario, Canadá, diciembre de 1994.
- 2.24 "Load and Resistance Factor Design Specification for Structural Steel Buildings" (incluye comentario), AISC, Chicago, Ill., diciembre de 1993.
- 2.25 Chen, W.F., "End Restraint and Column Stability", J. Str. Div., Proc. ASCE, Vol. 106, ST11, noviembre de 1980.
- 2.26 Ürlimann, B., "New Aspects Concerning Inelastic Instability of Steel Structures", J. Str. Div., Proc. ASCE, Vol. 86, ST1, enero de 1960.
- 2.27 Haaijer, G., "Plate Buckling in Strain-Hardening Range", Trans. ASCE, Vol. 124, 1959.
- 2.28 De Buen, O., "Pandeo de Placas Comprimidas", Ingeniería, Vol. XXXIV, No. 8, México D.F., 1964.

- 2.29 Lay, M.G., "Yielding of Uniformly Loaded Steel Members", J. Str. Div., Proc. ASCE, Vol. 91, ST6, diciembre de 1965.
- 2.30 Haaijer, G., y B. Thürlimann, "Inelastic Buckling in Steel", Trans. ASCE, Vol. 125, Parte I, 1960.
- 2.31 "Specification for the Design of Cold-Formed Steel Structural Members", Edición de agosto de 1986, con suplemento de diciembre de 1989, American Iron and Steel Institute, Washington, D.C., enero de 1991.
- 2.32 "Load and Resistance Factor Design Specification for Cold-Formed Steel Structural Members", American Iron and Steel Institute, Washington, D.C., marzo de 1991.
- 2.33 "ASD/LRFD Design Specification for Cold-Formed Steel Structural Members", versión preliminar, American Iron and Steel Institute, Washington, D.C., julio de 1995.
- 2.34 Yu, W.W., "Cold-Formed Steel Design", 2a. ed., John Wiley, Nueva York, 1991.
- 2.35 "Specification for Allowable Stress Design of Single-Angle Members" (incluye comentario), Manual of Steel Construction "Allowable Stress Design", 9a. Chicago, Ill, 1989.
- 2.36 "Specification for Load and Resistance Factor Design of Single-Angle Members" (incluye comentario), AISC, Chicago, Ill., diciembre de 1993.
- 2.37 "Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal", Gaceta Oficial del Distrito Federal, México, D.F., agosto de 1993.
- 2.38 "Manual para Constructores", Compañía Fundidora de Fierro y Acero de Monterrey, S.A., México, D.F., 1965.
- 2.39 "Specification for the Design of Cold-Formed Steel Structural Members", Edición de 1996, American Iron and Steel Institute, Washington, D.C., junio de 1997.

**Notas de cursos 2003 que se devuelven a la imprenta por estar
duplicadas**

Favor de tomar nota del material que se devuelve a la imprenta

Clave	Título	Ejs
CI-018	Internet y correo electrónico	1
CI-050	Introducción a windows XP	1
CI-035	Análisis de problemas y toma de decisiones	1
CI-004	Taller de integración de procesos	1
CI-003	Estrategias para el cambio organizacional	1
CI-006	Estrategia para el cambio organizacional	2
CI-011	Diplomado en administración pública para el ISSSTE	1
CI-008	Diplomado en administración pública para el ISSSTE	1
CC-003	Introducción al mantenimiento de pc's y periféricos	1
CI-005	Diplomado en administración pública para el ISSSTE	1
CA-009	Estrategias para el cambio organizacional	1

Total: 10 títulos 11 ejs.

México, D. F. 19-junio-2003

Atentamente

Centro de Información y Documentación
"Ing. Bruno Mascanzoni"

Ing. Ricardo Miranda Sánchez

Notas de Cursos 2003 que se envían a la imprenta para engargolar

Favor de engargolar en pastas de plástico y arillo o espiral metálico, las notas que se anexan con la siguiente relación:

Clave	Título	Ejs.
CA-011	Topografía avanzada	2
CA-184	Diplomado en ingeniería de calderas y recipientes a presión. Mod. I : calderas y recipientes a presión en el campo normativo de la seguridad	2
CC-006	Autocad 2002 intermedio (3ra. Dimensión)	1
CC-020	Autocad 2002 intermedio (3ra. Dimensión)	1
CI-012	Estrategias para el cambio organizacional	1
CD-012	Diplomado para la formación integral de residentes de obra. Mod. I : planeación, programación y control de obra	1
CI-020	Internet y correo electrónico	1
CI-007	Taller de integración de procesos	1
CI-022	Diplomado en obra pública. Taller integrador	1
CI-024	Cultura general	1
CI-025	Bioestadística: métodos y aplicaciones	1
CI-026	Análisis estadístico	1
CI-028	Taller de integración de procesos	1
CI-030	Administración de recursos humanos	1
CI-031	Administración de las comunicaciones	1
CI-032	Diplomado administración de proyectos. Mod. VIII. Administración del riesgo	1
CI-040	Interpretación de la ley de adquisiciones del D.F.	1
CI-054	Word XP básico	1
DE-005	Diplomado en reingeniería de procesos. Mod. I. Reingeniería básica de procesos	2
DE-052	Diplomado en operación ferroviaria. Módulo IV. Mantenimiento y rehabilitación de vía	1

Total 23 ejs.= 20 títulos

México, D. F. 19-junio-2003

Atentamente

Centro de Información y Documentación
"Ing. Bruno Mascanzoni"
Ing. Ricardo Miranda Sánchez



**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

CURSOS ABIERTOS

CA29 APLICACIONES DE NORMAS Y ESPECIFICACIONES DE USO EN MÉXICO PARA EL DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE ACERO

Del 23 de junio al 4 de julio del 2003

Tema

Estructuración de Edificios

**EXPOSITOR: M. EN I. ISMAEL VÁZQUEZ MARTÍNEZ
PALACIO DE MINERÍA
JUNIO DEL 2003**

ESTRUCTURACION DE EDIFICIOS

PARA INICIAR UN PROYECTO

- ANTEPROYECTO O PROYECTO ARQUITECTONICO.
- ESTUDIO DE MECANICA DE SUELOS.
- MATERIALES DISPONIBLES EN LA REGION.
- CARACTERISTICAS GEOGRAFICAS (SOLICITACIONES ESPECIALES, SISMO, VIENTO).

TIPO DE MATERIALES A USAR

- ACERO
 - ACERO ESTRUCTURAL
 - ACERO DE ALTA RESISTENCIA
- CONCRETO REFORZADO
 - CONCRETO REFORZADO NORMAL.
 - CONCRETO REFORZADO DE ALTA RESISTENCIA.
 - CONCRETO PRESFORZADO PRETENSADO.
 POSTENSADO.

DEPENDIENDO DEL ANTEPROYECTO O PROYECTO ARQUITECTONICO

- SEPARACION DE APOYOS.
- SEPARACION DE TRABES PRINCIPALES.
- SEPARACION DE COLUMNAS.
- CLAROS.
- ESPESORES A RESPETAR.
- CARACTERISTICAS DE LA ESTRUCTURA
 - OCULTA
 - APARENTE
- DATOS ESPECIALES DEL USUARIO
 - CARGAS
 - USOS
- LIMITACIONES
 - REGLAMENTOS ESPECIFICOS A EMPLEAR

CRITERIOS DE PREDIMENSIONAMIENTO

- COLUMNAS

- TRABES

- LOSAS

- CIMENTACIÓN

- CONEXIONES

- ANALISIS PRELIMINAR O DEFINITIVO
 - ANALISIS ELASTICO
 - ANALISIS PLASTICO
 - ANALISIS (SISMICO) ELASTOPLASTICO.
 - DISEÑO POR DESEMPEÑO

CRITERIOS GENERALES

DATOS DE PARTIDA	PROPUESTA DE ESTRUCTURACION	MATERIALES	ESP. Y REGLAMENTOS
PROYECTO ARQ.	PREDIMENSIONAMIENTO	CONCRETO O ACERO	TIPO DE ESTRUC.
USOS DE LA ESTRUC.	ANÁLISIS Y DISEÑO PRELIM.	ESBELTEZ	CODIGOS LOCALES
GEOTECNIA	ANÁLISIS Y DISEÑO DEFINITIVO	MONTAJE Y COSTRUC.	USOS
SISMICIDAD	ESTRUCTURACION BASICA	LIGEREZA	
		APARIENCIA	
		MANTENIMIENTO	



**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

CURSOS ABIERTOS

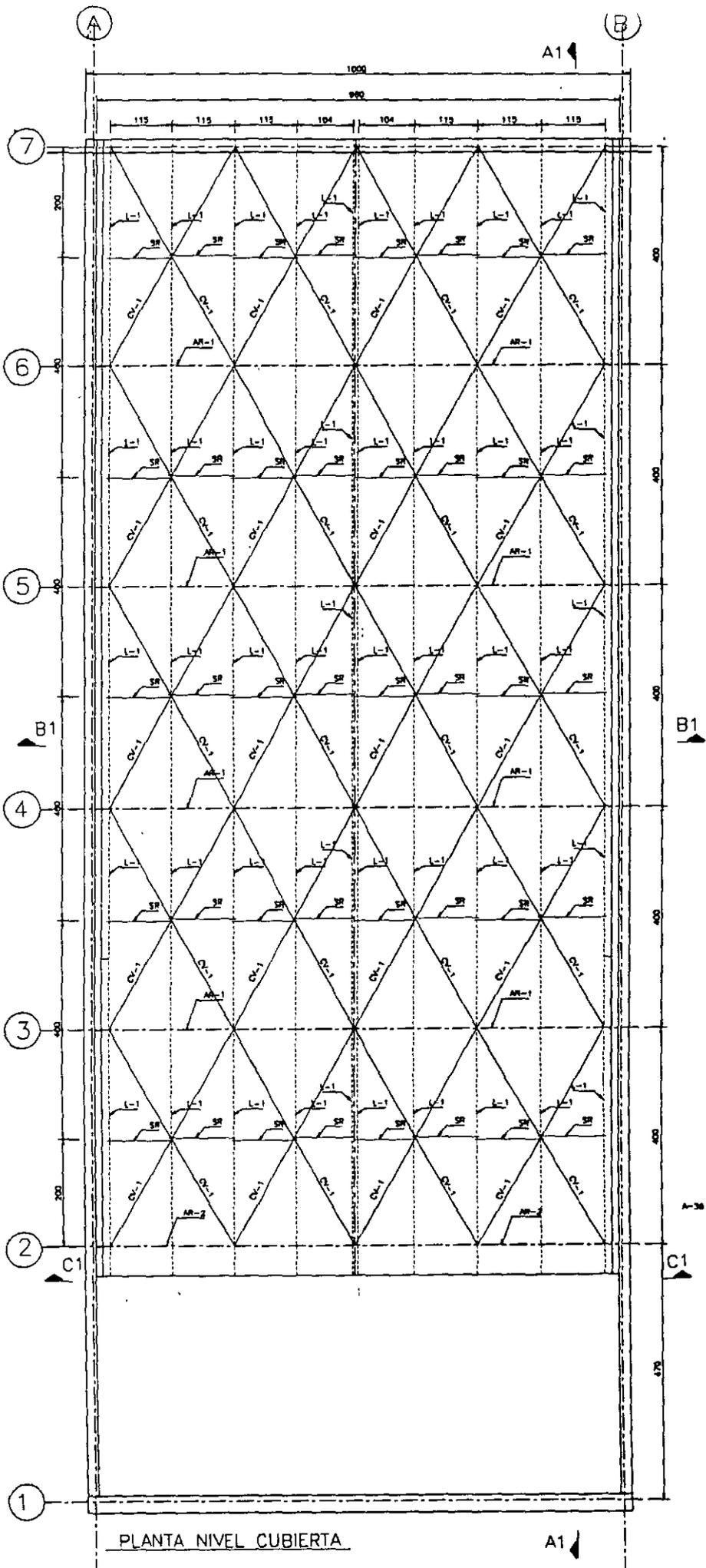
CA29 APLICACIONES DE NORMAS Y ESPECIFICACIONES DE USO EN MÉXICO PARA EL DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE ACERO

Del 23 de junio al 4 de julio del 2003

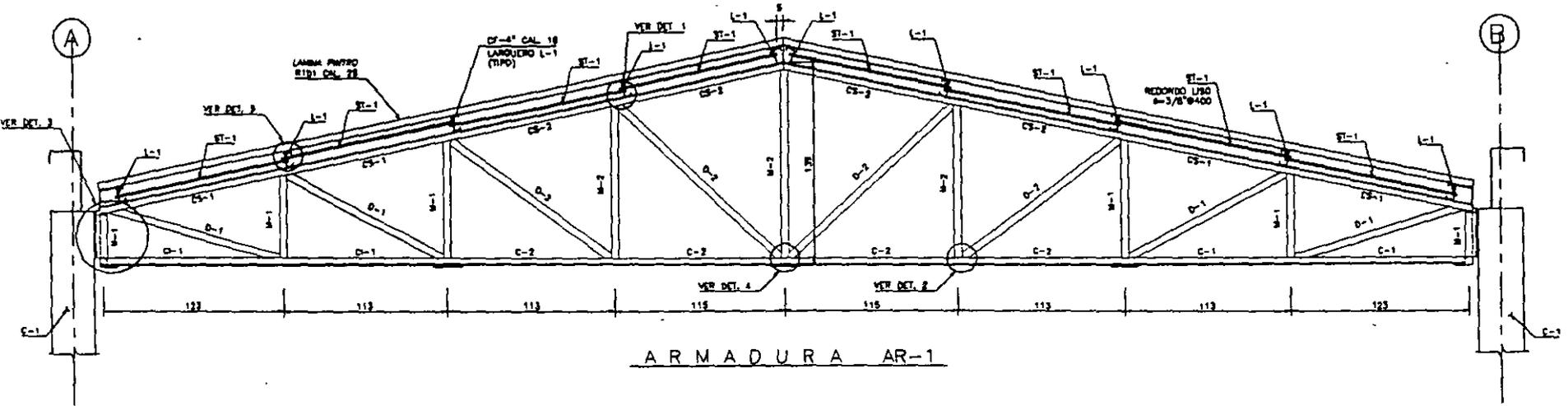
Tema

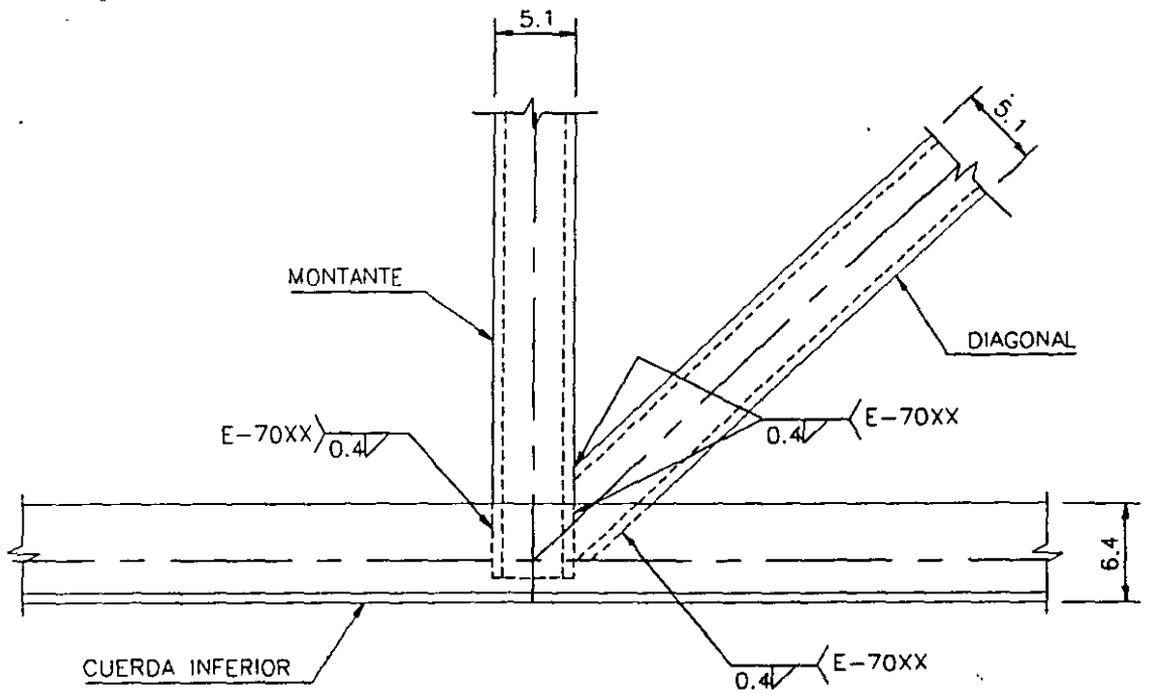
Anexo: I

**EXPOSITOR: M. EN I. ISMAEL VÁZQUEZ MARTÍNEZ
PALACIO DE MINERÍA
JUNIO DEL 2003**

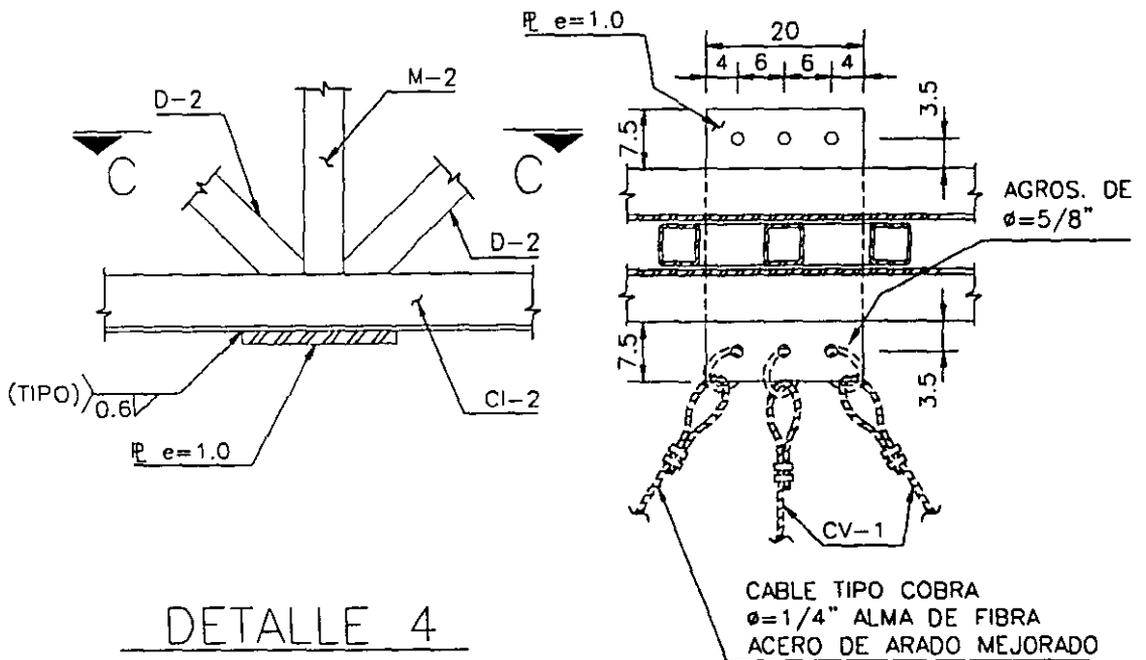


PLANTA NIVEL CUBIERTA



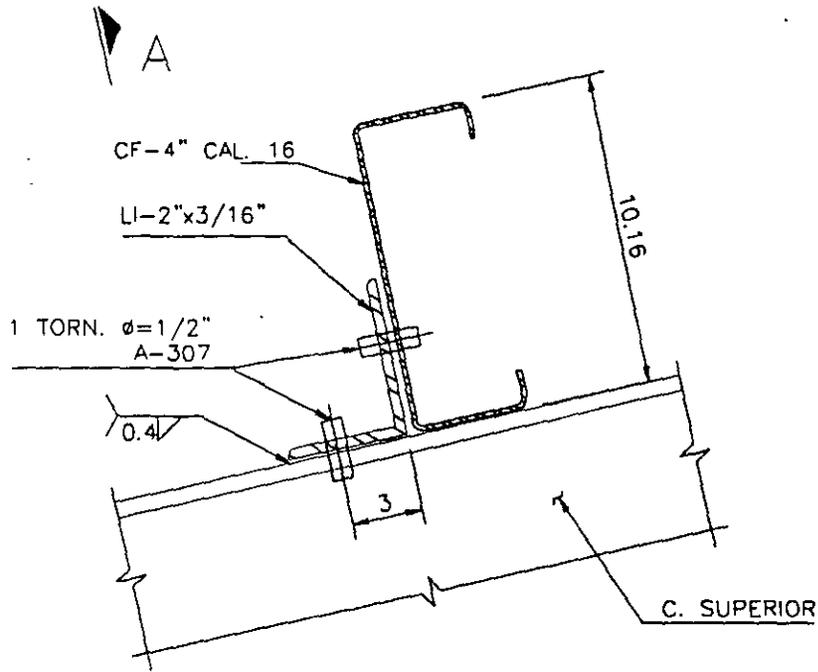


DETALLE 2
CONEXION TIPO

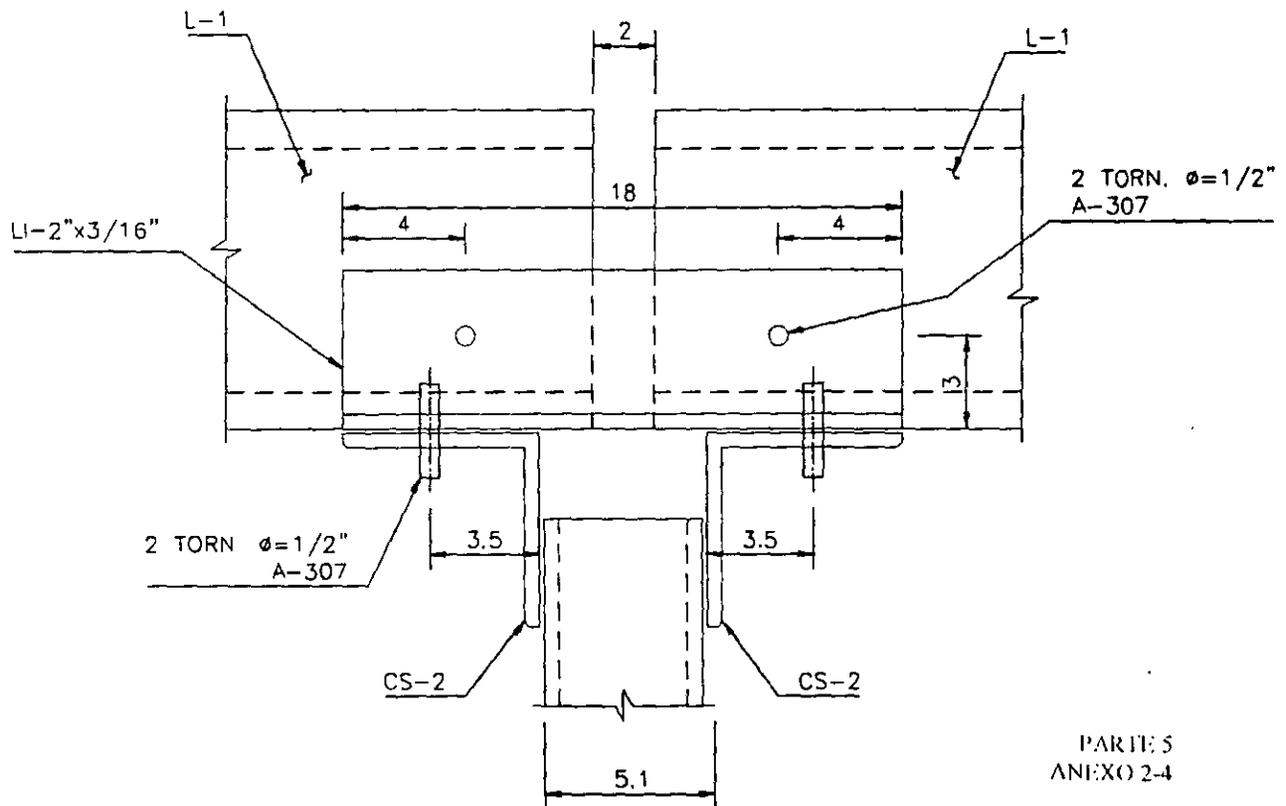


DETALLE 4

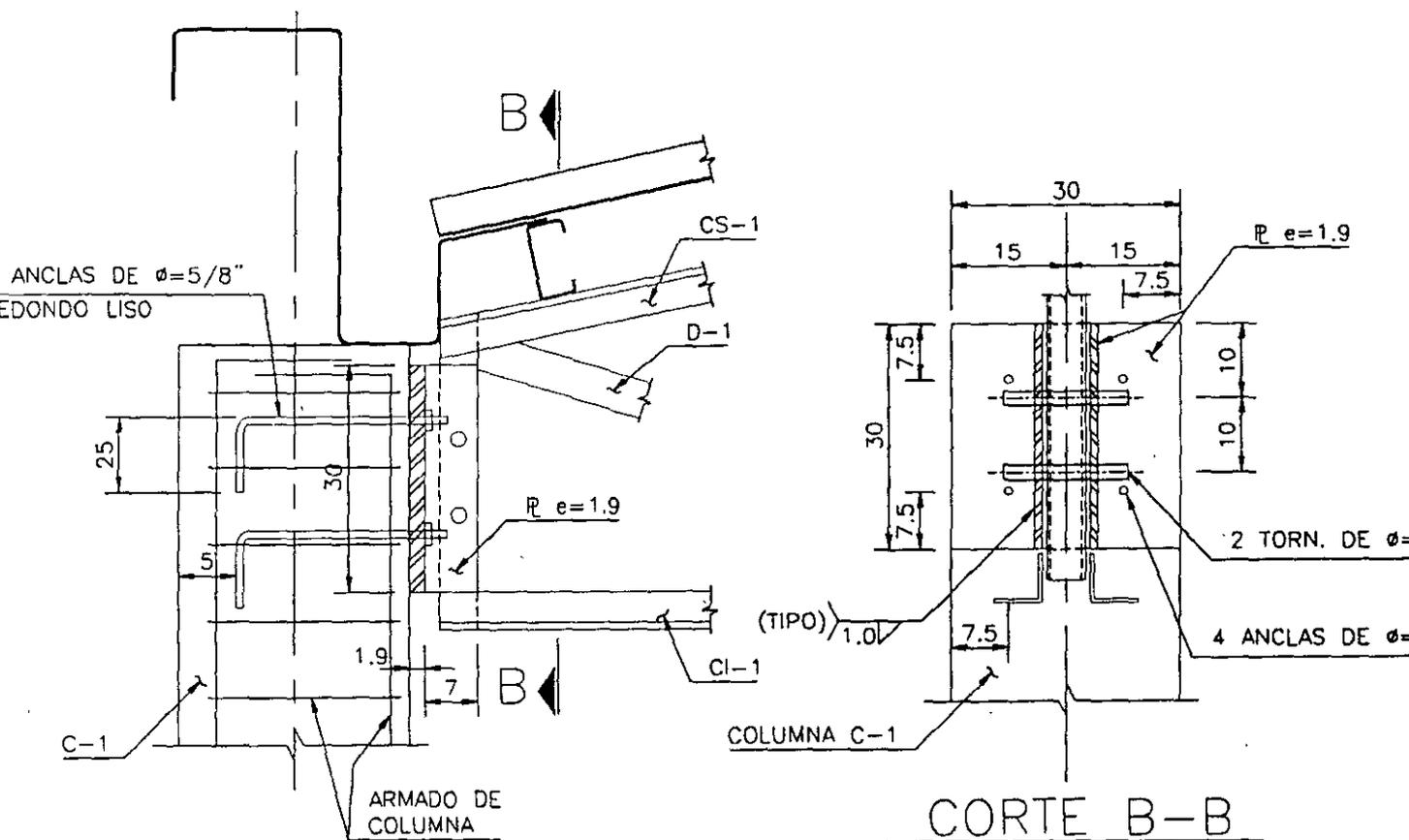
CORTE C-C



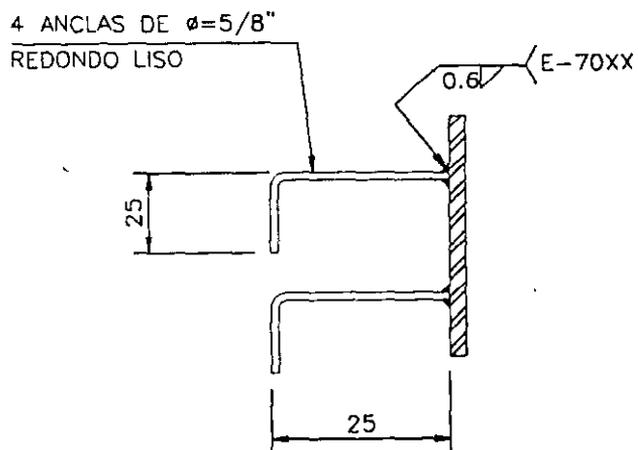
A
DETALLE 1



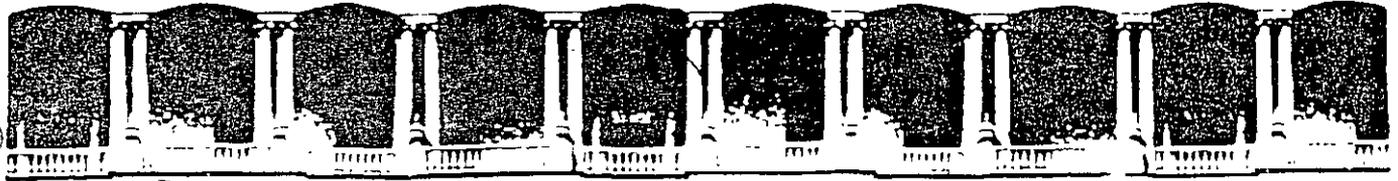
CORTE A-A



DETALLE 3



ALTERNATIVA DE
UNION DE ANCLAS



**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

CURSOS ABIERTOS

CA29 APLICACIONES DE NORMAS Y ESPECIFICACIONES DE USO EN MÉXICO PARA EL DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE ACERO

Del 23 de junio al 4 de julio del 2003

Tema

**Avances de la elaboración de planos de
taller, fabricación y montaje de
estructuras de acero**

**EXPOSITOR: M. EN I. ISMAEL VÁZQUEZ MARTÍNEZ
PALACIO DE MINERÍA
JUNIO DEL 2003**

**AVANCES EN LA ELABORACIÓN
DE PLANOS DE TALLER,
FABRICACIÓN Y MONTAJE DE
ESTRUCTURAS DE ACERO**

M. en I. Ismael Vázquez Martínez

AVANCES EN LA ELABORACIÓN DE PLANOS DE TALLER, FABRICACIÓN Y MONTAJE DE ESTRUCTURAS DE ACERO

marzo/2003

M. en I. Ismael Vázquez Martínez

AVANCES EN ESTRUCTURAS DE ACERO

- En el pasado el diseño de estructuras metálicas consideraba:
 - Únicamente satisfacer el Reglamento de Construcciones vigentes (seguridad)
- Actualmente se rige por criterios asociados a:
 - seguridad,
 - facilidad de fabricación y montaje y
 - economía del proyecto.

marzo/2003

M. en I. Ismael Vázquez Martínez

AVANCES EN ESTRUCTURAS DE ACERO

- Requisitos básicos que debe cumplir una estructura de acuerdo al Reglamento de Construcciones del D.F. y sus Normas Técnicas Complementarias:
 - Seguridad adecuada contra todo estado límite de falla posible ante las combinaciones de acciones desfavorables que puedan presentarse en su vida esperada.
 - No rebasar ningún estado límite de servicio ante combinaciones de acciones correspondientes a las condiciones normales de operación.

marzo/2003

M. en I. Ismael Vázquez Martínez

AVANCES EN ESTRUCTURAS DE ACERO

- Para que una estructura sea fabricada y montada fácil y rápidamente se requiere.
 - La utilización de perfiles adecuados (ejemplo: perfil IR).
 - La utilización de conexiones atornilladas.
 - Elaboración de planos de fabricación y montaje con programas de modelado tridimensional.
 - Fabricación mediante técnicas CNC

marzo 2003

M. en I. Ismael Vazquez Martinez

AVANCES EN ESTRUCTURAS DE ACERO

- En cuanto a economía se refiere podemos afirmar que en la medida en la que los materiales y perfiles utilizados sean los adecuados para permitir una fácil fabricación con técnicas CNC considerando estructura con conexiones atornilladas, el montaje será mucho más fácil y rápido y esto se traducirá en un proyecto mucho más económico

marzo 2003

M. en I. Ismael Vazquez Martinez

AVANCES EN ESTRUCTURAS DE ACERO

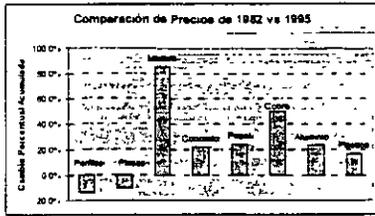
- El uso de estructura metálica en México no es tan frecuente como en otros países.
- Es labor del ingeniero estructuralista convencer tanto al arquitecto, como a los inversionistas, de las ventajas que ofrece la estructura metálica.

marzo 2003

M. en I. Ismael Vazquez Martinez

AVANCES EN ESTRUCTURAS DE ACERO

- El costo del acero estructural se ha reducido en los últimos años haciéndolo más competitivo frente a las estructuras de concreto.



marzo 2003

M. en I. Ismael Vazquez Martinez

AVANCES EN ESTRUCTURAS DE ACERO

- VENTAJAS DE LA ESTRUCTURA METÁLICA.
 - Claros más grandes.
 - Columnas mas pequeñas.
 - Flexibilidad y adaptación en el diseño.
 - Facilidad para la modificación y renovación
 - Tiempo reducido de construcción.

marzo 2003

M. en I. Ismael Vazquez Martinez

AVANCES EN ESTRUCTURAS DE ACERO

- VENTAJAS DE LA ESTRUCTURA METÁLICA.
 - Reducción de los costos de los cimientos.
 - Reducción de los costos de financiamiento.
 - Desempeño superior durante movimientos sísmicos.
 - Completo reciclaje

marzo 2003

M. en I. Ismael Vazquez Martinez

AVANCES EN ESTRUCTURAS DE ACERO

● El tiempo de fabricación y montaje se ha reducido ahora gracias a:

- 1) programas de cómputo para el análisis y diseño tridimensional de las estructuras,
- 2) programas para el modelado tridimensional de las estructuras y elaboración automatizada de planos de fabricación y montaje,
- 3) fabricación de estructuras metálicas con técnicas C.N.C. de procesos automatizados de fabricación utilizando conexiones atornilladas.

marzo/2003

M. en I. Ismael Vázquez Martínez

AVANCES EN ESTRUCTURAS DE ACERO

1) Programas de cómputo para el análisis y diseño tridimensional de las estructuras.

- Hoy en día existen muchos tipos de programas para el análisis y diseño tridimensional de estructuras.
- En general estos programas se basan en los métodos de las rigideces o de las flexibilidades
- Ejemplos de estos programas son el ETABS, el SAP2000, el RAM Steel, el STAD III, etc.

marzo/2003

M. en I. Ismael Vázquez Martínez

AVANCES EN ESTRUCTURAS DE ACERO



marzo/2003

M. en I. Ismael Vázquez Martínez

AVANCES EN ESTRUCTURAS DE ACERO

2) Programas para el modelado tridimensional de las estructuras y elaboración automatizada de planos de fabricación y montaje.

➤ Debido a la rápida fabricación de estructuras con las máquinas CNC es necesario incrementar la velocidad de elaboración de los planos de fabricación y montaje.

➤ Al utilizar conexiones atornilladas las tolerancias son mínimas (1 o 2 mm), por lo tanto se requiere una gran precisión en los planos de taller.

marzo 2001

M. en I. Ismael Vazquez Martinez

AVANCES EN ESTRUCTURAS DE ACERO

➤ Los nuevos programas para la elaboración de los planos de taller poseen las siguientes ventajas:

- Modelado totalmente tridimensional con elementos sólidos
- Elaboración automática de listas de materiales y tornillos
- Actualización automática de planos cuando sea necesario modificar el modelo por razones arquitectónicas o constructivas.
- Generación de subrutinas automáticas para conexiones (macros)
- Verificación automática de no interferencia de elementos
- Compatibilidad de los programas con las máquinas CNC.

marzo 2001

M. en I. Ismael Vazquez Martinez

AVANCES EN ESTRUCTURAS DE ACERO

marzo 2001

M. en I. Ismael Vazquez Martinez

AVANCES EN ESTRUCTURAS DE ACERO

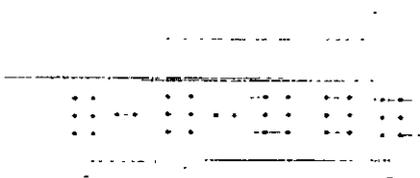
➤ Los planos de fabricación que generan estos programas pueden ser de dos tipos:

- Planos de partes individuales (dibujo de habilitado)
- Planos de partes completas (dibujo de ensamble o armado)

marzo 2003

M. en I. Ismael Vázquez Martínez

AVANCES EN ESTRUCTURAS DE ACERO



Plano de partes individuales

marzo 2003

M. en I. Ismael Vázquez Martínez

AVANCES EN ESTRUCTURAS DE ACERO

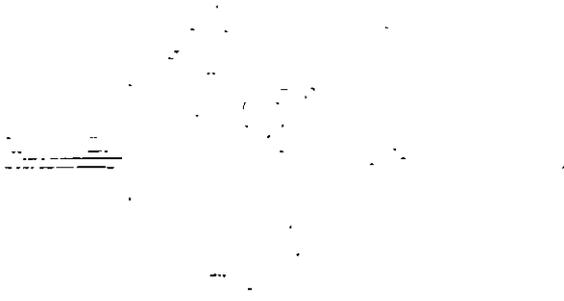


Plano de partes individuales

marzo 2003

M. en I. Ismael Vázquez Martínez

AVANCES EN ESTRUCTURAS DE ACERO



Plano de pieza completa

marzo 2003

M. en I. Ismael Vazquez Martinez

AVANCES EN ESTRUCTURAS DE ACERO

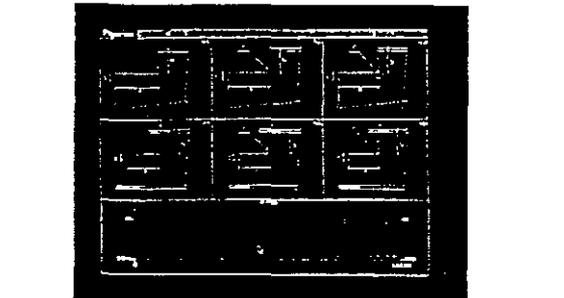


Isometrico de modelo tridimensional

marzo 2003

M. en I. Ismael Vazquez Martinez

AVANCES EN ESTRUCTURAS DE ACERO



Conexion con programas CNC

marzo 2003

M. en I. Ismael Vazquez Martinez

AVANCES EN ESTRUCTURAS DE ACERO

3) Fabricación de estructuras metálicas con técnicas C.N.C. de procesos automatizados de fabricación utilizando conexiones atornilladas.

➤ La utilización de procesos CNC para la fabricación de ... estructuras metálicas puede aplicarse de dos maneras.

- SOLUCIÓN AISLADA
- SOLUCIÓN INTEGRAL

marzo/2003

M. en I. Ismael Vázquez Martínez

AVANCES EN ESTRUCTURAS DE ACERO

SOLUCIÓN AISLADA.

➤ Esta forma consiste en realizar un proceso de fabricación automatizada específico sin tener conexión alguna con procesos previos o subsecuentes

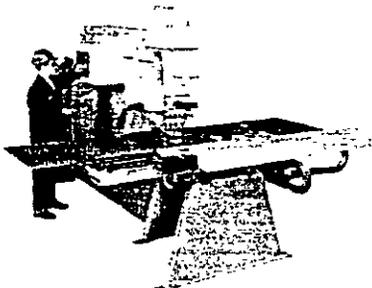
SOLUCIÓN INTEGRAL.

➤ Esta solución adopta como filosofía de producción relacionar dos o más procesos de fabricación sobre un mismo elemento estableciéndose un flujo continuo de procesos subsecuentes

marzo/2003

M. en I. Ismael Vázquez Martínez

AVANCES EN ESTRUCTURAS DE ACERO

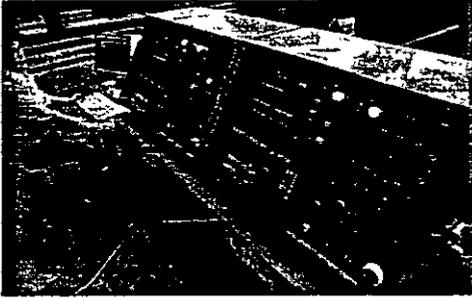


Solución Aislada

marzo/2003

M. en I. Ismael Vázquez Martínez

AVANCES EN ESTRUCTURAS DE ACERO



Solucion Integral

marzo 2003

M. en I. Ismael Vazquez Martinez

AVANCES EN ESTRUCTURAS DE ACERO

TIPOS DE PROCESOS DE FABRICACION
MANEJADOS POR LAS MÁQUINAS CNC.

- A) Corte en frío
- B) Barrenación
- C) Marcado
- D) Corte térmico
- E) Soldadura

marzo 2003

M. en I. Ismael Vazquez Martinez

AVANCES EN ESTRUCTURAS DE ACERO

A) CORTE EN FRÍO

- Se aplica en dos formas
 - Sierra cinta aplicado generalmente para perfiles menores
 - Sierra de disco aplicado a todo genero de perfiles debido a su gran rigidez

- Grados de libertad gobernados
 - Medida longitudinal de la pieza
 - El angulo de corte

marzo 2003

M. en I. Ismael Vazquez Martinez

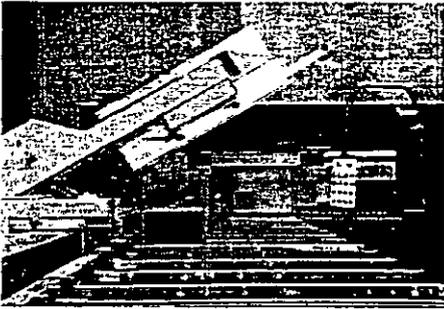
AVANCES EN ESTRUCTURAS DE ACERO



marzo 2003

Al en J. Tomas Pascual Martinez

AVANCES EN ESTRUCTURAS DE ACERO



marzo 2003

Al en J. Tomas Pascual Martinez

AVANCES EN ESTRUCTURAS DE ACERO



marzo 2003

Al en J. Tomas Pascual Martinez

AVANCES EN ESTRUCTURAS DE ACERO

B) BARRENACIÓN

➤ Existen dos procedimientos para barrenación.

- Punzonado realizado via sistemas hidráulicos que se traducen en marzores velocidades de producción, pero con limitaciones en cuanto a diámetros y espesores.
- Taladrado consistente en un trabajo de desgaste mecánico por broca pudiendo atacar cualquier diámetro y espesor requiendo

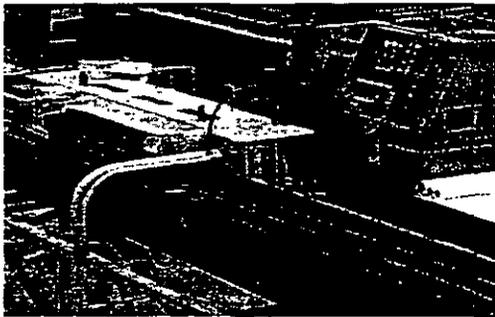
➤ Grados de libertad gobernados

- Coordenada longitudinal
- Gramil para cada barreno
- Sensores de geometría para corrección de posicionamiento

marzo/2003

M. en I. Ismael Vázquez Martínez

AVANCES EN ESTRUCTURAS DE ACERO



marzo/2003

M. en I. Ismael Vázquez Martínez

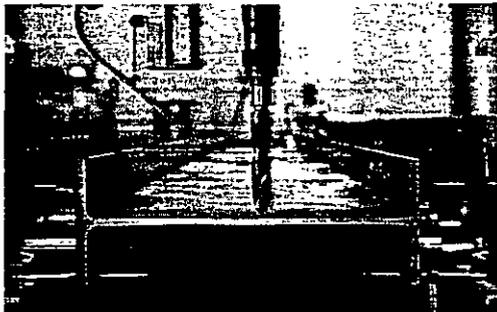
AVANCES EN ESTRUCTURAS DE ACERO



marzo/2003

M. en I. Ismael Vázquez Martínez

AVANCES EN ESTRUCTURAS DE ACERO



marzo/2003

M. en I. Ismael Vazquez Martinez

AVANCES EN ESTRUCTURAS DE ACERO

C) MARCADO.

➤ Consiste en el troquelado para la identificación de las piezas con relación a su etiqueta en el plano de montaje

➤ Grados de libertad gobernados:

- Posición de la marca

marzo/2003

M. en I. Ismael Vazquez Martinez

AVANCES EN ESTRUCTURAS DE ACERO



marzo/2003

M. en I. Ismael Vazquez Martinez

AVANCES EN ESTRUCTURAS DE ACERO



marzo 2003

M en I Ismael Vazquez Martinez

AVANCES EN ESTRUCTURAS DE ACERO



marzo 2003

M en I Ismael Vazquez Martinez

AVANCES EN ESTRUCTURAS DE ACERO

D) CORTE TÉRMICO.

➤ Este proceso se logra a través de la utilización de robots que manejan antorchas alimentadas por oxi-acetileno que permiten despatinar, desmembrar, biselar y en general crear cualquier forma hueca dentro del elemento

➤ Grados de libertad gobernados:

- Movimiento longitudinal de la barra
- Movimientos longitudinal, transversal y elevación local del robot
- Giro vertical y horizontal del robot
- Sensores de geometría

marzo 2003

M en I Ismael Vazquez Martinez

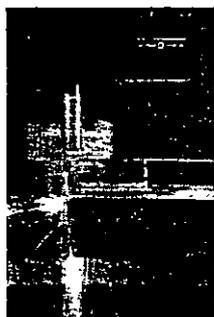
AVANCES EN ESTRUCTURAS DE ACERO



marzo 2003

M. en I. Ismael Vazquez Martinez

AVANCES EN ESTRUCTURAS DE ACERO



marzo 2003

M. en I. Ismael Vazquez Martinez

AVANCES EN ESTRUCTURAS DE ACERO



marzo 2003

M. en I. Ismael Vazquez Martinez

AVANCES EN ESTRUCTURAS DE ACERO

E) SOLDADURA.

> En la actualidad no hay gran utilización de la técnica de CNC aplicada al proceso de soldadura para fabricación de estructura metálica.

> La máxima automatización se consigue con máquinas de soldadura automáticas para perfiles de tres placas, ya sean de sección variable o constante

marzo 2003

M. en I. Ismael Vázquez Martínez

AVANCES EN ESTRUCTURAS DE ACERO



marzo 2003

M. en I. Ismael Vázquez Martínez

AVANCES EN ESTRUCTURAS DE ACERO

4) Montaje de estructuras metálicas.

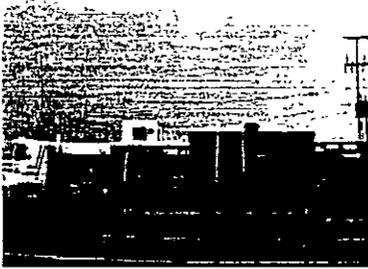
> Puntos importantes a considerar para el montaje de estructuras metálicas:

- Verificar el trazo de ejes en obra
- Proporcionar plano de ubicación de anclas y placas base
- Realizar un estudio de procedimiento de montaje.
- Elaborar programa de montaje
- Verificar condiciones de seguridad en la obra

marzo 2003

M. en I. Ismael Vázquez Martínez

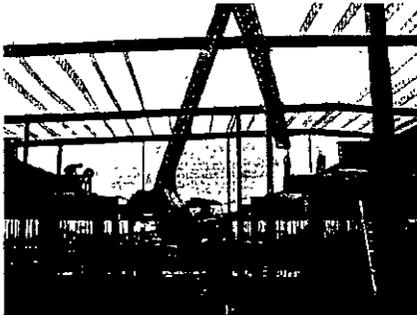
AVANCES EN ESTRUCTURAS DE ACERO



marzo/2003

M. en I. Ismael Vazquez Martinez

AVANCES EN ESTRUCTURAS DE ACERO



marzo/2003

M. en I. Ismael Vazquez Martinez

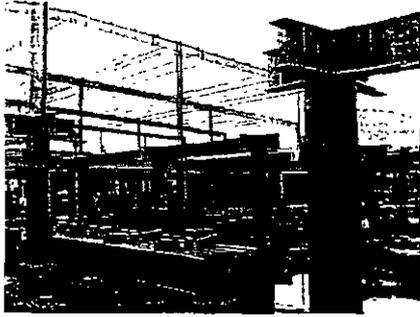
AVANCES EN ESTRUCTURAS DE ACERO

- Montar una estructura metálica con conexiones atornilladas es relativamente sencillo, si los planos de taller fueron bien hechos.
- El control de calidad que hay que tener se reduce básicamente a lograr un correcto apriete de los tornillos.

marzo/2003

M. en I. Ismael Vazquez Martinez

AVANCES EN ESTRUCTURAS DE ACERO



marzo 2003

M. en I. Ismael Vazquez Martinez

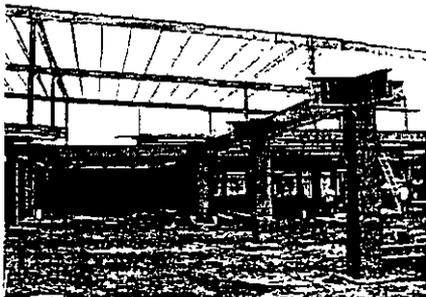
AVANCES EN ESTRUCTURAS DE ACERO



marzo 2003

M. en I. Ismael Vazquez Martinez

AVANCES EN ESTRUCTURAS DE ACERO



marzo 2003

M. en I. Ismael Vazquez Martinez

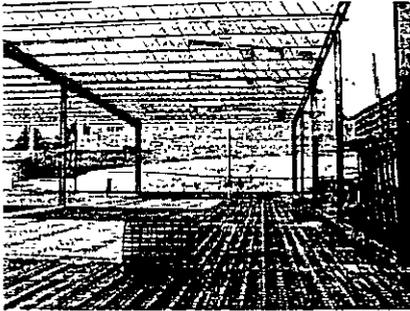
AVANCES EN ESTRUCTURAS DE ACERO



marzo 2003

M en I Ismael Vazquez Martinez

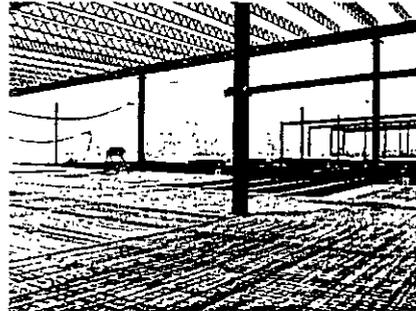
AVANCES EN ESTRUCTURAS DE ACERO



marzo 2003

M en I Ismael Vazquez Martinez

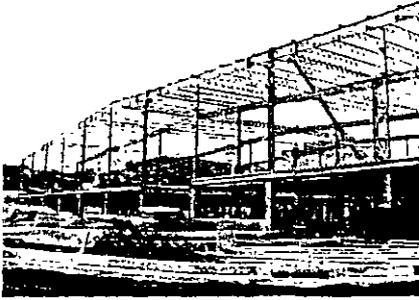
AVANCES EN ESTRUCTURAS DE ACERO



marzo 2003

M en I Ismael Vazquez Martinez

AVANCES EN ESTRUCTURAS DE ACERO



marzo 2011

M. en E. Ingeniería Civil - M. 101.101

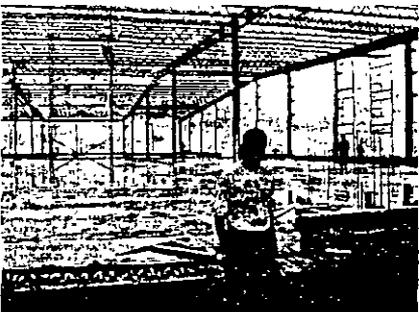
AVANCES EN ESTRUCTURAS DE ACERO



marzo 2011

M. en E. Ingeniería Civil - M. 101.101

AVANCES EN ESTRUCTURAS DE ACERO



marzo 2011

M. en E. Ingeniería Civil - M. 101.101

AVANCES EN ESTRUCTURAS DE ACERO



marzo 2003

M. en I. Ismael Vázquez Martínez

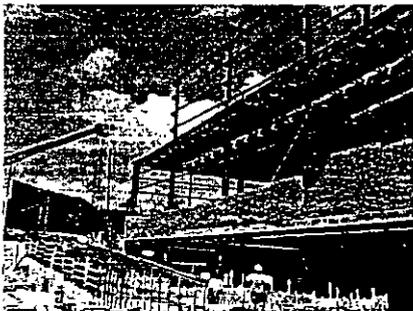
AVANCES EN ESTRUCTURAS DE ACERO



marzo 2003

M. en I. Ismael Vázquez Martínez

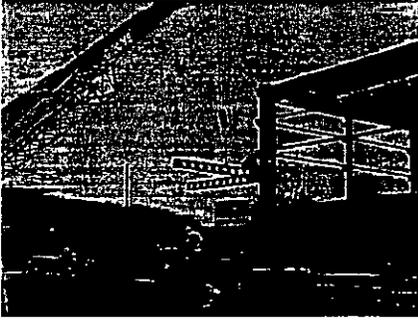
AVANCES EN ESTRUCTURAS DE ACERO



marzo 2003

M. en I. Ismael Vázquez Martínez

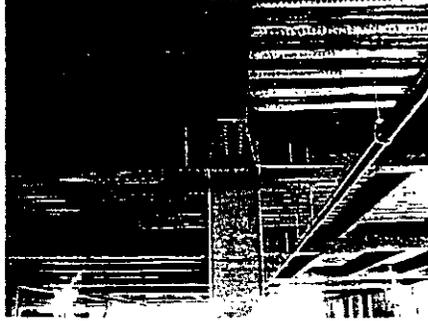
AVANCES EN ESTRUCTURAS DE ACERO



marzo 2003

M en I Ismael Vazquez Martinez

AVANCES EN ESTRUCTURAS DE ACERO



marzo 2003

M en I Ismael Vazquez Martinez

AVANCES EN ESTRUCTURAS DE ACERO



marzo 2003

M en I Ismael Vazquez Martinez

AVANCES EN ESTRUCTURAS DE ACERO

Conclusiones:

- Cada vez los proyectos son más complejos y el tiempo para llevarlo a cabo es más corto
- Sólo con procesos automatizados es posible ajustarse al ritmo dinámico y a la precisión que exigen los proyectos actuales.

marzo/2003

María Ismael Vázquez Martínez

AVANCES EN ESTRUCTURAS DE ACERO



marzo/2003

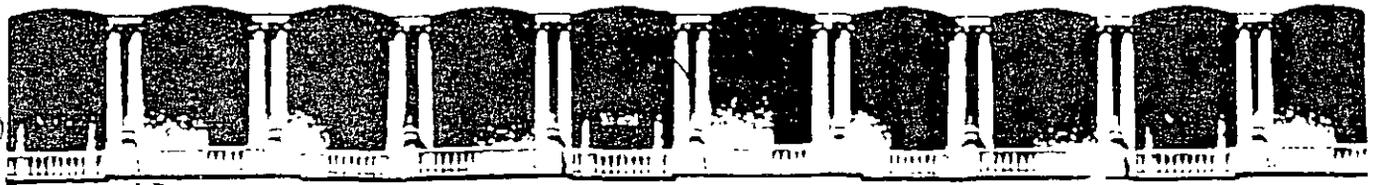
María Ismael Vázquez Martínez

AVANCES EN ESTRUCTURAS DE ACERO



marzo/2003

María Ismael Vázquez Martínez



**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

CURSOS ABIERTOS

CA29 APLICACIONES DE NORMAS Y ESPECIFICACIONES DE USO EN MÉXICO PARA EL DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE ACERO

Del 23 de junio al 4 de julio del 2003

Tema

**Avances de la elaboración de planos de
taller, fabricación y montaje de
estructuras de acero**

**EXPOSITOR: M. EN I. ISMAEL VÁZQUEZ MARTÍNEZ
PALACIO DE MINERÍA
JUNIO DEL 2003**

AVANCES EN LA ELABORACIÓN DE PLANOS DE TALLER, FABRICACIÓN Y MONTAJE DE ESTRUCTURAS DE ACERO

M. en I. Ismael Vázquez Martínez

AVANCES EN LA ELABORACIÓN DE PLANOS DE TALLER, FABRICACIÓN Y MONTAJE DE ESTRUCTURAS DE ACERO

marzo/2003

M. en I. Ismael Vázquez Martínez

AVANCES EN ESTRUCTURAS DE ACERO

- En el pasado el diseño de estructuras metálicas consideraba:
 - Únicamente satisfacer el Reglamento de Construcciones vigentes (seguridad)
- Actualmente se rige por criterios asociados a:
 - seguridad,
 - facilidad de fabricación y montaje y
 - economía del proyecto.

marzo/2003

M. en I. Ismael Vázquez Martínez

AVANCES EN ESTRUCTURAS DE ACERO

- Requisitos básicos que debe cumplir una estructura de acuerdo al Reglamento de Construcciones del D.F. y sus Normas Técnicas Complementarias.
 - Seguridad adecuada contra todo estado límite de falla posible ante las combinaciones de acciones desfavorables que puedan presentarse en su vida esperada.
 - No rebasar ningún estado límite de servicio ante combinaciones de acciones correspondientes a las condiciones normales de operación.

marzo/2003

M. en I. Ismael Vázquez Martínez

AVANCES EN ESTRUCTURAS DE ACERO

- Para que una estructura sea fabricada y montada fácil y rápidamente se requiere:
 - La utilización de perfiles adecuados (ejemplo: perfil IR)
 - La utilización de conexiones atornilladas.
 - Elaboración de planos de fabricación y montaje con programas de modelado tridimensional.
 - Fabricación mediante técnicas CNC.

marzo 2003

M. en I. Ismael Pazquez Martinez

AVANCES EN ESTRUCTURAS DE ACERO

- En cuanto a economía se refiere podemos afirmar que en la medida en la que los materiales y perfiles utilizados sean los adecuados para permitir una fácil fabricación con técnicas CNC considerando estructura con conexiones atornilladas, el montaje será mucho más fácil y rápido y esto se traducirá en un proyecto mucho más económico.

marzo 2003

M. en I. Ismael Pazquez Martinez

AVANCES EN ESTRUCTURAS DE ACERO

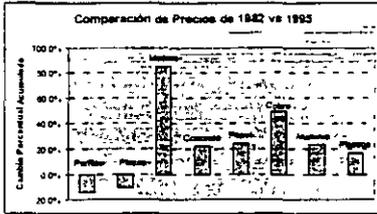
- El uso de estructura metálica en México no es tan frecuente como en otros países.
- Es labor del ingeniero estructuralista convencer tanto al arquitecto, como a los inversionistas, de las ventajas que ofrece la estructura metálica.

marzo 2003

M. en I. Ismael Pazquez Martinez

AVANCES EN ESTRUCTURAS DE ACERO

- El costo del acero estructural se ha reducido en los últimos años haciéndolo más competitivo frente a las estructuras de concreto.



marzo/2003

M en I Ismael Vazquez Martinez

AVANCES EN ESTRUCTURAS DE ACERO

- VENTAJAS DE LA ESTRUCTURA METÁLICA.
 - Claros más grandes.
 - Columnas mas pequeñas.
 - Flexibilidad y adaptación en el diseño.
 - Facilidad para la modificación y renovación.
 - Tiempo reducido de construcción.

marzo/2003

M en I Ismael Vazquez Martinez

AVANCES EN ESTRUCTURAS DE ACERO

- VENTAJAS DE LA ESTRUCTURA METÁLICA
 - Reducción de los costos de los cimientos.
 - Reducción de los costos de financiamiento.
 - Desempeño superior durante movimientos sísmicos.
 - Completo reciclaje

marzo/2003

M en I Ismael Vazquez Martinez

AVANCES EN ESTRUCTURAS DE ACERO

● El tiempo de fabricación y montaje se ha reducido ahora gracias a:

- 1) programas de cómputo para el análisis y diseño tridimensional de las estructuras,
- 2) programas para el modelado tridimensional de las estructuras y elaboración automatizada de planos de fabricación y montaje,
- 3) fabricación de estructuras metálicas con técnicas C.N.C. de procesos automatizados de fabricación utilizando conexiones atornilladas.

marzo/2003

M. en I. Ismael Lázquez Martínez

AVANCES EN ESTRUCTURAS DE ACERO

1) Programas de cómputo para el análisis y diseño tridimensional de las estructuras

- Hoy en día existen muchos tipos de programas para el análisis y diseño tridimensional de estructuras
- En general estos programas se basan en los métodos de las rigideces o de las flexibilidades.
- Ejemplos de estos programas son el ETABS, el SAP2000, el RAM Steel, el STAD III, etc.

marzo/2003

M. en I. Ismael Lázquez Martínez

AVANCES EN ESTRUCTURAS DE ACERO



marzo/2003

M. en I. Ismael Lázquez Martínez

AVANCES EN ESTRUCTURAS DE ACERO

2) Programas para el modelado tridimensional de las estructuras y elaboración automatizada de planos de fabricación y montaje.

> Debido a la rápida fabricación de estructuras con las maquinas CNC es necesario incrementar la velocidad de elaboración de los planos de fabricación y montaje.

> Al utilizar conexiones atomilladas las tolerancias son mínimas (1 o 2 mm), por lo tanto se requiere una gran precisión en los planos de taller

marzo 2003

M. en I. Ismael Vazquez Martinez

AVANCES EN ESTRUCTURAS DE ACERO

> Los nuevos programas para la elaboración de los planos de taller poseen las siguientes ventajas:

- Modelado totalmente tridimensional con elementos solidos.
- Elaboracion automatica de listas de materiales y tornillos.
- Actualizacion automatica de planos cuando sea necesario modificar el modelo por razones arquitectonicas o constructivas
- Generacion de subrutinas automaticas para conexiones (macros)
- Verificación automatica de no interferencia de elementos
- Compatibilidad de los programas con las maquinas CNC.

marzo 2003

M. en I. Ismael Vazquez Martinez

AVANCES EN ESTRUCTURAS DE ACERO

marzo 2003

M. en I. Ismael Vazquez Martinez

AVANCES EN ESTRUCTURAS DE ACERO

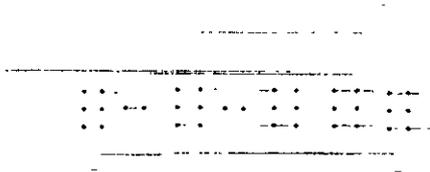
➤ Los planos de fabricación que generan estos programas pueden ser de dos tipos:

- Planos de partes individuales (dibujo de habilitado)
- Planos de partes completas (dibujo de ensamble o armado).

marzo 2003

M. en I. Ismael Vázquez Martínez

AVANCES EN ESTRUCTURAS DE ACERO

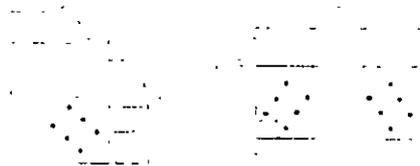


Plano de partes individuales

marzo 2003

M. en I. Ismael Vázquez Martínez

AVANCES EN ESTRUCTURAS DE ACERO



Plano de partes individuales

marzo 2003

M. en I. Ismael Vázquez Martínez

AVANCES EN ESTRUCTURAS DE ACERO



Piano de pieza completa

marzo 2003

M. en I. Ismael Vázquez Martínez

AVANCES EN ESTRUCTURAS DE ACERO

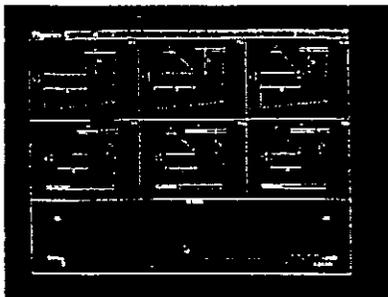


Isométrico de modelo tridimensional

marzo 2003

M. en I. Ismael Vázquez Martínez

AVANCES EN ESTRUCTURAS DE ACERO



Conexion con programas CNC

marzo 2003

M. en I. Ismael Vázquez Martínez

AVANCES EN ESTRUCTURAS DE ACERO

3) Fabricación de estructuras metálicas con técnicas C.N.C. de procesos automatizados de fabricación utilizando conexiones atornilladas.

➤ La utilización de procesos CNC para la fabricación de estructuras metálicas puede aplicarse de dos maneras:

- SOLUCION AISLADA
- SOLUCION INTEGRAL

marzo/2003

M. en I. Ismael Vázquez Martínez

AVANCES EN ESTRUCTURAS DE ACERO

SOLUCIÓN AISLADA.

➤ Esta forma consiste en realizar un proceso de fabricación automatizada específico sin tener conexión alguna con procesos previos o subsiguientes.

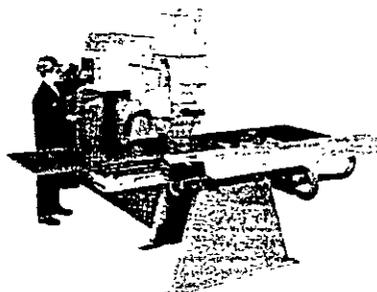
SOLUCIÓN INTEGRAL.

➤ Esta solución adopta como filosofía de producción relacionar dos o más procesos de fabricación sobre un mismo elemento estableciéndose un flujo continuo de procesos subsiguientes.

marzo/2003

M. en I. Ismael Vázquez Martínez

AVANCES EN ESTRUCTURAS DE ACERO

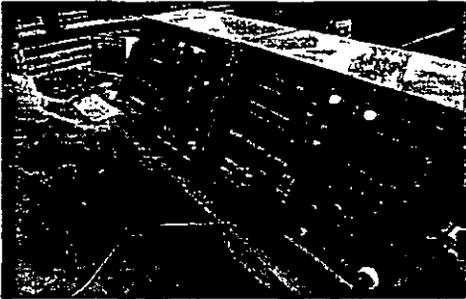


Solucion Aislada

marzo/2003

M. en I. Ismael Vázquez Martínez

AVANCES EN ESTRUCTURAS DE ACERO



Solucion Integral

marzo 2001

M. en I. Ismael Vazquez Martinez

AVANCES EN ESTRUCTURAS DE ACERO

TIPOS DE PROCESOS DE FABRICACIÓN MANEJADOS POR LAS MÁQUINAS CNC.

- A) Corte en frío
- B) Barrenación
- C) Marcado
- D) Corte térmico
- E) Soldadura

marzo 2001

M. en I. Ismael Vazquez Martinez

AVANCES EN ESTRUCTURAS DE ACERO

A) CORTE EN FRÍO.

- Se aplica en dos formas
 - Sierra cinta aplicado generalmente para perfiles menores
 - Sierra de disco aplicado a todo genero de perfiles debido a su gran rigidez
- Grados de libertad gobernados:
 - Medida longitudinal de la pieza
 - El angulo de corte.

marzo 2001

M. en I. Ismael Vazquez Martinez

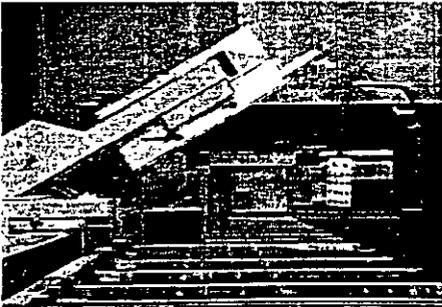
AVANCES EN ESTRUCTURAS DE ACERO



marzo 2003

M. en I. Ismael Fajardo Martínez

AVANCES EN ESTRUCTURAS DE ACERO



marzo 2003

M. en I. Ismael Fajardo Martínez

AVANCES EN ESTRUCTURAS DE ACERO



marzo 2003

M. en I. Ismael Fajardo Martínez

AVANCES EN ESTRUCTURAS DE ACERO

B) BARRENACIÓN.

➤ Existen dos procedimientos para barrenación

- Punzonado: realizado via sistemas hidráulicos que se traducen en mayores velocidades de producción, pero con limitaciones en cuanto a diámetros y espesores
- Taladrado: consistente en un trabajo de desgaste mecánico por broca pudiendo atacar cualquier diámetro y espesor requiendo

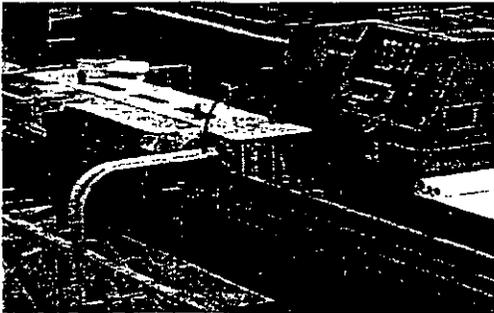
➤ Grados de libertad gobernados.

- Coordenada longitudinal
- Gramil para cada barreno
- Sensores de geometría para corrección de posicionamiento.

marzo 2003

M. en I. Ismael Vázquez Martínez

AVANCES EN ESTRUCTURAS DE ACERO



marzo 2003

M. en I. Ismael Vázquez Martínez

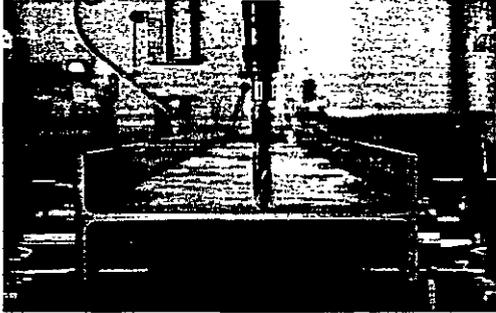
AVANCES EN ESTRUCTURAS DE ACERO



marzo 2003

M. en I. Ismael Vázquez Martínez

AVANCES EN ESTRUCTURAS DE ACERO



marzo/2003

M. en I. Ismael Vázquez Martínez

AVANCES EN ESTRUCTURAS DE ACERO

C) MARCADO.

➤ Consiste en el troquelado para la identificación de las piezas con relación a su etiqueta en el plano de montaje.

➤ Grados de libertad gobernados:

- Posición de la marca

marzo/2003

M. en I. Ismael Vázquez Martínez

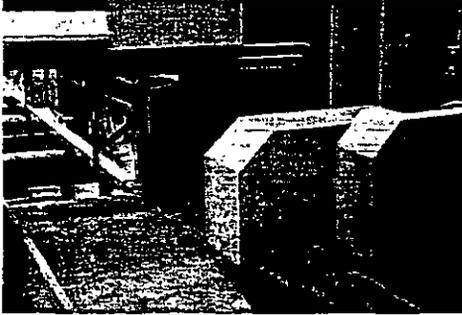
AVANCES EN ESTRUCTURAS DE ACERO



marzo/2003

M. en I. Ismael Vázquez Martínez

AVANCES EN ESTRUCTURAS DE ACERO



marzo 2003

M. en I. Ismael Vasquez Martinez

AVANCES EN ESTRUCTURAS DE ACERO



marzo 2003

M. en I. Ismael Vasquez Martinez

AVANCES EN ESTRUCTURAS DE ACERO

D) CORTE TÉRMICO.

➤ Este proceso se logra a través de la utilización de robots que manejan antorchas alimentadas por oxí-acetileno que permiten despatinar, desmembrar, biselar y en general crear cualquier forma hueca dentro del elemento

➤ Grados de libertad gobernados:

- Movimiento longitudinal de la barra
- Movimientos longitudinal, transversal y elevación local del robot.
- Giro vertical y horizontal del robot.
- Sensores de geometría

marzo 2003

M. en I. Ismael Vasquez Martinez

AVANCES EN ESTRUCTURAS DE ACERO



marzo 2003

M. en I. Ismael Vazquez Martinez

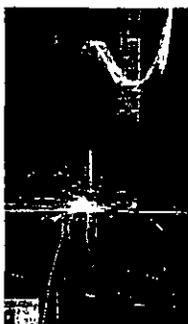
AVANCES EN ESTRUCTURAS DE ACERO



marzo 2003

M. en I. Ismael Vazquez Martinez

AVANCES EN ESTRUCTURAS DE ACERO



marzo 2003

M. en I. Ismael Vazquez Martinez

AVANCES EN ESTRUCTURAS DE ACERO

E) SOLDADURA.

- En la actualidad no hay gran utilización de la técnica de CNC aplicada al proceso de soldadura para fabricación de estructura metálica.
- La máxima automatización se consigue con máquinas de soldadura automáticas para perfiles de tres placas, ya sean de sección variable o constante

marzo 2003

M. en I. Esmel Vázquez Martínez

AVANCES EN ESTRUCTURAS DE ACERO



marzo 2003

M. en I. Esmel Vázquez Martínez

AVANCES EN ESTRUCTURAS DE ACERO

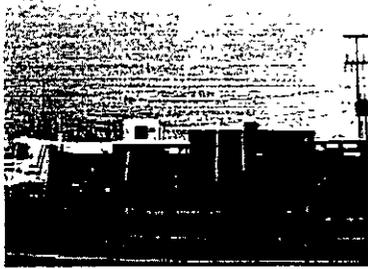
4) Montaje de estructuras metálicas.

- Puntos importantes a considerar para el montaje de estructuras metálicas:
 - Verificar el trazo de ejes en obra.
 - Proporcionar plano de ubicación de anclas y placas base
 - Realizar un estudio de procedimiento de montaje
 - Elaborar programa de montaje
 - Verificar condiciones de seguridad en la obra

marzo 2003

M. en I. Esmel Vázquez Martínez

AVANCES EN ESTRUCTURAS DE ACERO



marzo 2003

M en I Ismael Vazquez Marrero

AVANCES EN ESTRUCTURAS DE ACERO



marzo 2003

M en I Ismael Vazquez Marrero

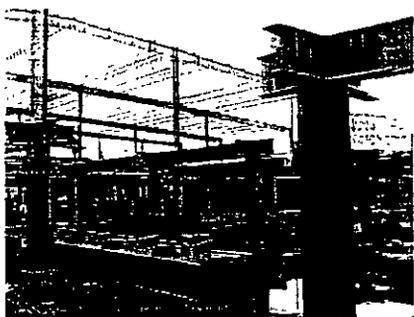
AVANCES EN ESTRUCTURAS DE ACERO.

- Montar una estructura metálica con conexiones atornilladas es relativamente sencillo, si los planos de taller fueron bien hechos.
- El control de calidad que hay que tener se reduce básicamente a lograr un correcto apriete de los tornillos.

marzo 2003

M en I Ismael Vazquez Marrero

AVANCES EN ESTRUCTURAS DE ACERO



marzo 2003

M. en I. Ismael Vazquez Martinez

AVANCES EN ESTRUCTURAS DE ACERO



marzo 2003

M. en I. Ismael Vazquez Martinez

AVANCES EN ESTRUCTURAS DE ACERO



marzo 2003

M. en I. Ismael Vazquez Martinez

AVANCES EN ESTRUCTURAS DE ACERO



marzo/2003

M. en I. Ismael Vázquez Martínez

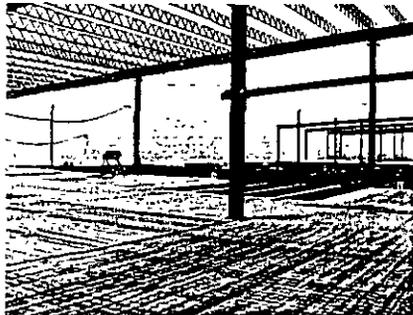
AVANCES EN ESTRUCTURAS DE ACERO



marzo/2003

M. en I. Ismael Vázquez Martínez

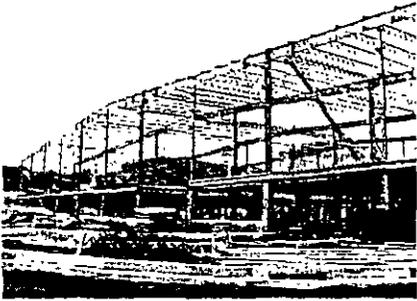
AVANCES EN ESTRUCTURAS DE ACERO



marzo/2003

M. en I. Ismael Vázquez Martínez

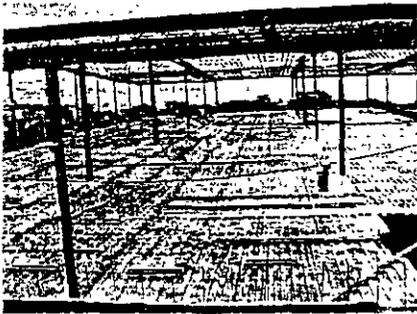
AVANCES EN ESTRUCTURAS DE ACERO



marzo 2014

M. en I. Técnica / Edición: Marzo 2014

AVANCES EN ESTRUCTURAS DE ACERO



marzo 2014

M. en I. Técnica / Edición: Marzo 2014

AVANCES EN ESTRUCTURAS DE ACERO



marzo 2014

M. en I. Técnica / Edición: Marzo 2014

AVANCES EN ESTRUCTURAS DE ACERO



marzo 2003

M. en I. Ismael Vázquez Martínez

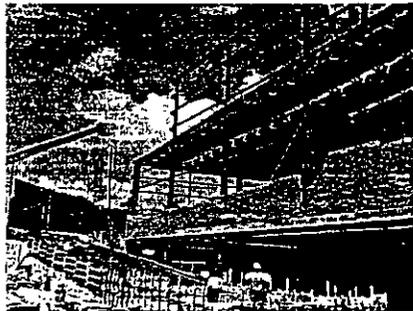
AVANCES EN ESTRUCTURAS DE ACERO



marzo 2003

M. en I. Ismael Vázquez Martínez

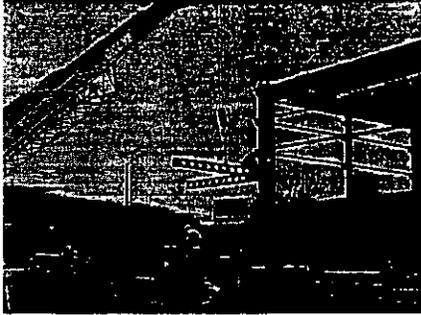
AVANCES EN ESTRUCTURAS DE ACERO



marzo 2003

M. en I. Ismael Vázquez Martínez

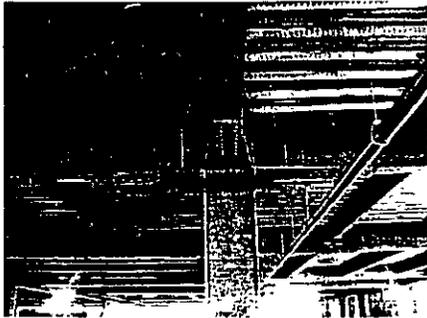
AVANCES EN ESTRUCTURAS DE ACERO



marzo 2003

M. en I. Ismael Vázquez Martínez

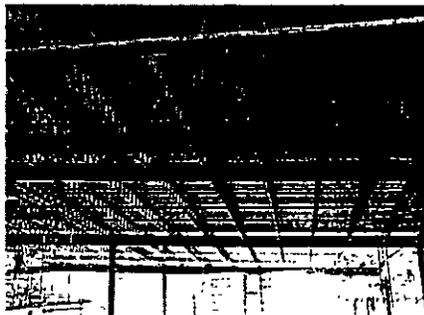
AVANCES EN ESTRUCTURAS DE ACERO



marzo 2003

M. en I. Ismael Vázquez Martínez

AVANCES EN ESTRUCTURAS DE ACERO



marzo 2003

M. en I. Ismael Vázquez Martínez

AVANCES EN ESTRUCTURAS DE ACERO

Conclusiones:

- Cada vez los proyectos son más complejos y el tiempo para llevarlo a cabo es más corto.
- Sólo con procesos automatizados es posible ajustarse al ritmo dinámico y a la precisión que exigen los proyectos actuales.

marzo/2003

M. en I. Ismael Vázquez Martínez

AVANCES EN ESTRUCTURAS DE ACERO



marzo/2003

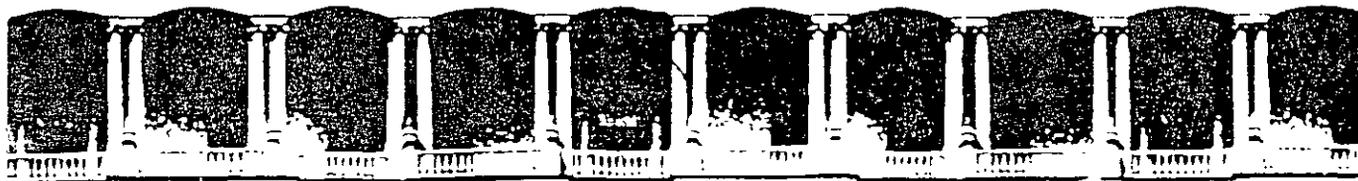
M. en I. Ismael Vázquez Martínez

AVANCES EN ESTRUCTURAS DE ACERO



marzo/2003

M. en I. Ismael Vázquez Martínez



**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

CURSOS ABIERTOS

CA29 APLICACIONES DE NORMAS Y ESPECIFICACIONES DE USO EN MÉXICO PARA EL DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE ACERO

Del 23 de junio al 4 de julio del 2003

Tema

Estructuración de Edificios

**EXPOSITOR: M. EN I. ISMAEL VÁZQUEZ MARTÍNEZ
PALACIO DE MINERÍA
JUNIO DEL 2003**

ESTRUCTURACION DE EDIFICIOS

PARA INICIAR UN PROYECTO

- ANTEPROYECTO O PROYECTO ARQUITECTONICO.
- ESTUDIO DE MECANICA DE SUELOS.
- MATERIALES DISPONIBLES EN LA REGION.
- CARACTERISTICAS GEOGRAFICAS (SOLICITACIONES ESPECIALES, SISMO, VIENTO).

TIPO DE MATERIALES A USAR

- ACERO
 - ACERO ESTRUCTURAL
 - ACERO DE ALTA RESISTENCIA
- CONCRETO REFORZADO
 - CONCRETO REFORZADO NORMAL.
 - CONCRETO REFORZADO DE ALTA RESISTENCIA.
 - CONCRETO PRESFORZADO PRETENSADO.
 POSTENSADO.

DEPENDIENDO DEL ANTEPROYECTO O PROYECTO ARQUITECTONICO

- SEPARACION DE APOYOS.
- SEPARACION DE TRABES PRINCIPALES.
- SEPARACION DE COLUMNAS.
- CLAROS.
- ESPESORES A RESPETAR.
- CARACTERISTICAS DE LA ESTRUCTURA
 - OCULTA
 - APARENTE
- DATOS ESPECIALES DEL USUARIO
 - CARGAS
 - USOS
- LIMITACIONES
 - REGLAMENTOS ESPECIFICOS A EMPLEAR

CRITERIOS DE PREDIMENSIONAMIENTO

- COLUMNAS

- TRABES

- LOSAS

- CIMENTACIÓN

- CONEXIONES

- ANALISIS PRELIMINAR O DEFINITIVO
 - ANALISIS ELASTICO
 - ANALISIS PLASTICO
 - ANALISIS (SISMICO) ELASTOPLASTICO.
 - DISEÑO POR DESEMPEÑO

CRITERIOS GENERALES

DATOS DE PARTIDA	PROPUESTA DE ESTRUCTURACION	MATERIALES	ESP. Y REGLAMENTOS
PROYECTO ARQ.	PREDIMENSIONAMIENTO	CONCRETO O ACERO	TIPO DE ESTRUC.
USOS DE LA ESTRUC.	ANÁLISIS Y DISEÑO PRELIM.	ESBELTEZ	CODIGOS LOCALES
GEOTECNIA	ANÁLISIS Y DISEÑO DEFINITIVO	MONTAJE Y COSTRUC.	USOS
SISMICIDAD	ESTRUCTURACION BASICA	LIGEREZA	
		APARIENCIA	
		MANTENIMIENTO	



FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA

CURSOS ABIERTOS

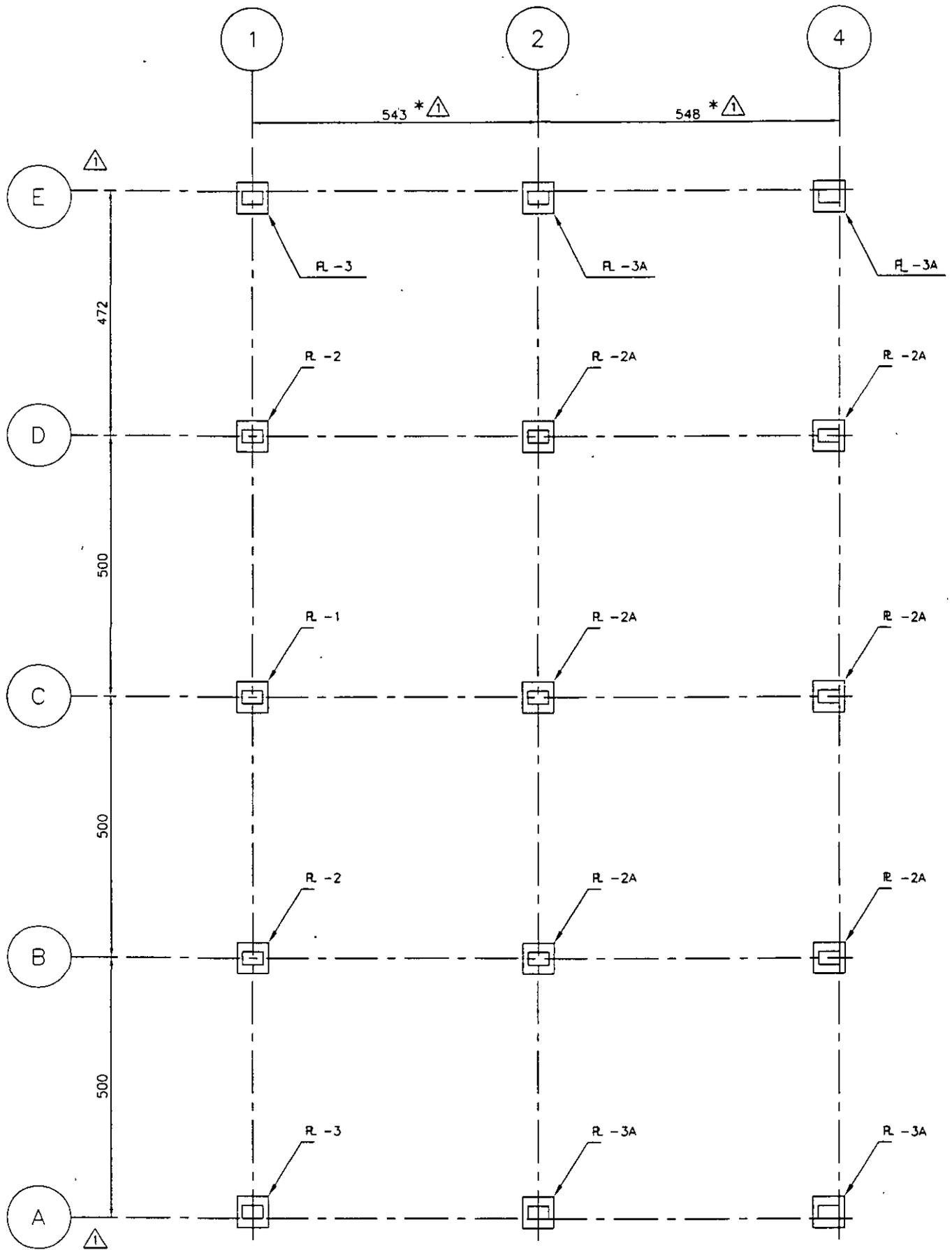
CA29 APLICACIONES DE NORMAS Y ESPECIFICACIONES DE USO EN MÉXICO PARA EL DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE ACERO

Del 23 de junio al 4 de julio del 2003

Tema

Anexo: I

EXPOSITOR: M. EN I. ISMAEL VÁZQUEZ MARTÍNEZ
PALACIO DE MINERÍA
JUNIO DEL 2003

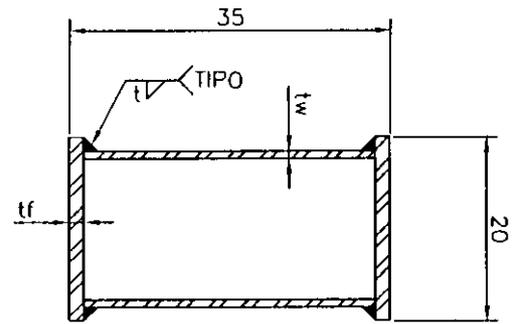
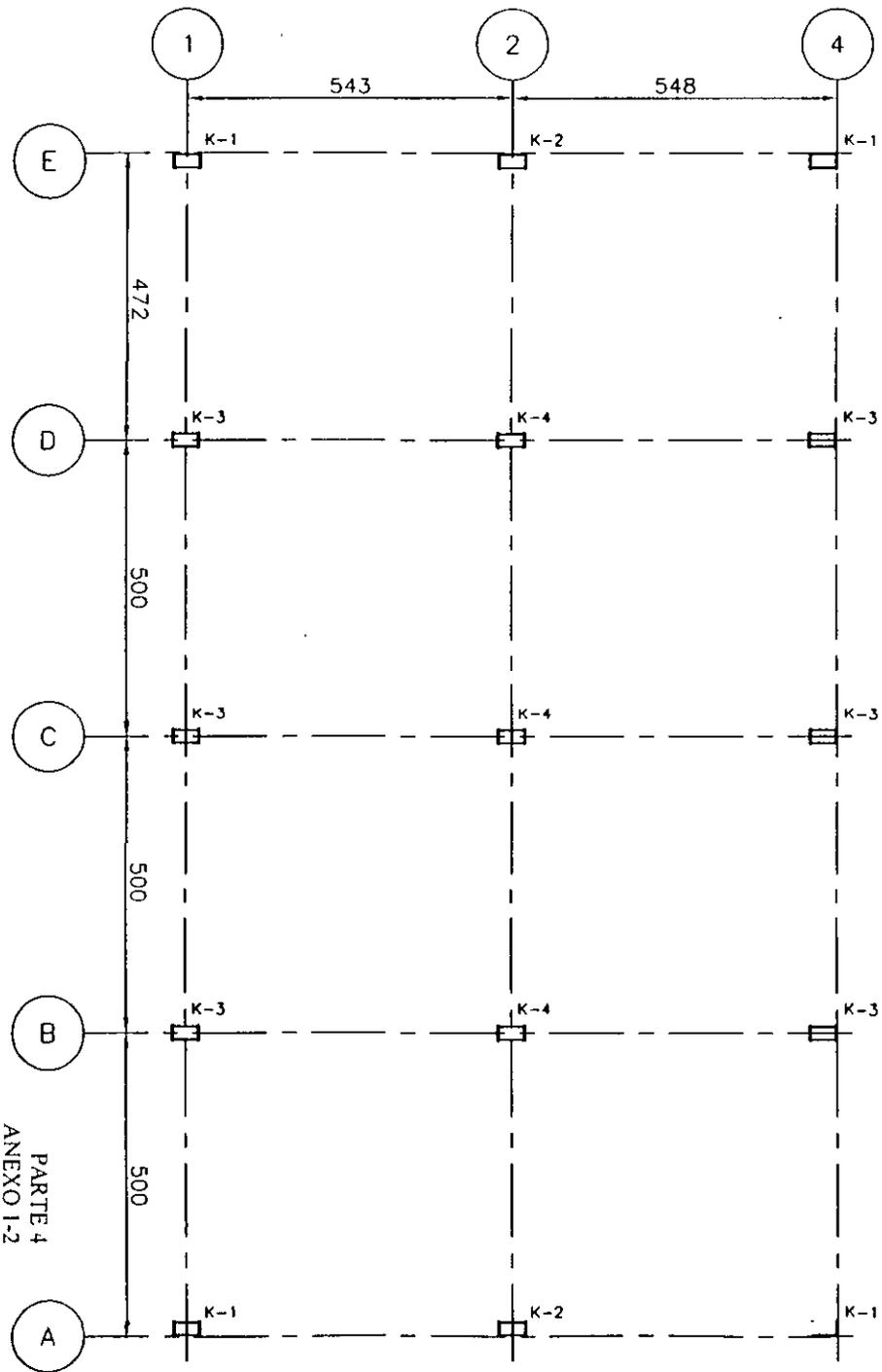


PLANTA DE ANCLAS Y PLACAS BASE

△ LOS EJES E y A SE CORREN AL PAÑO EXTERIOR DE LAS COLUMNAS

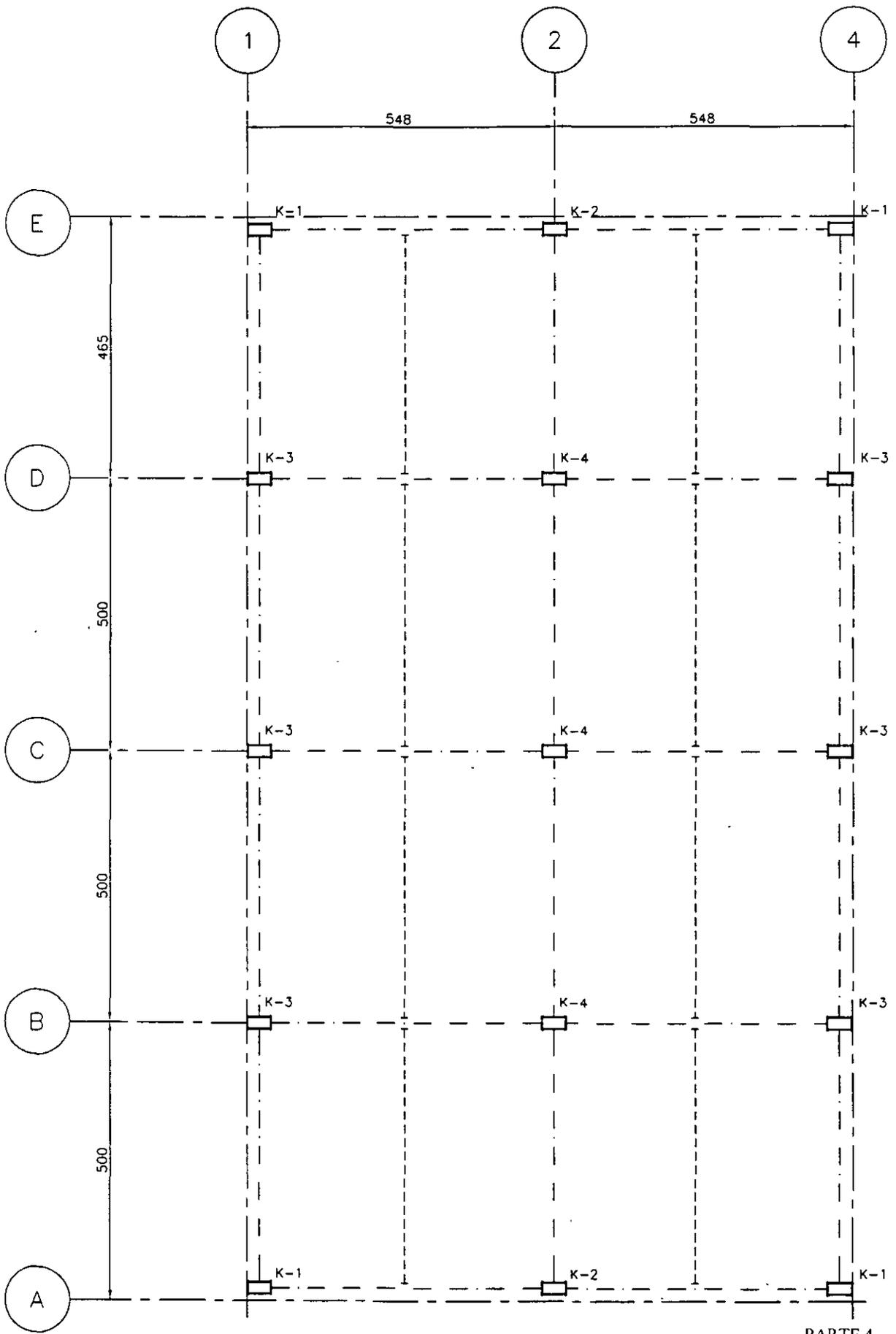
PARTE 4
ANEXO I-1

* △ CONFIRMAR EN OBRA



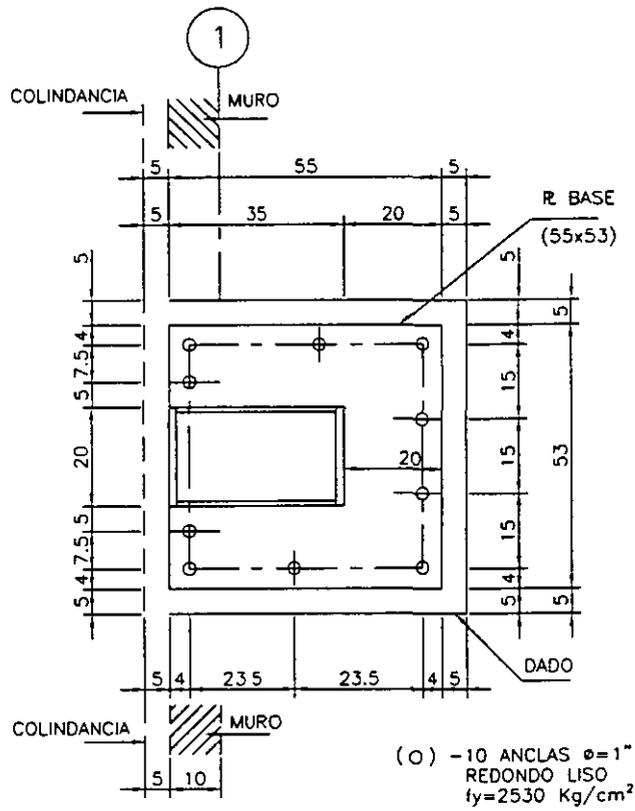
COLUMNA TIPO

TABLA DE COLUMNAS			
COLUMNA	t_w	t_f	t
K-1	0.8	1.0	0.6
K-2	0.8	1.3	0.6
K-3	0.8	1.9	0.8
K-4	0.8	2.2	0.8



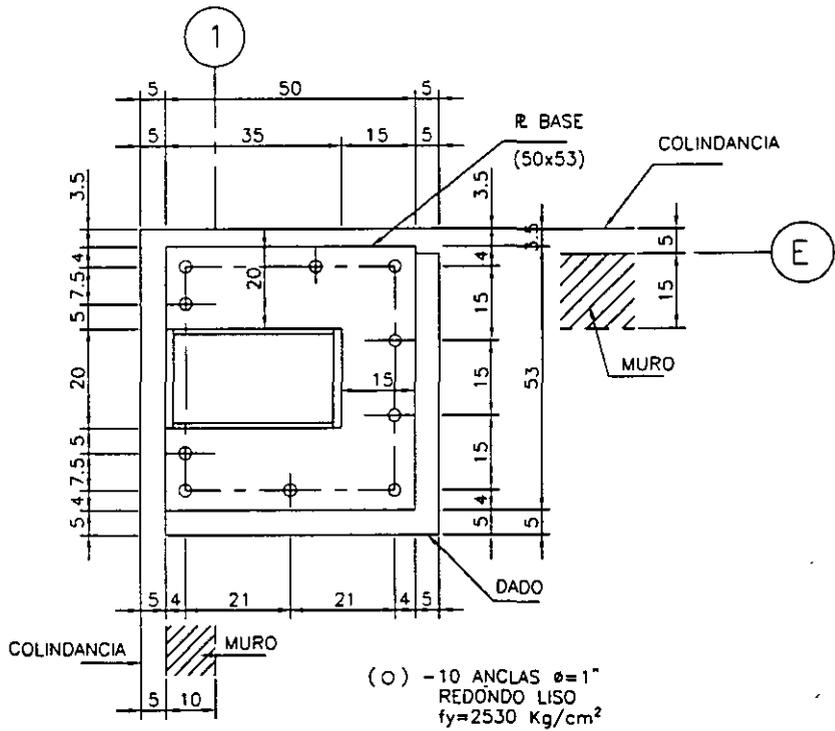
PARTE 4
ANEXO 1-3

PLANTA DE TRABES



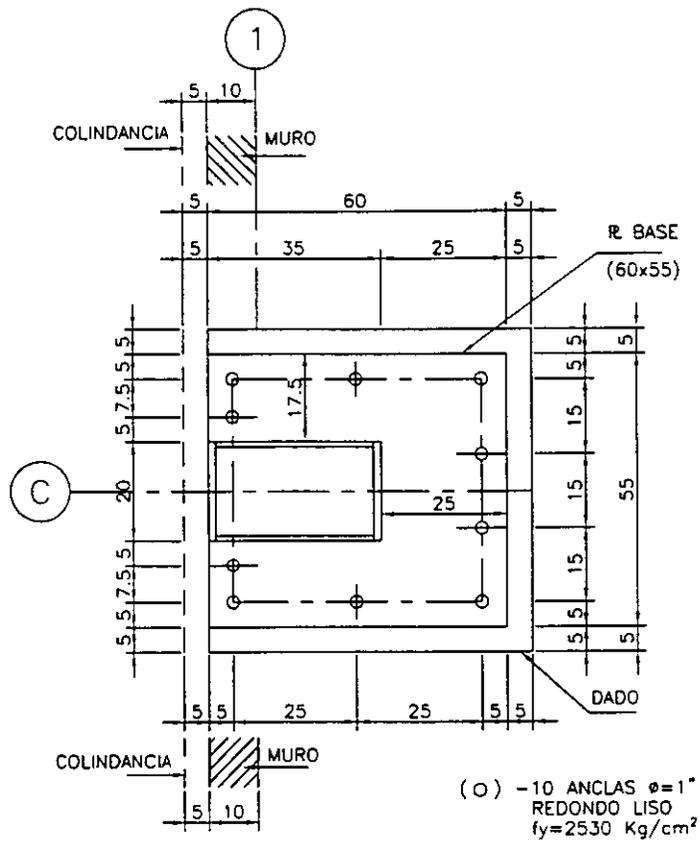
PLACA BASE R - 2

EJES 1 y D
EJES 1 y B

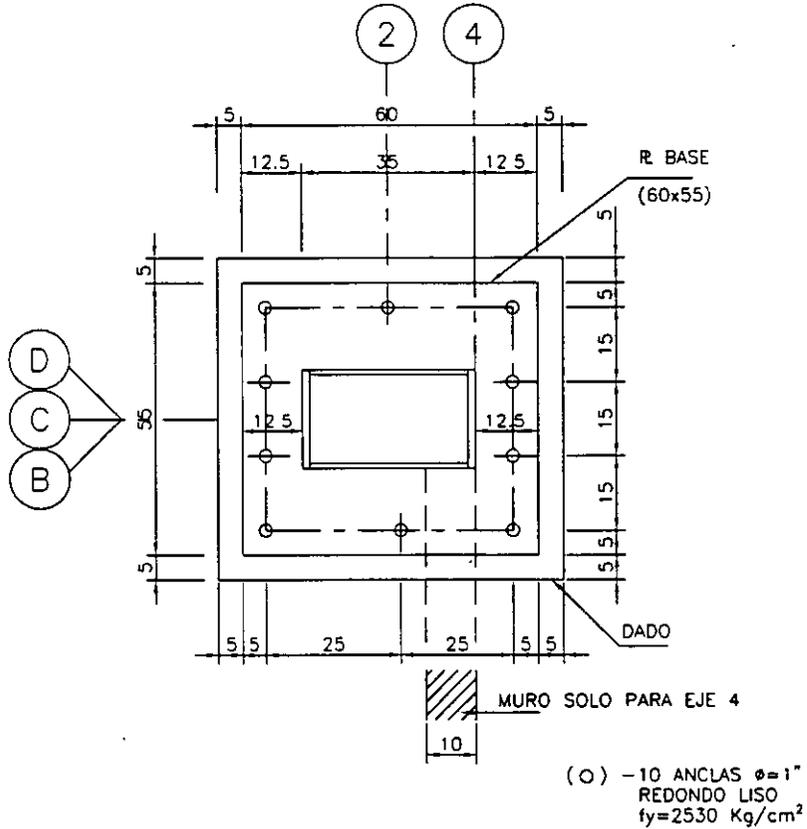


PLACA BASE R - 3

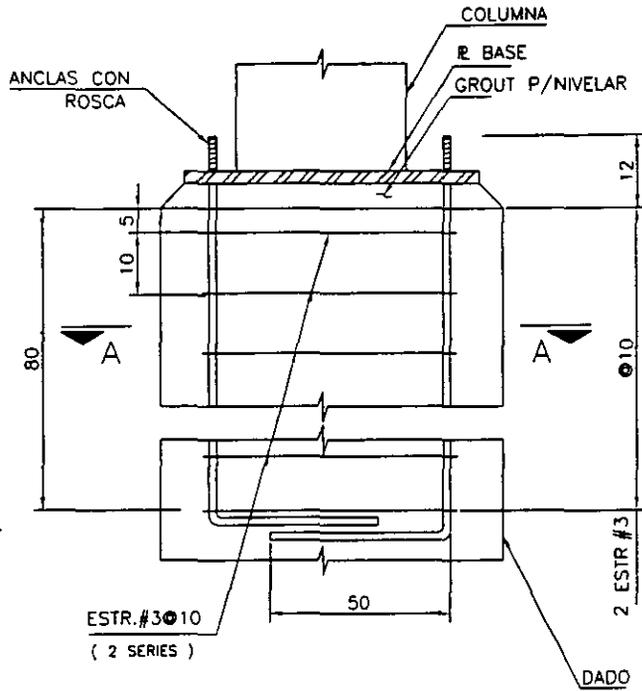
EJES 1 y E
EJES 1 y A



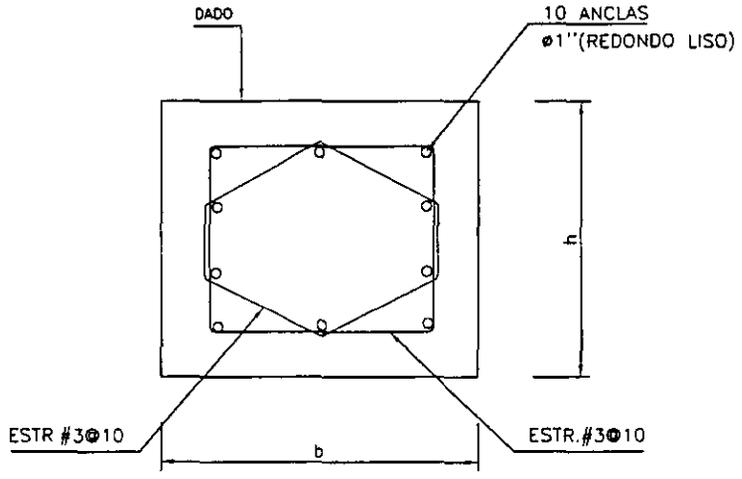
PLACA BASE R - 1
EJES 1 y C



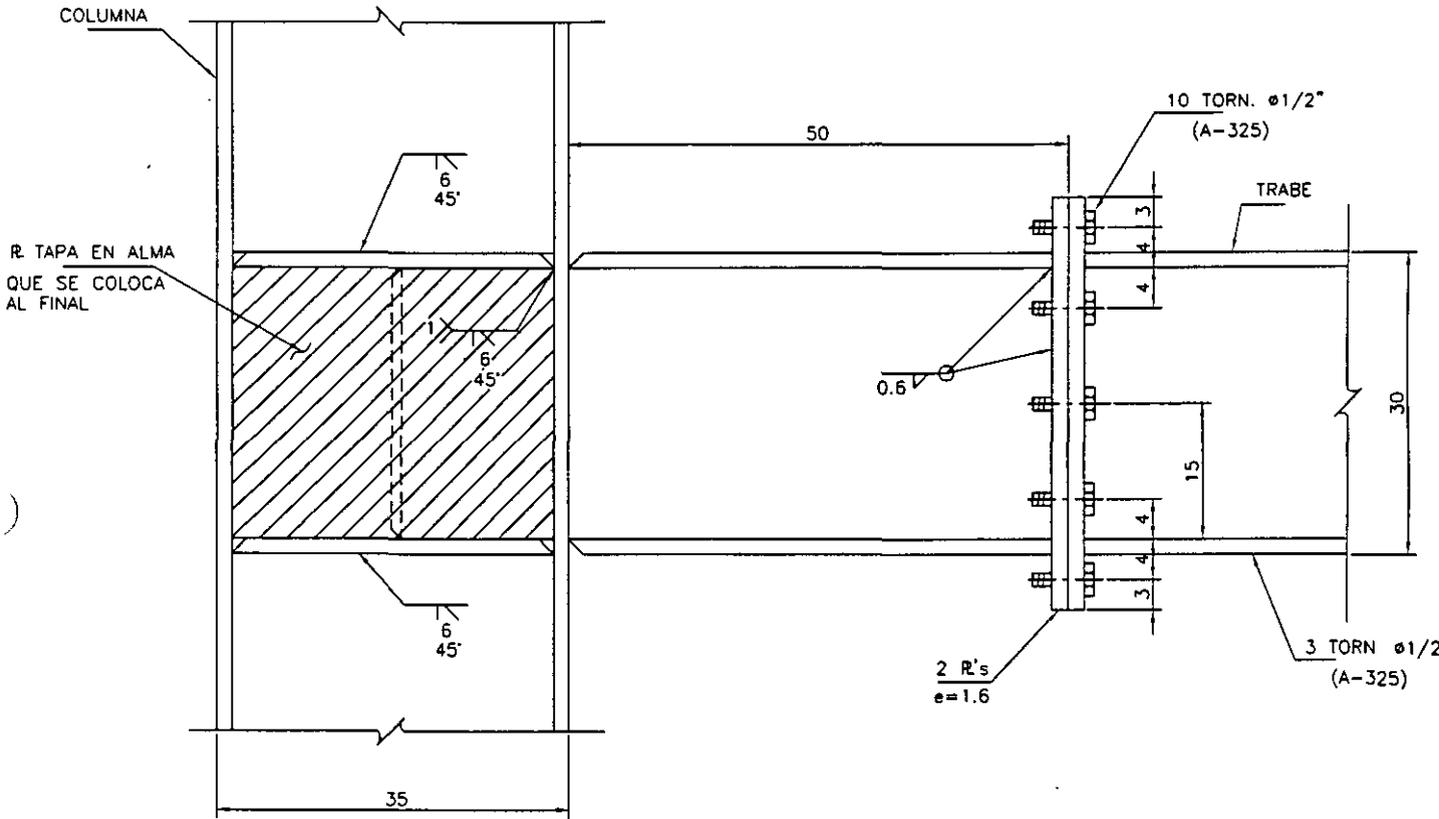
PLACA BASE R - 2A
EJES D-2 B-2 C-2
D-4 B-4 C-4



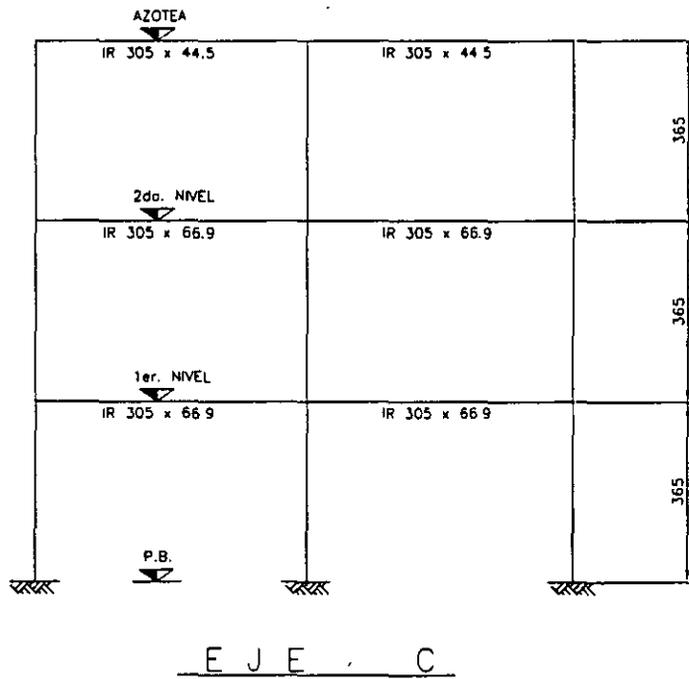
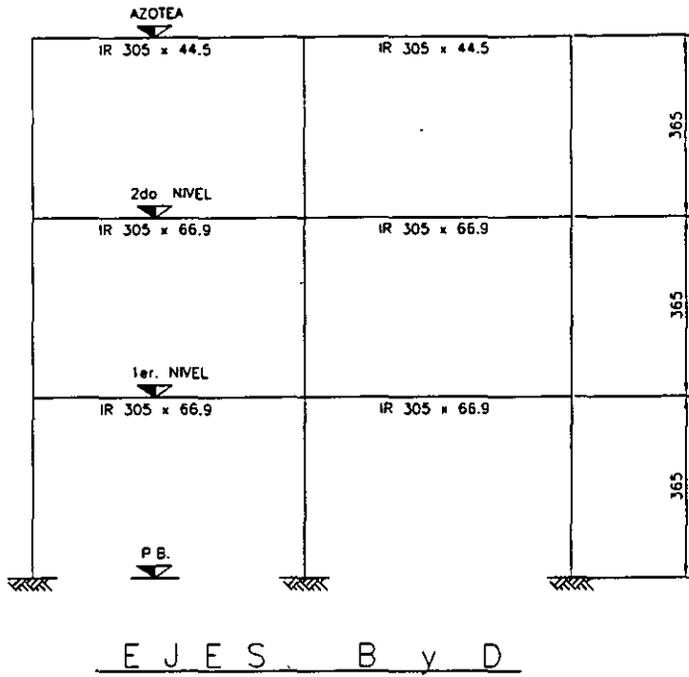
DETALLE TIPO DE ARMADO EN DADO

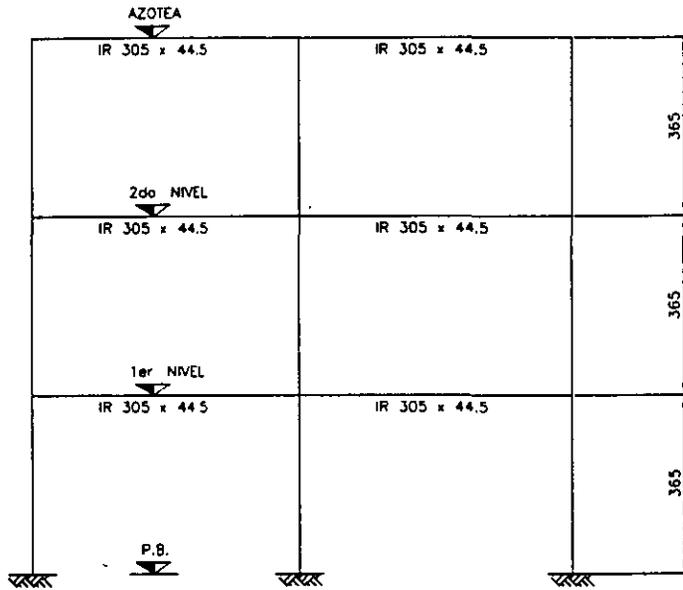


CORTE A - A

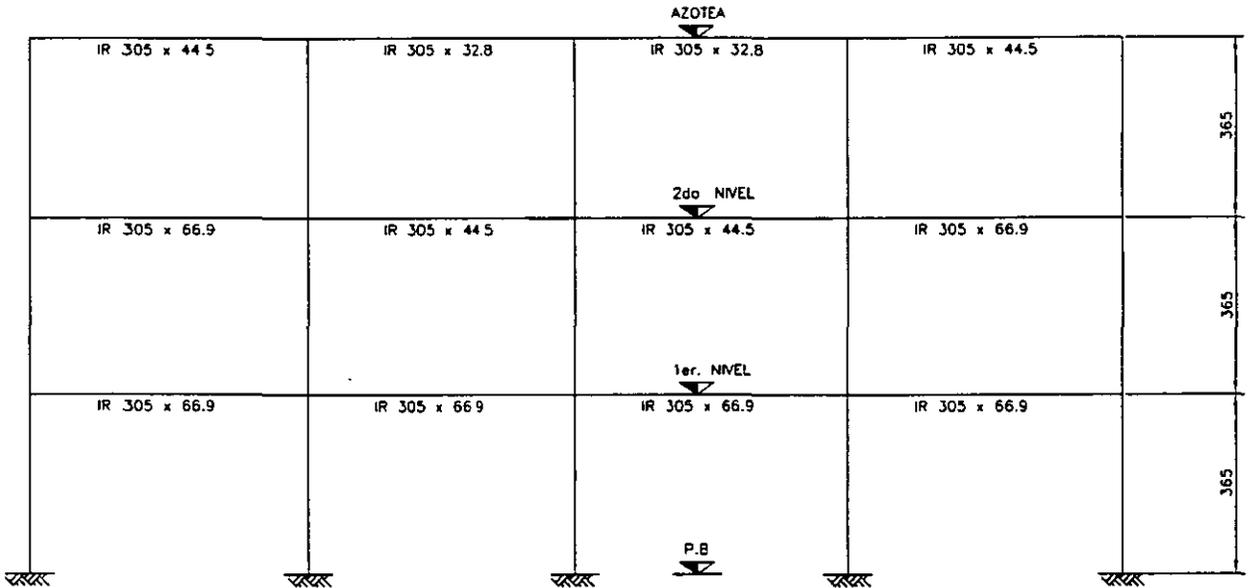


CONEXION TIPO TRABE - COLUMNA





E J E S A y E



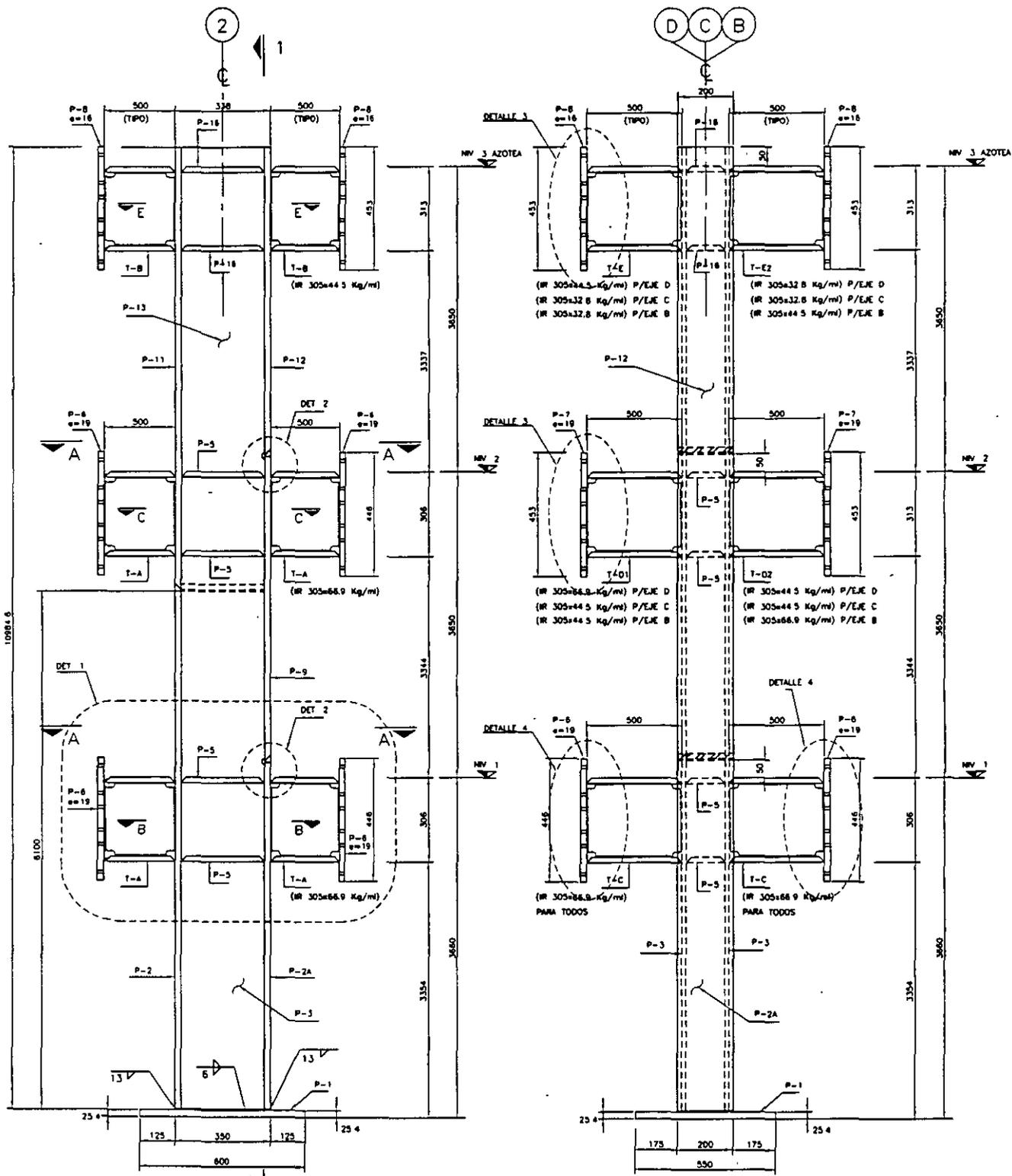
E J E S 1, 2 y 4

NOTAS GENERALES

- 1.- CONCRETO $f'_c=250$ kg/cm². CLASE-1 (ESTRUCTURAL)
- 2.- ACERO DE REFUERZO $F_y=4200$ kg/cm².
- 3.- ANTES DE PROCEDER A CONSTRUIR ESTA OBRA SE DEBERA VERIFICAR LA CONCORDANCIA DE LAS COTAS Y NIVELES DE ESTE PLANO CON LAS DE LOS PLANOS ARQUITECTONICOS CORRESPONDIENTES.
- 4.- ESTE PLANO COMPLEMENTA AL PLANO No.

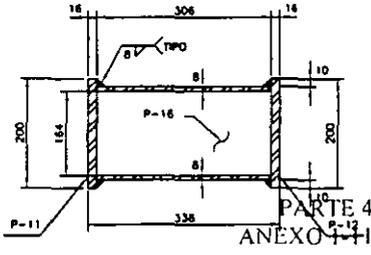
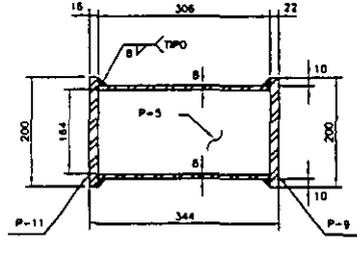
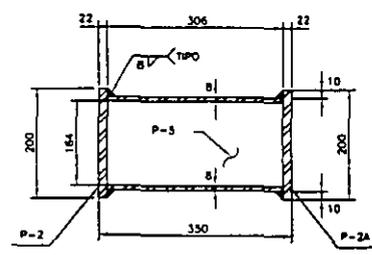
NOTAS GENERALES DE ACERO

- 1.- EL ACERO ESTRUCTURAL SERA TIPO A.S.T.M. A-36 CON $f'_y=2531$ kg/cm².
- 2.- TODA LA SOLDADURA SERA AL ARCO ELECTRICO.
- 3.- EN SOLDADURA MANUAL SE UTILIZARAN ELECTRODOS E-70xx.
- 4.- LAS SOLDADURAS SE HARAN SIGUIENDO LAS NORMAS DE LA A.W.S. (SOCIEDAD AMERICANA DE SOLDADURA).
- 5.- TODAS LAS SOLDADURAS SE HARAN POR OBREROS CALIFICADOS.
- 6.- EN SOLDADURA AUTOMATICA SE EMPLEARA UNA COMBINACION DE ELECTRODO Y FUNDENTE QUE PRODUZCA UNA SOLDADURA DE RESISTENCIA IGUAL A LA OBTENIDA CON ELECTRODOS E-70xx.
- 7.- ESTE PLANO NO ES DE FABRICACION SOLO SE MUESTRAN PERFILES Y CONEXIONES TIPO.
- 8.- ANTES DE PROCEDER A CONSTRUIR ESTA OBRA SE DEBERA VERIFICAR LA CONCORDANCIA DE LAS COTAS Y NIVELES DE ESTE PLANO CON LAS DE LOS PLANOS ARQUITECTONICOS CORRESPONDIENTES.
- 9.- EN TODAS LAS LOSAS Y TRABES CUYO CLARO SEA MAYOR DE 4.0 MTS. SE SE LES DARA UNA CONTRAFLECHA DE 1/400 DEL CLARO AL CENTRO DEL MISMO.
- 10.- ESTE PLANO SE COMPLEMENTA CON EL PLANO No.



COLUMNA K-4A y K-4B

COLUMNA K-4 A y K-4B
VISTA I - I

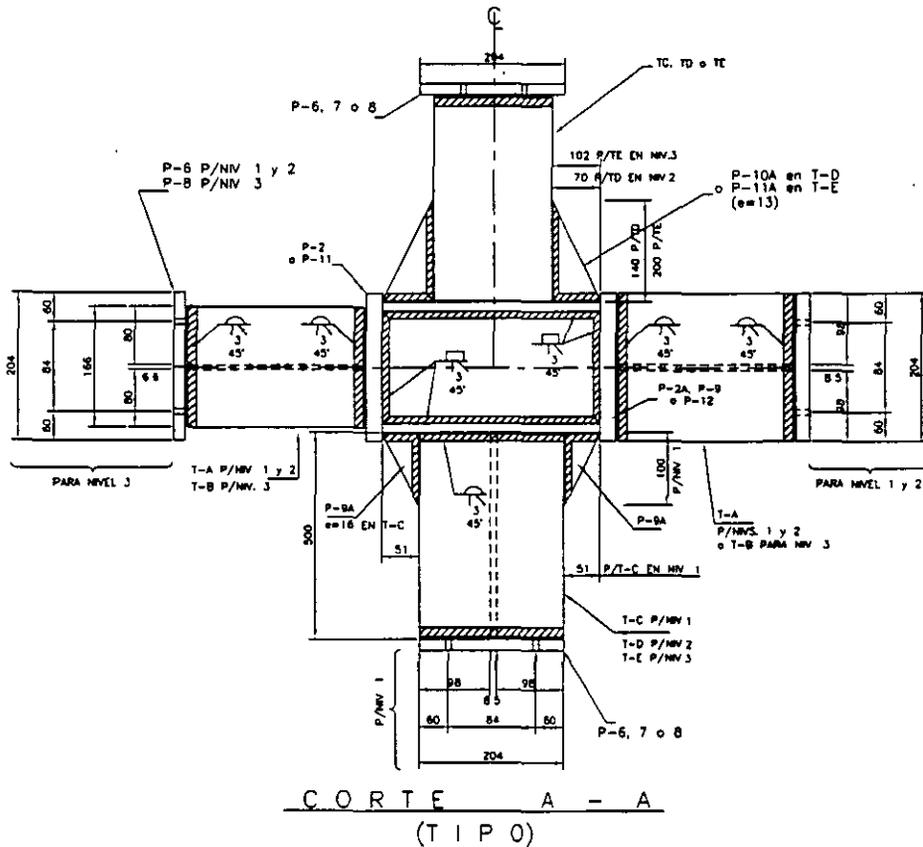
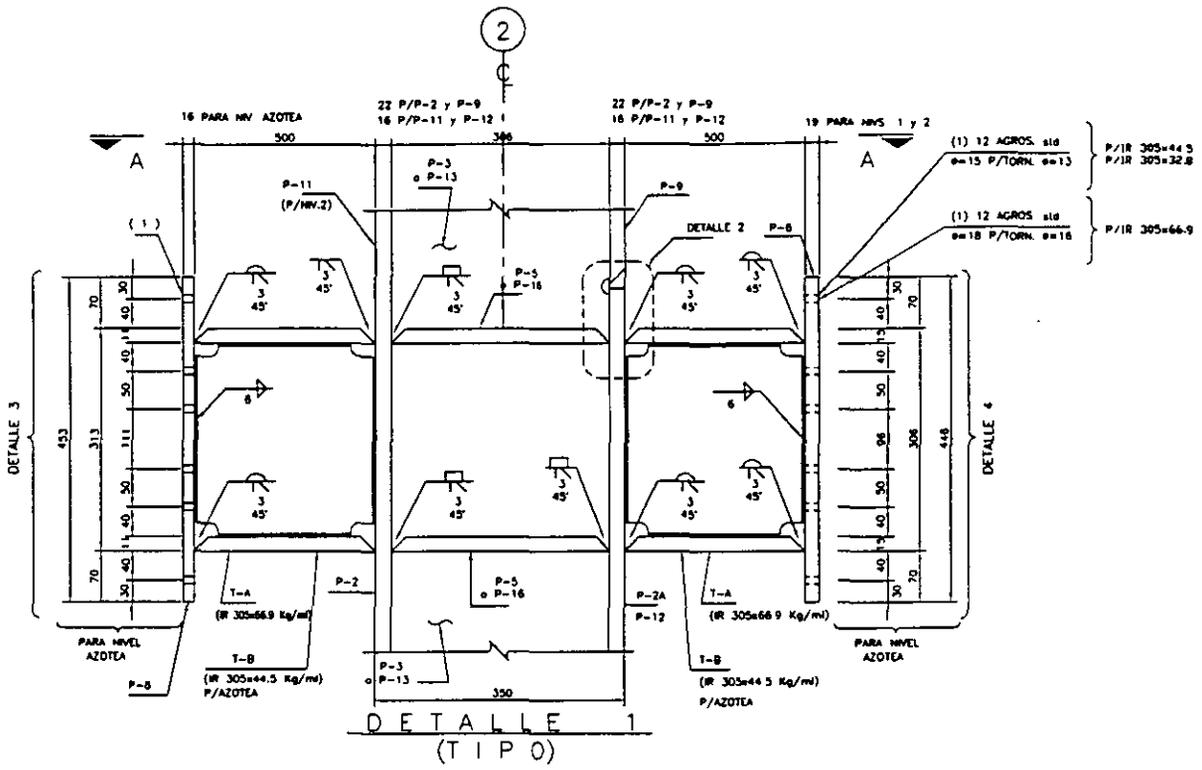


PARTE 4
ANEXO 111

CORTE B - B

CORTE C - C

CORTE E - E



*) PARA IDENTIFICACION DE T-A, T-B, T-C, T-D y T-E VER ELEVACION TIPO

L I S T A D E M A T E R I A L

EMBARQUE		T A L L E R (P / 1 C O L U M N A)							
MARCA	No. DE COLS.	MARCA	No. DE PZAS.	DESCRIPCION	LARGO	ANCHO	PESO UNIT.	PESO X PZA	TOTAL
K-4A	1	P-1	1	R= 25.4	600	550	199.39	65.80	65.80
		P-2	1	R= 22.0	6100	200	172.70	210.69	210.69
		P-3	2	R= 8.00	6100	306	62.8	117.22	234.44
		P-13	2	P= 8.00	4884.6	306	62.8	93.77	187.55
		P-2A	1	R= 22.0	3684.6	200	172.70	127.25	127.25
		P-11	1	R= 16.0	4884.6	200	125.6	122.58	122.58
		P-9	1	R= 22.0	3650.0	200	172.70	126.07	126.07
		P-12	1	R= 16.0	3650.0	200	125.6	91.69	91.69
		P-5	4	R= 16.0	306.0	164	125.6	6.30	25.21
		P-16	2	R= 13.0	306.0	164	102.05	5.12	10.24
		P-6	6	R= 19.0	446.0	204	149.15	13.57	81.42
		P-7	2	R= 19.0	453.0	204	149.15	13.78	27.57
		P-8	4	R= 16.0	453.0	204	125.6	11.61	46.43
		P-9A	24	R= 16.0	100	51	125.6	0.64	15.38
		P-10A	16	R= 13.0	140	70	102.05	1.00	16.00
		P-11A	8	R= 13.0	200	102	102.05	2.08	16.64
		T-A	4	IR 306X66.9	500		66.9	33.45	133.8
		T-B	2	IR 306X44.5	500		44.5	22.25	44.5
		T-C	2	IR 306X66.9	500		66.9	33.45	66.9
		T-D	2	IR 306X44.5	500		44.5	22.25	44.5
T-E	2	IR 306X32.8	500		32.8	16.40	32.8		
TOTAL PARA 1 COLUMNA								TOTAL	1727.11
K-4B	2	P-1	1	R= 25.4	600	550	199.39	65.80	65.80
		P-2	1	P= 22.0	6100	200	172.70	210.69	210.69
		P-3	2	R= 8.00	6100	306	62.8	117.22	234.44
		P-13	2	P= 8.00	4884.6	306	62.8	93.77	187.55
		P-2A	1	R= 22.0	3684.6	200	172.70	127.25	127.25
		P-11	1	R= 16.0	4884.6	200	125.6	122.58	122.58
		P-9	1	R= 22.0	3650.0	200	172.70	126.07	126.07
		P-12	1	R= 16.0	3650.0	200	125.6	91.69	183.38
		P-5	4	R= 16.0	306.0	164	125.6	6.30	25.21
		P-16	2	R= 13.0	306.0	164	102.05	5.12	10.24
		P-6	6	R= 19.0	446.0	204	149.15	13.57	81.42
		P-7	2	R= 19.0	453.0	204	149.15	13.78	27.57
		P-8	4	R= 16.0	453.0	204	125.6	11.61	46.42
		P-9A	24	R= 16.0	100	51	125.6	0.64	15.38
		P-10A	16	R= 13.0	140	70	102.05	1.00	16.00
		P-11A	8	R= 13.0	200	102	102.05	2.08	16.64
		T-A	4	IR 305X66.9	500		66.9	33.45	133.8
		T-B	2	IR 305X44.5	500		44.5	22.25	44.5
		T-C	2	IR 305X66.9	500		66.9	33.45	66.90
		T-D1	1	IR 305X66.9	500		66.9	33.45	33.45
T-D2	1	IR 305X44.5	500		44.5	22.25	22.25		
T-E1	1	IR 305X44.5	500		44.5	22.25	22.25		
T-E2	1	IR 305X32.8	500		32.8	16.40	16.40		
TOTAL PARA 1 COLUMNA								TOTAL	1744.16
TOTAL PARA 2 COLUMNAS								TOTAL	3488.32



FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA

CURSOS ABIERTOS

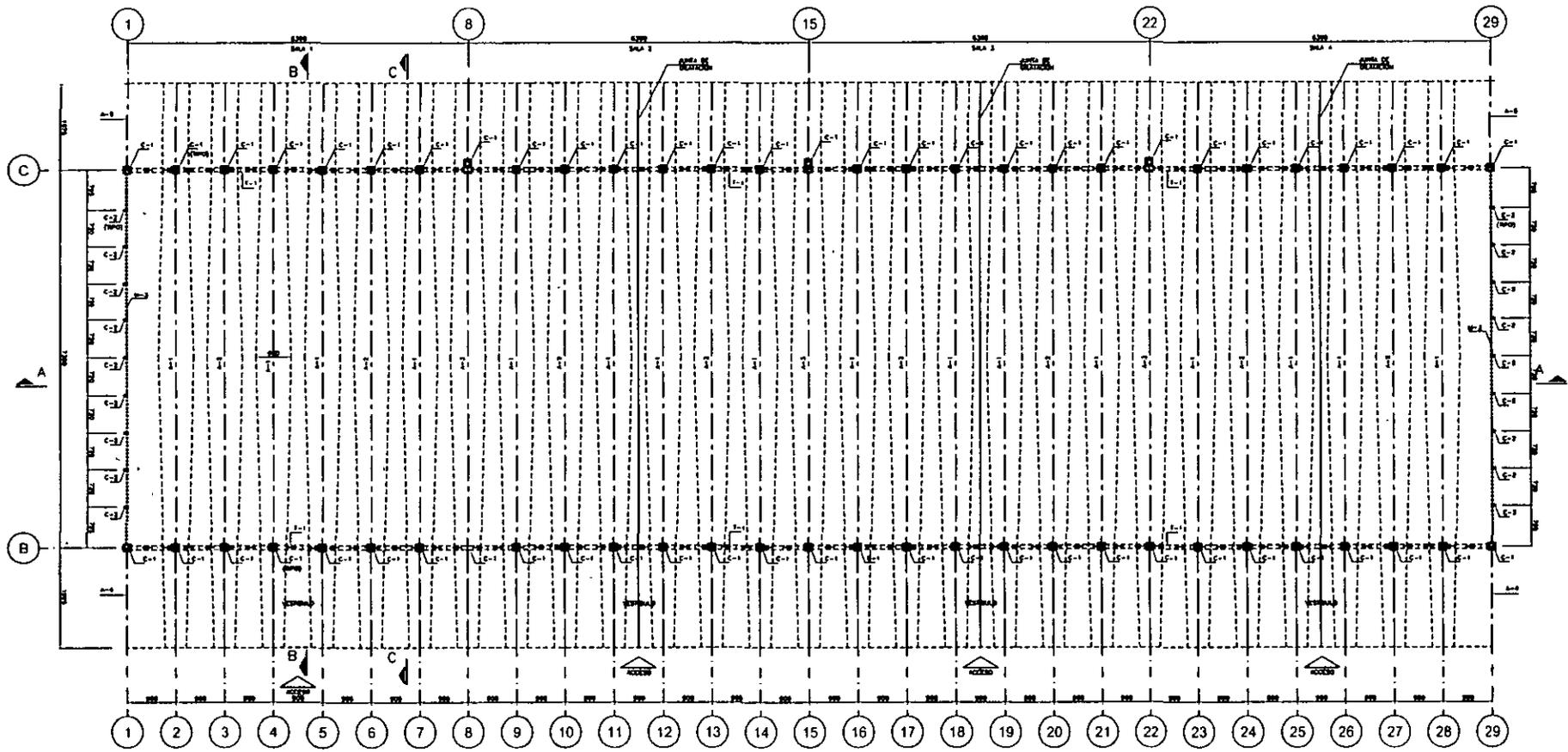
CA29 APLICACIONES DE NORMAS Y ESPECIFICACIONES DE USO EN MÉXICO PARA EL DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE ACERO

Del 23 de junio al 4 de julio del 2003

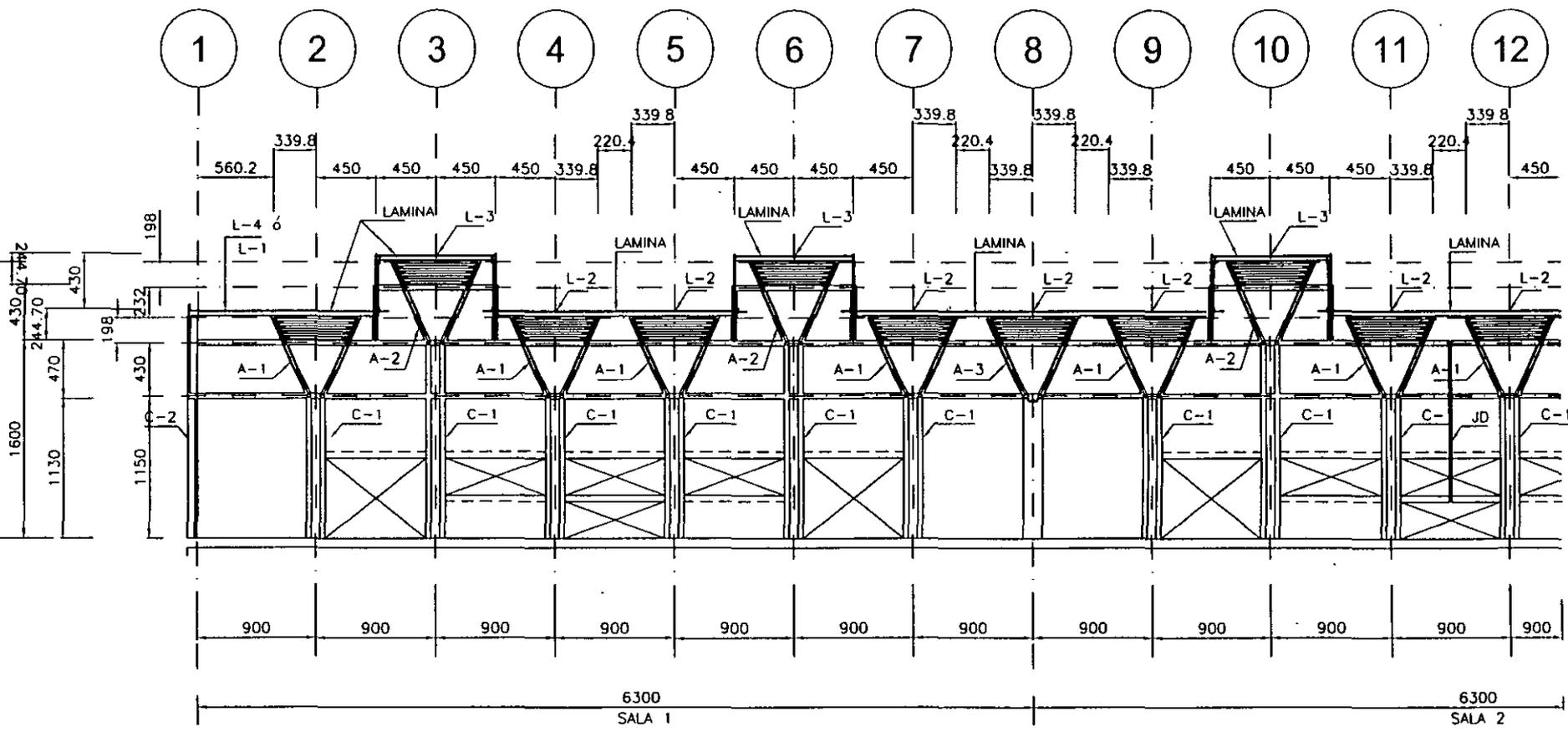
Tema

Anexo: III

EXPOSITOR: M. EN I. ISMAEL VÁZQUEZ MARTÍNEZ
PALACIO DE MINERÍA
JUNIO DEL 2003



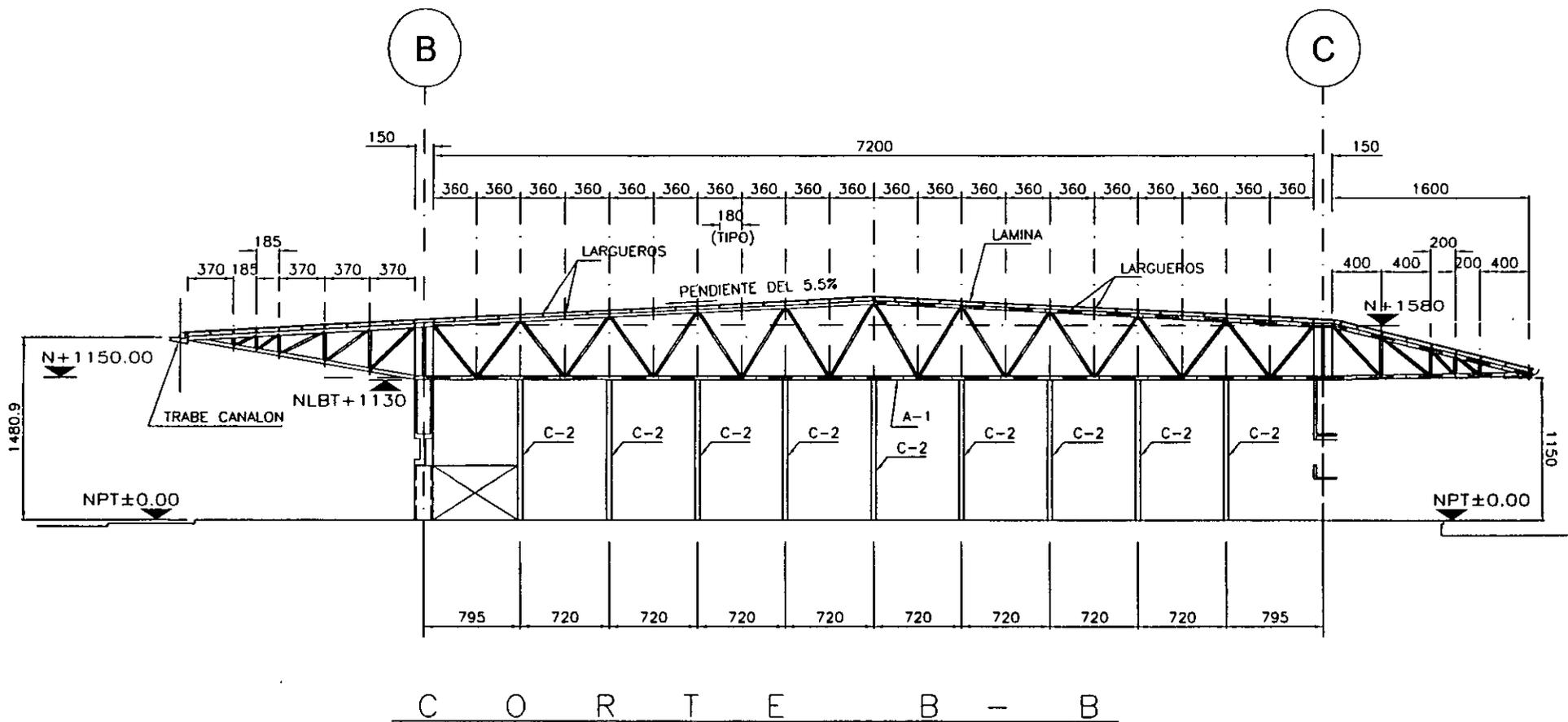
PLANTA GENERAL DE ARMADURAS

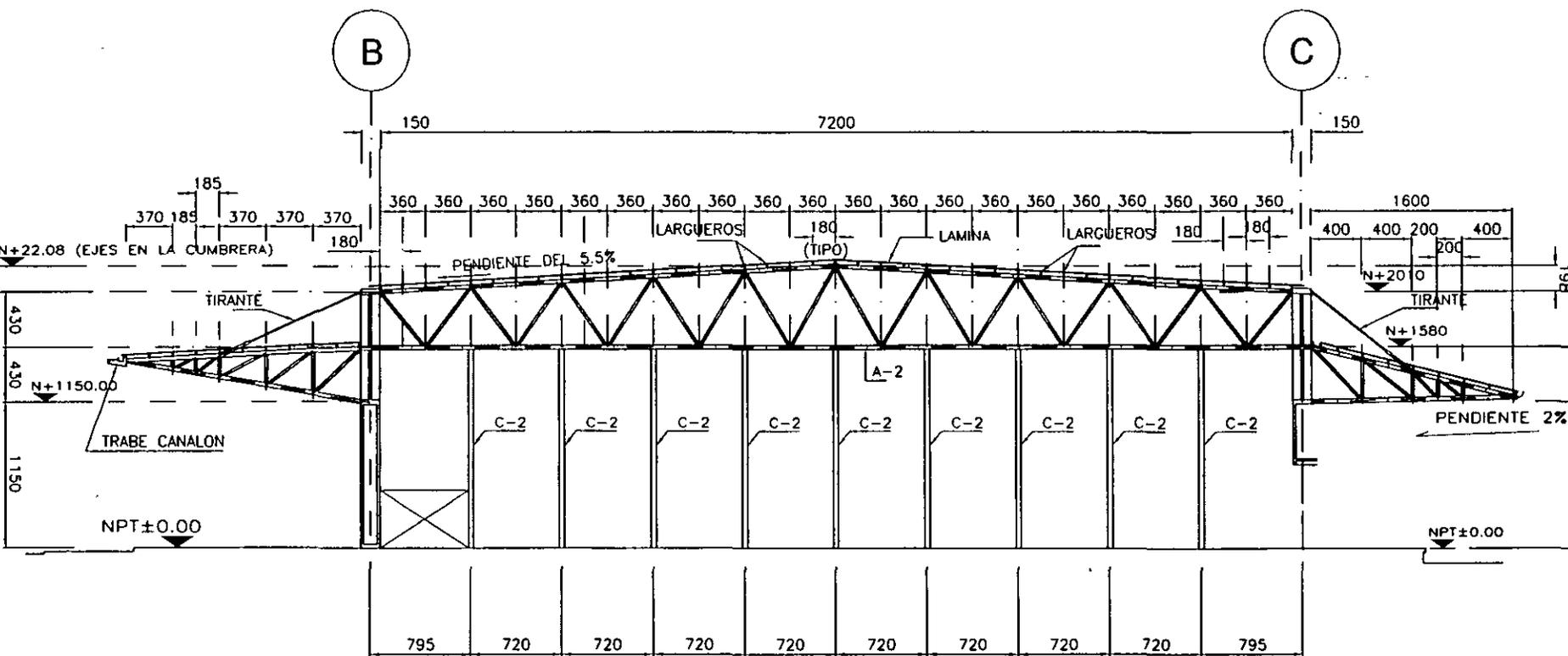


C O R T E A - A

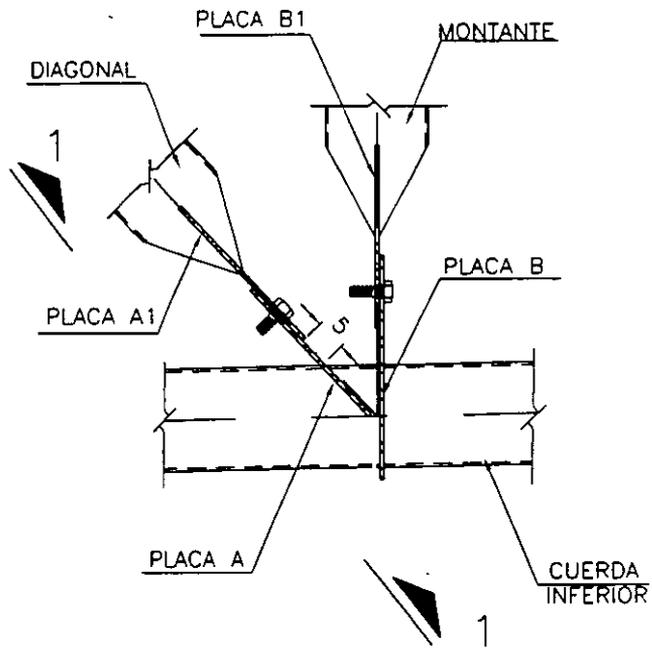
VER DISPOSICION DE LARGUEROS
EN PLANO EA-03

ANEXO
PARTICULAR

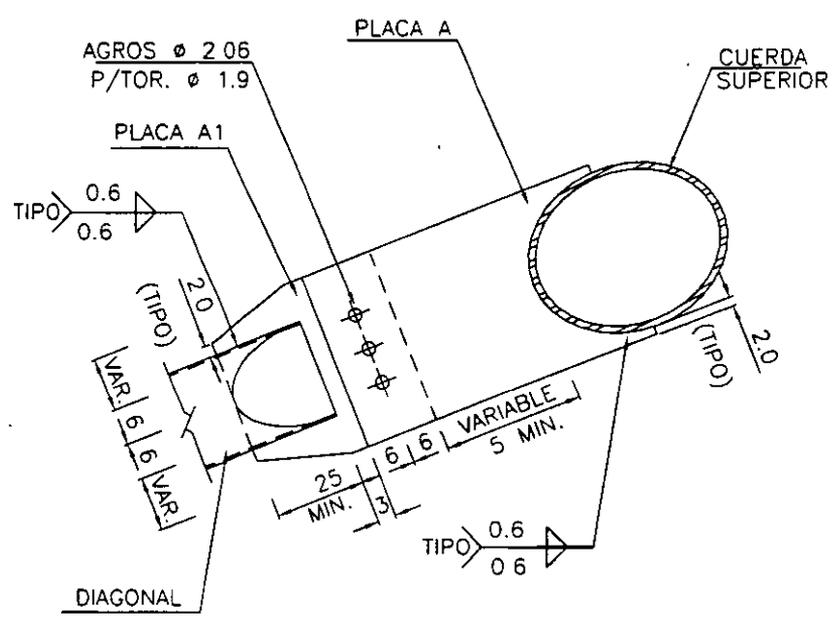




C O R T E C - C



C O N E X I O N 2 1



C O R T E 1 - 1



**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

CURSOS ABIERTOS

CA29 APLICACIONES DE NORMAS Y ESPECIFICACIONES DE USO EN MÉXICO PARA EL DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE ACERO

Del 23 de junio al 4 de julio del 2003

Tema

Estructuras de Acero

**EXPOSITOR: M. EN I. ISMAEL VÁZQUEZ MARTÍNEZ
PALACIO DE MINERÍA
JUNIO DEL 2003**

ESTRUCTURAS DE ACERO

EJEMPLOS:

- ⇒ LA TORRE DE PEMEX
- ⇒ BASÍLICA DE GUADALUPE
- ⇒ POLIFORUM DE LEÓN
- ⇒ PARAGUAS DE MUSEO DE ANTROPOLOGÍA
- ⇒ CÚPULA DE OAXTEPEC
- ⇒ PALACIO DE LOS DEPORTES
- ⇒ PLANTA DE LA VOLKSWAGEN, PUEBLA
- ⇒ EDIFICIO LOTERÍA NACIONAL
- ⇒ METRO LINEA B
- ⇒ PUENTES ATIRANTADOS ⇒ REFUERZOS Y
- ⇒ PUENTES URBANOS CONTRAVENTEÓS.

Estructuras de Acero

CARACTERÍSTICAS PRINCIPALES

VENTAJAS

- ⇒ SON LIGERAS
- ⇒ PERMITEN PREFABRICAR
- ⇒ LAS CONEXIONES SON SENCILLAS
- ⇒ TIENEN UN COMPORTAMIENTO MAS DÚCTIL
- ⇒ PERMITEN LIBERTAD DE FORMAS AL DISEÑADOR
- ⇒ NORMALMENTE NO INDUCEN FALLAS FRAGILES
- ⇒ BUEN COMPORTAMIENTO ANTE FUERZAS SÍSMICAS
- ⇒ ALTA RESISTENCIA CON SECCIONES MENORES
- ⇒ ESTRUCTURAS MAS ESBELTAS, ETC.

DESVENTAJAS

- ⇒ ALGUNOS DE LOS PERFILES Y PLACAS NO SON COMERCIALES EN MÉXICO.
- ⇒ REQUIERE MANO DE OBRA CON CIERTA ESPECIALIZACIÓN.
- ⇒ REQUIERE DE UN CONTROL DE CALIDAD Y LABORATORIO DE TESTIFICACION.
- ⇒ LA SUPERVISIÓN DEBE TENER MAYOR ESPECIALIZACIÓN.
- ⇒ REQUIERE PLANOS DE DETALLE PARA ERRORES.
- ⇒ EL TRANSPORTE Y MONTAJE LIMITAN LOS ELEMENTOS.
- ⇒ LAS FALLAS Y DEFECTOS NO SON FACILES DE DETECTAR.
- ⇒ COSTO RELATIVO MAYOR POR LA MANO DE OBRA TRADICIONAL, ETC..

ESTRUCTURAS DE ACERO

MATERIALES:

ACEROS ESTRUCTURALES ASTM A-36 ($F_y=2530\text{Kg/cm}^2$)
(para perfiles y placas) A-572 Gr. 50 ($F_y=3515\text{ Kg/cm}^2$)
60
65
Y HASTA 70 (no común)

PARA PERFILES FORMADOS EN FRÍO. Nom B-452 ($F_y= 3500''''$)
(de lámina)

CONEXIONES

SOLDADURAS E-60 A-36
E-70 A-36 y Gr. 50 (BAJO CONTENIDO DE H)
E-80
-90 VARILLA Gr.42
(soldadura automática y soldadura manual)

TORNILLOS:

NORMALES A-307
DE ALTA RESISTENCIA A-325
A-490

REMACHES: YA NO SE USAN

Nota: En estructuras existentes es común encontrar remaches y acero á-7.

CRITERIOS DE ANÁLISIS



ANÁLISIS ELÁSTICOS (de rigideces o energéticos). EN USO.



ANÁLISIS PLÁSTICOS (comportamiento por etapas). PARA INVESTIGACIÓN, REVISIONES, O EMPLEADO EN ESTADOS UNIDOS.

CRITERIOS DE DISEÑO



MÉTODOS ELÁSTICOS O DE ESFUERZOS ADMISIBLES - AISC Y AASHTO.



MÉTODOS PLÁSTICOS O DE RESISTENCIA ULTIMA= RCDF (DISEÑOS POR ESTADOS LIMITE DE FALLA)



DISEÑOS POR ESTADOS LIMITE DE SERVICIO= RCDF (LIMITAN VIBRACIÓN, FLECHA, RESISTENCIA ANTE CORROSION, ETC).

CODIGOS Y REGLAMENTOS APLICABLES



RCDF.- NORMAS Y TÉCNICAS COMPLEMENTARIAS (8).



REGLAMENTOS LOCALES. (PARA VIENTO O SISMO).



NORMAS CFE. ESTRUCTURAS ESPECIALES, TORRES DE TRANSMISIÓN, ETC.



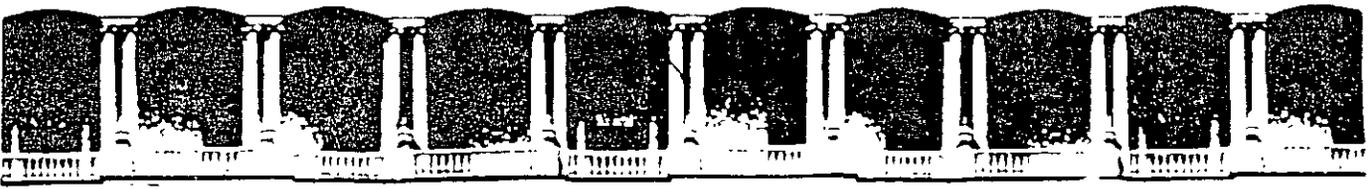
AISC (AMERICAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION)



AISI (PARA PERFILES DE LAMINA EN FRIO)



AASHTO



**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

CURSOS ABIERTOS

CA29 APLICACIONES DE NORMAS Y ESPECIFICACIONES DE USO EN MÉXICO PARA EL DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE ACERO

Del 23 de junio al 4 de julio del 2003

Tema

**Crterios Generales de Estructuración de
Edificios**

**EXPOSITOR: M. EN I. ISMAEL VÁZQUEZ MARTÍNEZ
PALACIO DE MINERÍA
JUNIO DEL 2003**

CRITERIOS GENERALES DE ESTRUCTURACION DE EDIFICIOS

LOS CRITERIOS SON LOS MISMOS PARA CUALQUIER TIPO DE ESTRUCTURAS

NO APARECEN EN LOS CODIGOS NI REGLAMENTOS ,MAS QUE EN COMENTARIOS MUY ESPECIFICOS

DEPENDEN TOTALMENTE DEL CRITERIO DEL DISEÑADOR, YA QUE PRÁCTICAMENTE CUALQUIER ESTRUCTURA ESTABLE PUEDE SER ANALIZADA Y DISEÑADA

LOS ARQUITECTOS TIENEN NORMALMENTE A ROMPER ESTOS CRITERIOS

SERA MUCHO MAS IMPORTANTE RESPETARLOS EN ZONAS SÍSMICAS, DE VIENTOS FUERTES Y DONDE SE TENGAN INCERTIDUMBRES CON RESPECTOS A LAS SOLICITACIONES

LOS ANÁLISIS POR COMPUTADORA REFLEJAN UNICAMENTE QUE LA ESTRUCTURA SEA ESTABLE Y ESTÁTICA, MAS NO QUE TENGA UN COMPORTAMIENTO ADECUADO.

LA ESTRUCTURA PUEDE SER MUY DEFORMABLE O VIBRAR DEMASIADO AUN CUANDO ESTE CORRECTAMENTE ESTRUCTURADA.

EN MUCHAS OCASIONES SERA CONVENIENTE Y NECESARIO MODIFICAR LOS CRITERIOS DEL ARQUITECTO

CRITERIOS GENERALES DE ESTRUCTURACION DE EDIFICIOS

REGULARIDAD EN ALZADO

REGULARIDAD EN PLANTA

NO CONCENTRAR MASA EN EL EXTREMO LIBRE, QUE NORMALMENTE ES EL EXTREMO SUPERIOR

PISOS O DIAFRAGMAS SIN HUECOS

NO PRIMEROS PISOS DEBILES

NO GRANDES CAMBIOS DE RIGIEZ O DE SECCION

TRATAR DE FORMAR MARCOS O DAR CONTINUIDAD, DONDE SEA POSIBLE

SIMETRÍA DE ELEMENTOS RIGIDOS , EN LO POSIBLE , TANTO EN PLANTA COMO EN ELEVACIÓN

COLUMNAS

COLUMNAS SEPARADAS DE 4 A 8 M

SECCIONES Y O H

RARA VEZ SECCIONES EN CAJON O TUBO (NO RECOMENDABLES)

CUIDAR LAS UNIONES O TRASLAPES

NO EXCENTRICIDADES EN LAS CONEXIONES

CONEXIONES QUE RESISTAN MUCHO MAS QUE EL ELEMENTO

TRAMOS SIN EMPALMES LO MAS LARGOS POSIBLES

NO MENOR RIGIDEZ QUE LA TRABE QUE CONECTAN

TRABES

SECCIONES CANAL, IR O T

DONDE SEA POSIBLE SECCION COMPUESTA

ATIESADORES CERCA DE LAS UNIONES O EN LOS PUNTOS DE CONEXIÓN

PREFERENTEMENTE ATIESADORES POR AMOS LADOS

NO MAYOR RIGIDEZ QUE LA COLUMNA A QUE SE CONECTAN

AUNQUE NO SE DISEÑE SECCION COMPUESTA PONER CONECTORES

TRABES SECUNDARIAS CON CONEXIÓN SIMPLE

DONDE SEA POSIBLE UNIR CON TORNILLOS

FORMANDO MARCOS DONDE SEA POSIBLE CON CONEXIONES DE CONTINUIDAD

DEL MISMO TIPO DE ACERO QUE LAS COLUMNAS, O DE UN FY MENOR., NO ES VALIDO TRABES Y GR. 50 Y COLS. FY A-36

DE SER POSIBLE NO EMPALMES

TRABES SECUNDARIAS

SEPARACIONES DE 2 A 4M

SECCIONES CANAL IR O T

SECCIONES ARMADURAS O JOIST

SIEMPRE UNIR A UN ATIESADOR

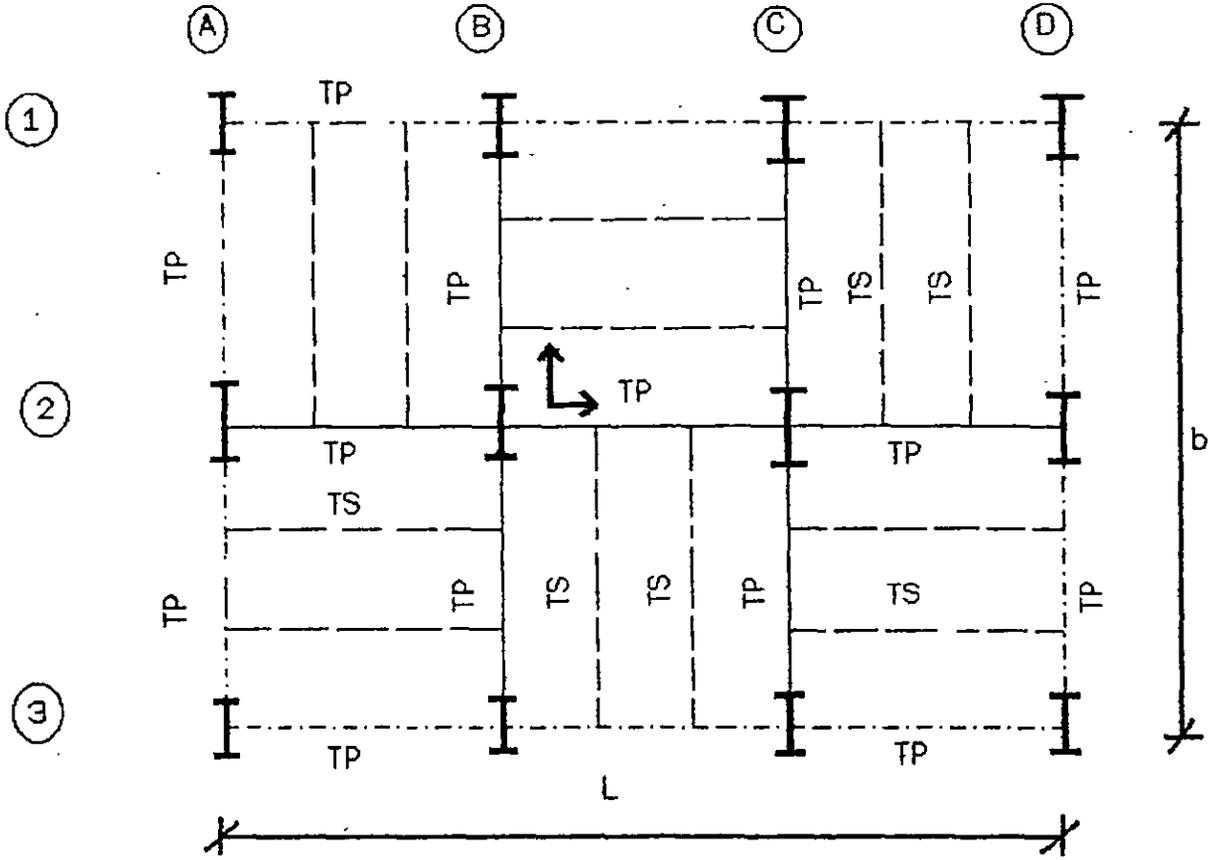
DONDE SEA POSIBLE PONER CONECTORES

CUIDAR EMPALMES

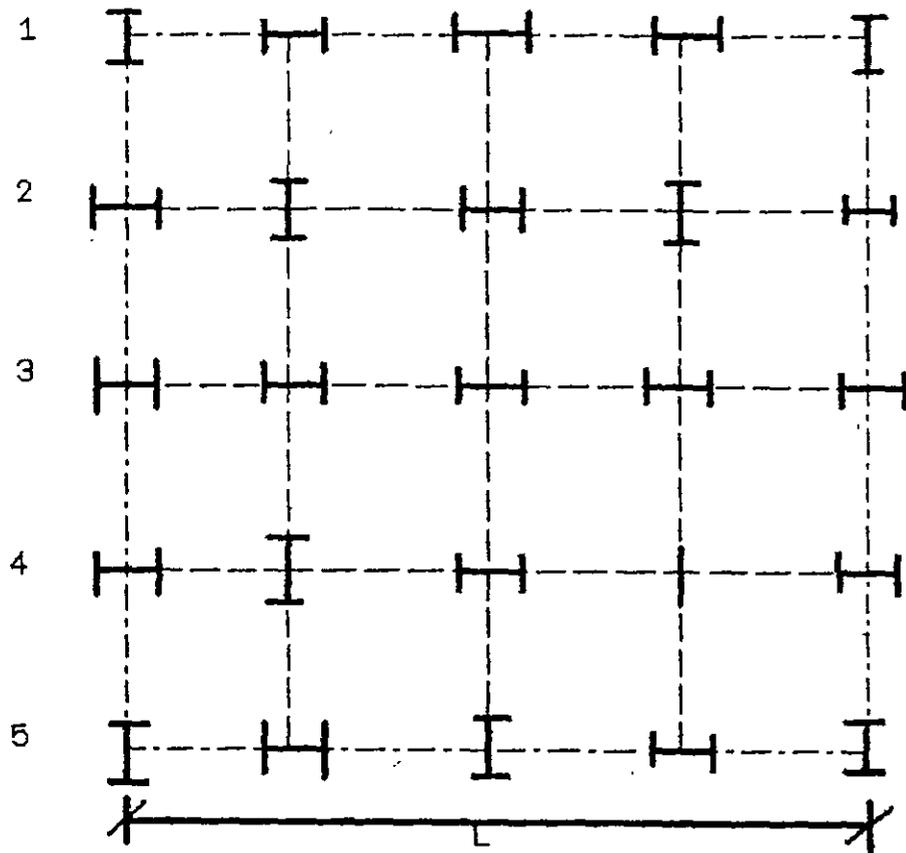
REVISAR CON CUIDADO FLECHA PREVIA AL COLADO

NOTA

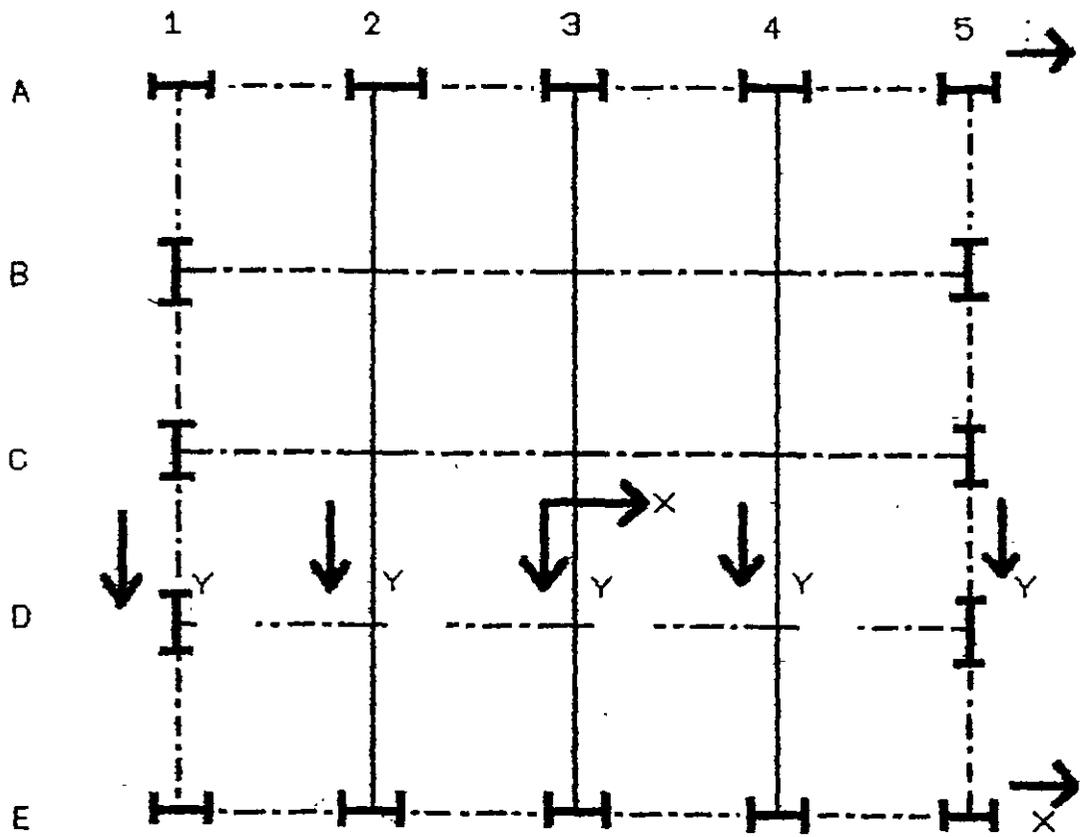
CONSIDERAR CON CUIDADO LA ETAPA DE PLANOS DE FABRICACION



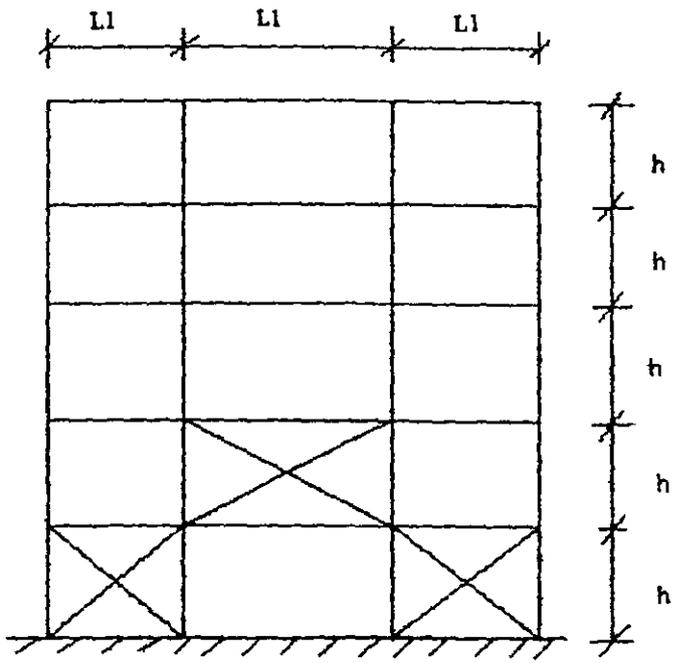
Caso I (L b)



Caso II $L=b$



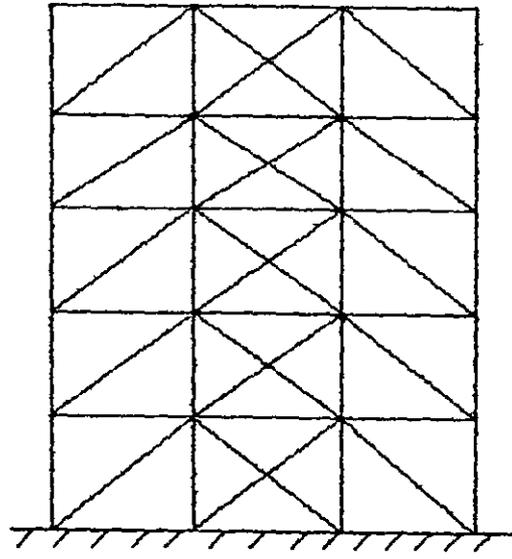
Caso III
 2 marcos en X
 4 marcos en Y



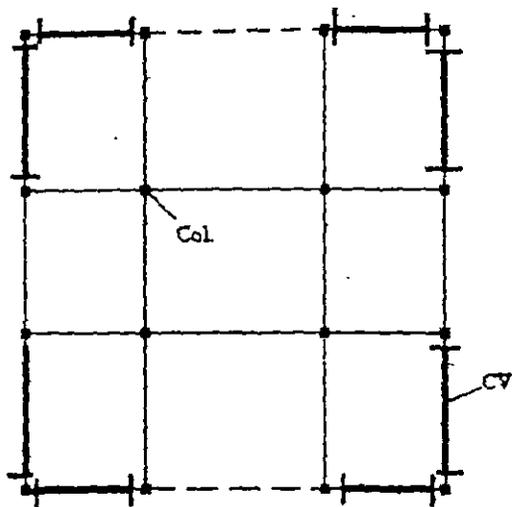
CASO I

ELEVACION

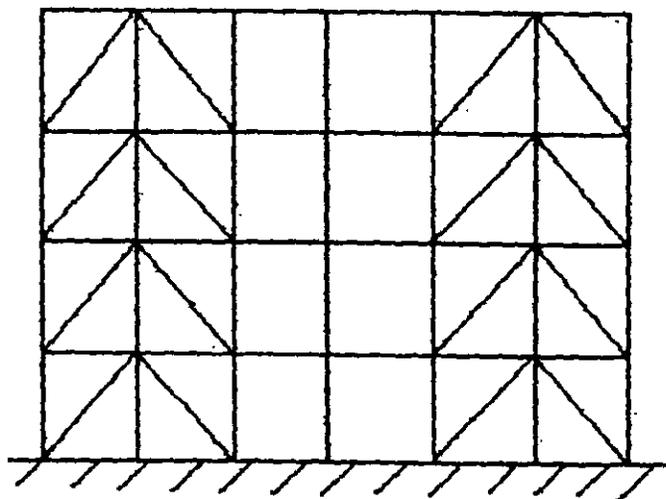
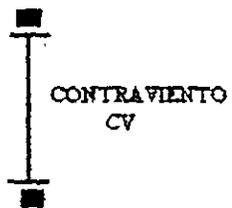
h_1 k



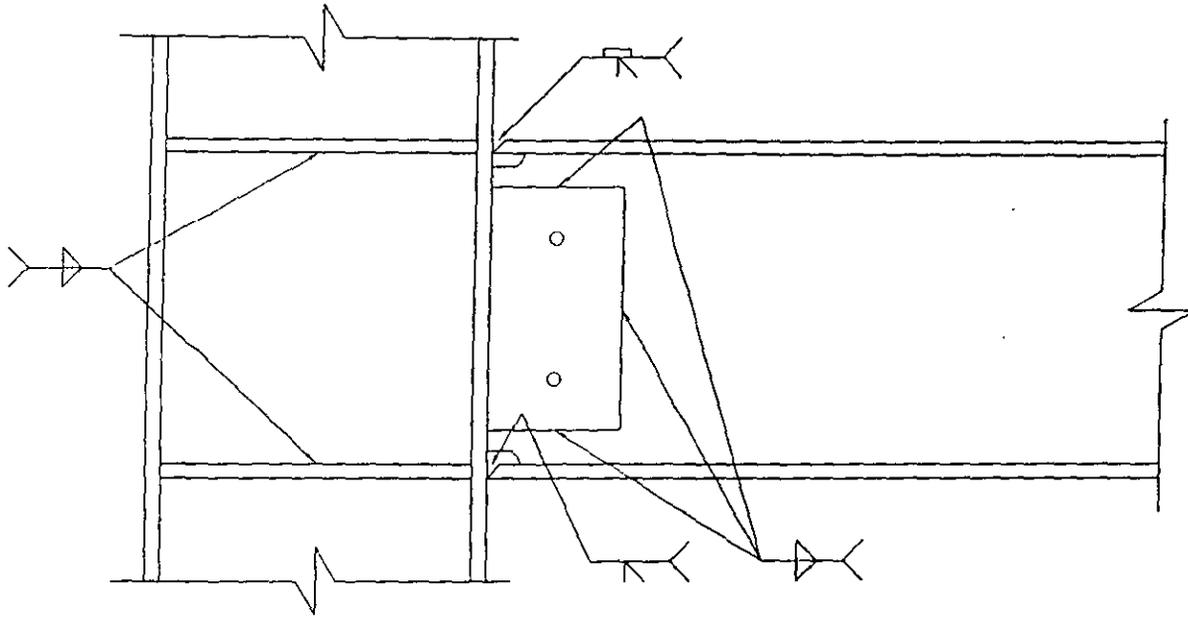
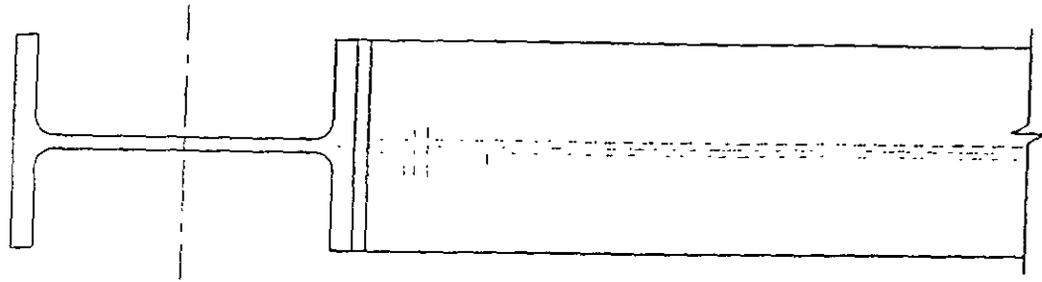
CASO II



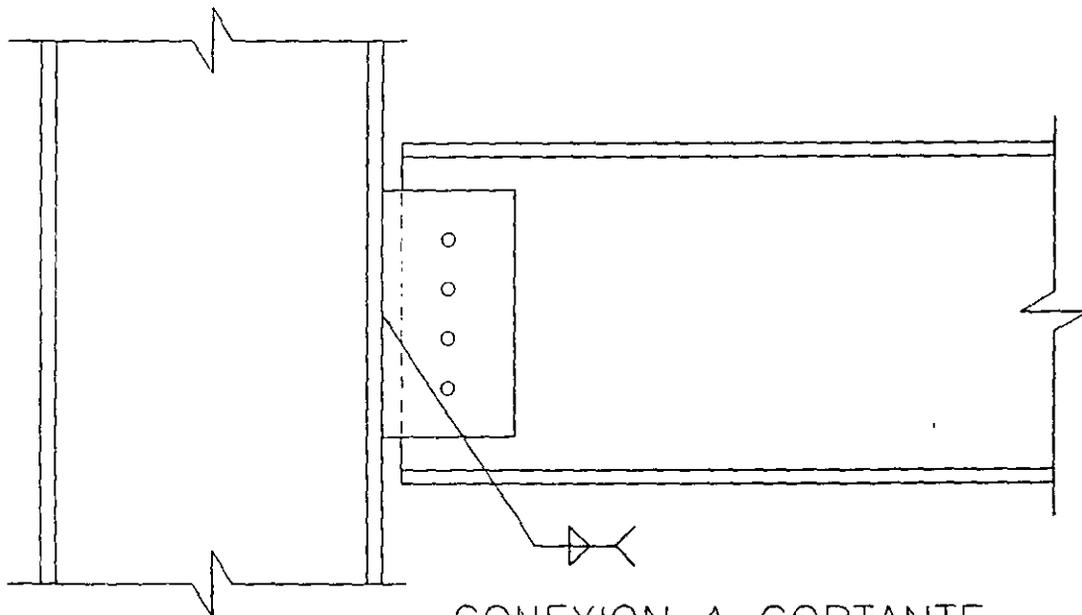
PLANTA



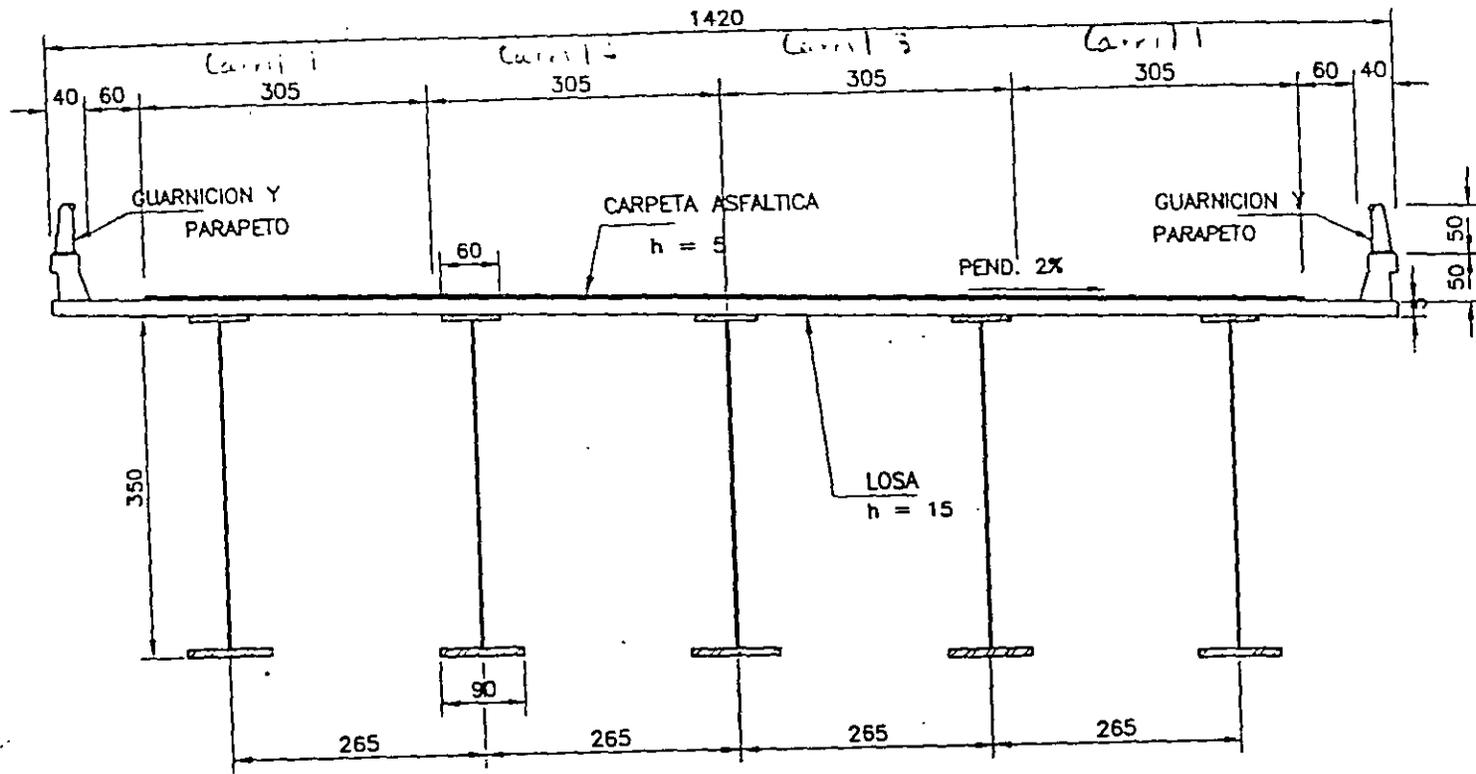
CASO III



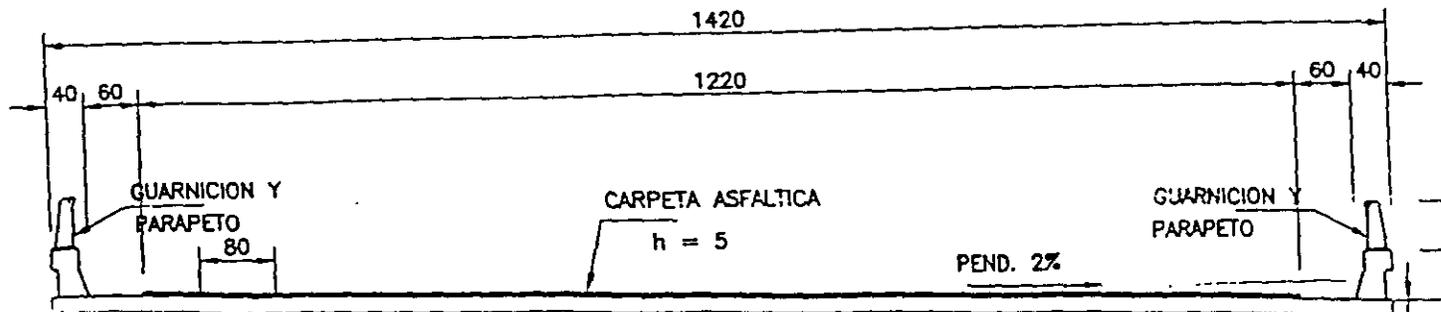
CONEXION A MOMENTO

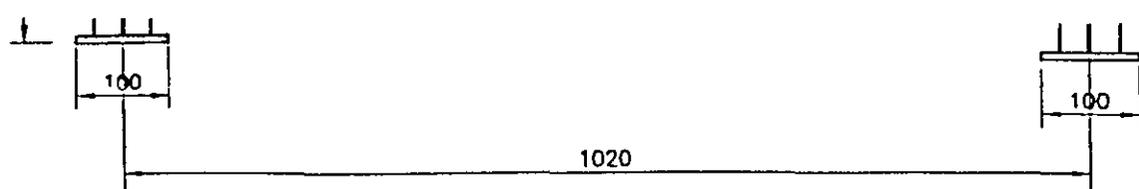


CONEXION A CORTANTE

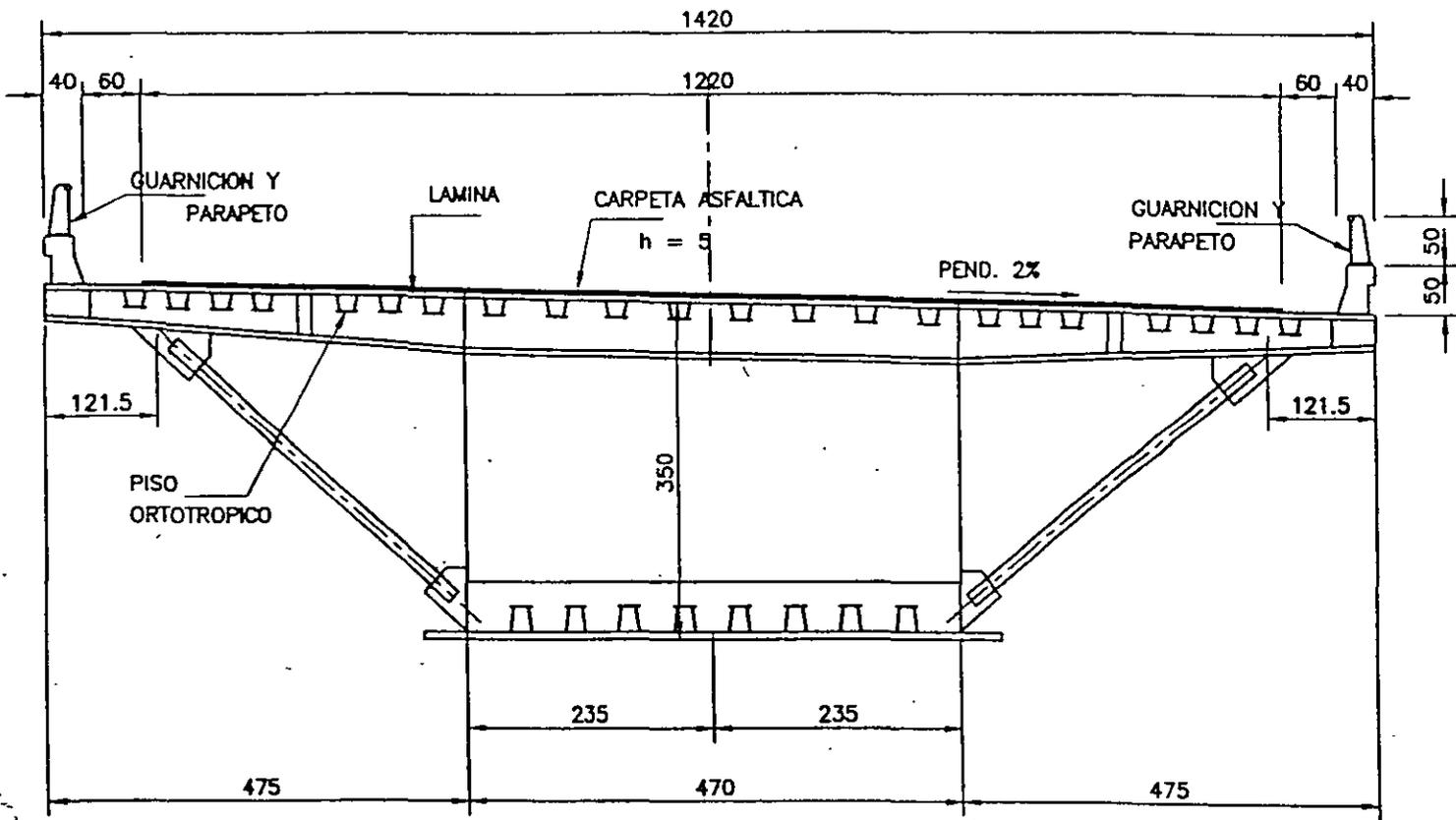


T I P O " A "
 (SECCION TRANSVERSAL TIPO)





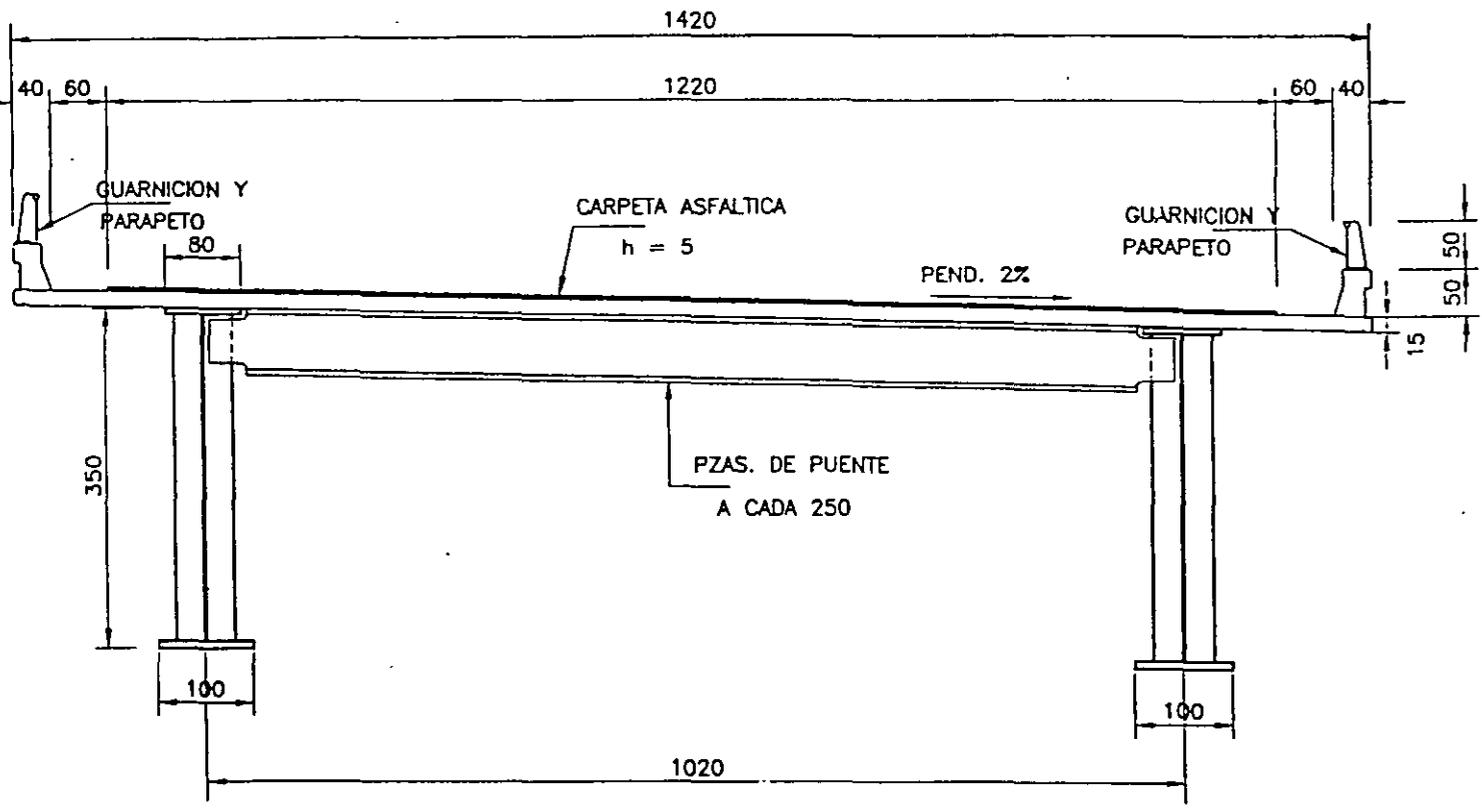
T I P O " B "
 (SECCION TRANSVERSAL TIPO)



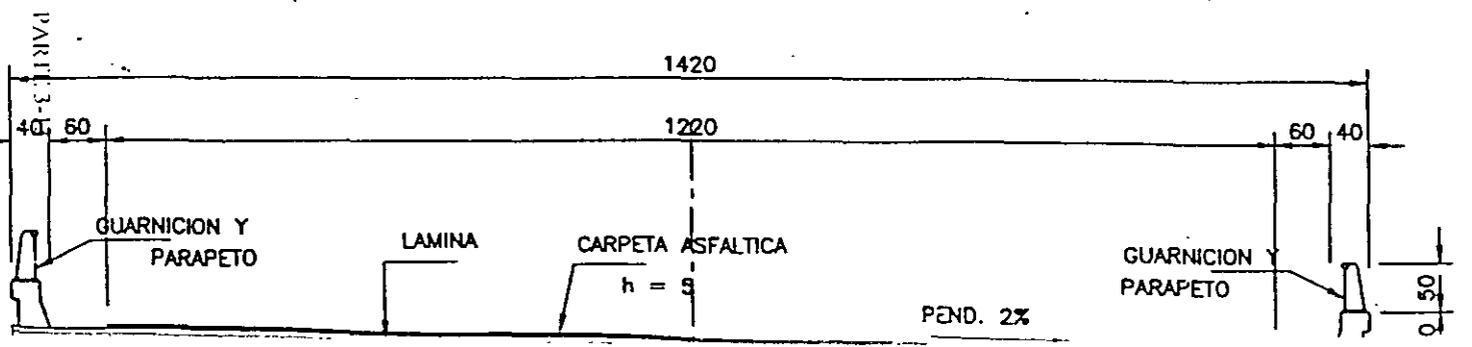
T I P O " C "
 (SECCION TRANSVERSAL TIPO)

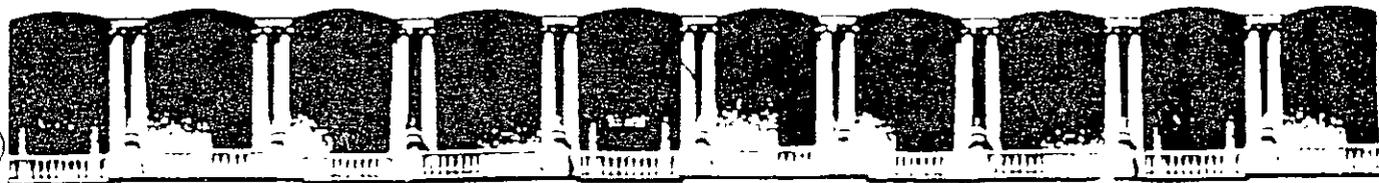
PARTE 3-12

T I P O " A "
(SECCION TRANSVERSAL TIPO)



T I P O " B "
(SECCION TRANSVERSAL TIPO)





**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

CURSOS ABIERTOS

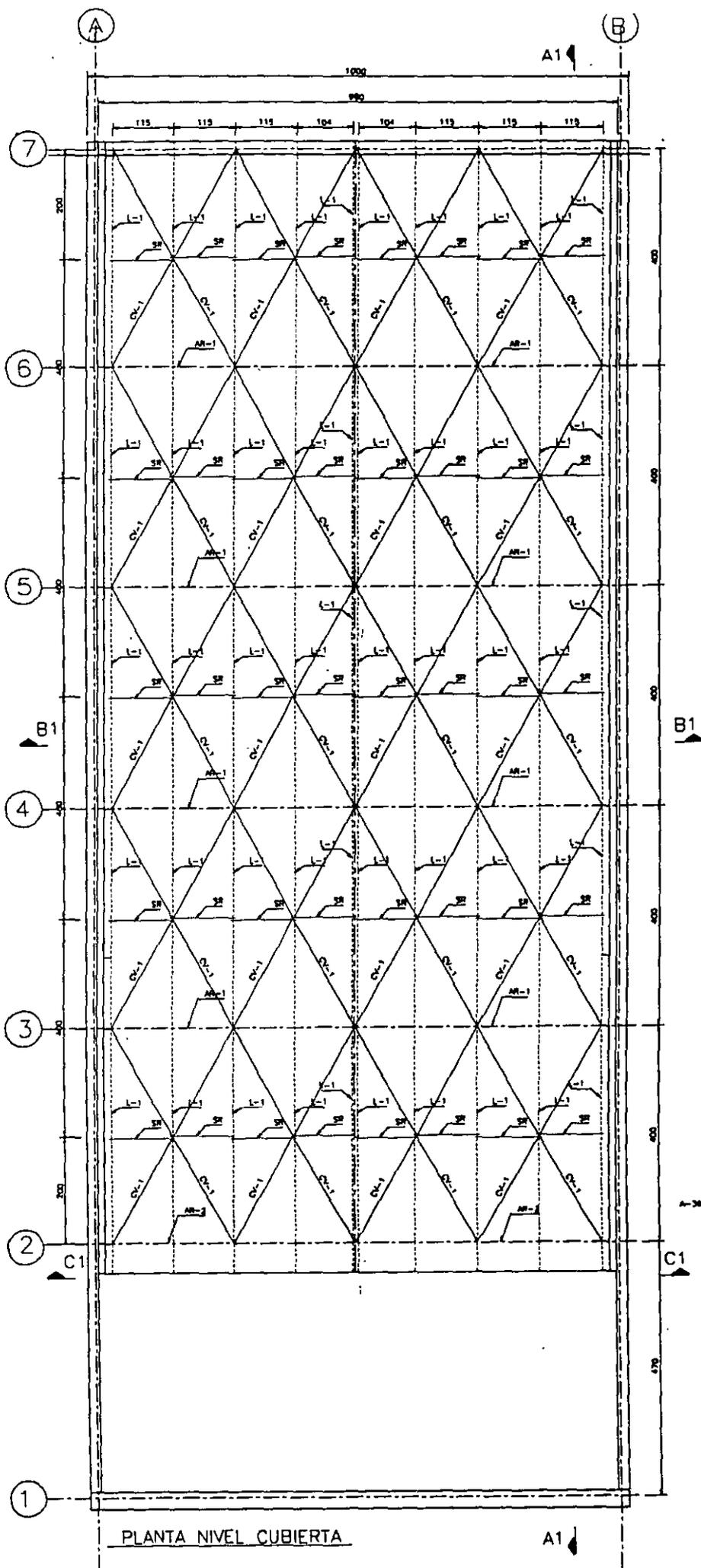
CA29 APLICACIONES DE NORMAS Y ESPECIFICACIONES DE USO EN MÉXICO PARA EL DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE ACERO

Del 23 de junio al 4 de julio del 2003

Tema

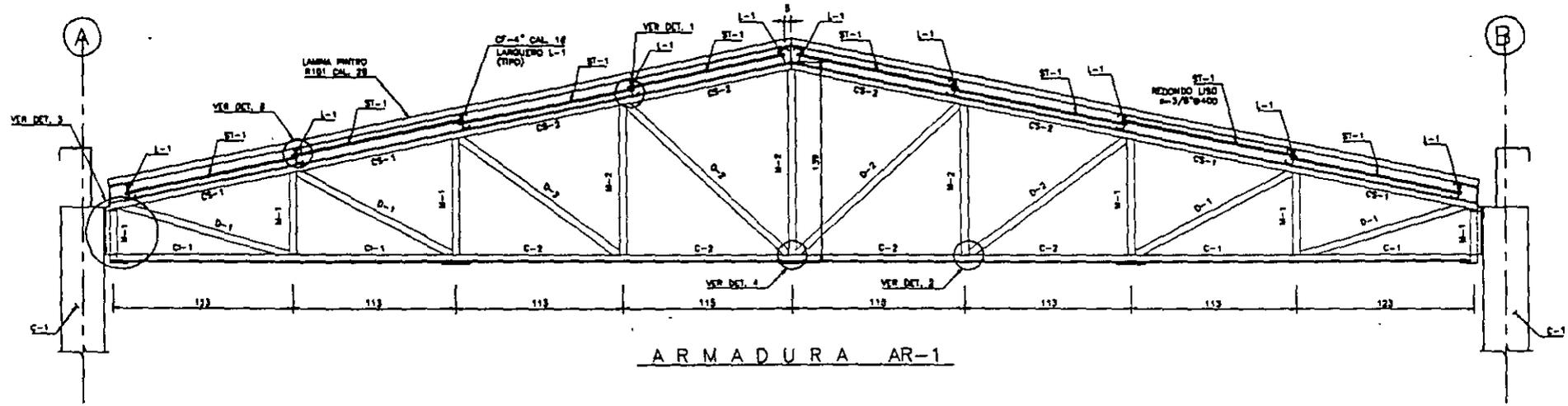
Anexo: II

**EXPOSITOR: M. EN I. ISMAEL VÁZQUEZ MARTÍNEZ
PALACIO DE MINERÍA
JUNIO DEL 2003**

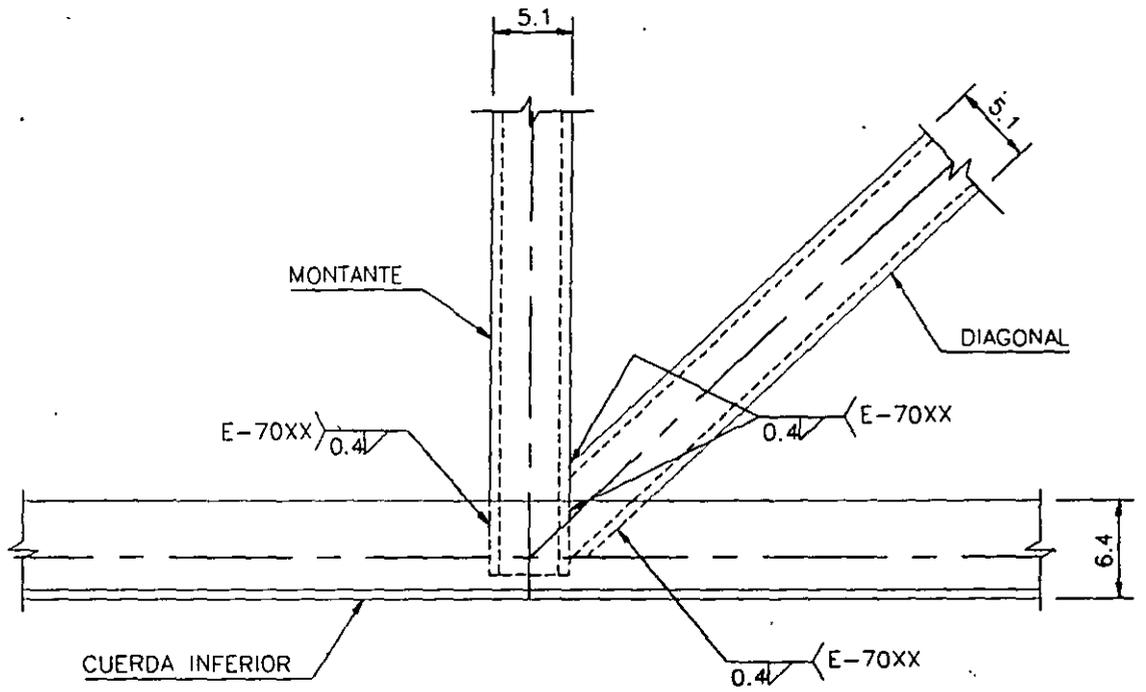


PLANTA NIVEL CUBIERTA

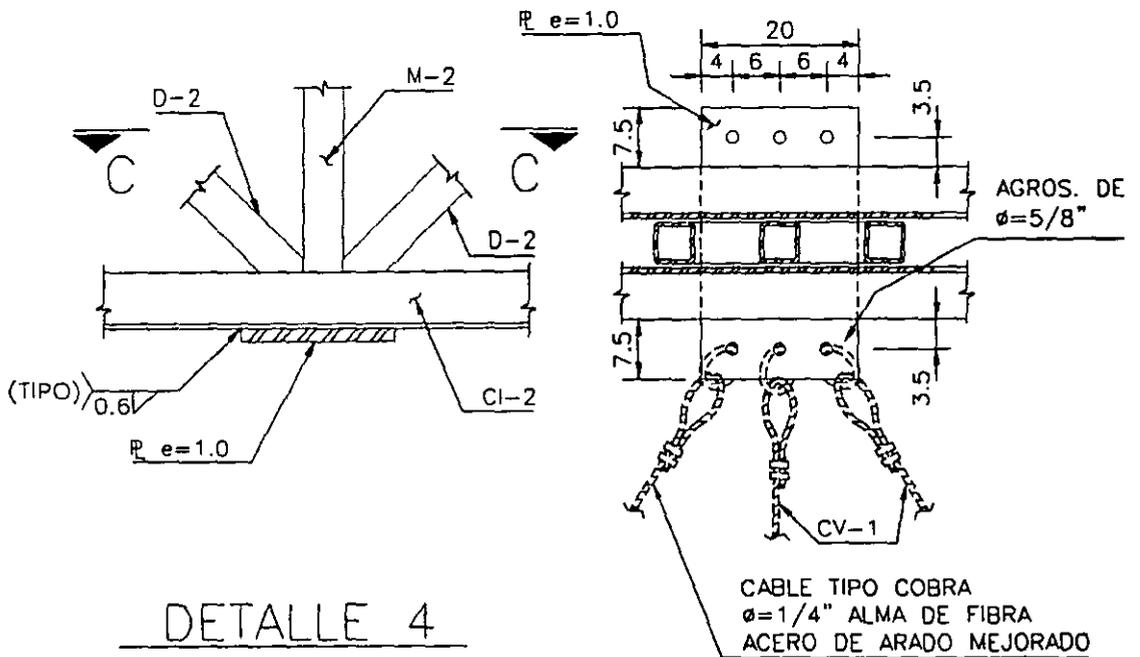
PARTE 5
ANEXO 2-1



ARMADURA AR-1

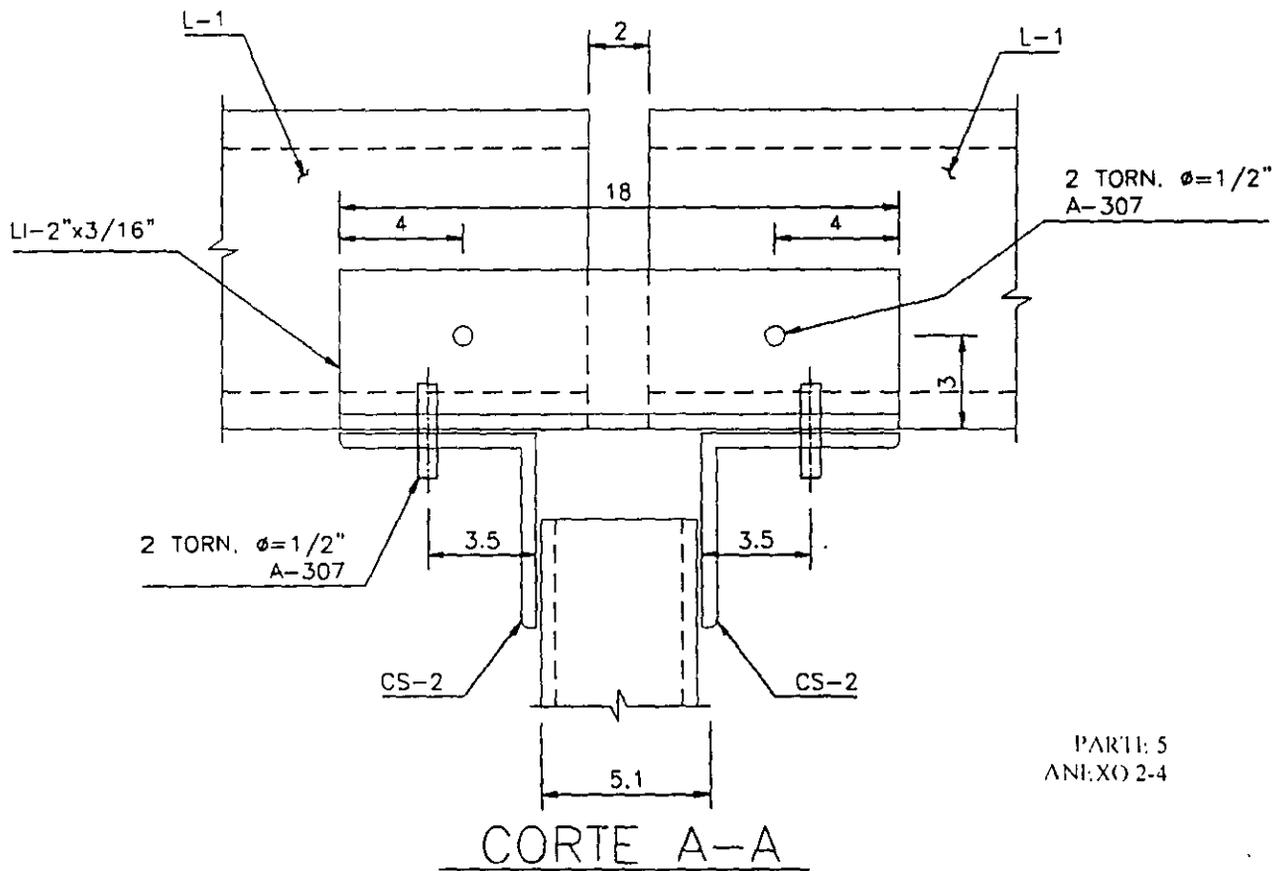
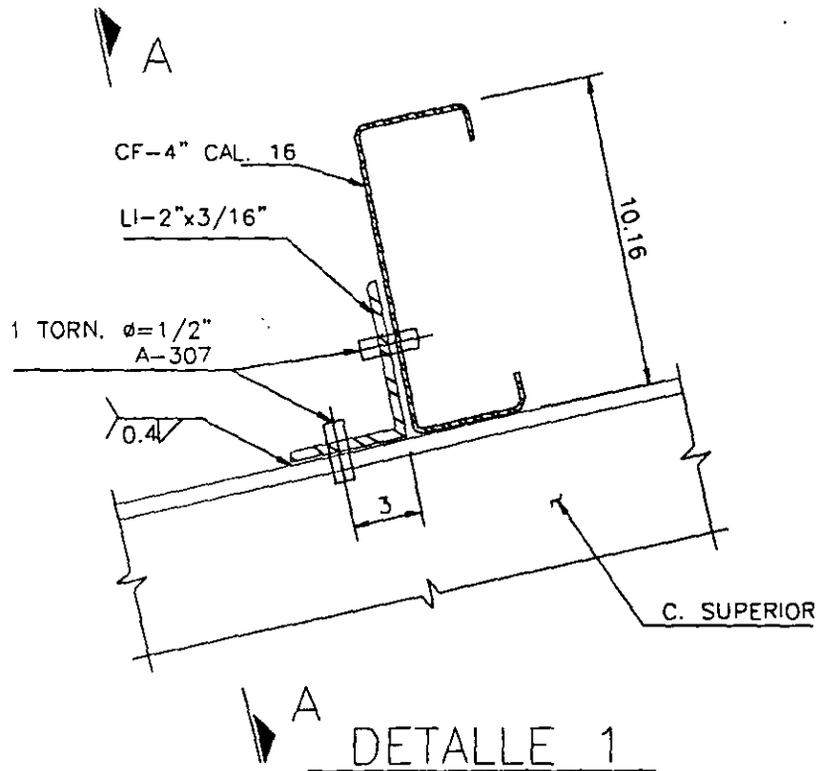


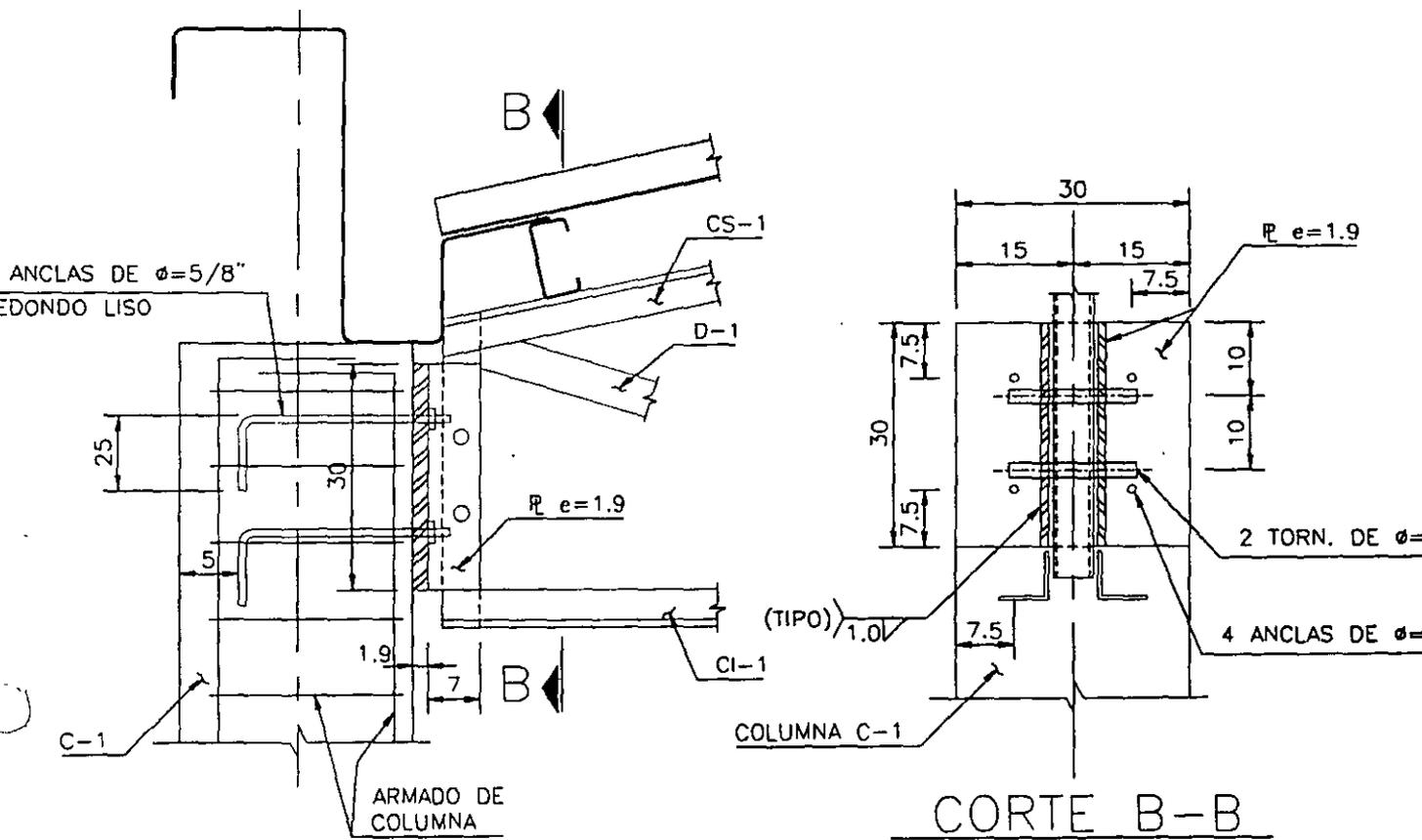
DETALLE 2
CONEXION TIPO



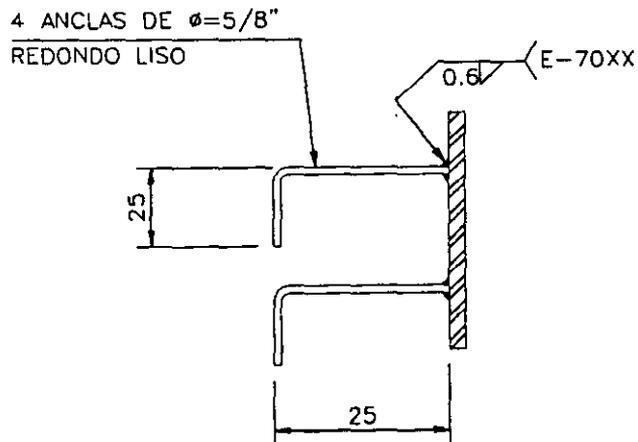
DETALLE 4

CORTE C-C





DETALLE 3



ALTERNATIVA DE UNION DE ANCLAS



FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA

CURSOS ABIERTOS

CA29 APLICACIONES DE NORMAS Y ESPECIFICACIONES DE USO EN MÉXICO PARA EL DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE ACERO

Del 23 de junio al 4 de julio del 2003

Tema

Comentarios generales e interpretación

EXPOSITOR: ING. CESAR URRUTIA SÁNCHEZ
PALACIO DE MINERÍA
JUNIO DEL 2003

COMENTARIOS GENERALES E INTERPRETACIÓN

NORMAS TÉCNICAS COMPLEMENTARIAS PARA DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE ESTRUCTURAS METALICAS

1.1 ALCANCE

SON PARA ACERO Y OTROS METALES

ESTAS DISPOSICIONES SON PARA ESTRUCTURAS URBANAS.

SON APLICABLES A EDIFICIOS PARA HABITACIÓN U OFICINAS, FABRICAS ,
BODEGAS, SALONES DE ESPECTÁCULOS, ETC.

PARA ESTRUCTURAS ESPECIALES , COMO CUBIERTAS COLGANTES, O
TANQUES ELEVADOS DEBEN COMPLEMENTARSE CON ESTUDIOS Y NORMAS
ESPECIALES.

PARA PUENTES DEBEN APLICARSE OTRAS NORMAS.

BÁSICAMENTE SON PARA ACERO, AUNQUE EN LA SECCION 9 SE TRATAN
MUY BREVEMENTE OTROS METALES.

**ACEROS MEXICANOS APLICABLES A ESTRUCTURAS DISEÑADAS DE
ACUERDO CON ESTAS NORMAS**

ACERO ESTRUCTURAL

B-254 (ASTM A-36)	ACERO ESTRUCTURAL
B-99 (ASTM A529)	ACERO ESTRUCTURAL CON $F_y = 2950$
B-282 (ASTM A242)	ACERO ESTRUCTURAL DE BAJA ALEACION Y ALTA RESISTENCIA
B-284 (ASTM A441)	ACERO ESTRUCTURAL DE ALTA RESIST. Y BAJA ALEACIÓN AL MANGANESO- VANADIO.
B-177 (ASTM A53, GR. B)	TUBOS DE ACERO CON O SIN COSTURA
B-199 (ASTM A 500)	TUBOS DE ACERO AL CARBONO PARA

USOS ESTRUCTURALES. FORMADOS EN FRÍO, CON O SIN COSTURA, DE SECC. CIRCULAR O DE OTRAS FORMAS.

A-572 GR. 50 ACERO ESTRUCTURAL DE RECIENTE
 GR.60 USO
 GR.70

LA NOMENCLATURA B-XX O B-XXX B DESIGNA NORMAS ELABORADAS POR EL COMITÉ CONSULTIVO NACIONAL DE NORMALIZACIÓN DE LA INDUSTRIA SIDERURGICA, OFICIALIZADAS POR LA DIRECCIÓN GENERAL DE NORMAS DE LA SECRETARIA DE COMERCIO Y FOMENTO INDUSTRIAL. ENTRE PARÉNTESIS SE HA INDICADO LA NORMA CORRESPONDIENTE DE LA SOCIEDAD AMERICANA DE ENSAYES Y MATERIALES (ASTM).

A CONTINUACIÓN SE INDICAN LOS VALORES DE F_y Y F_u DE LOS ACEROS LISTADOS

ACERO ESTRUCTURAL	F_y	F_u
B-254 (ASTM A-36)	2530	4080-5620
B-99 (ASTM A529)	2950	4220-5975
B-282 (ASTM A242)	2950 3235 3515	4430 4710 4920
B-284 (ASTM A441)	2810 2950 3235 3515	4220 4430 4710 4920
B-177 (ASTM A53, GR. B)	2460	4220
B-199 (ASTM A 500)	3235	4360
A572 GR. 50	3515	
GR.60	4100	
GR.70	4900	

F_y ESFUERZO DE FLUENCIA EN kg/cm²

F_u ESFUERZO DE RUPTURA A LA TENSION EN kg/cm²

REMACHES

ASTM A502 REMACHES PARA ACERO ESTRUCTURAL

TORNILLOS

ASTM A 307 SUJETADORES DE ACERO AL CARBONO CON ROSCA
ESTANDAR EXTERIOR O INTERIOR.

ASTM A325 TORNILLOS DE ALTA RESISTENCIA PARA
CONEXIONES
ENTRE ELEMENTOS DE ACERO ESTRUCTURAL. INCLU-
YENDO TUERCAS Y ROLDANAS ENDURECIDAS.

ASTM A490 TORNILLOS DE ACERO ALEADO TRATADO
TÉRMICAMENTE PARA CONEXIONES
ENTRE ELEMENTOS DE ACERO ESTRUCTURAL

METALES DE APORTACIÓN Y FUNDENTES PARA SOLDADURA

H-77 (AWS A5.1) ELECTRODOS DE ACERO AL CARBONO, RECUBIERTOS PARA
SOLDADURA POR ARCO ELECTRICO

H-86 (AWS 5.5) ELECTRODOS DE ACERO DE BAJA ALEACIÓN, RECUBIERTOS
PARA SOLDADURA POR ARCO ELECTRICO.

1.2 CRITERIOS DE DISEÑO

DIMENSIONAMIENTO SEGÚN LOS ESTADOS LIMITES DE FALLA Y DE
SERVICIO

ESTADOS LIMITE DE FALLA : LA RESISTENCIA DEBE SER MAYOR QUE LA
ACCION

ACCION : FUERZA AXIAL
MOMENTO
CORTANTE
TORSIÓN

LAS FUERZAS SE MULTIPLICARAN POR UN FACTOR DE CARGA

LAS RESISTENCIAS SE MULTIPLICARAN POR UN FACTOR DE RESISTENCIA

SI LOS EFECTOS GEOMÉTRICOS INFLUYEN EN EFECTOS DE SEGUNDO ORDEN
EN ESE CASO LOS ANÁLISIS SE REALIZARAN CON LAS CARGAS
FACTORIZADAS

LAS RESPUESTAS DE LA ESTRUCTURA SE LIMITARAN A VALORES SATISFATORIOS (FLECHAS, VIBRACIÓN)

EL ART 195 DEL REGLAMENTO PERMITE EL EMPLEO DE CRITERIOS DE DISEÑO DIFERENTES DE LOS ESPECIFICADOS EN LAS NORMAS SI SE JUSTIFICA, A SATISFACCIÓN DEL GOBIERNO DEL DISTRITO FEDERAL , QUE LOS PROCEDIMIENTOS DE DISEÑO EMPLEADOS DAN LUGAR A NIVELES DE SEGURIDAD NO MENORES QUE LOS QUE SE OBTIENEN CON LAS NORMAS TÉCNICAS.

1.3 TIPOS DE ESTRUCTURAS Y METODOS DE ANÁLISIS

TODA CONSTRUCCIÓN CONTARA CON UNA ESTRUCTURA QUE LE PERMITA RESISTIR CARGAS VERTICALES Y COMBINACIÓN DE ESTAS CON FUERZAS HORIZONTALES

PARA EFECTOS DE ESTE REGLAMENTO SE DEFINEN DOS TIPOS DE ESTRUCTURAS. EN ELLAS DEBERA PRESTARSE ESPECIAL CUIDADO DURANTE SU EJECUCIÓN Y EN LAS CONEXIONES

ESTRUCTURAS TIPO 1. MARCOS RIGIDOS O ESTRUCTURAS CONTINUAS.

SUS CONEXIONES SON RIGIDAS.

LAS ROTACIONES RELATIVAS ENTRE SUS ELEMENTOS ESTAN RESTRINGIDAS.

LOS ANÁLISIS SE BASAN EN QUE LOS ANGULOS ENTRE ELEMENTOS NO CAMBIAN AL DEFORMARSE LA ESTRUCTURA.

LAS CONEXIONES DEBEN TRASMITIR AL MENOS 1.25 VECES LA CAPACIDAD DE MOMENTO DEL ELEMENTO.

SUCEDERA LO MISMO CON LAS FUERZAS CORTANTES.(1.25 VECES)

SE DEBERA CUMPLIR CON 5.8 (CONEXIONES RIGIDAS ENTRE VIGAS Y COLUMNAS)

ESTRUCTURAS TIPO 2 : AQUELLAS CUYAS CONEXIONES PERMITEN GIROS RELATIVOS ENTRE SUS ELEMENTOS.

SON CAPACES DE TRASMITIR FUERZAS NORMALES Y CORTANTES, ASI COMO MOMENTOS PERO NO MAYORES AL 20 % DE LO QUE PUEDEN TRASMITIR SUS ELEMENTOS

LAS ESTRUCTURAS TIPO 1 SE PUEDEN ANALIZAR CON **METODOS ELÁSTICOS O PLÁSTICOS.**

LAS ESTRUCTURAS TIPO DOS SOLO DEBEN ANALIZARSE CON METODOS ELÁSTICOS.

SE PODRAN EMPLEAR **METODOS PLÁSTICOS** CUANDO :

A.- EL F_y NO ES MAYOR QUE EL 80 % DEL F_u

B.-LA CURVA ESF.-DEF DEL ACERO PRESENTA CARACTERÍSTICAS QUE PERMITEN LA REDISTRIBUCION DE MOMENTOS REQUERIDA PARA LA FORMACIÓN DEL MECANISMO DE COLAPSO. Para ello debe tener una zona de cedencia , de deformación creciente bajo esf. constante. correspondiente a un alargamiento no menor del 1 % , seguida de una zona de endurecimiento por deformación. y el alargamiento a la ruptura no debe ser menor del 20 %.

C.- LAS RELACIONES ANCHO GRUESO DE LOS ELEMENTOS PLANOS QUE COMPONEN LOS PERFILES DEBEN SER TIPO 1. SECCIONES TIPO 1.- SECCIONES PARA DISEÑO PLASTICO. PUEDEN ALCANZAR EL MOMENTO PLASTICO Y CONSERVARLO DURANTE LAS ROTACIONES NECESARIAS PARA LA REDISTRIBUCION DE MOMENTOS (ART 2.3.1)

D. LOS MIEMBROS ESTAN CONTRAVENTEADOS LATERALMENTE SEGÚN 3.3.2.1 (MIEMBROS EN LOS QUE EL PANDEO LATERAL NO ES CRITICO , POR EJEMPLO CUANDO EL SISTEMA DE PISO PROPORCIONA SOPORTE CONTINUO.)

E- SE COLOCAN ATIEZADORES DOBLES EN LOS MIEMBROS DONDE PUEDEN PRESENTARSE LAS ARTICULACIONES PLASTICAS.

F.- NINGUNO DE LOS MIEMBROS DE LA ESTRUCTURA QUE INTERVIENEN EN LA FORMACION DEL MECANISMO DE COLAPSO ESTAN SOMETIDOS A CARGAS DE FATIGA, IMPACTO, CAMBIOS BRUSCOS DE TEMPARATURA, ETC

EN ESTRUCTURAS TIPO 1 ANALIZADAS ELÁSTICAMENTE SE PERMITE REDISTRIBUIR LOS MOMENTOS OBTENIDOS DEL ANÁLISIS. SATISFACIENDO LAS CONDICIONES DE EQUILIBRO DE FUERZAS Y MOMENTOS EN VIGAS, NUDOS Y ENTREPISOS, SIEMPRE QUE NUNCA SE REDUZCAN LO MOMENTOS MAS DEL 30 % EN VIGAS TIPO 1 Y 2 , NI EN MAS DEL 15 % EN VIGAS TIPO 3 Y EN COLUMNAS TIPOS 1 ,2 Y 3.

****** MAS ADELANTE DETALLAREMOS ESTE TIPO DE VIGAS. ******

No se permite ninguna redistribucion en vigas o columnas tipo 4

LAS ESTRUCTURAS TIPO 2 PUEDEN USARSE EN ELEMENTOS SECUNDARIOS , Y SE ACEPTAN EN MARCOS PRINCIPALES SI SE UTILIZAN ,MUROS, CONTRAVENTEOS O MARCOS RIGIDOS, EN COMBINACIÓN DE ELLOS Y CON

LOSAS Y DIAFRAGMAS QUE PROPORCIONEN UNA RIGIDEZ LATERAL ADECUADA PARA RESISTIR FUERZAS HORIZONTALES.

MIENTRAS LO ANTERIOR ES VALIDO PARA EL **RCDF**, EL **AISC** RECONOCE

TIPO 1 : MARCO **RIGIDO** O ESTRUCTURA CONTINUA.

TIPO 2 : CONSTRUCCIÓN **LIBREMENTE APOYADA**. NO HAY RESTRICCIÓN A LAS ROTACIONES EN LOS EXTREMOS DE LAS VIGAS . LOS EXTREMOS DE LAS VIGAS ESTAN CONECTADOS DE MANERA QUE SOLO SE TRASMITEN CORTANTES, Y PUEDEN GIRAR LIBREMENTE.

TIPO 3 : ESTRUCTURAS **SEMI-RIGIDAS** (RESTRINGIDAS PARCIALMENTE), SE SUPONE QUE LAS CONEXIONES DE LAS VIGAS POSEEN UNA CAPACIDAD DE TRASMISIÓN DE MOMENTO CONOCIDA Y CONFIABLE, COMPRENDIDA ENTRE LA RIGIDEZ TIPO 1 Y LA FLEXIBILIDAD TIPO 2.

EL **AISC** PARA **LRFD** (FACTORES DE CARGA) LIMITA LOS TIPOS DE CONSTRUCCIÓN A DOS :

TIPO FR (FULLY RESTRAINED) O SEA **TIPO 1**.

TIPO PR (PARTIALLY RESTRAINED) O SEA **TIPO 2 Y 3**.

PARA UTILIZAR LA CONSTRUCCIÓN TIPO PR DEBE CONTARSE CON METODOS QUE PERMITAN PREDECIR CON PRECISION ADECUADA LOS MOMENTOS TRASMITIDOS POR LAS CONEXIONES.

EN VISTA DE LAS DIFICULTADES EXISTENTES PARA DEFINIR LAS CARACTERÍSTICAS DE RESISTENCIA Y CAPACIDAD DE ROTACIÓN DE LAS CONEXIONES SEMIRIGIDAS, Y DE QUE NO SE CUENTA CON INFORMACION QUE PERMITA ASEGURAR QUE LAS DEFORMACIONES INELÁSTICAS LOCALIZADAS QUE SE PRESENTARÍAN DURANTE TEMBLORES DE TIERRA, SI SE UTILIZACEN PARA RESISTIR SUS EFECTOS , POR LO ANTERIOR EN LAS NORMAS TÉCNICAS SE LIMITA A DOS LOS TIPOS DE CONSTRUCCIÓN .. LAS TIPO 1, QUE SE ANALIZAN COMO SI LOS ANGULOS QUE CONCURREN EN CADA NUDO NO SE ALTERAN . Y LAS TIPO, QUE SE ANALIZAN Y DISEÑAN COMO SI LAS VIGAS ESTUVIERAN ARTICULADAS EN LAS COLUMNAS.

LAS ESTRUCTURAS TIPO 1 PUEDEN UTILIZARSE SIN NINGUNA RESTRICCIÓN , EN CAMBIO LAS TIPO 2 SE LIMITAN A ELEMENTOS QUE SOPORTES CARGAS VERTICALES. YA SEA PORQUE SE TRATE DE VIGAS SECUNDARIAS O PORQUE LAS FUERZAS HORIZONTALES SON RESISTIDAS POR OTROS SISTEMAS ESTRUCTURALES.

2.- PROPIEDADES GEOMÉTRICAS

2.1 AREAS DE SECCIONES TRANSVERSALES

2.1.1 GENERALIDADES.

EL AREA TOTAL ES EL AREA COMPLETA DE SU SECCION TRANSVERSAL

EL AREA NETA ES LA QUE SE OBTIENE MENOS DEDUCCIONES ESPECIFICADAS.

EL AREA TOTAL ES EL ANCHO POR EL ESPESOR DEL ELEMENTO.

2.1.2 AREA NETA

SE OBTIENE SUMANDO LOS PRODUCTOS DE SU GRUESO (ESPESOR) POR SUS ANCHOS.

- A) PARA EL CALCULO DEL AREA NETA POR TENSION SE TOMARA EL ANCHO DEL AGRO. 1.5 MM MAYOR QUE EL ANCHO NOMINAL.. Para el area neta en cortante se toman los anchos nominales.
- B) CUANDO HAY VARIOS AGUJEROS EN UNA NORMAL AL EJE DE LA PIEZA EL ANCHO NETO SE OBTIENE RESTANDO LOS ANCHOS DE LOS AGROS.
- C) CUANDO LOS AGROS ESTAN DISPUESTOS EN UNA LINEA DIAG. O EN ZIG-ZAG SE DEBEN ESTUDIAR LAS TRAYECTORIAS POSIBLES DE FALLA PARA DETERMINAR LA QUE DE EL ANCHO NETO MENOR.. EL ANCHO NETO DE CADA TRAYECTORIA SE OBTIENE RESTANDO DEL ANCHO TOTAL LA SUMA DE LOS ANCHOS DE TODOS LOS AGROS Y SUMANDO LA CANTIDAD $S^2/4G$, EN DONDE S ES EL PASO Y G EL GRAMIL TRANSVERSAL.

EL ANCHO TOTAL DE ANGULOS SE TOMA IGUAL AL ANCHO TOTAL DE LAS ALAS MENOS EL GRUESO.

AL DETERMINAR EL AREA NETA A TRAVES DE SOLDADURA DE TAPON O DE RANURA NO DEBE TOMARSE EN CUENTA EL METAL DE APORTACION.

2.1.3 AREA NETA EFECTIVA

CUANDO LA CARGA SE TRASMITE DIRECTAMENTE A CADA UNA DE LAS PARTES QUE COMPONEN LA SECCION TRANSVERSAL DEL MIEMBRO POR

MEDIO DE REMACHES O DE TORNILLOS EL **ÁREA EFECTIVA A_e** ES IGUAL AL **AREA NETA A_n** .

CUANDO LA CARGA SE TRASMITE POR MEDIO DE TORNILLOS O REMACHES COLOCADOS EN ALGUNAS DE LAS PARTES QUE COMPONEN LA SECCION PERO NO EN TODAS EL AREA NETA EFECTIVA ES IGUAL A

$$A_e = U A_n$$

A_n ES EL AREA NETA Y U ES UN COEFICIENTE DE REDUCCIÓN DE AREA.

CUANDO LA CARGA SE TRASMITE POR MEDIO DE SOLDADURAS COLOCADAS EN ALGUNAS PARTES QUE COMPONEN LA SECCION , PERO NO EN TODAS EL AREA NETA EFECTIVA ES IGUAL A

$$A_e = U A_t$$

A_t ES EL AREA TOTAL Y U ES UN COEF DE REDUCCIÓN DE AREA.

LOS VALORES DE U SE INDICAN A CONTINUACIÓN

- A) SECCIONES LAMINADAS O SOLDADAS I O H CON PATINES DE ANCHO NO MENOR QUE 2/3 DEL PERALTE Y TES ESTRUCTURALES OBTENIDAS DE ELLAS, O FORMADAS POR DOS PLACAS SOLDADAS. CONECTADAS POR LOS PATINES CUANDO LA CONEXIÓN ES ATORNILLADA O REMACHADA , DEBE HABER TRES O MAS CONECTORES POR LINEA EN LA DIRECCIÓN DE LOS ESFUERZOS. $U = 0.90$.
- B) SECCIONES LAMINADAS O SOLDADAS I O H QUE NO CUMPLEN CON LO ANTERIOR, TES ESTRUCTURALES OBTENIDAS DE ELLAS , FORMADAS POR PLACAS SOLDADAS ENTRE SI. Y TODAS LAS SECCIONES RESTANTES , INCLUIDAS LAS FORMADAS POR VARIAS PLACAS. CUANDO LA CONEXION ES ATORNILLADA O REMACHADA Y ESTA TIENE TRES O MAS CONECTORES PÒR LINEA EN LA DIRECCIÓN DE LOS ESFUERZOS. $U = 0.85$.
- C) TODOS LO MIEMBROS CON CONEXIONES REMACHADAS O ATORNILLADAS QUE TENGAN SOLO DOS CONECTORES POR LINEA EN LA DIRECCIÓN DE LOS ESFUERZOS. $U = 0.75$.
- D) ELEMENTOS PLANOS CONECTADOS A LO LARGO DE SUS BORDES LONGITUDINALES POR MEDIO DE SOLDADURAS DE FILETE O DE PENETRACIÓN, CUANDO LA SEPARACIÓN ENTRE LAS SOLDADURAS EXCEDA DE 20 CM. $U = 0.70$.

CUANDO LA CARGA SE TRASMITE A TRAVES DE SOLDADURAS TRANSVERSALES COLOCADAS EN ALGUNAS DE LAS PARTES QUE

COMPONEN LA SECCION, PERO NO EN TODAS . EL AREA NETA EFECTIVA DE SECCIONES Y. H O TE ES IGUAL AL AREA DE LOS ELEMENTOS CONECTADOS DIRECTAMENTE.

2.1.4 PLACAS DE UNION

EN EL DISEÑO DE PLACAS QUE FORMAN PARTE DE JUNTAS REMACHADAS O ATORNILLADAS SOMETIDAS A TENSION. TALES COMO PLACAS LATERALES EN JUNTAS A TOPE Y PLACAS DE NUDO EN ARMADURAS. SE UTILIZARA EL AREA NETA CALCULADA EN 2.1.2 , PERO ESA AREA NETA NO SE TOMARA MAYOR QUE EL 85 % DEL AREA TOTAL.

2.2 ESTABILIDAD Y RELACIONES DE ESBELTEZ

REQUISITOS DE CARÁCTER GENERAL PARA ASEGURAR LA ESTABILIDAD DE LA ESTRUCTURA EN CONJUNTO Y LA DE CADA UNO DE SUS ELEMENTOS.

EN UN DISEÑO ADECUADO DEBE TOMARSE EN CUENTA LA POSIBLE FALLA POR INESTABILIDAD DE CADA ELEMENTO , O EL COLAPSO DEL CONJUNTO.

LOS ESTADOS LIMITE POR INESTABILIDAD SON LOS MAS IMPORTANTES PARA ESTRUCTURAS DE ACERO.

LA MAYOR PARTE DE LOS ARTICULOS DE LAS NORMAS SE REFIEREN A LA ESTABILIDAD , CONSIDERADOS EN FORMA INDIVIDUAL COMO RELACIONES DE ESBELTEZ , O COMO FENÓMENOS DE PANDEO LOCAL DE LOS ELEMENTOS PLANOS QUE COMPONEN A LOS PERFILES.

FORMA DE FALLA DE UN MARCO RIGIDO.- PUEDE SER PARCIAL O DE CONJUNTO.

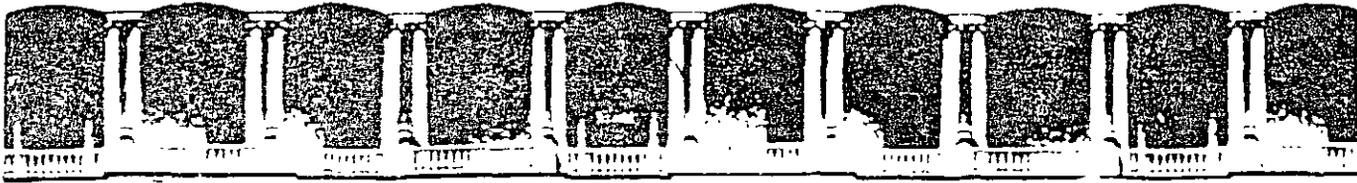
LAS FALLAS PARCIALES SE PRESENTAN CUANDO SE AGOTA LA RESISTENCIA DE ALGUNO O ALGUNOS DE LOS ELEMENTOS QUE FORMAN AL MARCO, SEA POR INESTABILIDAD , FORMACIÓN DE UN MECANISMO POR ARTICULACIONES PLASTICAS. POR FRACTURAS O DEFORMACIONES LOCALES EXCESIVAS. O POR CORTANTE.

UNA FALLA PARCIAL , SOBRE TODO SI ES DE COLUMNA PUEDE TENER CONSECUENCIAS GRAVES , SIN EMBARGO NO SUELE CAUSAR EL COLAPSO DE LA ESTRUCTURA. PUES ENJ LOS MARCOS RIGIDOS DE ALTO GRADO DE HIPERESTATICIDAD HAY VARIAS TRAYECTORIAS POSIBLES DE TRASMISIÓN DE LAS CARGAS, DE MANERA QUE SI UN MIEMBRO DEJA DE TRABAJAR SE PRODUCE UN REACOMODO QUE LLEVA LAS CARGAS QUE LE CORRESPONDIAN A LOS ELEMENTOS CERCANOS..

EL DISEÑO DE MARCOS RIGIDOS SIGUIENDO MÉTODOS CONVENCIONALES SE BASA EN EVITAR FALLAS PARCIALES , BAJO LA SUPOSICIÓN,QUE NO SE CUMPLE SIEMPRE, DE QUE SE TIENE UNA ESTRUCTURA CON UNA SEGURIDAD ADECUADA , SI CADA UNO DE LOS ELEMENTOS QUE LA COMPONEN FUE DISEÑADO CON ESA MISMA SEGURIDAD ADECUADA . DESPUÉS DE HACER EL ANÁLISIS DEL SISTEMA COMPLETO , SE DIVIDE EN SUBSISTEMAS, CON LOS QUE SE OBTIENEN ELEMENTOS MEC. EN LOS MIEMBROS , Y ESTOS SE DIMENSIONAN UNO POR UNO , PRESTANDO POCA ATENCIÓN AL TRABAJO DE CONJUNTO.

LAS FALLAS DE CONJUNTO PUEDEN SER POR PANDEO O POR INESTABILIDAD.

2.2.1 RELACIONES DE ESBELTEZ



FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA

CURSOS ABIERTOS

CA29 APLICACIONES DE NORMAS Y ESPECIFICACIONES DE USO EN MÉXICO PARA EL DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE ACERO

Del 23 de junio al 4 de julio del 2003

Tema

Construcción de Edificios Altos de Acero

EXPOSITOR: ING. CESAR URRUTIA SÁNCHEZ
PALACIO DE MINERÍA
JUNIO DEL 2003



Construcción de Edificios Altos de Acero

Ing. César Urrutia Sánchez

Construyendo Edificios Altos

Aspectos relevantes

• Ing. Cesar Urrutia Sánchez

CONSTRUYENDO EDIFICIOS ALTOS

- ¿QUÉ ES UN EDIFICIO ALTO?
- ¿QUE MATERIAL ELEGIR?
¿PORQUE ACERO O CONCRETO?
- MATERIALES ESPECIALES
- FACTORES ESPECIALES A CONSIDERAR EN LA ESTRUCTURACION
- ESTRUCTURACION OPTIMA

CONSTRUYENDO EDIFICIOS ALTOS

Factores especiales a considerar en el análisis

- Cargas vivas o especiales
- Sismo
- Viento
- Tipo de suelo

Proyecto estructural definitivo

Proceso constructivo y especificaciones

Planos de taller

Construyendo Edificios Altos

Aspectos relevantes

CONSTRUYENDO EDIFICIOS ALTOS

- IMPORTANCIA DE LOS PLANOS DE TALLER Y CONSTRUCTIVOS
- ASPECTOS RELEVANTES EN LA CONSTRUCCION Y SUPERVISION
 - LOS MATERIALES
 - MONTAJE
 - SOLDADURA
 - TORILLOS
 - REMACHES
 - CONTROL DE CALIDAD
 - SISTEMAS DE PISOS
 - PROTECCION DE LA ESTRUCTURA

GENERALIDADES ¿QUE ES UN EDIFICIO ALTO?

- Depende de
 - La nación de la región y de las condiciones en las que se construya

Un edificio es aquel que sobresale por encima de cualquiera de las demás construcciones vecinas hechas hasta ese momento

- Surgen:
 - Desarrollo de los materiales
 - Necesidad de ocupar mayor espacio disponible en menos área
 - Norteamérica
 - 50 niveles, tratándose rascacielos de hasta 110 niveles.
 - Latinoamérica
 - Un edificio es alto a partir de los 25 pisos

¿QUE MATERIAL ELEGIR? ¿PORQUE ACERO O CONCRETO?

- Dependerá de:
 - Proyecto arquitectónico
 - Tipo de suelo
 - Regionalización sísmica

Estructuras de concreto
Superconcretos
Concretos de muy alta resistencia (500 600 o 700 kg/cm²)

Con ambos materiales
Edificios altos
Básicamente el mismo comportamiento ante sismo

Construyendo Edificios Altos

Aspectos relevantes

Características Acero:

- Rapidez de construcción
- ligereza
- ductividad

Desventajas.

- Importación del material
- Mano de obra calificada
- Planos de taller detallados
- Protección contra el fuego

MATERIALES ESPECIALES

- En edificios de acero es común emplear los siguientes aceros
 - Acero A-992
 - ACERO A-36
 - ACERO A 572
 - GRADO 50
 - GRADO 60
 - GRADO 70 ETC
- Para las conexiones se emplean tornillos de alta resistencia A-325 O A-490
- Para las soldaduras se emplean electrodos E-60 E-70 E-80 etc
- Es común el empleo de aluminio estructural en fachadas y cristal templado
- Para los sistemas de piso es común el uso de lamina tipo deck sobre las que se cuela un firme de concreto estructural
- Cuando la mayor parte de la estructura es de acero normalmente algunos de los detalles como son escaleras, cubos, firmes, etc, se resuelven con concreto estructural normal

Construcción con concreto

Ventajas

- Mano de obra no calificada
- Provedores nacionales
- No requiere protección contra fuego
- Otras

Desventajas.

- Mayor peso
- Esperar a los tiempos de fraguado
- Cimentaciones mas costosas

Construyendo Edificios Altos

Aspectos relevantes

Hueco en sistema de piso estructurado con lámina tipo losacero



- Factores especiales a considerar en la estructuración

- ESTRUCTURACIÓN OPTIMA

¿ - ?

Construyendo Edificios Altos

Aspectos relevantes

Existe ?

- Implica un diseño por evaluación del comportamiento, diseño por desempeño.
(se emplea actualmente en EUA, en México aun NO)
- Implica la economía para el servicio que se espera de la estructura, (vide vide)
Siempre y cuando está bien diseñada
- Implica el costo y grado del mantenimiento que tendrá el edificio,

Factores especiales a considerar en el analisis

- Cargas vivas o especiales
- Cargas vivas:
 - Convenionales segun el RCDF (habitacional u oficinas)
 - cargas vivas excepcionales,
 - sitios de reunion
 - pasillos
 - salidas
 - escaleras o areas de emergencia
- RCDF
- Reducción en la intensidad de las cargas vivas

Factores especiales a considerar en el analisis

SISMO

VIENTO

TIPO DE SUELO

Construyendo Edificios Altos

Aspectos relevantes

Sismo

- Tipo de zona sísmica podremos estructuras más audaces o complicadas
- Analizar y diseñar
- RCDF y sus normas técnicas complementarias
- Reglamentos alternativos o extranjeros como el UBC.

Viento

- Normas Técnicas y en los Manuales de la CFE
- Casos especiales

(La torre de Paine, pueden complementarse con reglamentos como el de la Cd. De Chicago)

Tipo de suelo

- Determina
 - EL TIPO DE CIMENTACION
 - Tipo de comportamiento ante sismo
- Influye
 - Tipo de estructural
 - Ligera o ductil

Construyendo Edificios Altos

Aspectos relevantes

PROYECTO ESTRUCTURAL DEFINITIVO

- Planos
- Especificaciones
- Manuales
- Deberán contemplarse las áreas de
 - Arquitectura
 - Instalaciones
 - Comunes y de infraestructura

Se modifica con

- Correcciones, revisiones, boletines, notas de bitácora y especificaciones emergentes

- No existirá un proyecto definitivo final sino hasta que se culmine la obra
- Director responsable de obra, corresponsable en seguridad estructural contratistas será fundamental. Más en este caso.

PROCESO CONSTRUCTIVO Y ESPECIFICACIONES

- Intervienen Proceso CONSTRUCTIVO APROBADO

DRO.

- EL CSE
- EL CONSTRUCTOR
- El supervisor

- EL PROYECTISTA dará a conocer CONDICIONES ESPECIALES QUE DEBA CUMPLIR la obra en construcción

- CONDICIONES TALES COMO COLOCAR MAS DE CIERTA CARGA PERMITIDA MIENTRAS NO SE HAYAN COLOCADO CONTRAVENTEOS O MUROS DE RIGIDEZ

Construyendo Edificios Altos

Aspectos relevantes

- Estas condiciones deber ser dadas por el proyectista y en su caso avaladas o consideradas por el DRO y el CSE
- No permitir que la estructura continúe su avance en forma no simétrica ya sea en planta o en elevación
- Permitir o no el colado de losas que actuarán como diafragmas rígidos antes de que el edificio alcance cierta altura, etc

PROCESO CONSTRUCTIVO Y ESPECIFICACIONES

- Para estructuras muy especiales las consideraciones deberán ser dadas por escrito
- El proceso constructivo puede definirse en planos o en especificaciones
- En algunos casos será la contratista la responsable de definir su proceso constructivo y lo pondrá a consideración del proyectista, el DRO y el CSE
- En algunas ocasiones la contratista indicará sus limitaciones en cuanto al equipo, la longitud y tamaño de los elementos por montar, el número y vace de conexiones que puede realizar en un mismo tiempo, etc. factores que deberán tomarse en cuenta para definir el proceso constructivo

PROCESO CONSTRUCTIVO Y ESPECIFICACIONES

- Las especificaciones serán el documento oficial y contractual que obligarán a la contratista y a las partes a cumplir en cuanto a la calidad de los elementos, materiales y procedimientos que le proyectista juzgue de manera especial, lo anterior será válido en los siguientes casos
- Especificaciones para elementos de concreto
- Especificaciones para elementos de acero
- Especificaciones para albañilería
- Especificaciones para instalación eléctrica, etc

Construyendo Edificios Altos

Aspectos relevantes

- Podrá existir una especificación especial para cada área
- Se darán a conocer junto con los planos del proyecto para que no existan dudas o interpretaciones ambiguas sorpresas o cosas que deban quedar a criterio de los participantes
- Siempre habrá cosas que finalmente no están establecidas o especificadas y que tendrán que decidir de manejar conjunta proyectistas contratistas supervisores DRO y CSE

PLANOS DE TALLER

- Los planos de taller son el documento que elabora el contratista de estructuras de concreto o de estructuras metálicas
- Los planos de taller se elaboran a partir de los planos ejecutivos
- Los planos de taller detallan pieza por pieza y placa por placa cada elemento de la estructura incluyendo agujeros tornillos y soldaduras
- Los planos de taller serán un documento auxiliar de cobro y cuantificación para el supervisor

IMPORTANCIA DE LOS PLANOS DE TALLER Y CONSTRUCTIVOS

- Dan la pauta de un proyecto estructural bien entendido, bien detallado y correctamente ejecutado
- Implica la interacción del contratista con el proyectista y el supervisor, lo que redundará en el alineamiento de detalles y el mejoramiento del proyecto
- El punto más importante de la estructura metálica es el detallado de las piezas y los criterios de conexión
- Indican los criterios de montaje y de ensamble
- El primer plano de cualquier grupo de planos de taller es el plano llave o de montaje donde se muestran las marcas de las piezas y el criterio que se empleará para su armado

Construyendo Edificios Altos

Aspectos relevantes

ASPECTOS RELEVANTES EN LA CONSTRUCCION Y SUPERVISION

• Los materiales

- Montaje
- Soldadura
- Tornillos
- Remaches
- Control de calidad
- Sistemas de piso
- Protección de la estructura



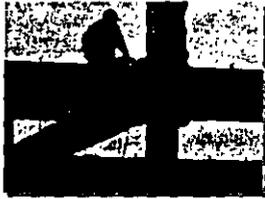
Montaje



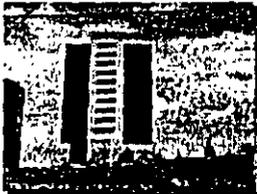
Soldadura

Construyendo Edificios Altos

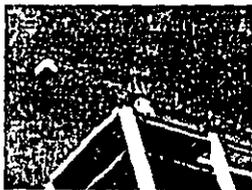
Aspectos relevantes



Tornillos
Remaches



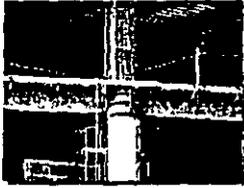
Control de calidad



Sistemas de piso

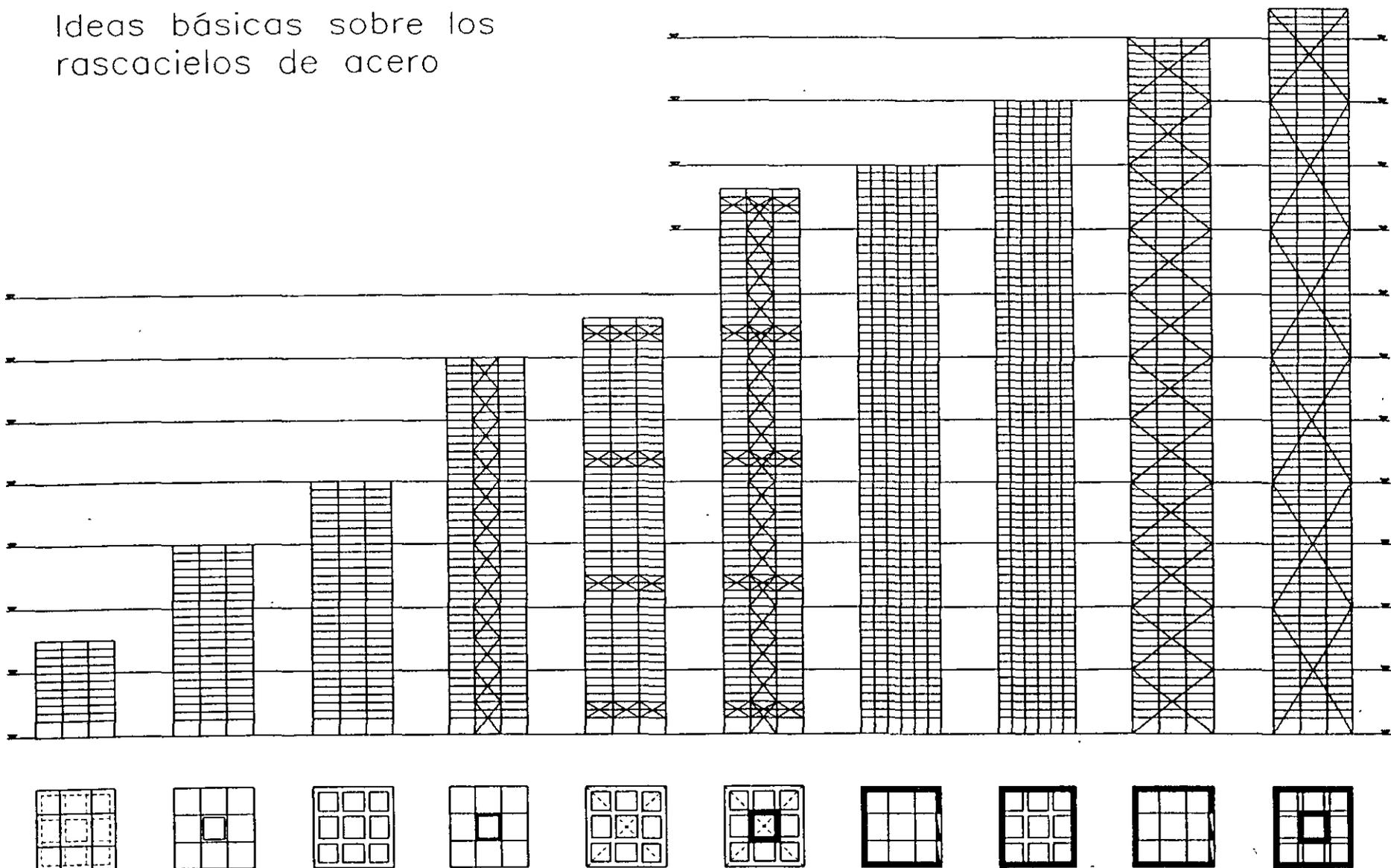
Construyendo Edificios Altos

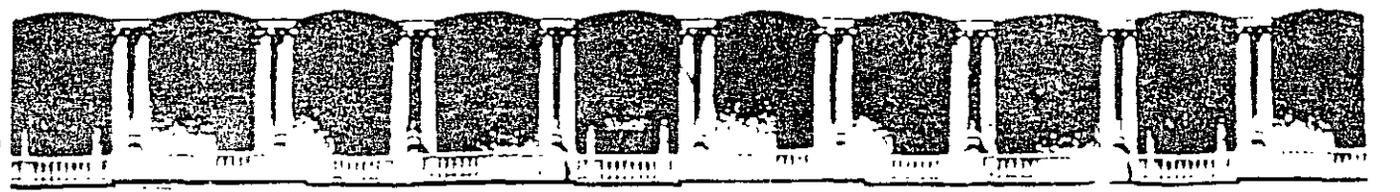
Aspectos relevantes



Protección de la estructura

Ideas básicas sobre los rascacielos de acero





FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA

CURSOS ABIERTOS

CA29 APLICACIONES DE NORMAS Y ESPECIFICACIONES DE USO EN MÉXICO PARA EL DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE ACERO

Del 23 de junio al 4 de julio del 2003

Tema

Construcción de Edificios Altos de
Concreto

EXPOSITOR: ING. CESAR URRUTIA SÁNCHEZ
PALACIO DE MINERÍA
JUNIO DEL 2003

Construyendo Edificios Altos

Aspectos relevantes

1o TORRE PEMEX



- 214 M
- 52 PISOS
- 1984
- ESTRUCTURA METALICA
- ZONA SISMICA
- UBICACION MARINA NACIONAL

1o TORRE PEMEX



- 214 M
- 52 PISOS
- 1984
- DISEÑADOR 'COLINAS DE BUEN'
- CONTRAVENTEOS METALICOS PARA SISMO

1o TORRE PEMEX



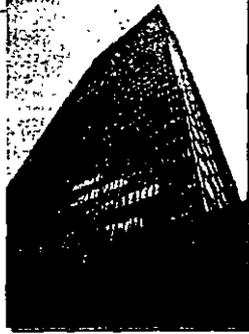
- 214 M
- 52 PISOS
- 1984
- TRABES Y COLUMNAS FORMADAS POR PLACAS DE SECCION "I" DE ACERO

Construyendo Edificios Altos

Aspectos relevantes

1o TORRE PEMEX

- 214 M
- 52 PISOS
- 1984
- Iba a tener vanos pisos mas pero por razones financieras se termino su construccion en 52 niveles



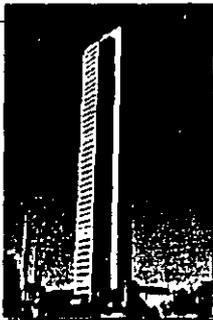
1o TORRE PEMEX

- 214 M
- 52 PISOS
- 1984
- DURANTE MUCHO TIEMPO FUE EL EDIFICIO MAS ALTO DE LATINOAMERICA
- TIENE UN HELIPUERTO EN LA AZOTEA



2o TORRE ALTUS

- 195 M
- 40 PISOS
- 1998
- ESTRUCTURA DE CONCRETO
- EDIFICIO MUY ESBELTO
- UBICADO EN ZONA SISMICA PERO DE POCA INTENSIDAD
- SE EMPLEARON CONCRETOS DE ALTA RESISTENCIA



Construyendo Edificios Altos

Aspectos relevantes

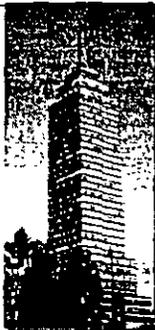
2o TORRE ALTUS

- 195 M
- 40 PISOS
- 1998
- UBICADO EN SUELO DE ALTA RESISTENCIA



3o TORRE LATINOAMERICANA

- 182 M
- 44 PISOS
- 1955
- PRODIGIO DE LA INGENIERIA MEXICANA
- UBICADO EN TERRENO MUY BLANDO CIMENTADO SOBRE PILOTES
- LOCALIZADO EN ZONA DE ALTO RIESGO SISMICO



3o TORRE LATINOAMERICANA

- 182 M
- 44 PISOS
- 1956
- DURANTE MUCHOS AÑOS FUE EL EDIFICIO MAS ALTO DE AMERICA LATINA
- SE CONSTRUYO PARA SEGUROS LA LATINOAMERICANA

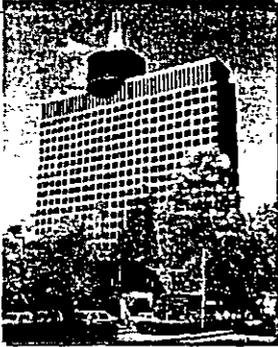


Construyendo Edificios Altos

Aspectos relevantes

4o WORLD TRADE CENTER

- 172 m
- 50 pisos
- 1952
- Tardaron muchos años en terminar de construirlo y en realidad no han terminado
- Originalmente iba a ser el hotel de México
- Por muchos problemas financieros se suspendió por varias ocasiones su construcción



5o LOS ARCOS Bosques I

- 161 M
- 33 PISOS
- 1997
- EDIFICIO DE CONCRETO
- SE UTILIZARON SUPERCONCRETOS
- TENDRÁ EN 2004 UNA TORRE GEMELA DE ACUERDO A LO PROYECTADO



6o TORRE LAS LOMAS

- 138 m
- 36 pisos
- 1988
- Estructura de concreto
- Zona de baja sismicidad
- Terreno firme suelo Tipo I según RCDF



Construyendo Edificios Altos

Aspectos relevantes

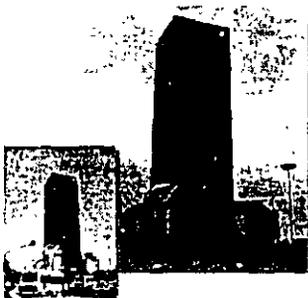
7o HOTEL NIKKO

- Estructura de concreto
- Construido en una época de inversión japonesa en auge (1986)
- Canchas de tenis y albercas en pisos intermedios
- Terreno de transición, suelo Tipo II según RCDF
- Sismicidad intermedia
- Concretos normales y de alta resistencia



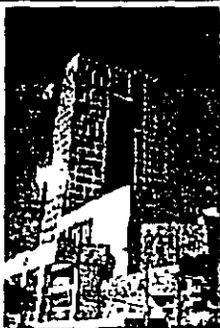
8o TORRE DEL CABALLITO

- 1984
- Ubicado en Reforma y Balderas zona sísmica de alta intensidad
- Suelo blando de muy baja resistencia
- Estructura mixta la parte inferior y los sótanos de concreto y a partir del piso 10 (transfer) estructura de acero
- En los sótanos se emplearon muros milan



9o TORRE MURAL

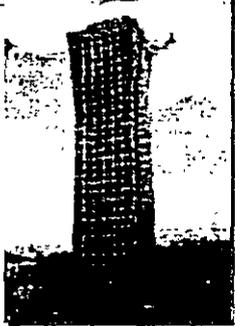
- Ubicado en Insurgentes sur
- Zona de sismicidad media pero intensa si la comparamos con cualquier otra parte del mundo
- Estructura de acero



Construyendo Edificios Altos

Aspectos relevantes

100 TORRE DE MEXICANA



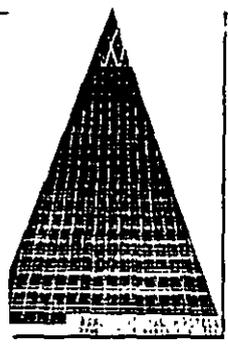
- Estructura de acero
- Proyecto de "cotas de buen"
- Ubicado en terreno blando
- Zona de alta sismicidad
- Forma variable en planta que incrementa su área en los pisos superiores

110 HOTEL PRESIDENTE



- Estructura de concreto
- Ubicado en terreno de transición
- Zona sísmica de intensidad media
- Reforma y parque lira

120 NONOALCO



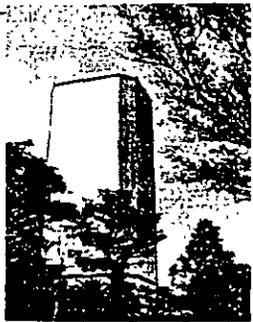
- Edificio de estructura de concreto
- Muy irregular en planta y en elevación con respecto a las formas rectangulares pero al ser triangular le proporciona una rigidez singular
- Ubicado en zona blanda de muy alta sismicidad

Construyendo Edificios Altos

Aspectos relevantes

13o TORRE REFORMA

- 125 m
- 28 pisos
- Ubicado en terreno de transición
- Zona de sismicidad intermedia



14o HOTEL MARRIOTT



17o REFORMA AVANTE



Construyendo Edificios Altos

Aspectos relevantes

20o MEXICANA DE VALORES

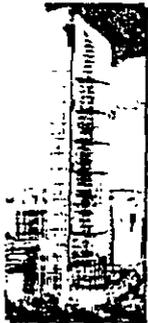


TORRE MAYOR1 en construcción



TORRE MAYOR2 en construcción

- Revisión de proyecto a cargo del Doctor Enrique Martínez Romero
- Estructura de acero
- Acero A-992 (Reciente especificación)
- Será el edificio más alto de América Latina
- Proyecto estructural a cargo de contratista argentina de ingeniería estructural

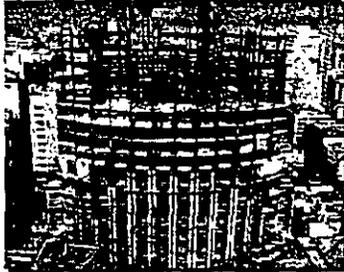


Construyendo Edificios Altos

Aspectos relevantes

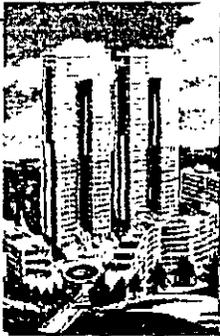
TORRE MAYOR3 construcción

- Ubicado en Reforma y Melchor Ocampo
- Zona de alta sismicidad
- Terreno blando y de transición (ambas características)
- Terreno de transición baja
- El proyecto estuvo detenido muchos años

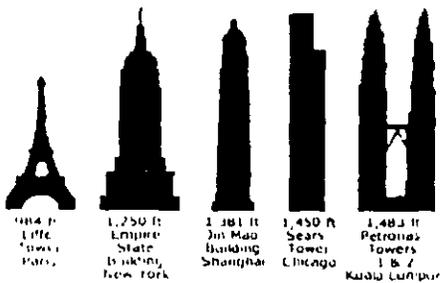


LOS ARCOS 2 proyecto

- Estructura de concreto
- Zona de sismicidad baja
- Existe ya una de las torres, el proyecto contempla la Torre Gemela, aparentemente para concluirse en el 2004
- Concretos de Alta Resistencia



Edificios mas altos en el mundo



Construyendo Edificios Altos

Aspectos relevantes

Edificios más altos en el mundo				
Building, city	Year	Sto- Height		ries m ft.
		ries	m	
Petronas Tower 1, Kuala Lumpur, Malaysia	1998	88	452	1,483
Petronas Tower 2, Kuala Lumpur, Malaysia	1998	88	452	1,483
Sears Tower, Chicago	1974	110	442	1,450
Jin Mao Building, Shanghai	1999	88	421	1,381
World Trade Center One, New York	1972	110	417	1,368
World Trade Center Two, New York	1973	110	415	1,362
Citic Plaza, Guangzhou, China	1996	80	391	1,283
Shun Hing Square, Shenzhen, China	1996	69	384	1,260
Empire State Building, New York	1931	102	381	1,250
Central Plaza, Hong Kong	1992	78	374	1,227
Bank of China Tower, Hong Kong	1989	70	369	1,209
Emirates Tower One, Dubai	UC00	55	355	1,165

TORRE SEARS 1 mundo



- Estructura de acero
- Ciudad de Chicago
- Zona sísmica pero no de vientos intensos
- Rige el viento para el diseño en muchos de los elementos estructurales
- Fachadas estructuradas para resistir ráfagas de viento superiores a los de huracán

TORRE SEARS



- Estructura irregular
- Por su forma se crean vórtices que deben estudiarse en línea de viento para el diseño de las fachadas
- Se realizan análisis dinámicos para el diseño por viento

Construyendo Edificios Altos

Aspectos relevantes

TORRE SEARS

- El proyecto contemplaba una torre gemela que nunca se realizó
- Edificio habitacional y de oficinas de acero más alto del mundo
- El edificio de uso habitacional más alto a nivel mundial es de concreto y son las torres de Kuala Lumpur
- La estructura construida por el hombre más alta del mundo es la torre de Ontario en Canadá pero este no es un edificio es simplemente un símbolo



TORRE SEARS

- Edificio de acero más alto del mundo



EMPIRE STATE

- Durante mucho tiempo el edificio más alto del mundo
- Prácticamente no es zona sísmica
- Cementado sobre roca
- Los efectos del viento son importantes
- En 1945 se estrelló un avión contra la parte alta ocasionando daños estructurales de poca magnitud



Construyendo Edificios Altos

Aspectos relevantes

WORLD TRADE CENTER

- Estructura de concreto y acero
- Sistema estructural conocido como tubular, es decir elementos resistentes localizados alrededor formando una especie de tubo
- Se aprovecha para lo anterior los módulos de los elevadores



WORLD TRADE CENTER

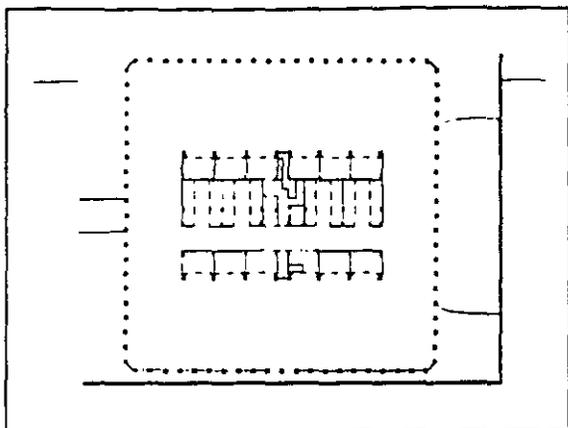
- Zona no sísmica
- Rigen las fuerzas laterales del viento
- Construido del 72 al 74
 - Destruído en ATAQUE TERRORISTA



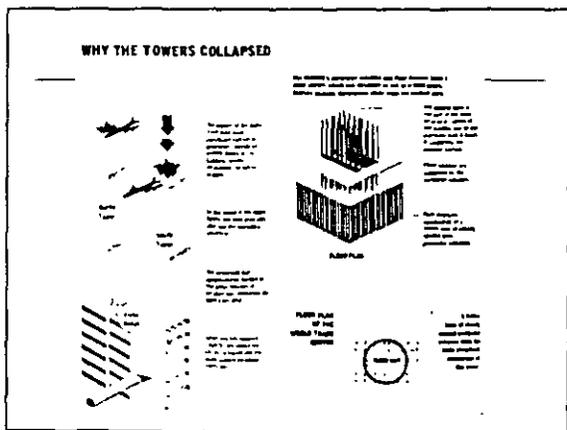


Construyendo Edificios Altos

Aspectos relevantes

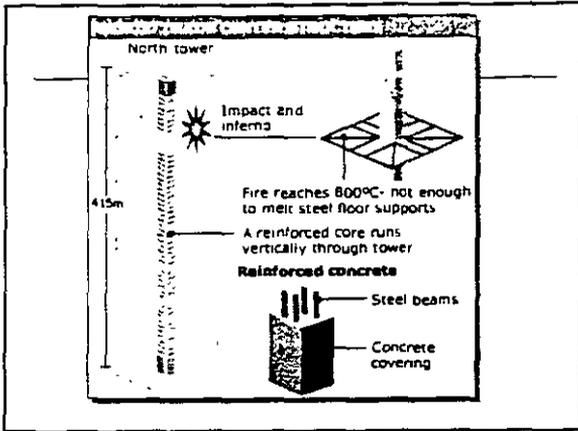






Construyendo Edificios Altos

Aspectos relevantes

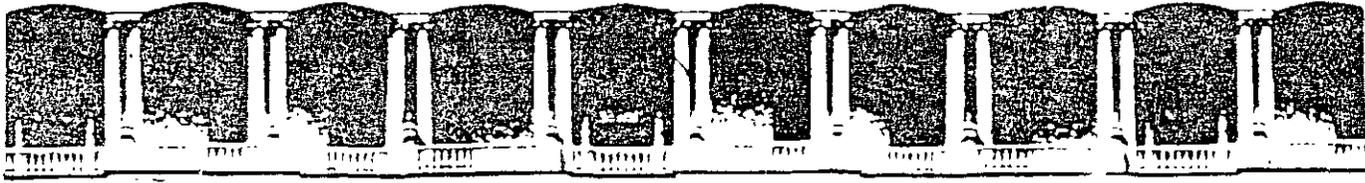




PETRONAS TOWER

- Mas alto del mundo
- Ubicado en Kuala Lumpur, Malasia
- Estructura de concreto
- 452 m

The complex block contains the title 'PETRONAS TOWER', a bulleted list of facts, and two photographs. The top photograph shows the two towers of the Petronas Tower in Kuala Lumpur, Malaysia. The bottom photograph is a close-up of the spires of the towers.



FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA

CURSOS ABIERTOS

CA29 APLICACIONES DE NORMAS Y ESPECIFICACIONES DE USO EN MÉXICO PARA EL DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE ACERO

Del 23 de junio al 4 de julio del 2003

Tema

Construcción de Edificios Altos
(Aspectos Relevantes)

EXPOSITOR: ING. CESAR URRUTIA SÁNCHEZ
PALACIO DE MINERÍA
JUNIO DEL 2003

Construyendo Edificios Altos



Construcción de Edificios Altos de Concreto

Ing. César Urrutia Sánchez

Construyendo Edificios Altos

Aspectos relevantes

• Ing. Cesar Urrutia Sanchez

• CONCRETO



Construyendo Edificios Altos

Aspectos relevantes

Ventajas

- Requieren menos mantenimiento
- Mayor durabilidad
- Mejor comportamiento ante el fuego
- Mayor durabilidad ante la intemperie
- No requiere de materiales de importación
- Mano de obra de menor especialización

Desventajas

- Mayor peso con respecto al acero
- Esperar los tiempos de fraguado
- Normalmente se presentan agrietamientos
(desmejoran la apariencia)

Dificultades de colado y vibrado, en elementos verticales o con densidad de acero

Menor ductilidad con respecto a una estructura de acero. (entendida como la capacidad beneficiosa de deformación para disipar energía en caso de sismo)



Construyendo Edificios Altos

Aspectos relevantes

Características generales

- Pueden ser
 - Coladas en sitio
 - Precolados
 - Prestorzados o normales
 - Pretensados o postensados
 - Mixtos
 - Concreto - acero
 - Concreto colado en sitio con prestorzados

Características generales

- Pretensados se usan en
 - Columnas
 - Trabes
 - Vigas
- Postensados se usan en
 - Trabes
 - Losas

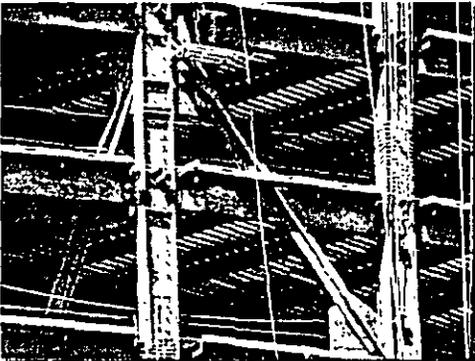
Características generales

- Los precolados permiten la prefabricación y disminuyen el tiempo total de construcción
- Requieren
 - planos de taller y de montaje
 - especial cuidado en las conexiones

Construyendo Edificios Altos

Aspectos relevantes





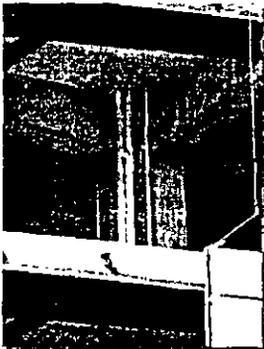


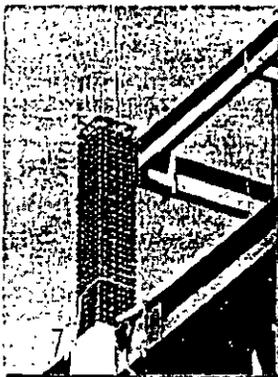
Construyendo Edificios Altos

Aspectos relevantes

Características generales

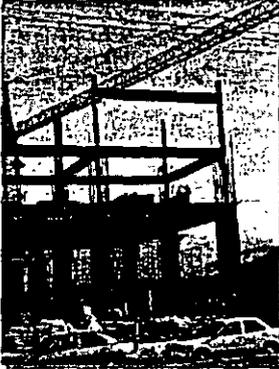
- Estructuras mixtas se combinan elementos de acero estructural y concreto reforzado o presforzado
- Requieren
Uso de conectores especiales entre concreto y acero
En su diseño debe tomarse en cuenta compatibilidad de deformaciones (relacion de modulos)





Construyendo Edificios Altos

Aspectos relevantes



Características generales

- Se emplean concreto de alta resistencia en colados en sitio y precolados

- Colados en sitio

Columnas y traves principales (350 hasta 600 kg/cm²)

Sistema de piso y traves secundarias (250 hasta 300 kg/cm²)

Características generales

- Precolados

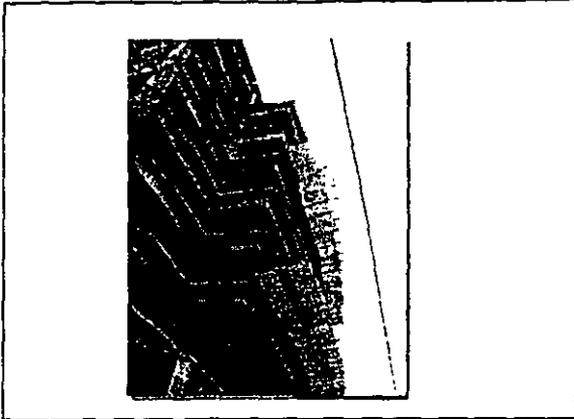
- Normalmente las columnas son coladas en sitio, pero pueden ser precoladas

- Columnas y traves principales (350 hasta 600 kg/cm²)

- Firmes, traves secundarias y otros (250 kg/cm²)

Construyendo Edificios Altos

Aspectos relevantes



Características generales

- Solo se emplearán concretos de calidad estructural, tipo I según el RCDF
- Se asegurara un Módulo de Elasticidad alto
- El edificio mas alto del mundo es de concreto
(Torres de Kuala Lumpur)

Características generales

- ASPECTOS ESPECIALES EN EL ANALISIS Y DISEÑO

Construyendo Edificios Altos

Aspectos relevantes

Características generales

- Las consideraciones son las mismas que en un edificio de acero
- Toman relevancia las deformaciones diferidas a largo plazo y los efectos de retracción, flujo plástico y acortamiento elástico del concreto

Características generales

- Necesidad de los planos estructurales de obra
 - Planos generales
 - Planos de detallado del acero y despiece de varillas
 - Tablas de traslapes, ganchos, longitudes de desarrollo, recubrimientos
 - Especificaciones para elementos de concreto

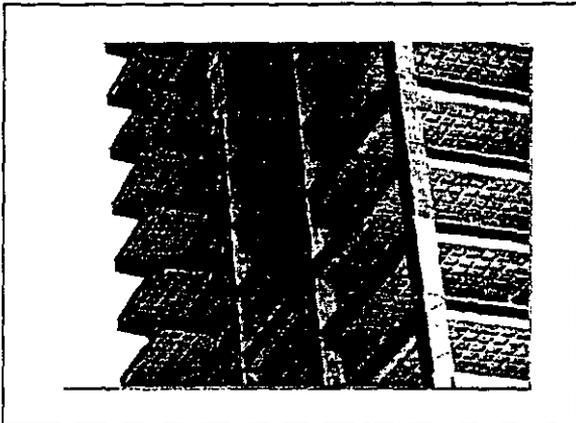
- Aspectos Relevantes en la Construcción y Supervisión

Construyendo Edificios Altos

Aspectos relevantes

Aspectos Relevantes en la Construcción y Supervisión

- Trazo (topografía)
Elementos alineados y a plomo (verticalidad)
- Materiales
 - Acero de refuerzo
 - Concreto premezclado o hecho en obra
 - Aditivos
 - Acelerantes de fraguado
 - Estabilizadores de volumen
 - Fluidificantes



Aspectos Relevantes en la Construcción y Supervisión

- Membranas de curado
- Coples mecánicos y conectores
- Soldaduras (acero con acero)
- Armados
 - Uso de tablas de
 - Ganchos
 - Triángulos
 - Longitudes de desarrollo
 - Dobleses
 - Áreas de varillas

Construyendo Edificios Altos

Aspectos relevantes

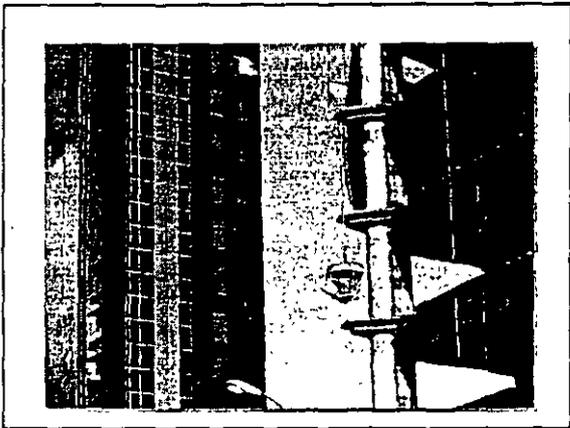
Aspectos Relevantes en la Construcción y Supervisión

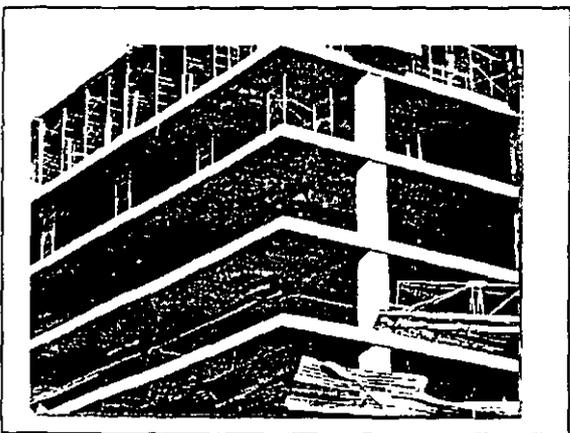
- Cimbrado

- Apariencia deseada (aparente o normal)
 - Elementos alineados y a plomo
 - Cuidar en exceso la rigidez de la cimbra

- Colocación del concreto

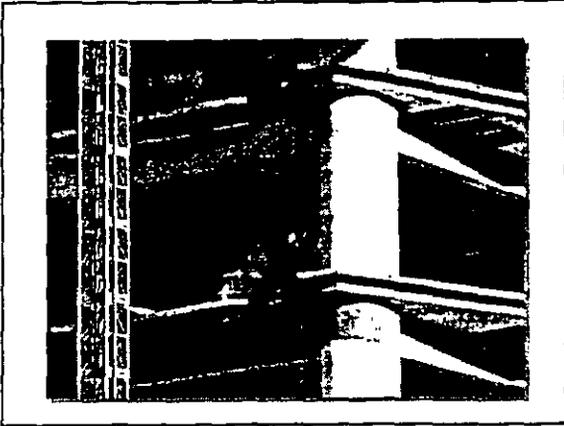
- Bombeado o vertido trompas (concreto en movimiento)
 - Uso de aditivos para incrementar fluidez y para disminuir contracción (estabilizadores de volumen)

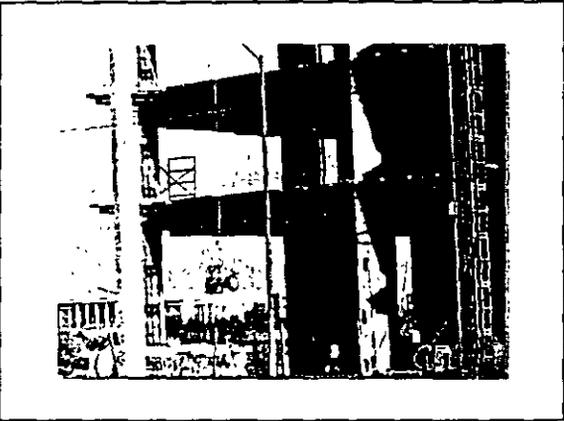


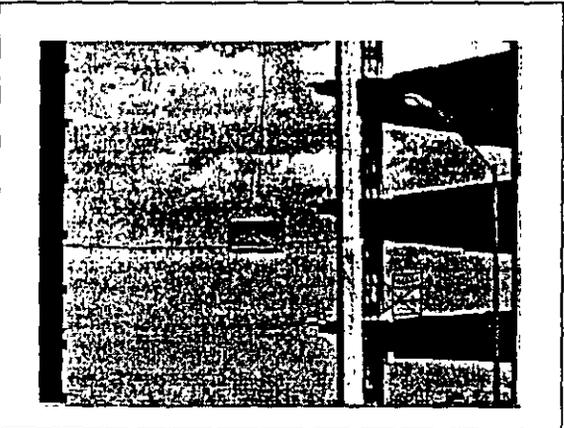


Construyendo Edificios Altos

Aspectos relevantes







Construyendo Edificios Altos

Aspectos relevantes

Aspectos Relevantes en la Construcción y Supervisión

- Compactación

Uso de vibradores especialmente en columnas y elementos verticales
Vibradores con extensión para elementos largos
Intensidad del vibrador

- Curado

Uso de membrana
Riego con agua (losas y sistema de piso)
Curado con vapor (para acelerar fraguado)

Aspectos Relevantes en la Construcción y Supervisión

- Control de calidad (Depende de la supervisión)

Obtención de cilindros
Pruebas de laboratorio en elementos precolados (certificado)
Extracción de corazones
Pruebas de resistencia en acero, en conectores
Certificación de los soldadores

- Acabados

Albañilería
Instalaciones
Fachadas



Construyendo Edificios Altos

Aspectos relevantes



Factores Psicológicos

- A mayor altura, la labor de los peones, oficiales de construcción y supervisores disminuye y esto va relacionado directamente con el miedo que provoca la sensación de vacío

Reglamento de Construcción

- Contempla durante la construcción
 - Salidas de 3 emergencia
 - Rampas
 - Lugares de almacenamiento de material
 - Uso de tapiales
 - Medidas de higiene y seguridad
- Cascos amarrados amarres

Construyendo Edificios Altos

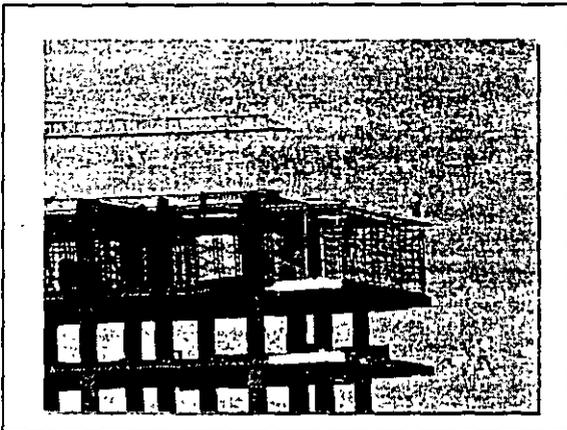
Aspectos relevantes

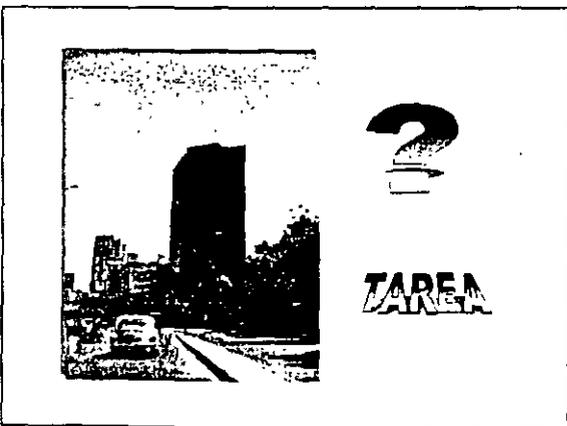
¡ OJO !

Absolutamente TODO LO ANTERIOR lo debe hacer cumplir el DRO, el CSE y el Supervisor en ese orden

Pueden hacerse acreedores a multas o a la suspensión de la licencia de construcción

Di No a la corrupción







**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

CURSOS ABIERTOS

DIPLOMADO EN ANÁLISIS Y DISEÑO DE ESTRUCTURAS Y CIMENTACIONES

CA029

**MODULO IV APLICACIÓN DE NORMAS Y
ESPECIFICACIONES DE USO EN MÉXICO PARA EL
DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE ACERO**

TEMA:

DISEÑO DE PUENTES

EXPOSITOR: ING. CESAR URRUTIA SÁNCHEZ

Chain link fence is exempt from the rail spacing requirements listed above. In general, rails should project beyond the face of posts and/or pickets.

2.7.2.2.3 The minimum design loadings for bicycle railing shall be $w = 50$ pounds per linear foot transversely and vertically, acting simultaneously on each rail.

2.7.2.2.4 Design loads for rails located more than 54 inches above the riding surface shall be determined by the designer.

2.7.2.2.5 Posts shall be designed for a transverse

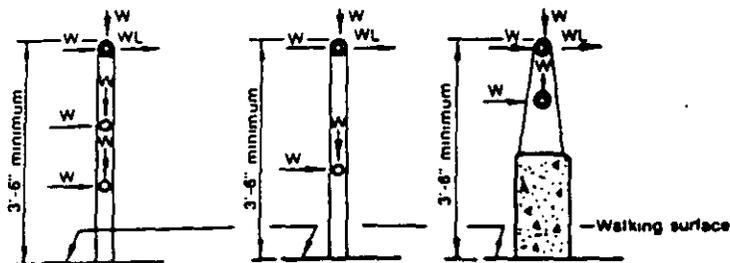
load of wL (where L is the post spacing) acting at the center of gravity of the upper rail, but at a height not greater than 54 inches.

2.7.2.2.6 Refer to Figures 2.7.4A and 2.7.4B for more information concerning the application of loads.

2.7.3 Pedestrian Railing

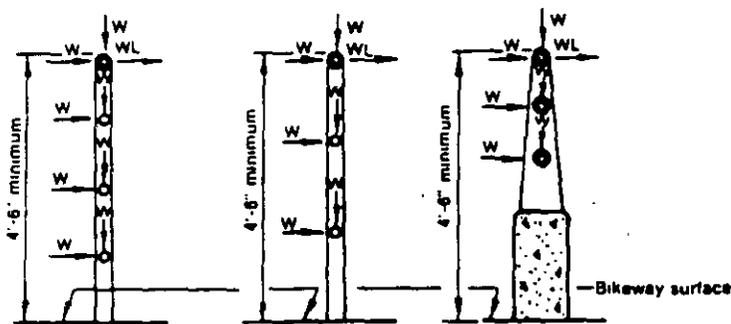
2.7.3.1 General

2.7.3.1.1 Railing components shall be proportioned commensurate with the type and volume of anticipated pedestrian traffic. Consideration should be given to



(To be used adjacent to a sidewalk when highway traffic is separated from pedestrian traffic by a traffic railing.)

PEDESTRIAN RAILING



BICYCLE RAILING

NOTE:

If screening or solid face is presented, number of rails may be reduced; wind loads must be added if solid face is utilized.

NOTES:

1. Loadings on left are applied to rails.
2. Loads on right are applied to posts.
3. The shapes of rail members are illustrative only. Any material or combination of materials listed in Article 2.7 may be used in any configuration.
4. The spacing illustrated are maximum values. Rail elements spacings shall conform to Articles 2.7.2.2.2 and 2.7.3.2.1.

NOMENCLATURE:

- w = Pedestrian or bicycle loading per unit length of rail
- L = Post spacing

Figure 2.7.4A. Pedestrian Railing, Bicycle Railing

appearance, safety and freedom of view from passing vehicles.

2.7.3.1.2 Materials for pedestrian railing may be concrete, metal, timber, or a combination thereof.

2.7.3.2 Geometry and Loads

2.7.3.2.1 The minimum height of a pedestrian railing shall be 42 inches measured from the top of the walkway to the top of the upper rail member. Within a band bordered by the walkway surface and a line 27 inches above it, all elements of the railing assembly shall be spaced such that a six-inch sphere will not pass through any opening. For elements between 27 and 42 inches above the walking surface, elements shall be spaced such that an eight-inch sphere will not pass through any opening.

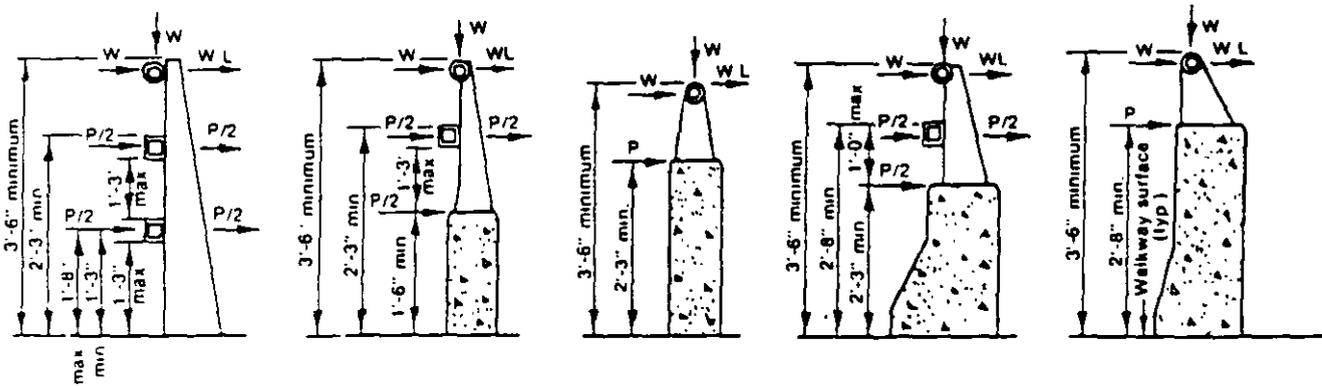
2.7.3.2.2 The minimum design loading for pedestrian railing shall be $w = 50$ pounds per linear foot, transversely and vertically, acting simultaneously on each longitudinal member. Rail members located more than 5 feet 0 inches above the walkway are excluded from these requirements.

2.7.3.2.3 Posts shall be designed for a transverse load of wL (where L is the post spacing) acting at the center of gravity of the upper rail or, for high rails, at 5 feet 0 inches maximum above the walkway.

2.7.3.2.4 Refer to Figures 2.7.4A and 2.7.4B for more information concerning the application of loads.

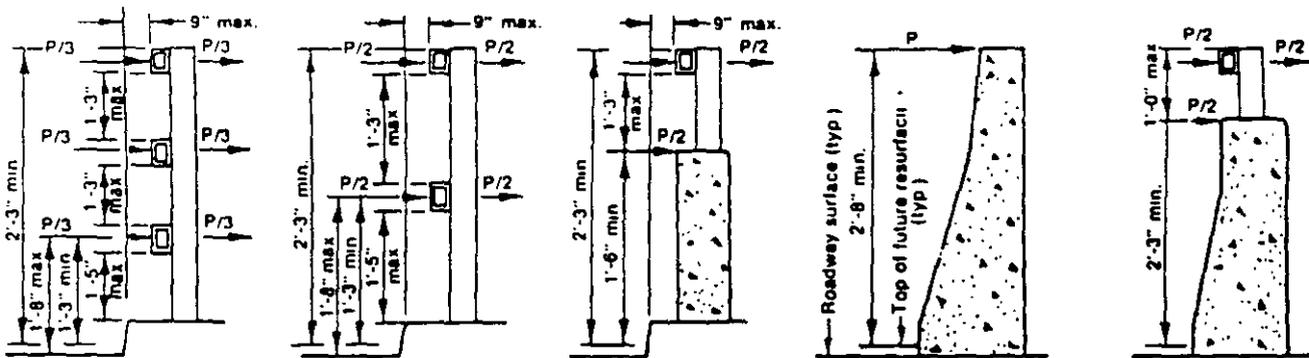
2.7.4 Structural Specifications and Guidelines

2.7.4.1 Railings shall be designed by the elastic



(To be used when curb projects more than 9" from the traffic face of railing.)

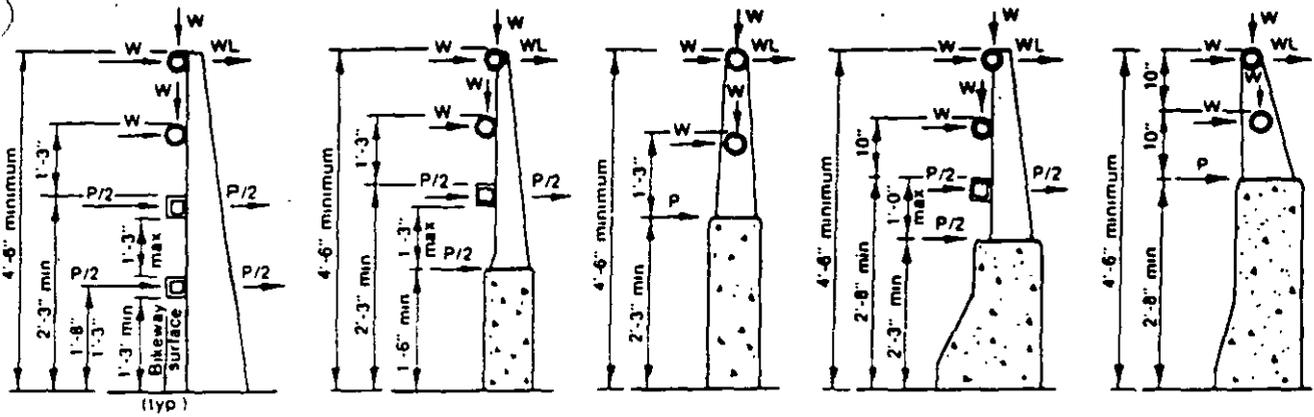
COMBINATION TRAFFIC AND PEDESTRIAN RAILING



(To be used where there is no curb or curb projects 9" or less from traffic face of railing.)

TRAFFIC RAILING

Figure 2.7.4B. Traffic Railing



COMBINATION TRAFFIC AND BICYCLE RAILING

NOTES:

1. Loadings on left are applied to rails.
2. Loadings on right are applied to posts.
3. The shapes of rail members are illustrative only. Any material or combination of materials listed in Article 2.7 may be used in any configuration.
4. The spacings illustrated are maximum values. Rail element spacings shall conform to Article 2.7.1.2.4.

NOMENCLATURE.

- P = Highway design loading = 10 kips
- h = Height of top of top rail above reference surface (in.)
- L = Post spacing (ft.)
- w = Pedestrian loading per unit length of rail

$$C = 1 + \frac{h - 33}{18} \geq 1$$

Figure 2.7.4B. (continued)

method to the allowable stresses for the appropriate material.

For aluminum alloys the design stresses given in the *Specifications for Aluminum Structures* Fifth Edition, December 1986, for *Bridge and Similar Type Structures* published by the Aluminum Association, Inc. for alloys 6061-T6 (Table A.6), 6351-T5 (Table A.6) and 6063-T6 (Table A.6) shall apply, and for cast aluminum alloys the design stresses given for alloys A444.0-T4 (Table A.9), A356.0-T61 (Table A.9) and A356.0-T6 (Table A.9) shall apply.

For fabrication and welding of aluminum railing see Article 11.5.

2.7.4.2 The allowable unit stresses for steel shall be as given in Article 10.32, except as modified below.

For steels not generally covered by the "Standard Specifications," but having a guaranteed yield strength, F_y , the allowable unit stress, shall be derived by applying the general formulas as given in the "Standard Specifications" under "Unit Stresses" except as indicated below.

The allowable unit stress for shear shall be $F_v = 0.33F_y$.

Round or oval steel tubes may be proportioned using an allowable bending stress, $F_b = 0.66F_y$, provided the R/t ratio (radius/thickness) is less than or equal to 40.

Square and rectangular steel tubes and steel W and I sections in bending with tension and compression on extreme fibers of laterally supported compact sections having an axis of symmetry in the plane of loading may be designed for an allowable stress $F_b = 0.60F_y$.

2.7.4.3 The requirements for a compact section are as follows:

- (a) The width to thickness ratio of projecting elements of the compression flange of W and I sections shall not exceed

$$\frac{b}{t} \leq \frac{1600}{\sqrt{F_y}} \tag{2-1}$$

- (b) The width to thickness ratio of the compression flange of square or rectangular tubes shall not exceed

$$\frac{b}{t} \leq \frac{6000}{\sqrt{F_y}} \tag{2-2}$$

(c) The D/t ratio of webs shall not exceed

$$\frac{D}{t} \leq \frac{13,000}{\sqrt{F_y}} \quad (2-3)$$

(d) If subject to combined axial force and bending, the D/t ratio of webs shall not exceed

$$\frac{D}{t} < \frac{13,300 \left[1 - 1.43 \left(\frac{f_a}{F_a} \right) \right]}{\sqrt{F_y}} \quad (2-4)$$

but need not be less than

$$\frac{D}{t} < \frac{7000}{\sqrt{F_y}} \quad (2-5)$$

(e) the distance between lateral supports in inches of W or I sections shall not exceed

$$\leq \frac{2400b}{\sqrt{F_y}} \quad (2-6)$$

or

$$\leq \frac{20,000,000 A_f}{d F_y} \quad (2-7)$$

are desired, they shall be obtained by proportionately changing the weights shown for both the standard truck and the corresponding lane loads.

3.7.3 Designation of Loadings

The policy of affixing the year to loadings to identify them was instituted with the publication of the 1944 edition in the following manner:

H 15 Loading, 1944 Edition shall be designated	H 15-44
H 20 Loading, 1944 Edition shall be designated	H 20-44
H 15-S 12 Loading, 1944 Edition shall be designated	HS 15-44
H 20-S 16 Loading, 1944 Edition shall be designated	HS 20-44

The affix shall remain unchanged until such time as the loading specification is revised. The same policy for identification shall be applied, for future reference, to loadings previously adopted by the American Association of State Highway and Transportation Officials.

3.7.4 Minimum Loading

Bridges supporting Interstate highways or other highways which carry, or which may carry, heavy truck traffic, shall be designed for HS20-44 Loading or an Alternate Military Loading of two axles four feet apart with each axle weighing 24,000 pounds, whichever produces the greatest stress.

3.7.5 H Loading

The H loadings consist of a two-axle truck or the corresponding lane loading as illustrated in Figures 3.7.6A and 3.7.6B. The H loadings are designated H followed by a number indicating the gross weight in tons of the standard truck.

3.7.6 HS Loading

The HS loadings consist of a tractor truck with semi-trailer or the corresponding lane load as illustrated in Figures 3.7.7A and 3.7.7B. The HS loadings are designated by the letters HS followed by a number indicating the gross weight in tons of the tractor truck. The variable axle spacing has been introduced in order that the spacing of axles may approximate more closely the tractor trailers now in use. The variable spacing also provides a more satisfactory loading for continuous spans, in that

heavy axle loads may be so placed on adjoining spans as to produce maximum negative moments.

3.8 IMPACT

3.8.1 Application

Highway Live Loads shall be increased for those structural elements in Group A, below, to allow for dynamic, vibratory and impact effects. Impact allowances shall not be applied to items in Group B. It is intended that impact be included as part of the loads transferred from superstructure to substructure, but shall not be included in loads transferred to footings nor to those parts of piles or columns that are below ground.

3.8.1.1 Group A—Impact shall be included.

- (1) Superstructure, including legs of rigid frames.
- (2) Piers, (with or without bearings regardless of type) excluding footings and those portions below the groundline.
- (3) The portions above the groundline of concrete or steel piles that support the superstructure.

3.8.1.2 Group B—Impact shall not be included.

- (1) Abutments, retaining walls, piles except as specified in 3.8.1.1 (3).
- (2) Foundation pressures and footings.
- (3) Timber structures.
- (4) Sidewalk loads.
- (5) Culverts and structures having 3 feet or more cover.

3.8.2. Impact Formula

3.8.2.1 The amount of the impact allowance or increment is expressed as a fraction of the live load stress, and shall be determined by the formula:

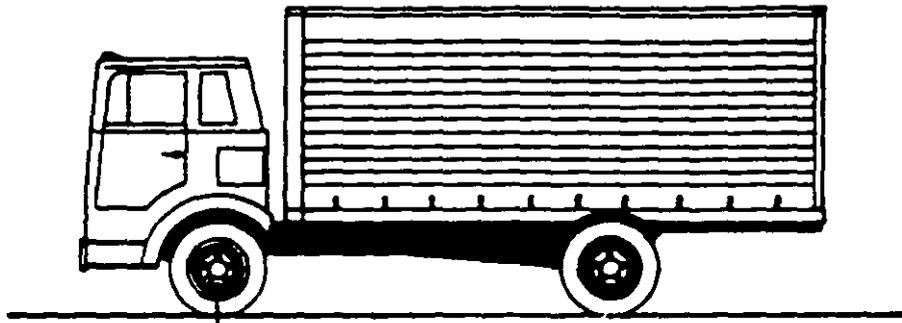
$$I = \frac{50}{L + 125} \quad (3-1)$$

in which

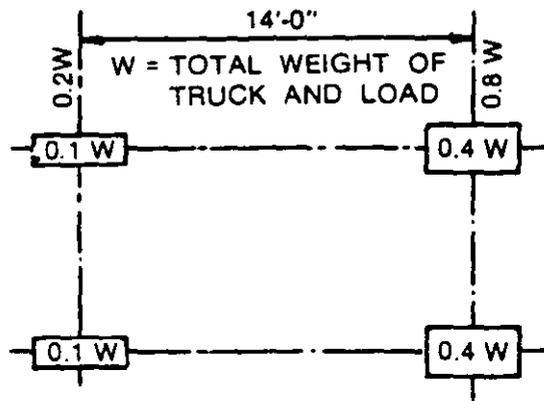
I = impact fraction (maximum 30 percent);
L = length in feet of the portion of the span that is loaded to produce the maximum stress in the member.

3.8.2.2 For uniformity of application, in this formula, the loaded length, L, shall be as follows:

- (a) For roadway floors: the design span length.



H 20-44	8,000 LBS.	32,000 LBS.*
H 15-44	6,000 LBS.	24,000 LBS.



CLEARANCE AND LOAD LANE WIDTH

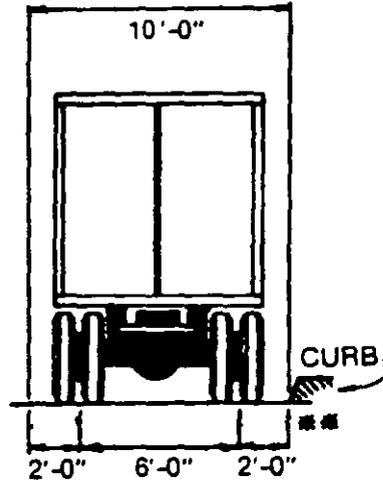
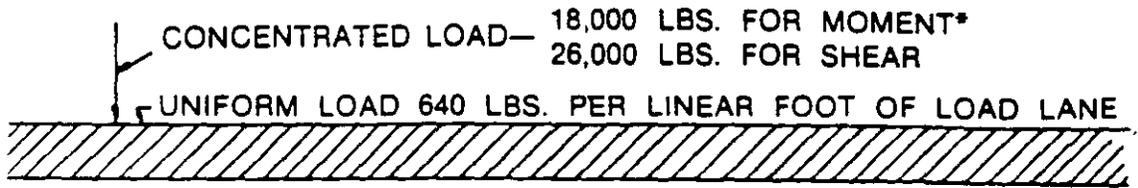


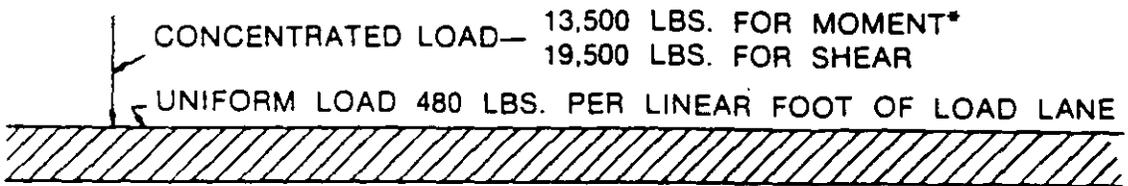
Figure 3.7.6A. Standard H Trucks

* In the design of timber floors and orthotropic steel decks (excluding transverse beams) for H 20 loading, one axle load of 24,000 pounds or two axle loads of 16,000 pounds each spaced 4 feet apart may be used, whichever produces the greater stress, instead of the 32,000-pound axle shown.

**For slab design, the center line of wheels shall be assumed to be 1 foot from face of curb. (See Article 3.24.2.)



H20-44 LOADING
HS20-44 LOADING



H15-44 LOADING
HS15-44 LOADING

Figure 3.7.6B. Lane Loading

* For the loading of continuous spans involving lane loading refer to Article 3.11.3 which provides for an additional concentrated load.

- (b) For transverse members, such as floor beams: the span length of member center to center of supports.
- (c) For computing truck load moments: the span length, or for cantilever arms the length from the moment center to the farthest axle.
- (d) For shear due to truck loads: the length of the loaded portion of span from the point under consideration to the far reaction; except, for cantilever arms, use a 30 percent impact factor.
- (e) For continuous spans: the length of span under consideration for positive moment, and the average of two adjacent loaded spans for negative moment.

3.8.2.3 For culverts with cover

- 0' to 1'-0" inc. I = 30%
- 1'-1" to 2'-0" inc. I = 20%
- 2'-1" to 2'-11" inc. I = 10%

3.9 LONGITUDINAL FORCES

Provision shall be made for the effect of a longitudinal force of 5 percent of the live load in all lanes carrying

traffic headed in the same direction. All lanes shall be loaded for bridges likely to become one directional in the future. The load used, without impact, shall be the lane load plus the concentrated load for moment specified in Article 3.7, with reduction for multiple-loaded lanes as specified in Article 3.12. The center of gravity of the longitudinal force shall be assumed to be located 6 feet above the floor slab and to be transmitted to the substructure through the superstructure.

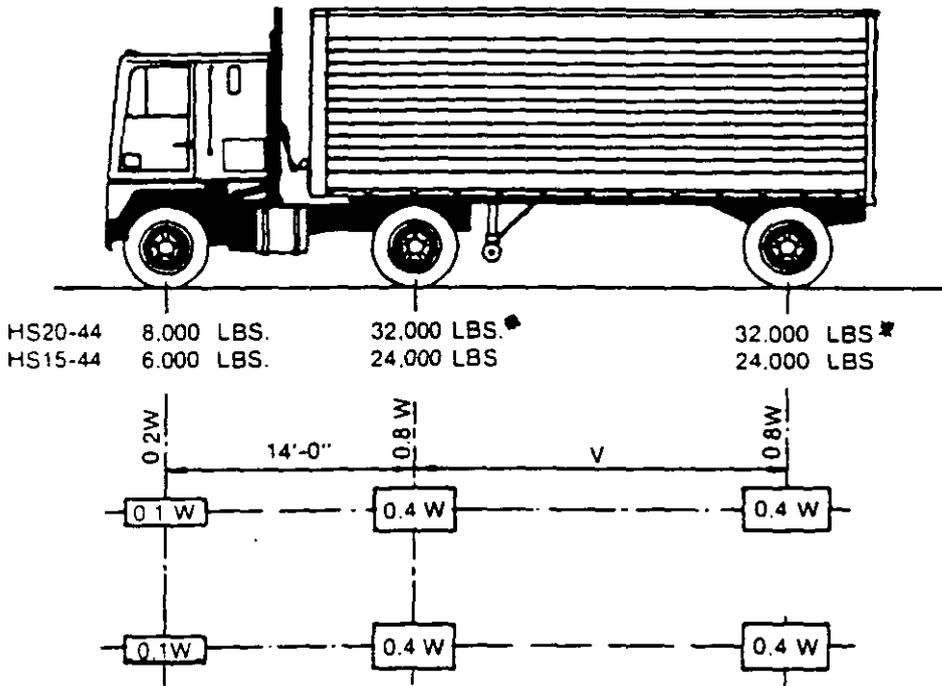
3.10 CENTRIFUGAL FORCES

3.10.1 Structures on curves shall be designed for a horizontal radial force equal to the following percentage of the live load, without impact, in all traffic lanes:

$$C = 0.00117 S^2 D = \frac{6.68 S^2}{R} \quad (3-2)$$

where

- C = the centrifugal force in percent of the live load, without impact;
- S = the design speed in miles per hour;



W = COMBINED WEIGHT ON THE FIRST TWO AXLES WHICH IS THE SAME AS FOR THE CORRESPONDING H TRUCK.
 V = VARIABLE SPACING — 14 FEET TO 30 FEET INCLUSIVE. SPACING TO BE USED IS THAT WHICH PRODUCES MAXIMUM STRESSES.

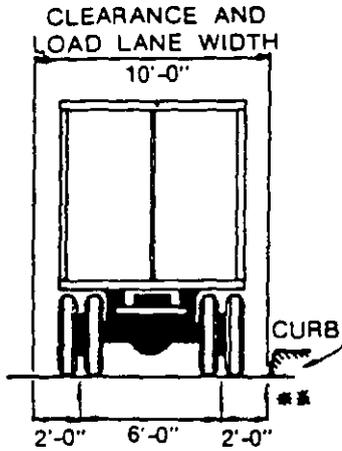


Figure 3.7.7A. Standard HS Trucks

* In the design of timber floors and orthotropic steel decks (excluding transverse beams) for HS 20 loading, one axle load of 24,000 pounds or two axle loads of 16,000 pounds each, spaced 4 feet apart may be used, whichever produces the greater stress, instead of the 32,000-pound axle shown.

** For slab design, the center line of wheels shall be assumed to be 1 foot from face of curb. (See Article 3.24.2.)

D = the degree of curve;
R = the radius of the curve in feet.

3.10.2 The effects of superelevation shall be taken into account.

3.10.3 The centrifugal force shall be applied 6 feet above the roadway surface, measured along the centerline of the roadway. The design speed shall be determined with regard to the amount of superelevation provided in the roadway. The traffic lanes shall be loaded in accordance with the provisions of Article 3.7 with one standard truck on each design traffic lane placed in position for maximum loading.

3.10.4 Lane loads shall not be used in the computation of centrifugal forces.

3.10.5 When a reinforced concrete floor slab or a steel grid deck is keyed to or attached to its supporting members, it may be assumed that the deck resists, within its plane, the shear resulting from the centrifugal forces acting on the live load.

3.11 APPLICATION OF LIVE LOAD

3.11.1 Traffic Lane Units

In computing stresses, each 10-foot lane load or single standard truck shall be considered as a unit, and fractions of load lane widths or trucks shall not be used.

3.11.2 Number and Position of Traffic Lane Units

The number and position of the lane load or truck loads shall be as specified in Article 3.7 and, whether lane or truck loads, shall be such as to produce maximum stress, subject to the reduction specified in Article 3.12.

3.11.3 Lane Loads on Continuous Spans

For the determination of maximum negative moment in the design of continuous spans, the lane load shown in Figure 3.7.6B shall be modified by the addition of a second, equal weight concentrated load placed in one other span in the series in such position to produce the maximum effect. For maximum positive moment, only one concentrated load shall be used per lane, combined with as many spans loaded uniformly as are required to produce maximum moment.

3.11.4 Loading for Maximum Stress

3.11.4.1 On both simple and continuous spans, the type of loading, whether lane load or truck load, to be used shall be the loading which produces the maximum stress. The moment and shear tables given in Appendix A show which type of loading controls for simple spans.

3.11.4.2 For continuous spans, the lane loading shall be continuous or discontinuous; only one standard H or HS truck per lane shall be considered on the structure.

3.12 REDUCTION IN LOAD INTENSITY

3.12.1 Where maximum stresses are produced in any member by loading a number of traffic lanes simultaneously, the following percentages of the live loads shall be used in view of the improbability of coincident maximum loading:

	<i>Percent</i>
One or two lanes	100
Three lanes	90
Four lanes or more	75

3.12.2 The reduction in intensity of loads on transverse members such as floor beams shall be determined as in the case of main trusses or girders, using the number of traffic lanes across the width of roadway that must be loaded to produce maximum stresses in the floor beam.

3.13 ELECTRIC RAILWAY LOADS

If highway bridges carry electric railway traffic, the railway loads shall be determined from the class of traffic which the bridge may be expected to carry. The possibility that the bridge may be required to carry railroad freight cars shall be given consideration.

3.14 SIDEWALK, CURB, AND RAILING LOADING

3.14.1 Sidewalk Loading

3.14.1.1 Sidewalk floors, stringers and their immediate supports shall be designed for a live load of 85 pounds per square foot of sidewalk area. Girders, trusses, arches, and other members shall be designed for the following sidewalk live loads:

Spans 0 to 25 feet in length	85 lb./ft. ²
Spans 26 to 100 feet in length	60 lb./ft. ²
Spans over 100 feet in length according to the formula	

$$P = \left(30 + \frac{3,000}{L} \right) \left(\frac{55 - W}{50} \right) \quad (3-3)$$

in which

- P = live load per square foot, max. 60-lb. per sq. ft.;
 L = loaded length of sidewalk in feet;
 W = width of sidewalk in feet.

3.14.1.2 In calculating stresses in structures that support cantilevered sidewalks, the sidewalk shall be fully loaded on only one side of the structure if this condition produces maximum stress.

3.14.1.3 Bridges for pedestrian and/or bicycle traffic shall be designed for a live load of 85 PSF.

3.14.1.4 Where bicycle or pedestrian bridges are expected to be used by maintenance vehicles, special design consideration should be made for these loads.

3.14.2 Curb Loading

3.14.2.1 Curbs shall be designed to resist a lateral force of not less than 500 pounds per linear foot of curb, applied at the top of the curb, or at an elevation 10 inches above the floor if the curb is higher than 10 inches.

3.14.2.2 Where sidewalk, curb, and traffic rail form an integral system, the traffic railing loading shall be applied and stresses in curbs computed accordingly.

3.14.3 Railing Loading

For Railing Loads, see Article 2.7.

3.15 WIND LOADS

The wind load shall consist of moving uniformly distributed loads applied to the exposed area of the structure. The exposed area shall be the sum of the areas of all members, including floor system and railing, as seen in elevation at 90 degrees to the longitudinal axis of the structure. The forces and loads given herein are for a base wind velocity of 100 miles per hour. For Group II and Group V loadings, but not for Group III and Group VI loadings, they may be reduced or increased in the ratio of the square of the design wind velocity to the square of the base wind velocity provided that the maxi-

imum probable wind velocity can be ascertained with reasonable accuracy, or provided that there are permanent features of the terrain which make such changes safe and advisable. If a change in the design wind velocity is made, the design wind velocity shall be shown on the plans.

3.15.1 Superstructure Design

3.15.1.1 Group II and Group V Loadings

3.15.1.1.1 A wind load of the following intensity shall be applied horizontally at right angles to the longitudinal axis of the structure:

- For trusses and arches75 pounds per square foot
 For girders and beams50 pounds per square foot

3.15.1.1.2 The total force shall not be less than 300 pounds per linear foot in the plane of the windward chord and 150 pounds per linear foot in the plane of the leeward chord on truss spans, and not less than 300 pounds per linear foot on girder spans.

3.15.1.2 Group III and Group VI Loadings

Group III and Group VI loadings shall comprise the loads used for Group II and Group V loadings reduced by 70 percent and a load of 100 pounds per linear foot applied at right angles to the longitudinal axis of the structure and 6 feet above the deck as a wind load on a moving live load. When a reinforced concrete floor slab or a steel grid deck is keyed to or attached to its supporting members, it may be assumed that the deck resists, within its plane, the shear resulting from the wind load on the moving live load.

3.15.2 Substructure Design

Forces transmitted to the substructure by the superstructure and forces applied directly to the substructure by wind loads shall be as follows:

3.15.2.1 Forces from Superstructure

3.15.2.1.1 The transverse and longitudinal forces transmitted by the superstructure to the substructure for various angles of wind direction shall be as set forth in the following table. The skew angle is measured from the perpendicular to the longitudinal axis and the assumed wind direction shall be that which produces the maximum stress in the substructure. The transverse and longitudinal forces shall be applied simultaneously at t'

3.18.2.2.4 The preceding values for effective ice strength are intended for use with piers of substantial mass and dimensions. The values shall be modified as necessary for variations in pier width or pile diameter, and design ice thickness by multiplying by the appropriate coefficient obtained from the following table:

b/t	Coefficient
0.5	1.8
1.0	1.3
1.5	1.1
2.0	1.0
3.0	0.9
4.0 or greater	0.8

where

b = width of pier or diameter of pile;
t = design ice thickness.

3.18.2.2.5 Piers should be placed with their longitudinal axis parallel to the principal direction of ice action. The force calculated by the formula shall then be taken to act along the direction of the longitudinal axis. A force transverse to the longitudinal axis and amounting to not less than 15 percent of the longitudinal force shall be considered to act simultaneously.

3.18.2.2.6 Where the longitudinal axis of a pier cannot be placed parallel to the principal direction of ice action, or where the direction of ice action may shift, the total force on the pier shall be computed by the formula and resolved into vector components. In such conditions, forces transverse to the longitudinal axis shall in no case be taken as less than 20 percent of the total force.

3.18.2.2.7 In the case of slender and flexible piers, consideration should be given to the vibrating nature of dynamic ice forces and to the possibility of high momentary pressures and structural resonance.

3.18.2.3 Static Ice Pressure

Ice pressure on piers frozen into ice sheets on large bodies of water shall receive special consideration where there is reason to believe that the ice sheets are subject to significant thermal movements relative to the piers.

3.19 BUOYANCY

Buoyancy shall be considered where it affects the design of either substructure, including piling, or the superstructure.

3.20 EARTH PRESSURE

3.20.1 Structures which retain fills shall be proportioned to withstand pressure as given by Rankine's formula; provided, however, that no structure shall be designed for less than an equivalent fluid weight (mass) of 30 pounds per cubic foot.

3.20.2 For rigid frames a maximum of one-half of the moment caused by earth pressure (lateral) may be used to reduce the positive moment in the beams, in the top slab, or in the top and bottom slab, as the case may be.

3.20.3 When highway traffic can come within a horizontal distance from the top of the structure equal to one-half its height, the pressure shall have added to it a live load surcharge pressure equal to not less than 2 feet of earth.

3.20.4 Where an adequately designed reinforced concrete approach slab supported at one end by the bridge is provided, no live load surcharge need be considered.

3.20.5 All designs shall provide for the thorough drainage of the back-filling material by means of weep holes and crushed rock, pipe drains or gravel drains, or by perforated drains.

3.21 EARTHQUAKES

In regions where earthquakes may be anticipated, structures shall be designed to resist earthquake motions by considering the relationship of the site to active faults, the seismic response of the soils at the site, and the dynamic response characteristics of the total structure in accordance with Division I-A—Seismic Design.

Part B COMBINATIONS OF LOADS

3.22 COMBINATIONS OF LOADS

3.22.1 The following Groups represent various combinations of loads and forces to which a structure may be subjected. Each component of the structure, or the foundation on which it rests, shall be proportioned to withstand safely all group combinations of these forces that are applicable to the particular site or type. Group loading combinations for Service Load Design and Load Factor Design are given by:

$$\begin{aligned} \text{Group (N)} = & \gamma[\beta_D \cdot D + \beta_L (L + I) + \beta_C CF + \beta_E E \\ & + \beta_B B + \beta_S SF + \beta_W W + \beta_{WL} WL \\ & + \beta_L \cdot LF + \beta_R (R + S + T) + \beta_{EQ} EQ \\ & + \beta_{ICE} ICE] \end{aligned} \quad (3-10)$$

where

- N = group number;
- γ = load factor, see Table 3.22.1A;
- β = coefficient, see Table 3.22.1A;
- D = dead load;
- L = live load;
- I = live load impact;
- E = earth pressure;
- B = buoyancy;
- W = wind load on structure;
- WL = wind load on live load—100 pounds per linear foot;
- LF = longitudinal force from live load;
- CF = centrifugal force;
- R = rib shortening;
- S = shrinkage;
- T = temperature;
- EQ = earthquake;
- SF = stream flow pressure;
- ICE = ice pressure.

3.22.2 For service load design, the percentage of the basic unit stress for the various groups is given in Table 3.22.1A.

The loads and forces in each group shall be taken as appropriate from Articles 3.3 to 3.21. The maximum section required shall be used.

3.22.3 For load factor design, the gamma and beta factors given in Table 3.22.1A are only intended for designing structural members by the load factor concept. The actual loads should not be increased by the factors given in the table when designing foundations (soil pressure, pile loads, etc.). The load factors are also not intended to be used when checking the foundation stability (safety factors against overturning, sliding, etc.) of a structure.

3.22.4 When long span structures are being designed by load factor design, the gamma and beta factors specified for Load Factor Design represent general conditions and should be increased if, in the Engineer's judgment, expected loads, service conditions, or materials of construction are different from those anticipated by the specifications.

3.22.5 Structures may be analyzed for an overload that is selected by the operating agency. Size and configura-

tion of the overload, loading combinations, and load distribution will be consistent with procedures defined in permit policy of that agency. The load shall be applied in Group IB as defined in Table 3.22.1A. For all loadings less than H 20, Group IA loading combination shall be used (see Article 3.5).

Part C DISTRIBUTION OF LOADS

3.23 DISTRIBUTION OF LOADS TO STRINGERS, LONGITUDINAL BEAMS, AND FLOOR BEAMS*

3.23.1 Position of Loads for Shear

3.23.1.1 End shears and reactions in transverse floor beams and stringers shall be calculated assuming that the wheel or axle load adjacent to the end being analyzed is not distributed longitudinally.

3.23.1.2 Lateral distribution of the wheel loads at ends of the beams or stringers shall be that produced by assuming the flooring to act as a simple span between stringers or beams. For wheels or axles in other positions on the span, the distribution for shear shall be determined by the method prescribed for moment, except that the calculations of horizontal shear in rectangular timber beams shall be in accordance with Article 13.3.

3.23.2 Bending Moments in Stringers and Longitudinal Beams**

3.23.2.1 General

In calculating bending moments in longitudinal beams or stringers, no longitudinal distribution of the wheel loads shall be assumed. The lateral distribution shall be determined as follows.

3.23.2.2 Interior Stringers and Beams

The live load bending moment for each interior stringer shall be determined by applying to the stringer the fraction of a wheel load (both front and rear) determined in Table 3.23.1.

*Provisions in this Article shall not apply to orthotropic deck bridges.

**In view of the complexity of the theoretical analysis involving the distribution of wheel loads to stringers, the empirical method herein described is authorized for the design of normal highway bridges.

Table 3.22.1A Table of Coefficients γ and β

Col. No.	1	2	3	3A	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	
GROUP	γ	β FACTORS														
		D	(L+I) _n	(L+I) _p	CF	E	B	SF	W	WL	LF	R+S+T	EQ	ICE	%	
SERVICE LOAD	I	1.0	1	1	0	1	β_E	1	1	0	0	0	0	0	0	100
	IA	1.0	1	2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	150
	IB	1.0	1	0	1	1	β_E	1	1	0	0	0	0	0	0	**
	II	1.0	1	0	0	0	1	1	1	1	0	0	0	0	0	125
	III	1.0	1	1	0	1	β_E	1	1	0.3	1	1	0	0	0	125
	IV	1.0	1	1	0	1	β_E	1	1	0	0	0	1	0	0	125
	V	1.0	1	0	0	0	1	1	1	1	0	0	1	0	0	140
	VI	1.0	1	1	0	1	β_E	1	1	0.3	1	1	1	0	0	140
	VII	1.0	1	0	0	0	1	1	1	0	0	0	0	1	0	133
	VIII	1.0	1	1	0	1	1	1	1	0	0	0	0	0	1	140
	IX	1.0	1	0	0	0	1	1	1	1	0	0	0	0	1	150
X	1.0	1	1	0	0	β_E	0	0	0	0	0	0	0	0	100	
LOAD FACTOR DESIGN	I	1.3	β_D	1.67*	0	1.0	β_E	1	1	0	0	0	0	0	0	Not Applicable
	IA	1.3	β_D	2.20	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
	IB	1.3	β_D	0	1	1.0	β_E	1	1	0	0	0	0	0	0	
	II	1.3	β_D	0	0	0	β_E	1	1	1	0	0	0	0	0	
	III	1.3	β_D	1	0	1	β_E	1	1	0.3	1	1	0	0	0	
	IV	1.3	β_D	1	0	1	β_E	1	1	0	0	0	1	0	0	
	V	1.25	β_D	0	0	0	β_E	1	1	1	0	0	1	0	0	
	VI	1.25	β_D	1	0	1	β_E	1	1	0.3	1	1	1	0	0	
	VII	1.3	β_D	0	0	0	β_E	1	1	0	0	0	0	1	0	
	VIII	1.3	β_D	1	0	1	β_E	1	1	0	0	0	0	0	1	
	IX	1.20	β_D	0	0	0	β_E	1	1	1	0	0	0	0	1	
X	1.30	1	1.67	0	0	β_E	0	0	0	0	0	0	0	0	Culvert	

(L + I)_n - Live load plus impact for AASHTO Highway H or HS loading
 (L + I)_p - Live load plus impact consistent with the overload criteria of the operation agency.

* 1.25 may be used for design of outside roadway beam when combination of sidewalk live load as well as traffic live load plus impact governs the design, but the capacity of the section should not be less than required for highway traffic live load only using a beta factor of 1.67. 1.00 may be used for design of deck slab with combination of loads as described in Article 3.24.2.2.

** Percentage = $\frac{\text{Maximum Unit Stress (Operating Rating)}}{\text{Allowable Basic Unit Stress}} \times 100$

For Service Load Design

% (Column 14) Percentage of Basic Unit Stress

No increase in allowable unit stresses shall be permitted for members or connections carrying wind loads only.

$\beta_E = 1.00$ for vertical and lateral loads on all other structures.

For culvert loading specifications, see Article 6.2.

$\beta_E = 1.0$ and 0.5 for lateral loads on rigid frames (check both loadings to see which one governs). See Article 3.20.

For Load Factor Design

$\beta_E = 1.3$ for lateral earth pressure for retaining walls and rigid frames excluding rigid culverts.

$\beta_E = 0.5$ for lateral earth pressure when checking positive moments in rigid frames. This complies with Article 3.20.

$\beta_E = 1.0$ for vertical earth pressure

$\beta_D = 0.75$ when checking member for minimum axial load and maximum moment or maximum eccentricity For

$\beta_D = 1.0$ when checking member for maximum axial load and minimum moment Design

$\beta_D = 1.0$ for flexural and tension members

$\beta_E = 1.0$ for Rigid Culverts

$\beta_E = 1.5$ for Flexible Culverts

For Group X loading (culverts) the β_E factor shall be applied to vertical and horizontal loads.

TABLE 3.23.1 Distribution of Wheel Loads in Longitudinal Beams

Kind of Floor	Bridge Designed for One Traffic Lane	Bridge Designed for Two or More Traffic Lanes
Timber: ^a		
Plank ^b	S/4.0	S/3.75
Nail laminated ^c 4" thick or multiple layer ^d floors over 5" thick	S/4.5	S/4.0
Nail laminated ^c 6" or more thick	S/5.0 If S exceeds 5' use footnote f.	S/4.25 If S exceeds 6.5' use footnote f.
Glued Laminated ^e Panels on Glued Laminated Stringers		
4" thick	S/4.5	S/4.0
6" or more thick	S/6.0 If S exceeds 6' use footnote f.	S/5.0 If S exceeds 7.5' use footnote f.
On Steel Stringers		
4" thick	S/4.5	S/4.0
6" or more thick	S/5.25 If S exceeds 5.5' use footnote f.	S/4.5 If S exceeds 7' use footnote f.
Concrete:		
On Steel I-Beam Stringers ⁴ and Prestressed Concrete Girders	S/7.0 If S exceeds 10' use footnote f.	S/5.5 If S exceeds 14' use footnote f.
On Concrete T-Beams	S/6.5 If S exceeds 6' use footnote f.	S/6.0 If S exceeds 10' use footnote f.
On Timber Stringers	S/6.0 If S exceeds 6' use footnote f.	S/5.0 If S exceeds 10' use footnote f.
Concrete Box Girders ^h	S/8.0 If S exceeds 12' use footnote f.	S/7.0 If S exceeds 16' use footnote f.
On Steel Box Girders	See Article 10.39.2.	
On Prestressed Concrete Spread Box Beams	See Article 3.28.	
Steel Grid:		
(Less than 4" thick)	S/4.5	S/4.0
(4" or more)	S/6.0 If S exceeds 6' use footnote f.	S/5.0 If S exceeds 10.5' use footnote f.
Steel Bridge Corrugated Plank ⁱ (2" min. depth)	S/5.5	S/4.5

S = average stringer spacing in feet.

^aTimber dimensions shown are for nominal thickness.

^bPlank floors consist of pieces of lumber laid edge to edge with the wide faces bearing on the supports (see Article 20.17—Division II).

^cNail laminated floors consist of pieces of lumber laid face to face with the narrow edges bearing on the supports, each piece being nailed to the preceding piece (see Article 20.18—Division II).

^dMultiple layer floors consist of two or more layers of planks, each layer being laid at an angle to the other (see Article 20.17—Division II).

^eGlued laminated panel floors consist of vertically glued laminated members with the narrow edges of the laminations bearing on the supports (see Article 20.1.1—Division II).

^fIn this case the load on each stringer shall be the reaction of the wheel loads, assuming the flooring between the stringers to act as a simple beam.

^g"Design of I-Beam Bridges" by N. M. Newmark—Proceedings, ASCE, March 1948.

^hThe sidewalk live load (see Article 3.15) shall be omitted for interior and exterior box girders designed in accordance with the wheel load distribution indicated herein.

ⁱDistribution factors for Steel Bridge Corrugated Plank set forth above are based substantially on the following reference:

Journal of Washington Academy of Sciences, Vol. 67, No. 2, 1977
"Wheel Load Distribution of Steel Bridge Plank," by Conrad P. Heins, Professor of Civil Engineering, University of Maryland.

These distribution factors were developed based on studies using 6" × 2" steel corrugated plank. The factors should yield safe results for other corrugation configurations provided primary bending stiffness is the same as or greater than the 6" × 2" corrugated plank used in the studies.

3.23.2.3 Outside Roadway Stringers and Beams

3.23.2.3.1 Steel-Timber-Concrete T-Beams

3.23.2.3.1.1 The dead load supported by the outside roadway stringer or beam shall be that portion of the floor slab carried by the stringer or beam. Curbs, railings, and wearing surface, if placed after the slab has cured, may be distributed equally to all roadway stringers or beams.

3.23.2.3.1.2 The live load bending moment for outside roadway stringers or beams shall be determined by applying to the stringer or beam the reaction of the wheel load obtained by assuming the flooring to act as a simple span between stringers or beams.

3.23.2.3.1.3 When the outside roadway beam or stringer supports the sidewalk live load as well as traffic live load and impact and the structure is to be designed by the service load method, the allowable stress in the beam or stringer may be increased by 25 percent for the combination of dead load, sidewalk live load, traffic live load, and impact, providing the beam is of no less carrying capacity than would be required if there were no sidewalks. When the combination of sidewalk live load and traffic live load plus impact governs the design and the structure is to be designed by the load factor method, 1.25 may be used as the beta factor in place of 1.67.

3.23.2.3.1.4 In no case shall an exterior stringer have less carrying capacity than an interior stringer.

3.23.2.3.1.5 In the case of a span with concrete floor supported by 4 or more steel stringers, the fraction of the wheel load shall not be less than:

10.2 MATERIALS

10.2.1 General

These specifications recognize steels listed in the following subparagraphs. Other steels may be used; however, their properties, strengths, allowable stresses, and workability must be established and specified.

10.2.2 Structural Steels

Structural steels shall conform to the material designated in Table 10.2A. (The stresses in this table are in pounds per square inch.) The modulus of elasticity of all grades of structural steel shall be assumed to be 29,000,000 psi and the coefficient of linear expansion 0.0000065 per degree Fahrenheit.

10.2.3 Steels for Pins, Rollers, and Expansion Rockers

Steels for pins, rollers, and expansion rockers may conform to one of the designations listed below and in Table 10.2B, in addition to the designations listed in Table 10.2A.

Steel Bars, Carbon Cold Finished Standard Quality, AASHTO M 169 (ASTM A 108) and Steel Forgings, Carbon and Alloy, for General Industrial Use, AASHTO M 102 (ASTM A 668).

10.2.4 Fasteners—Rivets and Bolts

Fasteners may be carbon steel bolts (ASTM A 307); power-driven rivets, AASHTO M 228 Grades 1 or 2 (ASTM A 502 Grades 1 or 2); or high-strength bolts, AASHTO M 164 (ASTM A 325) or AASHTO M 253 (ASTM A 490).

10.2.5 Weld Metal

Weld metal shall conform to the current requirements of the *ANSI/AASHTO/AWS D1.5 Bridge Welding Code*.

10.2.6 Cast Steel, Ductile Iron Castings, Malleable Castings, Cast Iron, and Bronze or Copper Alloy

10.2.6.1 Cast Steel and Ductile Iron

Cast steel shall conform to specifications for Steel Castings for Highway Bridges, AASHTO M 192 (ASTM A 486); Mild-to-Medium-Strength Carbon-Steel Castings for General Application, AASHTO M 103 (ASTM A 27); and Corrosion-Resistant Iron-Chromium, Iron-Chromium-Nickel and Nickel-Based Alloy Castings for General Application, AASHTO M 163 (ASTM A 743). Ductile iron castings shall conform to ASTM A 536.

10.2.6.2 Malleable Castings

Malleable castings shall conform to specifications for Malleable Iron Castings, ASTM A 47, Grade 35018 (minimum yield point 35,000 psi).

10.2.6.3 Cast Iron

Cast iron castings shall conform to specifications for Gray Iron Castings, AASHTO M 105, Class 30.

10.2.6.4 Bronze or Copper-Alloy

Bronze castings shall conform to AASHTO M 107 (ASTM B 22) Copper Alloys 913 or 911 or Copper-Alloy Plates shall conform to AASHTO M 108 (ASTM B 100).

Part B DESIGN DETAILS

10.3 REPETITIVE LOADING AND TOUGHNESS CONSIDERATIONS

10.3.1 Allowable Fatigue Stress

Members and fasteners subject to repeated variations or reversals of stress shall be designed so that the maximum stress does not exceed the basic allowable stresses given in Article 10.32 and that the actual range of stress does not exceed the allowable fatigue stress range given in Table 10.3.1A for the appropriate type and location of

material given in Table 10.3.1B and shown in Figure 10.3.1C.

For unpainted weathering steel, A709, all grades, the values of allowable fatigue stress range, Table 10.3.1A, as modified by footnote d, are valid only when the design and details are in accordance with the FHWA *Technical Advisory on Uncoated Weathering Steel in Structures*, dated October 3, 1989.

Main load carrying components subjected to tensile stresses that may be considered nonredundant load path members—that is, where failure of a single element

could cause collapse—shall be designed for the allowable stress ranges indicated in Table 10.3.1A for Nonredundant Load Path Structures. Examples of nonredundant load path members are flange and web plates in one or two girder bridges, main one-element truss members, hanger plates, and caps at single or two-column bents.

TABLE 10.3.1A Allowable Fatigue Stress Range

Redundant Load Path Structures*				
Category (See Table 10.3.1B)	Allowable Range of Stress, F_{sr} (ksi) ^a			
	For 100,000 Cycles	For 500,000 Cycles	For 2,000,000 Cycles	For over 2,000,000 Cycles
A	63 (49) ^d	37 (29) ^d	24 (18) ^d	24 (16) ^d
B	49	29	18	16
B'	39	23	14.5	12
C	35.5	21	13	10 12 ^b
D	28	16	10	7
E	22	13	8	4.5
E'	16	9.2	5.8	2.6
F	15	12	9	8

Nonredundant Load Path Structures				
Category (See Table 10.3.1B)	Allowable Range of Stress, F_{sr} (ksi) ^a			
	For 100,000 Cycles	For 500,000 Cycles	For 2,000,000 Cycles	For over 2,000,000 Cycles
A	50 (39) ^d	29 (23) ^d	24 (16) ^d	24 (16) ^d
B	39	23	16	16
B'	31	18	11	11
C	28	16	10 12 ^b	9 11 ^b
D	22	13	8	5
E ^c	17	10	6	2.3
E'	12	7	4	1.3
F	12	9	7	6

* Structure types with multi-load paths where a single fracture in a member cannot lead to the collapse. For example, a simply supported single span multi-beam bridge or a multi-element eye bar truss member has redundant load paths.

^aThe range of stress is defined as the algebraic difference between the maximum stress and the minimum stress. Tension stress is considered to have the opposite algebraic sign from compression stress.

^bFor transverse stiffener welds on girder webs or flanges.

^cPartial length welded cover plates shall not be used on flanges more than 0.8 inches thick for nonredundant load path structures.

^dFor unpainted weathering steel, A709, all grades, when used in conformance with the FHWA *Technical Advisory on Uncoated Weathering Steel in Structures*, dated October 3, 1989.

10.3.2 Load Cycles

10.3.2.1 The number of cycles of maximum stress range to be considered in the design shall be selected from Table 10.3.2A unless traffic and loadometer surveys or other considerations indicate otherwise.

10.3.2.2 Allowable fatigue stresses shall apply to those Group Loadings that include live load or wind load.

10.3.2.3 The number of cycles of stress range to be considered for wind loads in combination with dead loads, except for structures where other considerations indicate a substantially different number of cycles, shall be 100,000 cycles.

10.3.3 Charpy V-Notch Impact Requirements

10.3.3.1 Main load carrying member components subjected to tensile stress require supplemental impact properties as described in the Material Specifications.**

10.3.3.2 These impact requirements vary depending on the type of steel, type of construction, welded or mechanically fastened, and the average minimum service temperature to which the structure may be subjected.*** Table 10.3.3A contains the temperature zone designations.

10.3.3.3 Components requiring mandatory impact properties shall be designated on the drawings and the appropriate zone shall be designated in the contract documents.

10.3.3.4 M 270 Grades 100/100W steel shall be supplied to Zone 2 requirements as a minimum.

10.3.4 Shear

10.3.4.1 When longitudinal beam or girder members in bridges designed for Case I roadways are investigated for "over 2 million" stress cycles produced by placing a single truck on the bridge (see footnote c of Table 10.3.2A), the total shear force in the beam or

** AASHTO *Standard Specifications for Transportation Materials and Methods of Sampling and Testing*.

*** The basis and philosophy used to develop these requirements are given in a paper entitled "The Development of AASHTO Fracture-Toughness Requirements for Bridge Steels" by John M. Barsom, February 1975, available from the American Iron and Steel Institute, Washington, D.C.

TABLE 10.3.1B

General Condition	Situation	Kind of Stress	Stress Category (See Table 10.3.1A)	Illustrative Example (See Figure 10.3.1C)
Plain Member	Base metal with rolled or cleaned surface. Flame cut edges with ANSI smoothness of 1.000 or less.	T or Rev ^a	A	1,2
Built-Up Members	Base metal and weld metal in members of built-up plates or shapes (without attachments) connected by continuous full penetration groove welds (with backing bars removed) or by continuous fillet welds parallel to the direction of applied stress	T or Rev	B	3,4,5,7
	Base metal and weld metal in members of built-up plates or shapes (without attachments) connected by continuous full penetration groove welds with backing bars not removed, or by continuous partial penetration groove welds parallel to the direction of applied stress.	T or Rev	B'	3,4,5,7
	Calculated flexural stress at the toe of transverse stiffener welds on girder webs or flanges.	T or Rev	C	6
	Base metal at ends of partial length welded coverplates narrower than the flange having square or tapered ends, with or without welds across the ends, or wider than flange with welds across the ends:			
	(a) Flange thickness ≤ 0.8 in. (b) Flange thickness > 0.8 in.	T or Rev T or Rev	E E'	7 7
Groove Welded Connections	Base metal at ends of partial length welded coverplates wider than the flange without welds across the ends.	T or Rev	E'	7
	Base metal and weld metal in or adjacent to full penetration groove weld splices of rolled or welded sections having similar profiles when welds are ground flush with grinding in the direction of applied stress and weld soundness established by nondestructive inspection.	T or Rev	B	8,10
	Base metal and weld metal in or adjacent to full penetration groove weld splices with 2 ft. radius transitions in width, when welds are ground flush with grinding in the direction of applied stress and weld soundness established by nondestructive inspection.	T or Rev	B	13
	Base metal and weld metal in or adjacent to full penetration groove weld splices at transitions in width or thickness, with welds ground to provide slopes no steeper than 1 to 2½, with grinding in the direction of the applied stress, and weld soundness established by nondestructive inspection:			
	(a) AASHTO M270 Grades 100/100W (ASTM A709) base metal (b) Other base metals	T or Rev T or Rev	B' B	11,12 11,12
Groove Welded Attachments—Longitudinally Loaded ^b	Base metal and weld metal in or adjacent to full penetration groove weld splices, with or without transitions having slopes no greater than 1 to 2½, when the reinforcement is not removed and weld soundness is established by nondestructive inspection.	T or Rev	C	8,10,11,12
	Base metal adjacent to details attached by full or partial penetration groove welds when the detail length, L, in the direction of stress, is less than 2 in.	T or Rev	C	6,15
	Base metal adjacent to details attached by full or partial penetration groove welds when the detail length, L, in the direction of stress, is between 2 in. and 12 times the plate thickness but less than 4 in.	T or Rev	D	15

TABLE 10.3.1B (Continued)

General Condition	Situation	Kind of Stress	Stress Category (See Table 10.3.1A)	Illustrative Example (See Figure 10.3.1C)
	Base metal adjacent to details attached by full or partial penetration groove welds when the detail length, L , in the direction of stress, is greater than 12 times the plate thickness or greater than 4 in.:			
	(a) Detail thickness < 1.0 in.	T or Rev	E	15
	(b) Detail thickness ≥ 1.0 in.	T or Rev	E'	15
	Base metal adjacent to details attached by full or partial penetration groove welds with a transition radius, R , regardless of the detail length:			
	—With the end welds ground smooth	T or Rev		16
	(a) Transition radius ≥ 24 in.		B	
	(b) 24 in. $>$ Transition radius ≥ 6 in.		C	
	(c) 6 in. $>$ Transition radius ≥ 2 in.		D	
	(d) 2 in. $>$ Transition radius ≥ 0 in.		E	
	—For all transition radii without end welds ground smooth.	T or Rev	E	16
Groove welded Attachments— Transversely Loaded ^{b,c}	Detail base metal attached by full penetration groove welds with a transition radius, R , regardless of the detail length and with weld soundness transverse to the direction of stress established by nondestructive inspection:			
	—With equal plate thickness and reinforcement removed	T or Rev		16
	(a) Transition radius ≥ 24 in.		B	
	(b) 24 in. $>$ Transition radius ≥ 6 in.		C	
	(c) 6 in. $>$ Transition radius ≥ 2 in.		D	
	(d) 2 in. $>$ Transition radius ≥ 0 in.		E	
	—With equal plate thickness and reinforcement not removed	T or Rev		16
	(a) Transition radius ≥ 6 in.		C	
	(b) 6 in. $>$ Transition radius ≥ 2 in.		D	
	(c) 2 in. $>$ Transition radius ≥ 0 in.		E	
	—With unequal plate thickness and reinforcement removed	T or Rev		16
	(a) Transition radius ≥ 2 in.		D	
	(b) 2 in. $>$ Transition radius ≥ 0 in.		E	
	—For all transition radii with unequal plate thickness and reinforcement not removed.	T or Rev	E	16
Fillet Welded Connections	Base metal at details connected with transversely loaded welds, with the welds perpendicular to the direction of stress:			
	(a) Detail thickness ≤ 0.5 in.	T or Rev	C	14
	(b) Detail thickness > 0.5 in.	T or Rev	See Note ^d	
	Base metal at intermittent fillet welds.	T or Rev	E	—
	Shear stress on throat of fillet welds.	Shear	F	9
Fillet Welded Attachments— Longitudinally Loaded ^{b,c,e}	Base metal adjacent to details attached by fillet welds with length, L , in the direction of stress, is less than 2 in. and stud-type shear connectors.	T or Rev	C	15,17,18,20
	Base metal adjacent to details attached by fillet welds with length, L , in the direction of stress, between 2 in. and 12 times the plate thickness but less than 4 in.	T or Rev	D	15,17
	Base metal adjacent to details attached by fillet welds with length, L , in the direction of stress greater than 12 times the plate thickness or greater than 4 in.:			
	(a) Detail thickness < 1.0 in.	T or Rev	E	7.9,15,17
	(b) Detail thickness ≥ 1.0 in.	T or Rev	E'	7.9,15

TABLE 10.3.1B (Continued)

General Condition	Situation	Kind of Stress	Stress Category (See Table 10.3.1A)	Illustrative Example (See Figure 10.3.1C)
	Base metal adjacent to details attached by fillet welds with a transition radius, R , regardless of the detail length:			
	—With the end welds ground smooth	T or Rev		16
	(a) Transition radius ≥ 2 in.		D	
	(b) 2 in. > Transition radius ≥ 0 in.		E	
	—For all transition radii without the end welds ground smooth.	T or Rev	E	16
Fillet Welded Attachments— Transversely Loaded with the weld in the direction of principal stress ^{b,c}	Detail base metal attached by fillet welds with a transition radius, R , regardless of the detail length (shear stress on the throat of fillet welds governed by Category F):			
	—With the end welds ground smooth	T or Rev		16
	(a) Transition radius ≥ 2 in.		D	
	(b) 2 in. > Transition radius ≥ 0 in.		E	
	—For all transition radii without the end welds ground smooth.	T or Rev	E	16
Mechanically Fastened Connections	Base metal at gross section of high strength bolted slip resistant connections, except axially loaded joints which induce out-of-plane bending in connecting materials.	T or Rev	B	21
	Base metal at net section of high strength bolted bearing-type connections.	T or Rev	B	21
	Base metal at net section of riveted connections.	T or Rev	D	21

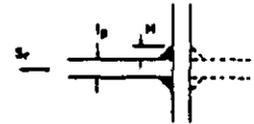
^a“T” signifies range in tensile stress only. “Rev” signifies a range of stress involving both tension and compression during a stress cycle.

^b“Longitudinally Loaded” signifies direction of applied stress is parallel to the longitudinal axis of the weld. “Transversely Loaded” signifies direction of applied stress is perpendicular to the longitudinal axis of the weld.

^cTransversely loaded partial penetration groove welds are prohibited.

^dAllowable fatigue stress range on throat of fillet welds transversely loaded is a function of the effective throat and plate thickness. (See Frank and Fisher, Journal of the Structural Division, ASCE, Vol. 105, No. ST9, Sept. 1979.)

$$S_r = S^c \left(\frac{0.06 + 0.79H/t_p}{1.1t_p^{1.6}} \right)$$



where S^c is equal to the allowable stress range for Category C given in Table 10.3.1A. This assumes no penetration at the weld root.

^eGusset plates attached to girder flange surfaces with only transverse fillet welds are prohibited.

girder under this single-truck loading shall be limited to $0.58 F_y D t_w C$. The constant C , the ratio of the buckling shear stress to the shear yield stress is defined in Article 10.34.4.2 or Article 10.48.8.1.

10.4 EFFECTIVE LENGTH OF SPAN

For the calculation of stresses, span lengths shall be assumed as the distance between centers of bearings or other points of support.

10.5 DEPTH RATIOS

10.5.1 For beams or girders, the ratio of depth to length of span preferably should not be less than 1/25.

10.5.2 For composite girders, the ratio of the overall depth of girder (concrete slab plus steel girder) to the length of span preferably should not be less than 1/25, and the ratio of depth of steel girder alone to length of span preferably should not be less than 1/30.

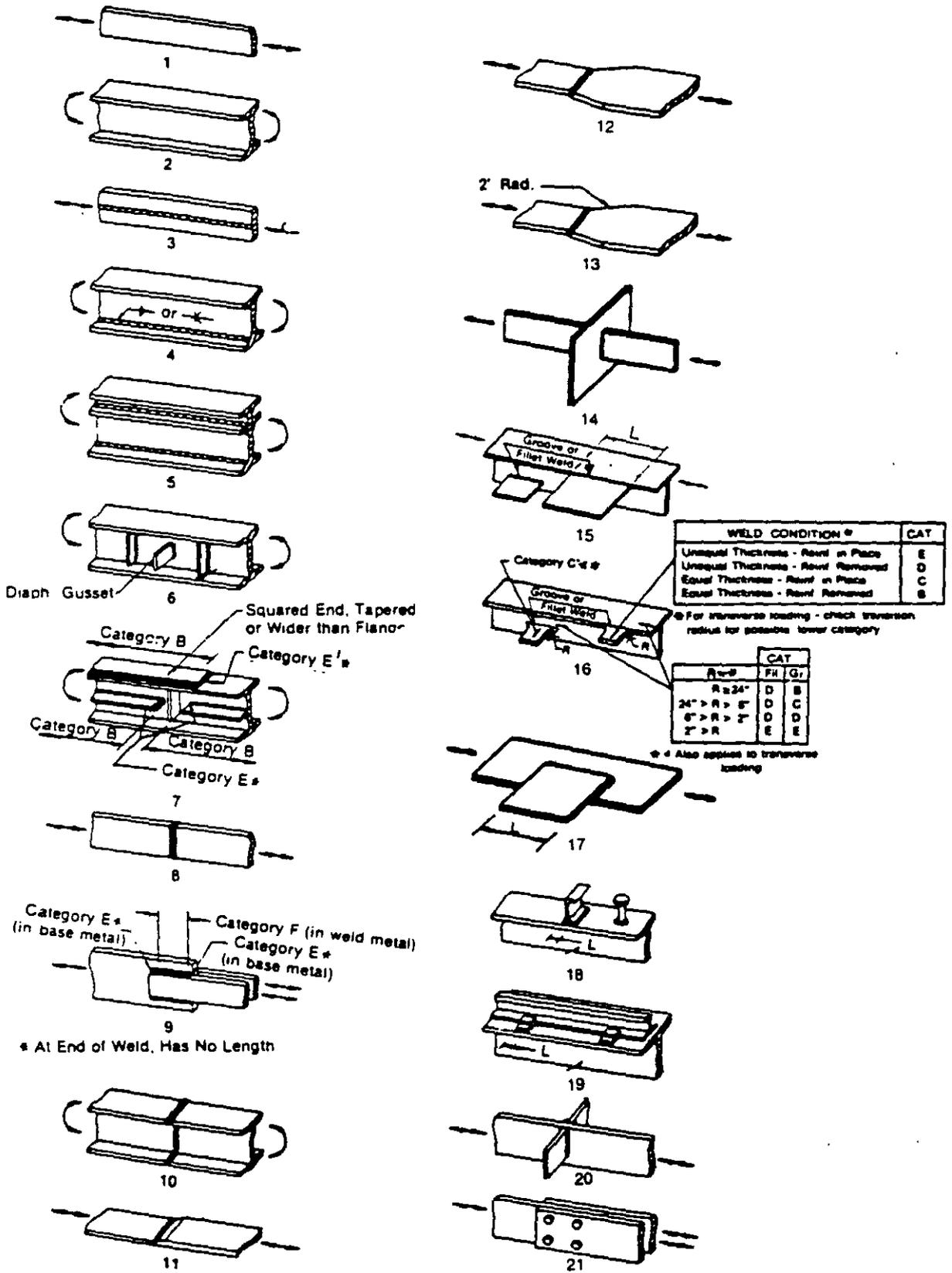


Figure 10.3.1C. Illustrative Examples

TABLE 10.3.2A Stress Cycles

Main (Longitudinal) Load Carrying Members

Type of Road	Case	ADTT ^a	Truck Loading	Lane Loading ^b
Freeways, Expressways, Major Highways, and Streets	I	2,500 or more	2,000,000 ^c	500,000
Freeways, Expressways, Major Highways, and Streets	II	less than 2,500	500,000	100,000
Other Highways and Streets not included in Case I or II	III	—	100,000	100,000

Transverse Members and Details Subjected to Wheel Loads

Type of Road	Case	ADTT ^a	Truck Loading
Freeways, Expressways, Major Highways, and Streets	I	2,500 or more	over 2,000,000
Freeways, Expressways, Major Highways, and Streets	II	less than 2,500	2,000,000
Other Highways and Streets	III	—	500,000

^a Average Daily Truck Traffic (one direction).

^b Longitudinal members should also be checked for truck loading.

^c Members shall also be investigated for "over 2 million" stress cycles produced by placing a single truck on the bridge distributed to the girders as designated in Article 3.23.2 for one traffic lane loading. The shear in steel girder webs shall not exceed $0.58 F_y D_t / C$ for this single truck loading.

TABLE 10.3.3A Temperature Zone Designations for Charpy V-Notch Impact Requirements

Minimum Service Temperature	Temperature Zone Designation
0°F and above	1
-1°F to -30°F	2
-31°F to -60°F	3

10.5.3 For trusses the ratio of depth to length of span preferably should not be less than 1/10.

10.5.4 For continuous span depth ratios the span length shall be considered as the distance between the dead load points of contraflexure.

10.5.5 The foregoing requirements as they relate to beam or girder bridges may be exceeded at the discretion of the designer.*

* For considerations to be taken into account when exceeding these limitations, reference is made to "Bulletin No. 19, Criteria for the Deflection of Steel Bridges," available from the American Iron and Steel Institute, Washington, D.C.

10.6 DEFLECTION

10.6.1 The term "deflection" as used herein shall be the deflection computed in accordance with the assumption made for loading when computing the stress in the member.

10.6.2 Members having simple or continuous spans preferably should be designed so that the deflection due to service live load plus impact shall not exceed 1/800 of the span, except on bridges in urban areas used in part by pedestrians whereon the ratio preferably shall not exceed 1/1000.

10.6.3 The deflection of cantilever arms due to service live load plus impact preferably should be limited to 1/300 of the cantilever arm except for the case including pedestrian use, where the ratio preferably should be 1/375.

10.6.4 When spans have cross-bracing or diaphragms sufficient in depth or strength to ensure lateral distribution of loads, the deflection may be computed for the standard H or HS loading (M or MS) considering all beams or stringers as acting together and having equal deflection.

10.6.5 The moment of inertia of the gross cross-sectional area shall be used for computing the deflections of beams and girders. When the beam or girder is a part of a composite member, the service live load may be considered as acting upon the composite section.

10.6.6 The gross area of each truss member shall be used in computing deflections of trusses. If perforated plates are used, the effective area shall be the net volume divided by the length from center to center of perforations.

10.6.7 The foregoing requirements as they relate to beam or girder bridges may be exceeded at the discretion of the designer.*

10.7 LIMITING LENGTHS OF MEMBERS

10.7.1 For compression members, the slenderness ratio, KL/r , shall not exceed 120 for main members, or those in which the major stresses result from dead or live load, or both; and shall not exceed 140 for secondary members, or those whose primary purpose is to brace the structure against lateral or longitudinal force, or to brace or reduce the unbraced length of other members, main or secondary.

10.7.2 In determining the radius of gyration, r , for the purpose of applying the limitations of the KL/r ratio, the area of any portion of a member may be neglected provided that the strength of the member as calculated without using the area thus neglected and the strength of the member as computed for the entire section with the KL/r ratio applicable thereto, both equal or exceed the computed total force that the member must sustain.

10.7.3 The radius of gyration and the effective area for carrying stress of a member containing perforated cover plates shall be computed for a transverse section through the maximum width of perforation. When perforations are staggered in opposite cover plates the cross-sectional area of the member shall be considered the same as for a section having perforations in the same transverse plane.

10.7.4 Actual unbraced length, L , shall be assumed as follows:

For the top chords of half-through trusses, the length between panel points laterally supported as indicated under Article 10.16.12; for other main members, the length between panel point intersections or centers of braced points or centers of end connections; for secondary members, the length between the centers of the end connections of such members or centers of braced points.

10.7.5 For tension members, except rods, eyebars, cables, and plates, the ratio of unbraced length to radius of gyration shall not exceed 200 for main members, shall not exceed 240 for bracing members, and shall not exceed 140 for main members subject to a reversal of stress.

10.8 MINIMUM THICKNESS OF METAL

10.8.1 Structural steel (including bracing, cross frames, and all types of gusset plates), except for webs of certain rolled shapes, closed ribs in orthotropic decks, fillers, and in railings, shall be not less than 5/16 inch in thickness. The web thickness of rolled beams or channels shall be not less than 0.23 inches. The thickness of closed ribs in orthotropic decks shall be not less than 3/16 inch.

10.8.2 Where the metal will be exposed to marked corrosive influences, it shall be increased in thickness or specially protected against corrosion.

10.8.3 It should be noted that there are other provisions in this section pertaining to thickness for fillers, segments of compression members, gusset plates, etc. As stated above, fillers need not be 5/16 inch minimum.

10.8.4 For compression members, refer to "Trusses" (Article 10.16).

10.8.5 For stiffeners and other plates, refer to "Plate Girders" (Article 10.34).

10.8.6 For stiffeners and outstanding legs of angles, etc., refer to Article 10.10.

10.9 EFFECTIVE AREA OF ANGLES AND TEE SECTIONS IN TENSION

10.9.1 The effective area of a single angle tension member, a tee section tension member, or each angle of a double angle tension member in which the shapes are connected back to back on the same side of a gusset plate shall be assumed as the net area of the connected leg or flange plus one-half of the area of the outstanding leg.

10.9.2 If a double angle or tee section tension member is connected with the angles or flanges back to back on opposite sides of a gusset plate, the full net area of the shapes shall be considered effective.

10.9.3 When angles connect to separate gusset plates, as in the case of a double webbed truss, and the angles are connected by stay plates located as near the gusset as practicable, or by other adequate means, the full net area of the angles shall be considered effective. If the angles are not so connected, only 80 percent of the net areas shall be considered effective.

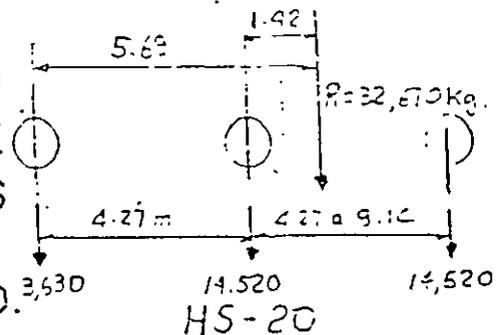
10.9.4 Lug angles may be considered as effective in transmitting stress, provided they are connected with at least one-third more fasteners than required by the stress to be carried by the lug angle.

10.10 OUTSTANDING LEGS OF ANGLES

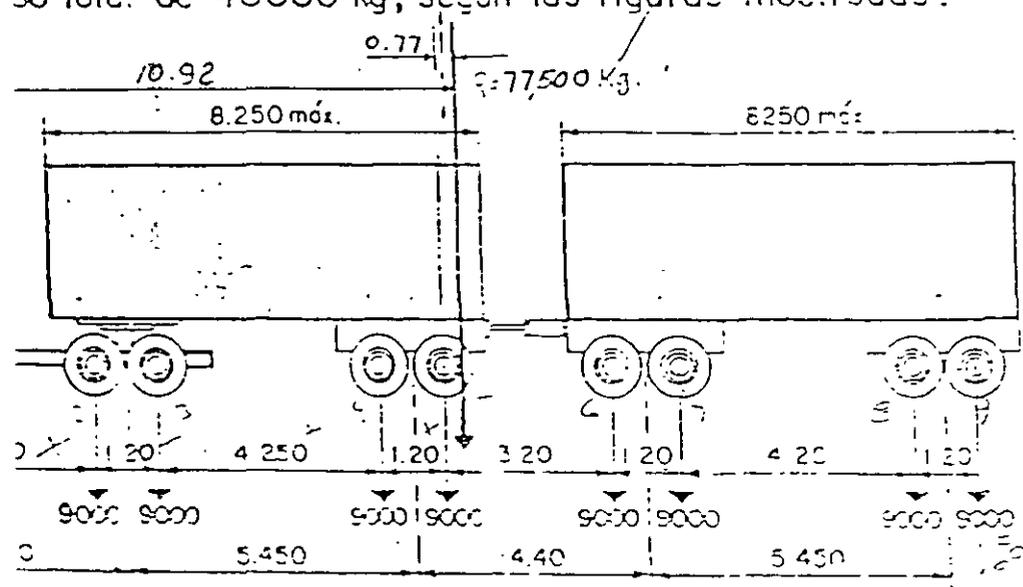
The widths of outstanding legs of angles in compression (except where reinforced by plates) shall not exceed the following:

In main members carrying axial stress, 12 times thickness.

CONCLUSIONES PRELIMINARES ORIGINADAS POR EL TRANSITO DE CARGAS MOVILES SEGUN EL APENDICE I AL CAPITULO XI DEL REGLAMENTO DEL CAPITULO DE EXPLOTACION DE CAMINOS DE LA LEY DE VIAS GENERALES DE COMUNICACION EN RELACION CON LAS CARGAS AASHTO DE LOS PROYECTOS TIPO.

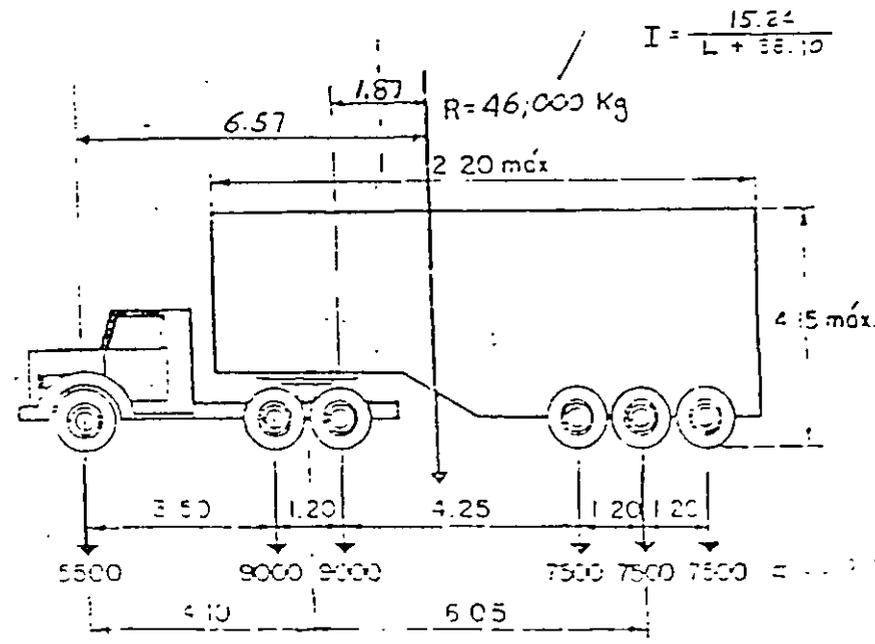


En este estudio se ha considerado el camión T3-S2-R4 con peso de 77500 kg, o bien; el camión T3-S3 con peso total de 46000 kg, según las figuras mostradas.



CAMION T3-S2-R4

Peso en kilogramos y por eje
Dimensiones en metros



CAMION T3-S3

$b = 1.80 \text{ m}$

$$I = \frac{15.24}{L + 38.10}$$



**FACULTAD DE INGENIERÍA UNAM
DIVISIÓN DE EDUCACIÓN CONTINUA**

"Tres décadas de orgullosa excelencia" 1971 - 2001

CURSOS ABIERTOS

DIPLOMADO EN ANÁLISIS Y DISEÑO DE ESTRUCTURAS Y CIMENTACIONES

CA029

**MODULO IV APLICACIÓN DE NORMAS Y
ESPECIFICACIONES DE USO EN MÉXICO PARA EL
DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE ACERO**

TEMA:

**STANDARD SPECIFICATIONS for HIGHWAY BRIDGES
Adopted and Publish by the American Association of State
Highway and Transportation Officials, Inc.**

EXPOSITOR: ING. CESAR URRUTIA SÁNCHEZ

STANDARD SPECIFICATIONS
for
HIGHWAY BRIDGES

FIFTEENTH EDITION

1992



Adopted and Published by the
American Association of State Highway
and Transportation Officials, Inc.

444 North Capitol Street, N.W., Suite 249
Washington, D.C. 20001

© Copyright, 1992 by the American Association of State Highway and Transportation Officials, Inc. *All Rights Reserved.* Printed in the United States of America. This book, or parts thereof, may not be reproduced in any form without written permission of the publishers.

ISBN 1-56051-014-5

**AASHTO STANDARD SPECIFICATIONS
TABLE OF CONTENTS**

**DIVISION I
DESIGN**

SECTION 1—GENERAL PROVISIONS

1.1	DESIGN ANALYSIS AND GENERAL STRUCTURAL INTEGRITY FOR BRIDGES	3
1.1.1	Design Analysis	3
1.1.2	Structural Integrity	3
1.2	BRIDGE LOCATIONS	3
1.3	WATERWAYS	3
1.3.1	General	3
1.3.2	Hydraulic Studies	4
1.3.2.1	Site Data	4
1.3.2.2	Hydrologic Analysis	4
1.3.2.3	Hydraulic Analysis	4
1.4	CULVERT LOCATION, LENGTH AND WATERWAY OPENINGS	4
1.5	ROADWAY DRAINAGE	4
1.6	RAILROAD OVERPASSES	4
1.6.1	Clearances	4
1.6.2	Blast Protection	4
1.7	SUPERELEVATION	5
1.8	FLOOR SURFACES	5
1.9	UTILITIES	5

SECTION 2—GENERAL FEATURES OF DESIGN

2.1	GENERAL	6
2.1.1	Notations	6
2.1.2	Width of Roadway and Sidewalk	6
2.2	STANDARD HIGHWAY CLEARANCES—GENERAL	6
2.2.1	Navigational	6
2.2.2	Roadway Width	6
2.2.3	Vertical Clearance	6
2.2.4	Other	6
2.2.5	Curbs and Sidewalks	7
2.3	HIGHWAY CLEARANCES FOR BRIDGES	7
2.3.1	Width	7
2.3.2	Vertical Clearance	7
2.4	HIGHWAY CLEARANCES FOR UNDERPASSES	7
2.4.1	Width	7
2.4.2	Vertical Clearance	7
2.4.3	Curbs	7
2.5	HIGHWAY CLEARANCES FOR TUNNELS	7
2.5.1	Roadway Width	7
2.5.2	Clearance between Walls	9
2.5.3	Vertical Clearance	9
2.5.4	Curbs	9

2.6	HIGHWAY CLEARANCES FOR DEPRESSED ROADWAYS	9
2.6.1	Roadway Width	9
2.6.2	Clearance between Walls	9
2.6.3	Curbs	9
2.7	RAILINGS	9
2.7.1	Vehicular Railing	9
2.7.1.1	General	9
2.7.1.2	Geometry	9
2.7.1.3	Loads	10
2.7.2	Bicycle Railing	10
2.7.2.1	General	10
2.7.2.2	Geometry and Loads	10
2.7.3	Pedestrian Railing	11
2.7.3.1	General	11
2.7.3.2	Geometry and Loads	12
2.7.4	Structural Specifications and Guidelines	12

SECTION 3—LOADS

PART A—TYPES OF LOADS

3.1	NOTATIONS	15
3.2	GENERAL	17
3.3	DEAD LOAD	17
3.4	LIVE LOAD	18
3.5	OVERLOAD PROVISIONS	18
3.6	TRAFFIC LANES	18
3.7	HIGHWAY LOADS	18
3.7.1	Standard Truck and Lane Loads	18
3.7.2	Classes of Loading	18
3.7.3	Designation of Loadings	19
3.7.4	Minimum Loading	19
3.7.5	H Loading	19
3.7.6	HS Loading	19
3.8	IMPACT	19
3.8.1	Application	19
3.8.1.1	Group A	19
3.8.1.2	Group B	19
3.8.2	Impact Formula	19
3.9	LONGITUDINAL FORCES	21
3.10	CENTRIFUGAL FORCES	21
3.11	APPLICATION OF LIVE LOAD	23
3.11.1	Traffic Lane Units	23
3.11.2	Number and Position of Traffic Lane Units	23
3.11.3	Lane Loads on Continuous Spans	23
3.11.4	Loading for Maximum Stress	23
3.12	REDUCTION IN LOAD INTENSITY	23
3.13	ELECTRIC RAILWAY LOADS	23
3.14	SIDEWALK, CURB, AND RAILING LOADING	23
3.14.1	Sidewalk Loading	23
3.14.2	Curb Loading	24
3.14.3	Railing Loading	24
3.15	WIND LOADS	24
3.15.1	Superstructure Design	24

3.15.1.1	Group II and Group V Loadings	24
3.15.1.2	Group III and Group VI Loadings	24
3.15.2	Substructure Design	24
3.15.2.1	Forces from Superstructure	24
3.15.2.2	Forces Applied Directly to the Substructure	25
3.15.3	Overturning Forces	25
3.16	THERMAL FORCES	25
3.17	UPLIFT	25
3.18	FORCE FROM STREAM CURRENT, FLOATING ICE AND DRIFT	26
3.18.1	Force of Stream Current on Piers	26
3.18.2	Force of Ice on Piers	26
3.18.2.1	General	26
3.18.2.2	Dynamic Ice Force	26
3.18.2.3	Static Ice Pressure	27
3.19	BUOYANCY	27
3.20	EARTH PRESSURE	27
3.21	EARTHQUAKES	27

PART B—COMBINATIONS OF LOADS

3.22	COMBINATIONS OF LOADS	27
------	------------------------------------	----

PART C—DISTRIBUTION OF LOADS

3.23	DISTRIBUTION OF LOADS TO STRINGERS, LONGITUDINAL BEAMS, AND FLOOR BEAMS	28
3.23.1	Position of Loads for Shear	28
3.23.2	Bending Moments in Stringers and Longitudinal Beams	28
3.23.2.1	General	28
3.23.2.2	Interior Stringers and Beams	28
3.23.2.3	Outside Roadway Stringers and Beams	30
3.23.2.3.1	Steel-Timber-Concrete T-Beams	30
3.23.2.3.2	Concrete Box Girders	31
3.23.2.3.3	Total Capacity of Stringers and Beams	31
3.23.3	Bending Moments in Floor Beams (Transverse)	31
3.23.4	Precast Concrete Beams Used in Multi-Beam Decks	31
3.24	DISTRIBUTION OF LOADS AND DESIGN OF CONCRETE SLABS	32
3.24.1	Span Lengths	32
3.24.2	Edge Distance of Wheel Loads	32
3.24.3	Bending Moment	32
3.24.3.1	Case A—Main Reinforcement Perpendicular to Traffic (Spans 2 to 24 Feet Inclusive)	33
3.24.3.2	Case B—Main Reinforcement Parallel to Traffic	33
3.24.4	Shear and Bond	33
3.24.5	Cantilever Slabs	33
3.24.5.1	Truck Loads	33
3.24.5.1.1	Case A—Reinforcement Perpendicular to Traffic	33
3.24.5.1.2	Case B—Reinforcement Parallel to Traffic	33
3.24.5.2	Railing Loads	33
3.24.6	Slabs Supported on Four Sides	33
3.24.7	Median Slabs	34

3.24.8	Longitudinal Edge Beams	34
3.24.9	Unsupported Transverse Edges	34
3.24.10	Distribution Reinforcement	34
3.25	DISTRIBUTION OF WHEEL LOADS ON TIMBER	
	FLOORING	34
3.25.1	Transverse Flooring	34
3.25.2	Plank and Nail Laminated Longitudinal Flooring	36
3.25.3	Longitudinal Glued Laminated Timber Decks	36
3.25.3.1	Bending Moment	36
3.25.3.2	Shear	36
3.25.3.3	Deflections	36
3.25.3.4	Stiffener Arrangement	37
3.25.4	Continuous Flooring	37
3.26	DISTRIBUTION OF WHEEL LOADS AND DESIGN OF	
	COMPOSITE WOOD-CONCRETE MEMBERS	37
3.26.1	Distribution of Concentrated Loads for Bending Moment	
	and Shear	37
3.26.2	Distribution of Bending Moments in Continuous Spans	37
3.26.3	Design	37
3.27	DISTRIBUTION OF WHEEL LOADS ON STEEL GRID	
	FLOORS	37
3.27.1	General	37
3.27.2	Floors Filled with Concrete	37
3.27.3	Open Floors	38
3.28	DISTRIBUTION OF LOADS FOR BENDING MOMENT	
	IN SPREAD BOX GIRDERS	38
3.28.1	Interior Beams	38
3.28.2	Exterior Beams	38
3.29	MOMENTS, SHEARS AND REACTIONS	38
3.30	TIRE CONTACT AREA	38

SECTION 4—FOUNDATIONS

4.1	GENERAL	39
4.2	FOUNDATION TYPE AND CAPACITY	39
4.2.1	Selection of Foundation Type	39
4.2.2	Foundation Capacity	39
4.2.2.1	Bearing Capacity	39
4.2.2.2	Settlement	43
4.2.2.3	Overall Stability	39
4.2.3	Soil, Rock and Other Problem Conditions	39
4.3	SUBSURFACE EXPLORATION AND TESTING PROGRAMS ..	39
4.3.1	General Requirements	39
4.3.2	Minimum Depth	40
4.3.3	Minimum Coverage	41
4.3.4	Laboratory Testing	41
4.3.5	Scour	41
4.4	SPREAD FOOTINGS	41
4.4.1	General	41
4.4.1.1	Applicability	41
4.4.1.2	Footings Supporting Non-rectangular Columns or Piers	41
4.4.1.3	Footings in Fill	41
4.4.1.4	Footings in Sloped Portions of Embankments	41

4.4.1.5	Distribution of Bearing Pressure	41
4.4.2	Notations	41
4.4.3	Design Terminology	44
4.4.4	Soil and Rock Property Selection	45
4.4.5	Depth	45
4.4.5.1	Minimum Embedment and Bench Width	45
4.4.5.2	Scour Protection	45
4.4.5.3	Footing Excavations	45
4.4.5.4	Piping	45
4.4.6	Anchorage	45
4.4.7	Geotechnical Design on Soil	45
4.4.7.1	Bearing Capacity	45
4.4.7.1.1	Factors Affecting Bearing Capacity	46
4.4.7.1.1.1	Eccentric Loading	46
4.4.7.1.1.2	Footing Shape	47
4.4.7.1.1.3	Inclined Loading	47
4.4.7.1.1.4	Ground Surface Slope	47
4.4.7.1.1.5	Embedment Depth	47
4.4.7.1.1.6	Ground Water	51
4.4.7.1.1.7	Layered Soils	51
4.4.7.1.1.8	Inclined Base	53
4.4.7.1.2	Factors of Safety	53
4.4.7.2	Settlement	53
4.4.7.2.1	Stress Distribution	54
4.4.7.2.2	Elastic Settlement	54
4.4.7.2.3	Consolidation Settlement	56
4.4.7.2.4	Secondary Settlement	57
4.4.7.2.5	Tolerable Movement	57
4.4.7.3	Dynamic Ground Stability	57
4.4.8	Geotechnical Design on Rock	58
4.4.8.1	Bearing Capacity	58
4.4.8.1.1	Footings on Competent Rock	58
4.4.8.1.2	Footings on Broken or Jointed Rock	58
4.4.8.1.3	Factors of Safety	59
4.4.8.2	Settlement	59
4.4.8.2.1	Footings on Competent Rock	59
4.4.8.2.2	Footings on Broken or Jointed Rock	59
4.4.8.2.3	Tolerable Movement	62
4.4.9	Overall Stability	62
4.4.10	Dynamic/Seismic Design	62
4.4.11	Structural Design	63
4.4.11.1	Loads and Reactions	63
4.4.11.1.1	Action of Loads and Reactions	63
4.4.11.1.2	Isolated and Multiple Footing Reactions	63
4.4.11.2	Moments	63
4.4.11.2.1	Critical Section	63
4.4.11.2.2	Distribution of Reinforcement	63
4.4.11.3	Shear	63
4.4.11.3.1	Critical Section	63
4.4.11.3.2	Footings on Piles or Drilled Shafts	63
4.4.11.4	Development of Reinforcement	63
4.4.11.4.1	Development Length	63
4.4.11.4.2	Critical Section	63

4.4.11.5	Transfer of Force at Base of Column	64
4.4.11.5.1	Transfer of Force	64
4.4.11.5.2	Lateral Forces	64
4.4.11.5.3	Bearing	64
4.4.11.5.4	Reinforcement	64
4.4.11.5.5	Dowel Size	64
4.4.11.5.6	Development Length	64
4.4.11.5.7	Splicing	64
4.4.11.6	Unreinforced Concrete Footings	64
4.4.11.6.1	Design Stress	64
4.4.11.6.2	Pedestals	64
4.5	DRIVEN PILES	64
4.5.1	General	64
4.5.1.1	Application	64
4.5.1.2	Materials	64
4.5.1.3	Penetration	65
4.5.1.4	Lateral Tip Restraint	65
4.5.1.5	Estimated Lengths	65
4.5.1.6	Estimated and Minimum Tip Elevation	65
4.5.1.7	Piles Through Embankment Fill	65
4.5.1.8	Test Piles	65
4.5.2	Pile Types	65
4.5.2.1	Friction Piles	65
4.5.2.2	End Bearing Piles	65
4.5.2.3	Combination Friction and End Bearing Piles	65
4.5.2.4	Batter Piles	65
4.5.3	Notations	66
4.5.4	Design Terminology	66
4.5.5	Selection of Soil and Rock Properties	66
4.5.6	Selection of Design Pile Capacity	66
4.5.6.1	Ultimate Geotechnical Capacity	66
4.5.6.1.1	Factors Affecting Axial Capacity	66
4.5.6.1.2	Axial Capacity in Cohesive Soils	66
4.5.6.1.3	Axial Capacity in Cohesionless Soils	66
4.5.6.1.4	Axial Capacity on Rock	67
4.5.6.2	Factor of Safety Selection	67
4.5.6.3	Settlement	68
4.5.6.4	Group Pile Loading	68
4.5.6.5	Lateral Loads on Piles	68
4.5.6.6	Uplift Loads on Piles	68
4.5.6.6.1	Single Pile	68
4.5.6.6.2	Pile Group	68
4.5.6.7	Vertical Ground Movement	68
4.5.6.7.1	Negative Skin Friction	68
4.5.6.7.2	Expansive Soil	69
4.5.6.8	Dynamic/Seismic Design	69
4.5.7	Structural Capacity of Pile Section	69
4.5.7.1	Load Capacity Requirements	69
4.5.7.2	Piles Extending Above Ground Surface	69
4.5.7.3	Allowable Stresses in Piles	69
4.5.7.4	Cross-Section Adjustment for Corrosion	70
4.5.7.5	Scour	70
4.5.8	Protection Against Corrosion and Abrasion	70

4.5.9	Wave Equation Analysis	70
4.5.10	Dynamic Monitoring	70
4.5.11	Maximum Allowable Driving Stresses	70
4.5.12	Tolerable Movement	70
4.5.13	Buoyancy	71
4.5.14	Protection Against Deterioration	71
4.5.14.1	Steel Piles	71
4.5.14.2	Concrete Piles	71
4.5.14.3	Timber Piles	71
4.5.15	Spacing, Clearances and Embedment	71
4.5.15.1	Pile Footings	71
4.5.15.1.1	Pile Spacing	71
4.5.15.1.2	Minimum Projection into Cap	71
4.5.15.2	Bent Caps	71
4.5.16	Precast Concrete Piles	71
4.5.16.1	Size and Shape	71
4.5.16.2	Minimum Area	71
4.5.16.3	Minimum Diameter of Tapered Piles	71
4.5.16.4	Driving Points	71
4.5.16.5	Vertical Reinforcement	72
4.5.16.6	Spiral Reinforcement	72
4.5.16.7	Reinforcement Cover	72
4.5.16.8	Splices	72
4.5.16.9	Handling Stresses	72
4.5.17	Cast-in-Place Concrete Piles	72
4.5.17.1	Materials	72
4.5.17.2	Shape	72
4.5.17.3	Minimum Area	72
4.5.17.4	General Reinforcement Requirements	72
4.5.17.5	Reinforcement into Superstructure	72
4.5.17.6	Shell Requirements	72
4.5.17.7	Splices	72
4.5.17.8	Reinforcement Cover	73
4.5.18	Steel H-Piles	73
4.5.18.1	Metal Thickness	73
4.5.18.2	Splices	73
4.5.18.3	Caps	73
4.5.18.4	Lugs, Scabs and Core-Stopppers	73
4.5.18.5	Point Attachments	73
4.5.19	Unfilled Tubular Steel Piles	73
4.5.19.1	Metal Thickness	73
4.5.19.2	Splices	73
4.5.19.3	Driving	73
4.5.19.4	Column Action	73
4.5.20	Prestressed Concrete Piles	73
4.5.20.1	Size and Shape	73
4.5.20.2	Main Reinforcement	73
4.5.20.3	Vertical Reinforcement	74
4.5.20.4	Hollow Cylinder Piles	74
4.5.20.5	Splices	74
4.5.21	Timber Piles	74
4.5.21.1	Materials	74
4.5.21.2	Limitations on Untreated Timber Pile Use	74

4.5.21.3	Limitations on Treated Timber Pile Use	74
4.6	DRILLED SHAFTS	74
4.6.1	General	74
4.6.1.1	Application	74
4.6.1.2	Materials	74
4.6.1.3	Construction	74
4.6.1.4	Embedment	75
4.6.1.5	Shaft Diameter	75
4.6.1.6	Batter Shafts	75
4.6.1.7	Shafts Through Embankment Fill	75
4.6.2	Notations	75
4.6.3	Design Terminology	76
4.6.4	Selection of Soil and Rock Properties	76
4.6.4.1	Presumptive Values	76
4.6.4.2	Measured Values	76
4.6.5	Geotechnical Design	76
4.6.5.1	Axial Capacity in Soil	77
4.6.5.1.1	Side Resistance in Cohesive Soil	77
4.6.5.1.2	Side Resistance in Cohesionless Soil	78
4.6.5.1.3	Tip Resistance in Cohesive Soil	79
4.6.5.1.4	Tip Resistance in Cohesionless Soil	79
4.6.5.2	Factors Affecting Axial Capacity in Soil	79
4.6.5.2.1	Soil Layering and Variable Soil Strength with Depth	79
4.6.5.2.2	Ground Water	79
4.6.5.2.3	Enlarged Bases	80
4.6.5.2.4	Group Action	80
4.6.5.2.4.1	Cohesive Soil	80
4.6.5.2.4.2	Cohesionless Soil	80
4.6.5.2.4.3	Group in Strong Soil Overlying Weaker Soil	80
4.6.5.2.5	Vertical Ground Movement	80
4.6.5.2.6	Method of Construction	81
4.6.5.3	Axial Capacity in Rock	81
4.6.5.3.1	Side Resistance	81
4.6.5.3.2	Tip Resistance	82
4.6.5.3.3	Factors Affecting Axial Capacity in Rock	82
4.6.5.3.3.1	Rock Stratification	82
4.6.5.3.3.2	Rock Mass Discontinuities	82
4.6.5.3.3.3	Method of Construction	82
4.6.5.4	Factors of Safety	82
4.6.5.5	Deformation of Axially Loaded Shafts	82
4.6.5.5.1	Shafts in Soil	82
4.6.5.5.1.1	Cohesive Soil	82
4.6.5.5.1.2	Cohesionless Soil	83
4.6.5.5.1.3	Mixed Soil Profile	83
4.6.5.5.2	Shafts Socketed into Rock	83
4.6.5.5.3	Tolerable Movement	84
4.6.5.6	Lateral Loading	84
4.6.5.6.1	Factors Affecting Laterally Loaded Shafts	85
4.6.5.6.1.1	Soil Layering	85
4.6.5.6.1.2	Ground Water	85
4.6.5.6.1.3	Scour	85
4.6.5.6.1.4	Group Action	85
4.6.5.6.1.5	Cyclic Loading	85

4.6.5.6.1.6	Combined Axial and Lateral Loading	86
4.6.5.6.1.7	Sloping Ground	86
4.6.5.6.2	Tolerable Lateral Movements	86
4.6.5.7	Dynamic/Seismic Design	86
4.6.6	Structural Design and General Shaft Dimensions	86
4.6.6.1	General	86
4.6.6.2	Reinforcement	86
4.6.6.2.1	Longitudinal Bar Spacing	86
4.6.6.2.2	Splices	86
4.6.6.2.3	Transverse Reinforcement	86
4.6.6.2.4	Handling Stresses	87
4.6.6.2.5	Reinforcement Cover	87
4.6.6.2.6	Reinforcement into Superstructure	87
4.6.6.3	Enlarged Bases	87
4.6.6.4	Center-to-Center Shaft Spacing	87
4.6.7	Load Testing	87
4.6.7.1	General	87
4.6.7.2	Load Testing Procedures	87
4.6.7.3	Load Test Method Selection	88

SECTION 5—RETAINING WALLS

5.1	GENERAL	89
5.2	WALL TYPE AND CAPACITY	89
5.2.1	Selection of Wall Type	89
5.2.1.1	Rigid Gravity and Semi-Gravity Walls	89
5.2.1.2	Nongravity Cantilevered Walls	89
5.2.1.3	Anchored Walls	89
5.2.1.4	Mechanically Stabilized Earth Walls	90
5.2.1.5	Prefabricated Modular Walls	90
5.2.2	Wall Capacity	91
5.2.2.1	Bearing Capacity	91
5.2.2.2	Settlement	91
5.2.2.3	Overall Stability	91
5.2.2.4	Tolerable Movements	91
5.2.3	Soil, Rock and Other Problem Conditions	91
5.3	SUBSURFACE EXPLORATION AND TESTING PROGRAMS ..	91
5.3.1	General Requirements	91
5.3.2	Minimum Depth	92
5.3.3	Minimum Coverage	92
5.3.4	Laboratory Testing	92
5.3.5	Scour	92
5.4	NOTATIONS	92
5.5	RIGID GRAVITY AND SEMI-GRAVITY WALL DESIGN	94
5.5.1	Design Terminology	94
5.5.2	Earth Pressure and Surcharge Loadings	94
5.5.3	Water Pressure and Drainage	100
5.5.4	Seismic Pressure	100
5.5.5	Structure Dimensions and External Stability	100
5.5.6	Structure Design	100
5.5.6.1	Base or Footing Slabs	100
5.5.6.2	Wall Stems	100
5.5.6.3	Counterforts and Buttresses	103

5.5.6.4	Reinforcement	103
5.5.6.5	Expansion and Contraction Joints	103
5.5.7	Backfill	103
5.5.8	Overall Stability	103
5.6	NONGRAVITY CANTILEVERED WALL DESIGN	103
5.6.1	Design Terminology	103
5.6.2	Earth Pressure and Surcharge Loadings	103
5.6.3	Water Pressure and Drainage	105
5.6.4	Seismic Pressure	107
5.6.5	Structure Dimensions and External Stability	107
5.6.6	Structure Design	107
5.6.7	Overall Stability	107
5.6.8	Corrosion Protection	107
5.7	ANCHORED WALL DESIGN	107
5.7.1	Design Terminology	107
5.7.2	Earth Pressure and Surcharge Loadings	107
5.7.3	Water Pressure and Drainage	110
5.7.4	Seismic Pressure	110
5.7.5	Structure Dimensions and External Stability	111
5.7.6	Structure Design	111
5.7.6.1	General	111
5.7.6.2	Anchor Design	111
5.7.7	Overall Stability	113
5.7.8	Corrosion Protection	113
5.7.9	Anchor Load Testing and Stressing	113
5.8	MECHANICALLY STABILIZED EARTH WALL DESIGN	113
5.8.1	Structure Dimensions	113
5.8.2	External Stability	113
5.8.3	Bearing Capacity and Foundation Stability	115
5.8.4	Internal Stability	116
5.8.4.1	Inextensible Reinforcements	116
5.8.4.2	Extensible Reinforcements	117
5.8.5	Pullout Design Parameters	117
5.8.6	Design Life Requirements	117
5.8.6.1	Steel Reinforcement	117
5.8.6.2	Polymeric Reinforcement	118
5.8.7	Allowable Stresses	118
5.8.7.1	Steel Reinforcements	118
5.8.7.2	Polymeric Reinforcements	119
5.8.8	Drainage	119
5.8.9	Special Loading Conditions	119
5.8.10	Seismic Design	120
5.8.10.1	External Stability	120
5.8.10.2	Internal Stability	120
5.8.11	Structural Requirements	120
5.9	PREFABRICATED MODULAR WALL DESIGN	120
5.9.1	Structure Dimensions	120
5.9.2	External Stability	120
5.9.3	Bearing Capacity and Foundation Stability	122
5.9.4	Allowable Stresses	123
5.9.5	Drainage	123

SECTION 6—CULVERTS

6.1	CULVERT LOCATION, LENGTH, AND WATERWAY OPENINGS	124
6.2	DEAD LOADS	124
6.2.1	Culvert in trench, or culvert untrenched on yielding foundation	124
6.2.2	Culvert untrenched on unyielding foundation	124
6.3	FOOTINGS	124
6.4	DISTRIBUTION OF WHEEL LOADS THROUGH EARTH FILLS	124
6.5	DISTRIBUTION REINFORCEMENT	124
6.6	DESIGN	124

SECTION 7—SUBSTRUCTURES

7.1	GENERAL	125
7.1.1	Definition	125
7.1.2	Loads	125
7.1.3	Settlement	125
7.1.4	Foundation and Retaining Wall Design	125
7.2	NOTATIONS	125
7.3	PIERS	125
7.3.1	Pier Types	125
7.3.1.1	Solid Wall Piers	125
7.3.1.2	Double Wall Piers	125
7.3.1.3	Bent Piers	126
7.3.1.4	Single Column Piers	126
7.3.2	Pier Protection	126
7.3.2.1	Collision	126
7.3.2.2	Collision Walls	126
7.3.2.3	Scour	126
7.3.2.4	Facing	126
7.4	TUBULAR PIERS	126
7.4.1	Materials	126
7.4.2	Configuration	126
7.5	ABUTMENTS	126
7.5.1	Abutment Types	126
7.5.1.1	Stub Abutment	126
7.5.1.2	Partial Depth Abutment	126
7.5.1.3	Full Depth Abutment	126
7.5.1.4	Integral Abutment	127
7.5.2	Loading	127
7.5.2.1	Stability	127
7.5.2.2	Reinforcement for Temperature	127
7.5.2.3	Drainage and Backfilling	127
7.5.3	Integral Abutments	127
7.5.4	Abutments on Mechanically Stabilized Earth Walls	127
7.5.5	Abutments on Modular Systems	129
7.5.6	Wingwalls	130
7.5.6.1	Length	130
7.5.6.2	Reinforcement	130

SECTION 8—REINFORCED CONCRETE

PART A—GENERAL REQUIREMENTS AND MATERIALS

8.1	APPLICATION	131
8.1.1	General	131
8.1.2	Notations	131
8.1.3	Definitions	134
8.2	CONCRETE	135
8.3	REINFORCEMENT	135

PART B—ANALYSIS

8.4	GENERAL	135
8.5	EXPANSION AND CONTRACTION	135
8.6	STIFFNESS	135
8.7	MODULUS OF ELASTICITY AND POISSON'S RATIO	135
8.8	SPAN LENGTH	135
8.9	CONTROL OF DEFLECTIONS	136
8.9.1	General	136
8.9.2	Superstructure Depth Limitations	136
8.9.3	Superstructure Deflection Limitations	136
8.10	COMPRESSION FLANGE WIDTH	136
8.10.1	T-Girder	136
8.10.2	Box Girders	136
8.11	SLAB AND WEB THICKNESS	137
8.12	DIAPHRAGMS	137
8.13	COMPUTATION OF DEFLECTIONS	137

PART C—DESIGN

8.14	GENERAL	138
8.14.1	Design Methods	138
8.14.2	Composite Flexural Members	138
8.14.3	Concrete Arches	138
8.15	SERVICE LOAD DESIGN METHOD (Allowable Stress Design)	139
8.15.1	General Requirements	139
8.15.2	Allowable Stresses	139
8.15.2.1	Concrete	139
8.15.2.1.1	Flexure	139
8.15.2.1.2	Shear	139
8.15.2.1.3	Bearing Stress	139
8.15.2.2	Reinforcement	139
8.15.3	Flexure	139
8.15.4	Compression Members	140
8.15.5	Shear	140
8.15.5.1	Shear Stress	140
8.15.5.2	Shear Stress Carried by Concrete	140
8.15.5.2.1	Shear in Beams and One-Way Slabs and Footings	140
8.15.5.2.2	Shear in Compression Members	140
8.15.5.2.3	Shear in Tension Members	140

8.15.5.2.4	Shear in Lightweight Concrete	141
8.15.5.3	Shear Stress Carried by Shear Reinforcement	141
8.15.5.4	Shear Friction	141
8.15.5.4.3	Shear-friction design method	141
8.15.5.5	Horizontal Shear Design for Composite Concrete	
	Flexural Members	142
8.15.5.5.5	Ties for horizontal shear	142
8.15.5.6	Special Provisions for Slabs and Footings	143
8.15.5.7	Special Provisions for Slabs of Box Culverts	143
8.15.5.8	Special Provisions for Brackets and Corbels	143
8.16	STRENGTH DESIGN METHOD (Load Factor Design)	144
8.16.1	Strength Requirements	144
8.16.1.1	Required Strength	144
8.16.1.2	Design Strength	144
8.16.2	Design Assumptions	144
8.16.3	Flexure	145
8.16.3.1	Maximum Reinforcement of Flexural Members	145
8.16.3.2	Rectangular Sections with Tension Reinforcement Only	145
8.16.3.3	Flanged Sections with Tension Reinforcement Only	145
8.16.3.4	Rectangular Sections with Compression Reinforcement	146
8.16.3.5	Other Cross Sections	146
8.16.4	Compression Members	146
8.16.4.1	General Requirements	146
8.16.4.2	Compression Member Strengths	146
8.16.4.2.1	Pure Compression	146
8.16.4.2.2	Pure Flexure	146
8.16.4.2.3	Balanced Strain Conditions	147
8.16.4.2.4	Combined Flexure and Axial Load	147
8.16.4.3	Biaxial Loading	147
8.16.5	Slenderness Effects in Compression Members	147
8.16.5.1	General Requirements	147
8.16.5.2	Approximate Evaluation of Slenderness Effects	147
8.16.6	Shear	148
8.16.6.1	Shear Strength	148
8.16.6.2	Shear Strength Provided by Concrete	149
8.16.6.2.1	Shear in Beams and One-Way Slabs and Footings	149
8.16.6.2.2	Shear in Compression Members	149
8.16.6.2.3	Shear in Tension Members	149
8.16.6.2.4	Shear in Lightweight Concrete	149
8.16.6.3	Shear Strength Provided by Shear Reinforcement	149
8.16.6.4	Shear Friction	150
8.16.6.4.4	Shear-friction design method	150
8.16.6.5	Horizontal Shear Strength for Composite Concrete Flexural	
	Members	151
8.16.6.5.5	Ties for horizontal shear	151
8.16.6.6	Special Provisions for Slabs and Footings	151
8.16.6.7	Special Provisions for Slabs of Box Culverts	152
8.16.6.8	Special Provisions for Brackets and Corbels	152
8.16.7	Bearing Strength	153
8.16.8	Serviceability Requirements	153
8.16.8.1	Application	153
8.16.8.2	Service Load Stresses	153
8.16.8.3	Fatigue Stress Limits	153
8.16.8.4	Distribution of Flexural Reinforcement	153

PART D—REINFORCEMENT

8.17	REINFORCEMENT OF FLEXURAL MEMBERS	154
8.17.1	Minimum Reinforcement	154
8.17.2	Distribution of Reinforcement	154
8.17.2.1	Flexural Tension Reinforcement in Zones of Maximum Tension	154
8.17.2.2	Transverse Deck Slab Reinforcement in T-Girders and Box Girders	155
8.17.2.3	Bottom Slab Reinforcement for Box Girders	155
8.17.3	Lateral Reinforcement of Flexural Members	155
8.18	REINFORCEMENT OF COMPRESSION MEMBERS	155
8.18.1	Maximum and Minimum Longitudinal Reinforcement	155
8.18.2	Lateral Reinforcement	155
8.18.2.1	General	155
8.18.2.2	Spirals	155
8.18.2.3	Ties	156
8.18.2.4	Seismic Requirements	156
8.19	LIMITS FOR SHEAR REINFORCEMENT	156
8.19.1	Minimum Shear Reinforcement	156
8.19.2	Types of Shear Reinforcement	156
8.19.3	Spacing of Shear Reinforcement	157
8.20	SHRINKAGE AND TEMPERATURE REINFORCEMENT	157
8.21	SPACING LIMITS FOR REINFORCEMENT	157
8.22	PROTECTION AGAINST CORROSION	157
8.23	HOOKS AND BENDS	158
8.23.1	Standard Hooks	158
8.23.2	Minimum Bend Diameters	158
8.24	DEVELOPMENT OF FLEXURAL REINFORCEMENT	158
8.24.1	General	158
8.24.2	Positive Moment Reinforcement	159
8.24.3	Negative Moment Reinforcement	159
8.25	DEVELOPMENT OF DEFORMED BARS AND DEFORMED WIRE IN TENSION	159
8.26	DEVELOPMENT OF DEFORMED BARS IN COMPRESSION	160
8.27	DEVELOPMENT OF SHEAR REINFORCEMENT	160
8.28	DEVELOPMENT OF BUNDLED BARS	161
8.29	DEVELOPMENT OF STANDARD HOOKS IN TENSION	161
8.30	DEVELOPMENT OF WELDED WIRE FABRIC IN TENSION	162
8.30.1	Deformed Wire Fabric	162
8.30.2	Smooth Wire Fabric	162
8.31	MECHANICAL ANCHORAGE	162
8.32	SPICES OF REINFORCEMENT	162
8.32.1	Lap Splices	162
8.32.2	Welded Splices and Mechanical Connections	163
8.32.3	Splices of Deformed Bars and Deformed Wire in Tension	163
8.32.4	Splices of Bars in Compression	163
8.32.4.1	Lap Splices in Compression	163
8.32.4.2	End Bearing Splices	164
8.32.4.3	Welded Splices or Mechanical Connections	164
8.32.5	Splices of Welded Deformed Wire Fabric in Tension	164
8.32.6	Splices of Welded Smooth Wire Fabric in Tension	164

SECTION 9—PRESTRESSED CONCRETE

PART A—GENERAL REQUIREMENTS AND MATERIALS

9.1	APPLICATION	165
9.1.1	General	165
9.1.2	Notations	165
9.1.3	Definitions	166
9.2	CONCRETE	167
9.3	REINFORCEMENT	167
9.3.1	Prestressing Steel	167
9.3.2	Non-Prestressed Reinforcement	167

PART B—ANALYSIS

9.4	GENERAL	168
9.5	EXPANSION AND CONTRACTION	168
9.6	SPAN LENGTH	168
9.7	FRAMES AND CONTINUOUS CONSTRUCTION	168
9.7.1	Cast-in-Place Post-Tensioned Bridges	168
9.7.2	Bridges Composed of Simple-Span Precast Prestressed Girders Made Continuous	168
9.7.2.1	General	168
9.7.2.2	Positive Moment Connection at Piers	168
9.7.2.3	Negative Moments	168
9.7.2.4	Compressive Stress in Girders at Piers at Service Loads	168
9.7.3	Segmental Box Girders	169
9.7.3.1	General	169
9.7.3.2	Flexure	169
9.7.3.3	Torsion	169
9.8	EFFECTIVE FLANGE WIDTH	169
9.8.1	T-Beams	169
9.8.2	Box Girders	169
9.9	FLANGE AND WEB THICKNESS—BOX GIRDERS	169
9.9.1	Top Flange	169
9.9.2	Bottom Flange	169
9.9.3	Web	169
9.10	DIAPHRAGMS	169
9.10.1	General	169
9.10.2	T-Beams	169
9.10.3	Box Girders	170
9.11	DEFLECTIONS	170
9.11.1	General	170
9.11.2	Segmental Box Girders	170
9.12	DECK PANELS	170
9.12.1	General	170
9.12.2	Bending Moment	170

PART C—DESIGN

9.13	GENERAL	170
9.13.1	Design Theory and General Considerations	170

9.13.2	Basic Assumptions	170
9.13.3	Composite Flexural Members	170
9.14	LOAD FACTORS	171
9.15	ALLOWABLE STRESSES	171
9.15.1	Prestressing Steel	171
9.15.2	Concrete	171
9.15.2.1	Temporary Stresses Before Losses Due to Creep Shrinkage	171
9.15.2.2	Stress at Service Load After Losses Have Occurred	171
9.15.2.3	Cracking Stress	172
9.15.2.4	Anchorage Bearing Stress	172
9.16	LOSS OF PRESTRESS	172
9.16.1	Friction Losses	172
9.16.2	Prestress Losses	172
9.16.2.1	General	172
9.16.2.1.1	Shrinkage	172
9.16.2.1.2	Elastic Shortening	174
9.16.2.1.3	Creep of Concrete	174
9.16.2.1.4	Relaxation of Prestressing Steel	174
9.16.2.2	Estimated Losses	174
9.17	FLEXURAL STRENGTH	175
9.17.1	General	175
9.17.2	Rectangular Sections	175
9.17.3	Flanged Sections	175
9.17.4	Steel Stress	175
9.18	DUCTILITY LIMITS	176
9.18.1	Maximum Prestressing Steel	176
9.18.2	Minimum Steel	176
9.19	NON-PRESTRESSED REINFORCEMENT	176
9.20	SHEAR	176
9.20.1	General	176
9.20.2	Shear Strength Provided by Concrete	177
9.20.3	Shear Strength Provided by Web Reinforcement	177
9.20.4	Horizontal Shear Design—Composite Flexural Members	177
9.20.4.5	Ties for Horizontal Shear	178
9.21	ANCHORAGE ZONES	178
9.22	CONCRETE STRENGTH AT STRESS TRANSFER	178
9.23	DECK PANELS	179

PART D—DETAILING

9.24	FLANGE REINFORCEMENT	179
9.25	COVER AND SPACING OF STEEL	179
9.25.1	Minimum Cover	179
9.25.2	Minimum Spacing	179
9.25.3	Bundling	179
9.25.4	Size of Ducts	179
9.26	POST-TENSIONING ANCHORAGES AND COUPLERS	179
9.27	EMBEDMENT OF PRESTRESSED STRAND	180
9.28	BEARINGS	180

SECTION 10—STRUCTURAL STEEL

PART A—GENERAL REQUIREMENTS AND MATERIALS

10.1	APPLICATION	181
10.1.1	Notations	181
10.2	MATERIALS	187
10.2.1	General	187
10.2.2	Structural Steels	187
10.2.3	Steels for Pins, Rollers, and Expansion Rockers	187
10.2.4	Fasteners—Rivets and Bolts	187
10.2.5	Weld Metal	187
10.2.6	Cast Steel, Ductile Iron Castings, Malleable Castings, Cast Iron, and Bronze or Copper Alloy	187
10.2.6.1	Cast Steel and Ductile Iron	187
10.2.6.2	Malleable Castings	187
10.2.6.3	Cast Iron	187
10.2.6.4	Bronze or Copper-Alloy	187

PART B—DESIGN DETAILS

10.3	REPETITIVE LOADING AND TOUGHNESS CONSIDERATIONS	187
10.3.1	Allowable Fatigue Stress	187
10.3.2	Load Cycles	188
10.3.3	Charpy V-Notch Impact Requirements	188
10.3.4	Shear	188
10.4	EFFECTIVE LENGTH OF SPAN	191
10.5	DEPTH RATIOS	191
10.6	DEFLECTION	193
10.7	LIMITING LENGTHS OF MEMBERS	193
10.8	MINIMUM THICKNESS OF METAL	194
10.9	EFFECTIVE AREA OF ANGLES AND TEE SECTIONS IN TENSION	194
10.10	OUTSTANDING LEGS OF ANGLES	194
10.11	EXPANSION AND CONTRACTION	195
10.12	FLEXURAL MEMBERS	195
10.13	COVER PLATES	195
10.14	CAMBER	195
10.15	HEAT-CURVED ROLLED BEAMS AND WELDED PLATE GIRDERS	195
10.15.1	Scope	195
10.15.2	Minimum Radius of Curvature	195
10.15.3	Camber	196
10.16	TRUSSES	196
10.16.1	General	196
10.16.2	Truss Members	196
10.16.3	Secondary Stresses	197
10.16.4	Diaphragms	197
10.16.5	Camber	197
10.16.6	Working Lines and Gravity Axes	197
10.16.7	Portal and Sway Bracing	197
10.16.8	Perforated Cover Plates	197

10.16.9	Stay Plates	198
10.16.10	Lacing Bars	198
10.16.11	Gusset Plates	198
10.16.12	Half-Through Truss Spans	199
10.16.13	Fastener Pitch in Ends of Compression Members	199
10.16.14	Net Section of Riveted or High-Strength Bolted Tension Members	199
10.17	BENTS AND TOWERS	199
10.17.1	General	199
10.17.2	Single Bents	200
10.17.3	Batter	200
10.17.4	Bracing	200
10.17.5	Bottom Struts	200
10.18	SPLICES	200
10.18.1	General	200
10.18.2	Beams and Girders	200
10.18.3	Columns	201
10.18.4	Tension Members	201
10.18.5	Welding	201
10.18.6	Fillers	201
10.19	STRENGTH OF CONNECTIONS	202
10.19.1	General	202
10.19.2	End Connections of Floor Beams and Stringers	202
10.20	DIAPHRAGMS AND CROSS FRAMES	203
10.20.1	General	203
10.20.2	Stresses Due to Wind Loading When Top Flanges Are Continuously Supported	203
10.20.2.1	Flanges	203
10.20.2.2	Diaphragms and Cross Frames	203
10.20.3	Stresses Due to Wind Load When Top Flanges are Not Continuously Supported	203
10.21	LATERAL BRACING	203
10.22	CLOSED SECTIONS AND POCKETS	204
10.23	WELDING	204
10.23.1	General	204
10.23.2	Effective Size of Fillet Welds	204
10.23.2.1	Maximum Size of Fillet Welds	204
10.23.2.2	Minimum Size of Fillet Welds	204
10.23.3	Minimum Effective Length of Fillet Welds	205
10.23.4	Fillet Weld End Returns	205
10.23.5	Seal Welds	205
10.24	FASTENERS (Rivets and Bolts)	205
10.24.1	General	205
10.24.2	Holes Types	205
10.24.3	Washer Requirements	206
10.24.4	Size of Fasteners (Rivets or High-Strength Bolts)	206
10.24.5	Spacing of Fasteners	207
10.24.6	Maximum Pitch of Sealing and Stitch Fasteners	207
10.24.6.1	Sealing Fasteners	207
10.24.6.2	Stitch Fasteners	207
10.24.7	Edge Distance of Fasteners	207
10.24.7.1	General	207
10.24.8	Long Rivets	208

10.25	LINKS AND HANGERS	208
10.25.1	Net Section	208
10.25.2	Location of Pins	208
10.25.3	Size of Pins	208
10.25.4	Pin Plates	208
10.25.5	Pins and Pin Nuts	208
10.26	UPSET ENDS	208
10.27	EYEBARS	208
10.27.1	Thickness and Net Section	208
10.27.2	Packing of Eyebars	209
10.28	FORKED ENDS	209
10.29	FIXED AND EXPANSION BEARINGS	209
10.29.1	General	209
10.29.2	Bronze or Copper-Alloy Sliding Expansion Bearings	209
10.29.3	Rollers	209
10.29.4	Sole Plates and Masonry Plates	209
10.29.5	Masonry Bearings	209
10.29.6	Anchor Bolts	209
10.29.7	Pedestals and Shoes	210
10.30	FLOOR SYSTEM	210
10.30.1	Stringers	210
10.30.2	Floor Beams	210
10.30.3	Cross Frames	210
10.30.4	Expansion Joints	210
10.30.5	End Floor Beams	210
10.30.6	End Panel of Skewed Bridges	210
10.30.7	Sidewalk Brackets	210

**PART C—SERVICE LOAD DESIGN METHOD
ALLOWABLE STRESS DESIGN**

10.31	SCOPE	211
10.32	ALLOWABLE STRESSES	211
10.32.1	Steel	211
10.32.2	Weld Metal	211
10.32.3	Fasteners (Rivets and Bolts)	211
10.32.3.1	General	211
10.32.3.3	Applied Tension, Combined Tension and Shear	214
10.32.3.4	Fatigue	216
10.32.4	Pins, Rollers, and Expansion Rockers	216
10.32.5	Cast Steel, Ductile Iron Castings, Malleable Castings, and Cast Iron	217
10.32.5.1	Cast Steel and Ductile Iron	217
10.32.5.2	Malleable Castings	217
10.32.5.3	Cast Iron	217
10.32.5.4	Bronze or Copper-Alloy	217
10.32.6	Bearing on Masonry	217
10.33	ROLLED BEAMS	217
10.33.1	General	217
10.33.2	Bearing Stiffeners	218
10.34	PLATE GIRDERS	218
10.34.1	General	218
10.34.2	Flanges	218

10.34.2.1	Welded Girders	218
10.34.2.2	Riveted or Bolted Girders	218
10.34.3	Thickness of Web Plates	219
10.34.3.1	Girders Not Stiffened Longitudinally	219
10.34.3.2	Girders Stiffened Longitudinally	219
10.34.4	Transverse Intermediate Stiffeners	220
10.34.5	Longitudinal Stiffeners	221
10.34.6	Bearing Stiffeners	222
10.34.6.1	Welded Girders	222
10.34.6.2	Riveted or Bolted Girders	222
10.35	TRUSSES	222
10.35.1	Perforated Cover Plates and Lacing Bars	222
10.35.2	Compression Members—Thickness of Metal	223
10.36	COMBINED STRESSES	224
10.37	SOLID RIB ARCHES	224
10.37.1	Moment Amplification and Allowable Stress	224
10.37.2	Web Plates	225
10.37.3	Flange Plates	226
10.38	COMPOSITE GIRDERS	226
10.38.1	General	226
10.38.2	Shear Connectors	227
10.38.3	Effective Flange Width	227
10.38.4	Stresses	227
10.38.5	Shear	228
10.38.5.1	Horizontal Shear	228
10.38.5.1.1	Fatigue	228
10.38.5.1.2	Ultimate Strength	228
10.38.5.1.3	Additional Connectors to Develop Slab Stresses	229
10.38.5.2	Vertical Shear	230
10.38.6	Deflection	230
10.39	COMPOSITE BOX GIRDERS	230
10.39.1	General	230
10.39.2	Lateral Distribution of Loads for Bending Moment	230
10.39.3	Design of Web Plates	230
10.39.3.1	Vertical Shear	230
10.39.3.2	Secondary Bending Stresses	230
10.39.4	Design of Bottom Flange Plates	231
10.39.4.1	Tension Flanges	231
10.39.4.2	Compression Flanges Unstiffened	231
10.39.4.3	Compression Flanges Stiffened Longitudinally	231
10.39.4.4	Compression Flanges Stiffened Longitudinally and Transversely	234
10.39.4.5	Compression Flange Stiffeners, General	234
10.39.5	Design of Flange to Web Welds	235
10.39.6	Diaphragms	235
10.39.7	Lateral Bracing	235
10.39.8	Access and Drainage	235
10.40	HYBRID GIRDERS	235
10.40.1	General	235
10.40.2	Allowable Stresses	235
10.40.2.1	Bending	235
10.40.2.2	Shear	236
10.40.2.3	Fatigue	236

10.40.3	Plate Thickness Requirements	236
10.40.4	Bearing Stiffener Requirements	236
10.41	ORTHOTROPIC-DECK SUPERSTRUCTURES	236
10.41.1	General	236
10.41.2	Wheel Load Contact Area	236
10.41.3	Effective Width of Deck Plate	237
10.41.3.1	Ribs and Beams	237
10.41.3.2	Girders	237
10.41.4	Allowable Stresses	237
10.41.4.1	Local Bending Stresses in Deck Plate	237
10.41.4.2	Bending Stresses in Longitudinal Ribs	237
10.41.4.3	Bending Stresses in Transverse Beams	237
10.41.4.4	Intersections of Ribs, Beams, and Girders	237
10.41.4.5	Thickness of Plate Elements	237
10.41.4.5.1	Longitudinal Ribs and Deck Plate	237
10.41.4.5.2	Girders and Transverse Beams	237
10.41.4.6	Maximum Slenderness of Longitudinal Ribs	237
10.41.4.7	Diaphragms	238
10.41.4.8	Stiffness Requirements	238
10.41.4.8.1	Deflections	238
10.41.4.8.2	Vibrations	238
10.41.4.9	Wearing Surface	238
10.41.4.10	Closed Ribs	238

**PART D—STRENGTH DESIGN METHOD
LOAD FACTOR DESIGN**

10.42	SCOPE	238
10.43	LOADS	238
10.44	DESIGN THEORY	239
10.45	ASSUMPTIONS	239
10.46	DESIGN STRESS FOR STRUCTURAL STEEL	239
10.47	MAXIMUM DESIGN LOADS	239
10.48	SYMMETRICAL BEAMS AND GIRDERS	239
10.48.1	Compact Sections	239
10.48.2	Braced Non-Compact Sections	240
10.48.3	Transitions	241
10.48.4	Unbraced Sections	241
10.48.5	Transversely Stiffened Girders	242
10.48.6	Longitudinally Stiffened Girders	242
10.48.7	Bearing Stiffeners	243
10.48.8	Shear	243
10.49	UNSYMMETRICAL BEAMS AND GIRDERS	244
10.49.1	General	244
10.49.2	Unsymmetrical Sections with Transverse Stiffeners	244
10.49.3	Longitudinally Stiffened Unsymmetrical Sections	244
10.49.4	Unsymmetrical Braced Non-Compact Sections	244
10.49.5	Unbraced Unsymmetrical Sections	244
10.50	COMPOSITE BEAMS AND GIRDERS	244
10.50.1	Positive Moment Sections of Composite Beams and Girders	245
10.50.1.1	Compact Sections	245
10.50.1.2	Non-Compact Sections	246

10.50.2	Negative Moment Sections of Composite Beams and Girders	246
10.50.2.1	Compact Sections	246
10.50.2.2	Non-Compact Sections	247
10.51	COMPOSITE BOX GIRDERS	247
10.51.1	Maximum Strength	247
10.51.2	Lateral Distribution	247
10.51.3	Web Plates	247
10.51.4	Tension Flanges	247
10.51.5	Compression Flanges	247
10.51.6	Diaphragms	248
10.52	SHEAR CONNECTORS	249
10.52.1	General	249
10.52.2	Design of Connectors	249
10.52.3	Maximum Spacing	249
10.53	HYBRID GIRDERS	249
10.53.1	Non-composite Hybrid Girders	249
10.53.1.1	Compact Sections	249
10.53.1.2	Braced Non-Compact Sections	249
10.53.1.3	Unbraced Non-Compact Sections	249
10.53.1.4	Transversely Stiffened Girders	250
10.53.2	Composite Hybrid Girders	250
10.54	COMPRESSION MEMBERS	250
10.54.1	Axial Loading	250
10.54.1.1	Maximum Capacity	250
10.54.1.2	Effective Length	250
10.54.2	Combined Axial Load and Bending	250
10.54.2.1	Maximum Capacity	250
10.54.2.2	Equivalent Moment Factor C	251
10.55	SOLID RIB ARCHES	251
10.55.1	Moment Amplification and Allowable Stresses	251
10.55.2	Web Plates	251
10.55.3	Flange Plates	251
10.56	SPLICES, CONNECTIONS, AND DETAILS	251
10.56.1	Connectors	251
10.56.1.1	General	251
10.56.1.2	Welds	251
10.56.1.3	Bolts and Rivets	252
10.56.1.4	Slip-Critical Joints	252
10.56.2	Bolts Subjected to Prying Action by Connected Parts	252
10.56.3	Rigid Connections	253
10.57	OVERLOAD	254
10.57.1	Non-Composite Beams	254
10.57.2	Composite Beams	254
10.57.3	Slip-Critical Joints	254
10.58	FATIGUE	255
10.58.1	General	255
10.58.2	Composite Construction	255
10.58.2.1	Slab Reinforcement	255
10.58.2.2	Shear Connectors	255
10.58.3	Hybrid Beams and Girders	255

10.59	DEFLECTION	255
10.60	ORTHOTROPIC SUPERSTRUCTURES	255
 SECTION 11—ALUMINUM DESIGN		
11.1	GENERAL	256
11.2	BRIDGES	256
11.3	SOIL-METAL PLATE INTERACTION SYSTEMS	256
11.4	STRUCTURAL SUPPORTS FOR HIGHWAY SIGNS, LUMINAIRES, AND TRAFFIC SIGNALS	256
11.5	BRIDGE RAILING	256
 SECTION 12—SOIL-CORRUGATED METAL STRUCTURE INTERACTION SYSTEMS		
12.1	GENERAL	257
12.1.1	Scope	257
12.1.2	Notations	257
12.1.3	Loads	257
12.1.4	Design	258
12.1.5	Materials	258
12.1.6	Soil Design	258
12.1.6.1	Soil Parameters	258
12.1.6.2	Pipe Arch Design	258
12.1.6.3	Arch Design	258
12.1.7	Abrasive or Corrosive Conditions	258
12.1.8	Minimum Spacing	259
12.1.9	End Treatment	259
12.1.10	Construction and Installation	259
12.2	SERVICE LOAD DESIGN	259
12.2.1	Wall Area	259
12.2.2	Buckling	259
12.2.3	Seam Strength	259
12.2.4	Handling and Installation Strength	259
12.3	LOAD FACTOR DESIGN	259
12.3.1	Wall Area	259
12.3.2	Buckling	260
12.3.3	Seam Strength	260
12.3.4	Handling and Installation Strength	260
12.4	CORRUGATED METAL PIPE	260
12.4.1	General	260
12.4.1.2	Service Load Design—safety factor, SF	260
12.4.1.3	Load Factor Design—capacity modification factor, ϕ	260
12.4.1.4	Flexibility Factor	260
12.4.1.5	Minimum Cover	261
12.4.2	Seam Strength	261
12.4.3	Section Properties	262
12.4.3.1	Steel Conduits	262
12.4.3.2	Aluminum Conduits	262
12.4.4	Chemical and Mechanical Requirements	263
12.4.5	Smooth Lined Pipe	263
12.5	SPIRAL RIB METAL PIPE	263

12.5.1	General	263
12.5.2	Soil Design	263
12.5.2.3	Pipe-Arch Design	263
12.5.2.4	Special Conditions	263
12.5.2.5	Construction and Installation	263
12.5.3	Design	263
12.5.3.2	Flexibility Factor	264
12.5.3.3	Minimum Cover	264
12.5.4	Section Properties	264
12.5.4.1	Steel Conduits	264
12.5.4.2	Aluminum Conduits	264
12.5.5	Chemical and Mechanical Requirements	264
12.5.5.1	Steel Spiral Rib Pipe and Pipe-Arch Requirements—AASHTO M 218	264
12.5.5.2	Aluminum Spiral Rib Pipe and Pipe-Arch Requirements— AASHTO M 197	264
12.6	STRUCTURAL PLATE PIPE STRUCTURES	265
12.6.1	General	265
12.6.1.2	Service Load Design—safety factor, SF	265
12.6.1.3	Load Factor Design—capacity modification factor, ϕ	265
12.6.1.4	Flexibility Factor	265
12.6.1.5	Minimum Cover	265
12.6.2	Seam Strength	265
12.6.3	Section Properties	265
12.6.3.1	Steel Conduits	265
12.6.3.2	Aluminum Conduits	265
12.6.4	Chemical and Mechanical Properties	266
12.6.4.1	Aluminum structural plate pipe, pipe-arch, and arch material requirements—AASHTO M 219, Alloy 5052	266
12.6.4.2	Steel structural plate pipe, pipe-arch, and arch material requirements—AASHTO M 167	266
12.6.5	Structural Plate Arches	266
12.7	LONG SPAN STRUCTURAL PLATE STRUCTURES	266
12.7.1	General	266
12.7.2	Design	266
12.7.2.1	General	266
12.7.2.2	Acceptable Special Features	267
12.7.2.3	Design for Deflection	267
12.7.2.4	Soil Design	267
12.7.3	Structural Plate Shapes	268
12.7.4	End Treatment	268
12.7.5	Multiple Structures	268
12.8	STRUCTURAL PLATE BOX CULVERTS	268
12.8.1	General	268
12.8.1.1	Scope	269
12.8.2	Structural Standards	269
12.8.3	Structure Backfill	269
12.8.4	Design	269
12.8.4.1	Analytical Basis for Design	269
12.8.4.2	Load Factor Method	269
12.8.4.3	Plastic Moment Requirements	270
12.8.4.4	Footing Reactions	271
12.8.5	Manufacturing and Installation	271

SECTION 13—TIMBER STRUCTURES

13.1	GENERAL AND NOTATIONS	272
13.1.1	General	272
13.1.2	Notations	272
13.2	ALLOWABLE STRESSES	273
13.2.1	Stress-Grade Lumber	273
13.2.2	Glued Laminated Timber	273
13.2.3	Allowable Stresses for Normal Loading Conditions	273
13.2.4	Allowable Stresses for Permanent Loading	284
13.2.5	Allowable Stresses for Wind, Earthquake or Short- Term Loading	284
13.2.6	Combined Stresses	284
13.3	FORMULAS FOR THE COMPUTATION OF STRESSES IN TIMBER	284
13.3.1	Horizontal Shear	284
13.3.2	Secondary Stresses in Curved Glued Laminated Members	284
13.3.2.1	Curvature Factor	284
13.3.2.2	Radial Tension or Compression	285
13.3.3	Compression or Bearing Perpendicular to Grain	285
13.3.4	Notched Beams	285
13.3.5	Bearing on Inclined Surfaces	285
13.3.6	Timber Connectors	285
13.3.7	Size Factor	286
13.3.8	Lateral Stability	286
13.3.8.1	General	286
13.3.8.2	Beams with Various Lateral Support Conditions	286
13.3.8.3	Allowable Stresses	287
13.3.9	Bolts	287
13.3.10	Washers	287
13.4	COMPRESSION MEMBERS	287
13.4.1	General	287
13.4.2	Definitions	287
13.4.3	Design Values for Intermediate and Long Columns	288
13.4.4	Modifications for Conditions of Use	288
13.4.5	Modifications for Duration of Load	288
13.4.6	Bracing	288
13.5	DESIGN OF SIMPLE SOLID COLUMNS	288
13.5.1	Slenderness Ratio	288
13.5.2	Maximum Design Compressive Stress Parallel to Grain, F'_c	289
13.5.3	Tapering Columns	289
13.6	DESIGN OF SPACED COLUMNS	289
13.6.1	General	289
13.6.2	Slenderness Ratio	290
13.6.3	Fixity	290
13.6.4	Maximum Design Compressive Stress Parallel to Grain F'_c	290
13.7	PILE AND FRAMED BENTS	291
13.7.1	Pile Bents	291
13.7.2	Framed Bents	291
13.7.3	Sills and Mud Sills	291
13.7.4	Caps	291
13.7.5	Bracing	291
13.7.6	Pile Bent Abutments	291

13.8	TRUSSES	292
13.8.1	Joints and Splices	292
13.8.2	Floor Beams	292
13.8.3	Hangers	292
13.8.4	Eyebars and Counters	292
13.8.5	Bracing	292
13.8.6	Camber	292
13.9	FLOORS AND RAILINGS	292
13.9.1	Stringers	292
13.9.2	Bridging	292
13.9.3	Nailing Strips	293
13.9.4	Flooring	293
13.9.5	Retaining Pieces	293
13.9.6	Drainage	293
13.9.7	Railings	293
13.10	FIRE STOPS	293

SECTION 14—ELASTOMERIC BEARINGS

14.1	GENERAL	294
14.2	DEFINITIONS	294
14.3	MATERIAL PROPERTIES	295
14.4	BEARING DESIGN METHODS	295
14.4.1	Method A—Design Procedure for Steel Reinforced, Fabric Reinforced or Plain Bearings	295
14.4.1.1	Compressive Stress	295
14.4.1.2	Compressive Deflection	296
14.4.1.3	Shear	296
14.4.1.4	Rotation	296
14.4.1.5	Stability	296
14.4.1.6	Reinforcement	296
14.4.2	Method B—Optional Design Procedure for Steel Reinforced Bearings	297
14.4.2.1	Compressive Stress	297
14.4.2.2	Compressive Deflection	297
14.4.2.3	Shear	297
14.4.2.4	Rotation and Combined Compression and Rotation	297
14.4.2.5	Stability	298
14.4.2.6	Reinforcement	298
14.5	ANCHORAGE	298
14.6	DESIGN FORCES FOR SUPPORTING STRUCTURE	298
14.6.1	Shear Force	298
14.6.2	Moment	298
14.7	STIFFENERS FOR STEEL BEAMS AND GIRDERS	299
14.8	PROVISIONS FOR INSTALLATION EFFECTS	299

SECTION 15—TFE BEARING SURFACE

15.1	GENERAL	300
15.2	DESIGN	300

SECTION 16—STEEL TUNNEL LINER PLATES

16.1	GENERAL AND NOTATIONS	302
------	------------------------------------	-----

16.1.1	General	302
16.1.2	Notations	302
16.2	LOADS	302
16.3	DESIGN	303
16.3.1	Criteria	303
16.3.2	Joint Strength	303
16.3.3	Minimum Stiffness for Installation	304
16.3.4	Critical Buckling of Liner Plate Wall	304
16.3.5	Deflection or Flattening	304
16.4	CHEMICAL AND MECHANICAL REQUIREMENTS	305
16.4.1	Chemical Composition	305
16.4.2	Minimum Mechanical Properties of Flat Plate Before Cold Forming	305
16.4.3	Dimensions and Tolerances	305
16.5	SECTION PROPERTIES	305
16.6	COATINGS	305
16.7	BOLTS	305
16.8	SAFETY FACTORS	305

SECTION 17—SOIL-REINFORCED CONCRETE STRUCTURE INTERACTION SYSTEMS

17.1	GENERAL	306
17.1.1	Scope	306
17.1.2	Notations	306
17.1.3	Loads	307
17.1.4	Design	307
17.1.5	Materials	307
17.1.6	Soil	307
17.1.7	Abrasive or Corrosive Conditions	308
17.1.8	End Structures	308
17.1.9	Construction and Installation	308
17.2	SERVICE LOAD DESIGN	308
17.3	LOAD FACTOR DESIGN	308
17.4	REINFORCED CONCRETE PIPE	308
17.4.1	Application	308
17.4.2	Materials	308
17.4.2.1	Concrete	308
17.4.2.2	Reinforcement	308
17.4.3	Concrete Cover For Reinforcement	308
17.4.4	Design	308
17.4.4.1	General Requirements	308
17.4.4.2	Modification of Earth Loads for Soil-Structure Interaction	308
17.4.4.2.1	Embankment Installations	309
17.4.4.2.2	Trench Installations	309
17.4.4.2.3	Other Installations	309
17.4.4.3	Minimum Fill	309
17.4.4.4	Methods	309
17.4.5	Indirect Design Method Based on Pipe Strength and Load Carrying Capacity	309
17.4.5.1	Loads	309
17.4.5.2	Bedding Factor	309
17.4.5.2.1	Embankment Installations	309

17.4.5.2.2	Trench Installations	313
17.4.5.2.2.1	Narrow Trench	313
17.4.5.2.2.2	Wider Trench	313
17.4.5.2.2.3	Intermediate Trench Widths	315
17.4.6	Direct Design Method Based on Pressure Distribution	315
17.4.6.1	Loads	315
17.4.6.2	Strength Reduction Factors	315
17.4.6.3	Process and Materials Factors	315
17.4.6.4	Reinforcement	315
17.4.6.4.1	Reinforcement for Flexural Strength	315
17.4.6.4.2	Minimum Reinforcement	315
17.4.6.4.3	Maximum Flexural Reinforcement Without Stirrups	315
17.4.6.4.3.1	Limited by Radial Tension	315
17.4.6.4.3.2	Limited by Concrete Compression	315
17.4.6.4.4	Crack Width Control	315
17.4.6.4.5	Shear Strength	316
17.4.6.4.6	Radial Stirrups	316
17.4.6.4.6.1	Radial Tension Stirrups	316
17.4.6.4.6.2	Shear Stirrups	317
17.5	REINFORCED CONCRETE ARCH, CAST-IN-PLACE	317
17.5.1	Application	317
17.5.2	Materials	317
17.5.2.1	Concrete	317
17.5.2.2	Reinforcement	317
17.5.3	Design	317
17.5.3.1	General Requirements	317
17.5.3.2	Minimum Cover	317
17.5.3.3	Strength Reduction Factors	317
17.5.3.4	Splices of Reinforcement	318
17.5.3.5	Footing Design	318
17.6	REINFORCED CONCRETE BOX, CAST-IN-PLACE	318
17.6.1	Application	318
17.6.2	Materials	318
17.6.2.1	Concrete	318
17.6.2.2	Reinforcement	318
17.6.3	Concrete Cover for Reinforcement	318
17.6.4	Design	318
17.6.4.1	General Requirements	318
17.6.4.2	Modification of Earth Loads for Soil-Structure Interaction	318
17.6.4.2.1	Embankment Installations	318
17.6.4.2.2	Trench Installations	318
17.6.4.3	Distribution of Concentrated Load Effects to Bottom Slab	318
17.6.4.4	Distribution of Concentrated Loads in Skewed Culverts	319
17.6.4.5	Span Length	319
17.6.4.6	Strength Reduction Factors	319
17.6.4.7	Crack Control	319
17.6.4.8	Minimum Reinforcement	319
17.7	REINFORCED CONCRETE BOX, PRECAST	319
17.7.1	Application	319
17.7.2	Materials	319
17.7.2.1	Concrete	319
17.7.2.2	Reinforcement	319
17.7.3	Concrete Cover for Reinforcement	319



**FACULTAD DE INGENIERÍA UNAM
DIVISIÓN DE EDUCACIÓN CONTINUA**

"Tres décadas de orgullosa excelencia" 1971 - 2001

CURSOS ABIERTOS

CA029 APLICACIONES DE NORMAS Y ESPECIFICACIONES DE USO EN MÉXICO PARA EL DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE ACERO

Del 23 de junio al 4 de julio del 2003

Tema

**Fallas Comunes en
Estructuras Metálicas.
Supervisión y Control de Calidad
SEGÚN (AISC)**

**EXPOSITOR: ING. JOSÉ LUIS FLORES RUÍZ
PALACIO DE MINERÍA
JUNIO DEL 2003**

FALLAS
COMUNES EN
ESTRUCTURAS METALICAS.

SUPERVISION Y CONTROL DE LALIDAD
S E G Ú N (AISC)

V.-FALLAS COMUNES EN ESTRUCTURAS METÁLICAS.

Las estructuras como bodegas o edificios metálicos en México D. F. cuando se colapsan es por:

1) GRANIZO.

Que es una acción ambiental accidental, que es una sobrecarga que cuando no se considera en el proyecto estructural causa pandeos en los elementos y por tanto fallas o inclusive colapsos.

Las causas que provocan las fallas pueden ser:

- a) Generalmente es porque se tapan las bajadas de aguas pluviales.
- b) Porque no se considera el peso del granizo en el diseño estructural.
- c) Poca pendiente lo cual hace que no resbale el granizo y entonces se acumula en la techumbre.

2) VIENTO.

En zonas costeras las estructuras ligeras se colapsan o dañan por huracanes. De acuerdo con la clasificación de ciclones SAFFIR-SIMPSON, la depresión tropical tiene vientos menores a 63 kilómetros por hora; la tormenta tropical entre 63 y 118 y los huracanes mayores a 119 kilómetros por hora.

CATEGORÍA DE HURACANES.

Los huracanes se dividen en cinco categorías, según la intensidad de sus vientos:

I	II	III	IV	V
Van de 118.1 Km/hr	Van de 154.1 Km/hr	Van de 178.1 Km/hr	Van de 201.1 Km/hr	Van de 250.1 Km/hr
a	a	a	a	en
154.0 Km/hr	178 Km/hr	201.0 Km/hr	250.0 Km/hr	Adelante

El viento causa en techumbres succión (sub-presión), es decir, levanta a las estructuras venciendo el peso propio, por lo que es importante que el estructurista considere la inversión de esfuerzos y en zonas costeras de formación de huracanes se puede pensar en hacer techumbres más pesadas, para equilibrar la succión y posibles presiones interiores que provoquen las fallas.

Las causas comunes en las fallas pueden ser:

- a) Separaciones grandes de largueros lo que hace que fallen o vuelen las láminas.
- b) Un diseño equivocado de las barras o elementos al provocar pandeos y ocurran fallas o colapsos parciales o totales.

3) LETREROS ESPECTACULARES.

Los letreros espectaculares pueden fallar también por viento (ráfaga).

Las causas pueden ser:

- a) Un diseño estructural deficiente.
- b) Secciones demasiado económicas.

4) CAMBIOS DE LA ESTRUCTURA METÁLICA.

Al fabricar la estructura en ocasiones ocurre lo siguiente:

- a) Se llega a cambiar la geometría o secciones en obra contra las de proyecto de manera arbitraria en secciones menores.
- b) Se cambian las cargas colocando por ejemplo aire acondicionado o cambio de techumbre más pesada.
- c) Es común cambiar las conexiones buscando el fabricante la facilidad constructiva y esto no siempre es conveniente ya que no es posible sustituir el mismo trabajo estructural proyectado originalmente.

5) SISMOS.

En sismos arriba de 6.5 Richter ocurren daños en elementos no estructurales y estructurales.

Los colapsos de estructuras rígidas en general cuando fallan o se colapsan son por sismos intensos y es debido a falta de rigidez o resistencia o ambas de la estructura: las causas más comunes en las fallas o colapsos son por pandeos generales o locales. Muchas veces por el efecto de columna corta que provocan muros de pretilos o muros parciales no desligados correctamente de la estructura causan pandeos importantes y por tanto daños o hasta colapsos de las estructuras.

6) INCENDIOS.

También el fuego es causa de fallas, las cuales causan daños y en algunas ocasiones son pérdida total. El daño depende del material que esta contenido, como muebles, cortinas, papel, telas combustibles, pintura, etc. es decir, que tan flnables o inflamables y en que cantidad están, también incide en el daño, el tiempo de duración del incendio o sea que el cuerpo de bomberos llegue a tiempo y sea eficiente. También es importante la disipación del calor en base a la rotura de ventanas.

Como acciones preventivas los edificios deben tener extintores, sensores de humo y calor y además las estructuras metálicas se deben recubrir o pintar con materiales que retardan el daño por calor (2 a 4 h).

7) TERRORISMO.

Terrorismo es otra causa de falla por impacto, explosión o implosión, este tipo de fallas es muy difícil de prever.

8) MONTAJE.

Cuando No hay un plan y proyecto de montaje adecuado , pero sobretodo, cuando se descuidan los contra-venteos provisionales puede haber hasta colapsos o accidentes de trabajadores, lo anterior lo pueden generar asimetrías de cargas de montaje, lluvia, vientos o sismos , fallas de grúas por mal manejo etc

9) ERROR DE CÁLCULO.

En proyectos estructurales los errores pueden ser múltiples y algunas veces muy trascendentes como el mal manejo de cargas o sollicitaciones , secciones erróneas ,el modelaje inapropiado de la estructura, la no interpretación correcta de los resultados, cambios de parte del dibujante (auto-cad) en planos respecto a datos proporcionados por el estructurista, considerar coeficientes sísmicos o vientos erróneo.

PROGRAMA DE CERTIFICACION DE CALIDAD

SUPERVISIÓN DE ESTRUCTURAS DE ACERO

No		CONCEPTO
1	<input type="radio"/>	MEMORIA
2	<input type="radio"/>	PLANOS ESTRUCTURALES
3	<input type="radio"/>	PLANOS DE TALLER
4	<input type="radio"/>	FABRICACIÓN
5	<input type="radio"/>	COLUMNAS
6	<input type="radio"/>	TRABES
7	<input type="radio"/>	CONEXIONES
8	<input type="radio"/>	SOLDADURA
9	<input type="radio"/>	TORNILLOS
10	<input type="radio"/>	MONTAJE
11	<input type="radio"/>	PINTURA ANTIFUEGO

CEDULA DE INSPECCIÓN ESTRUCTURAL DE PROYECTO

CEDULA DE INSPECCION
ESTRUCTURAL de
PROYECTO

CATEGORIA : **ACERO ESTRUCTURAL**

TIPO : **EDIFICACION**

OBRA : _____

DIRECC : _____

INSPECTOR : _____

FECHA : _____

PROGRAMA DE CERTIFICACION DE CALIDAD

INFORMACION GENERAL

EDIFICIO : _____

UNIDAD : _____

PROYECTISTA : _____

DIRECCION : _____ **TEL :** _____

CLIENTE : _____

DIRECC : _____ **TEL :** _____

INFORMACION DISPONIBLE

CONCEPTO	COMENTARIOS	B	R	D
PLANOS ARQUITECTONICOS _____ _____		<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
PLANOS ESTRUCTURALES _____ _____		<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
ESTUDIO MEC. DE SUELOS _____ _____		<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
MEMORIA DE CALCULO _____ _____		<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>

OBSERVACIONES

CONCEPTO :

MEMORIA

<u>No</u>	<u>ARTICULO</u>	<u>COMENTARIOS</u>	<u>SI</u>	<u>NO</u>
(1)	¿ Se incluye memoria descriptiva ?	_____	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
(2)	¿ Se incluye índice, y contenido de la memoria ?	_____	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
(3)	¿ Las hojas vienen numeradas ?	_____	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
(4)	¿ Contiene quien elaboró, revisó y aprobó ?	_____	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
(5)	¿ Contiene fechas de elaboración, revisión y aprobación ?	_____	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
(6)	¿ Contiene bibliografía , indicando el o los reglamentos de apoyo ?	_____	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
(7)	¿ Se incluyen datos de resistencia y rigidez de materiales usados ? f c , E , Clase , etc.. especifique. Tipo de acero A-36 u otro.	_____	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
(8)	¿ Se incluyen factores de carga y resistencia ? para fines de diseño.	_____	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
(9)	¿ Se incluyen datos de la estructura ? grupo , especifique.	_____	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>

<u>No</u>	<u>ARTICULO</u>	<u>COMENTARIOS</u>	<u>SI</u>	<u>NO</u>
(10)	¿ Se incluye datos del suelo como tipo , Ft _u , F.S , etc.. especifique.	_____ _____ _____	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
(11)	¿ Los datos de cargas son claras ? cargas nominales y de diseño	_____ _____	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
(12)	¿ incluyen esquemas de áreas tributarias ?	_____ _____ _____	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
(13)	¿ Los parámetros utilizados para sismo, están indicados y son correctos ? especifique	_____ _____	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
(14)	¿ El análisis se realizó empleando algún programa reconocido ? especifique	_____ _____	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
(15)	¿ El diseño se realizó empleando algún programa reconocido ? especifique	_____ _____	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
(16)	¿ Se incluyen las corridas de análisis y diseño, para su cabal comprensión ?	_____ _____ _____	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
(17)	¿ Las fzas sísmicas , rigideces , centros de torsión , etc... se calcularon a través de un programa ? especifique	_____ _____ _____	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
(18)	¿ De no ser así , se encuentran los cálculos correspondientes ?	_____ _____ _____	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
(19)	¿ En términos generales , se considera completa la memoria ?	_____ _____	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>

CONCEPTO :

PLANOS

<u>No</u>	<u>ARTICULO</u>	<u>COMENTARIOS</u>	<u>SI</u>	<u>NO</u>
(1)	¿ Están dibujados a mano ?	_____	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>

(2)	¿ Están dibujados en Autocad ? especifique versión.	_____	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>

(3)	¿ Son de 60cm x 90cm de tamaño ? especifique.	_____	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>

(4)	¿ Son planos en albanene ? especifique	_____	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>

(5)	¿ Se entregaron con respaldo en disket de 3 1/2".	_____	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>

(6)	¿ El cuadro de referencia, contiene: titulo , obra , No de plano , direcc. de obra y propietario ?	_____	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>

(7)	¿ Así mismo datos como: quien dibujo diseño, revisó y aprobó ?	_____	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>

(8)	¿ Fecha, escala, revisiones, No de obra, No de archivo ?	_____	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>

(9)	¿ Incluyen las notas necesarias y especificaciones correspondientes ? especifique	_____	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>

<u>No</u>	<u>ARTICULO</u>	<u>COMENTARIOS</u>	<u>SI</u>	<u>NO</u>
(10)	¿ Son las anteriores , claras y sin ambigüedades ? especifique.	_____ _____ _____	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
(11)	¿ Se encuentran a escala los dibujos?	_____ _____	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
(12)	¿ Se indico la escala en cada dibujo?	_____ _____ _____	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
(13)	¿ La calidad de dibujo es del tipo estructural especifique?	_____ _____	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
(14)	¿ El acomodo de cortes y detalles es claro y lógico ?	_____ _____	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
(15)	¿ Existe correspondencia clara y lógica en la nomenclatura de cortes y detalles ?	_____ _____	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
(16)	¿ Los planos contienen los cortes y detalles necesarios para, la cabal comprensión de lo que se pide ? especifique.	_____ _____ _____	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
(17)	Tales cortes y detalles ¿ se encuentran completos y bien definidos ? especifique	_____ _____ _____	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
(18)	En términos generales se considera la calidad de dibujo ¿ buena ? especifique	_____ _____ _____	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
(19)	¿ En términos generales se consideran los planos completos y legibles ? especifique.	_____ _____	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>

PROGRAMA DE CERTIFICACION DE CALIDAD

RESULTADO DE EVALUACION

I.- SATISFACTORIO

INSATISFACTORIO

OBSERVACIONES

VI SUPERVISIÓN DEL TIPO DE SUJETADORES

Características e identificación para tornillos estructurales.

	CALIDAD	IDENTIFICACIÓN			MATERIAL
		Tornillos	Tornillos	Tuercas	
ESTÁNDAR	Acero A.S.T.M A-307 S.A.E 2				Acero bajo en carbón.
ALTA RESISTENCIA	Acero A.S.T.M A-449 S.A.E 5 A.S.T.M A-354 BB A.S.T.M A-325	 	 	 	Acero medio en carbón o bien, baja aleación tratamiento térmico.
	Acero A.S.T.M A-490 S.A.E. 8	 	 	 	Acero medio en carbón y con aleación templado y revenido.

* Alternativas de marcas de tuercas "2", "D" ó "2HP"

** Alternativas de marcas de tuercas "2H" ó "DH"

Los tornillos de alta resistencia basan su capacidad en la acción de apriete producida al ajustar el tornillo o la tuerca hasta producir una fuerza de tensión predeterminada, según se indica en la Tabla 6-1. Esta tensión se desarrolla al apretar la tuerca con llaves de torsión calibradas, o bien por el método del giro de la tuerca. Pueden usarse también llaves de impacto, las cuales deben ser de capacidad adecuada y con el suministro de aire suficiente para llevar a cabo el apriete requerido de cada tornillo en aproximadamente 10 seg. La especificación para Juntas Estructurales a base de Tornillos ASTM A325 o A490 fija los siguientes requisitos para los procedimientos de apriete:

Tabla 6-1 Tensión mínima en tornillos (T_b), (Tabla J3.1 según AISC - LRFD)

DIAMETRO DEL TORNILLO		TENSIÓN MÍNIMA DEL TORNILLO ^a EN TONELADAS METRICAS	
PLGS.	mm	Tornillos A-325	Tornillos A-490
1/2	13	5.43	6.80
5/8	16	8.62	10.90
3/4	19	12.70	15.90
7/8	22	17.65	22.25
1	25	23.15	29.10
1 1/8	29	25.40	36.30
1 1/4	32	32.20	47.30
1 3/8	35	38.60	54.90
1 1/2	38	46.80	67.10

^aIgual a 0.7 de la resistencia mínima a la tensión de los tornillos, redondeadas a Ton como se determina en las especificaciones ASTM para A325 Y A490.

Apriete con llaves calibradas. Cuando se usan llaves calibradas para suministrar al tornillo la tensión especificada en la tabla 2-1, deben ajustarse de manera tal que la tensión inducida en el tornillo sea de 5 a 10% mayor que el valor en cuestión. Estas deben calibrarse cuando menos una vez por cada día de trabajo, apretando no menos de tres tornillos típicos de cada diámetro por instalar en un dispositivo capaz de indicar la tensión real del tornillo. Las llaves operadas mecánicamente deben ajustarse para que se detengan o dejen de funcionar al llegar a la tensión seleccionada; si se usan llaves manuales, debe anotarse la indicación de la torsión correspondiente a la tensión calibrada, para usarse en la instalación de todos los tornillos del lote probado. Cuando se mide la torsión las tuercas deben estar en movimiento de apriete. Cuando se usan llaves calibradas para instalar varios tornillos en una misma junta, deben volverse a apretar los que se colocaron inicialmente, ya que pueden aflojarse durante la colocación de los siguientes hasta lograr que todos queden apretados a la tensión especificada.

Apriete por el método del giro de la tuerca. Cuando se usa este método para suministrar la tensión especificada en la tabla 6-1, primeramente debe tenerse en condición de "apriete ajustado" una cantidad suficiente de tornillos para asegurar que todas las partes de la junta están en pleno contacto unas con otras. La condición de apriete ajustado se definirá como la que se obtiene con unos cuantos golpes de una llave de impacto o con el esfuerzo total de un hombre que use una llave de tuercas ordinaria. Enseguida de esta operación inicial, se colocarán tornillos en cada uno de los agujeros restantes, apretándolos hasta la condición de apriete ajustado. Deben entonces apretarse adicionalmente todos los tornillos de la junta, haciendo girar a la tuerca la cantidad especificada en la tabla 6-2, empezando a apretar los tornillos que estén colocados en la parte más rígida de la junta y progresando sistemáticamente.

Tabla 6-2 Rotación de la tuerca^a a partir de la condición de apriete ajustado.

DISPOSICIÓN DE LAS CARAS EXTERIORES DE LAS PARTES ATORNILLADAS		
Ambas caras normales al eje del tornillo, o una cara normal al eje y la otra inclinada 1:20 (sin usar rondanas achaflanadas)		Ambas caras inclinadas 1:20 con respecto a la normal al eje del tornillo (sin usar rondanas achaflanadas)
Longitud del tornillo ^b no mayor de 8 diámetros u 8 plgs.	Longitud del tornillo ^b mayor de 8 diámetros u 8 plgs.	Para todas las longitudes de tornillos $\frac{3}{4}$ de vuelta
$\frac{1}{2}$ vuelta	$\frac{2}{3}$ de vuelta	

^aLa rotación de la tuerca es la rotación relativa con respecto al tornillo, sin que importe a cuál de los dos (tuerca o tornillo) se le aplica el giro. La tolerancia en la rotación es de 1/6 de giro (60°) en más, y nada en menos. Para tornillos pesados estructuralmente de cabeza hexagonal y rosca estándar de todos los tamaños y longitudes, y para tuercas hexagonales pesadas semiterminadas.

^bLa longitud del tornillo se mide desde la parte inferior



Fig. 6.2 LLAVES PARA TRABAJO PESADO / GOLPETEO

6.1 SUJETADORES AUTO CONTROLABLES DE APRIETE.

Existen en la actualidad dos tipos de dispositivos para auto-controlar el apriete de tornillos y así garantizar la tensión mínima en las tuercas y tornillos y son los siguientes:

1) INDICADOR DE TENSIÓN DIRECTA (ITD)

Es una rondana simple con capacidad de carga mecánica. Son manufacturadas con protuberancias en una cara, la cual se aplastan en una forma pronosticable de tensión en el tornillo. Se para de apretar al tornillo cuando las protuberancias se aplanan al punto donde un calibrador metálico de prueba no puede ser insertado en el hueco entre la cabeza del tornillo y la superficie superior de el ITD, en ese momento se garantiza que el tornillo tiene la tensión requerida para un buen funcionamiento.

El sistema consiste solamente en comprimir las protuberancias y ya está hecho, así se mide únicamente la TENSIÓN EN EL TORNILLO. Este tipo de rondanas ITD ya se consiguen en México.

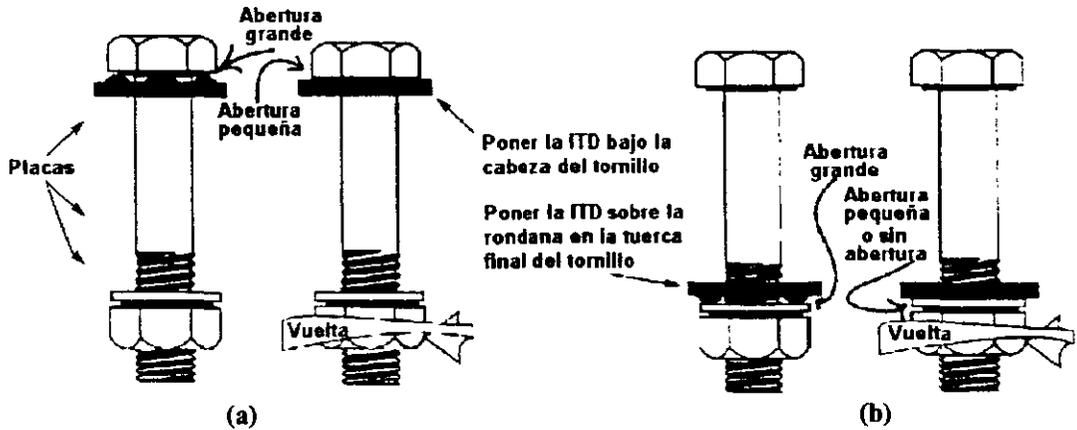


Fig. 6.5

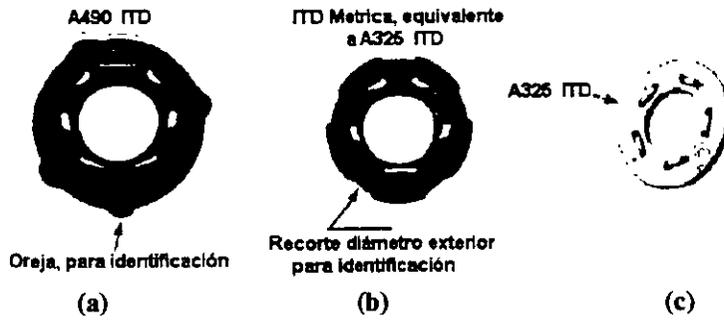
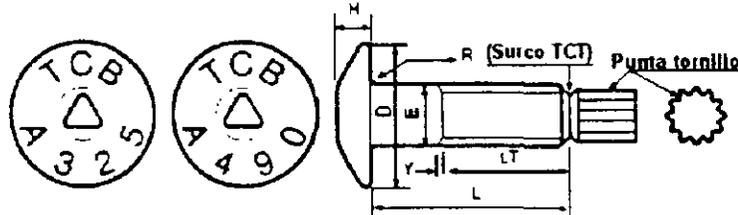


Fig. 6.6

2) TORNILLOS CON CONTROL DE TENSION (TCT).

Se sabe que la tensión especificada ha sido alcanzada cuando la punta especial del tornillo se corta en el surco por lo que se tiene una inspección visual sencilla ya que cuando la punta se rompe la tensión en el tornillo es la correcta. Este tipo de tornillos ya se puede conseguir en México.



TCT = Tornillo control de torque.

Fig. 6.7 TORNILLOS CON TORQUE - CONTROL

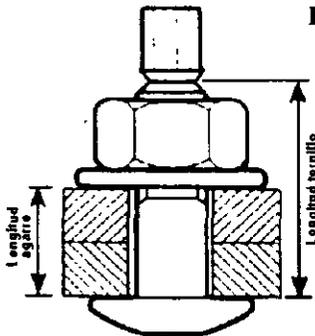


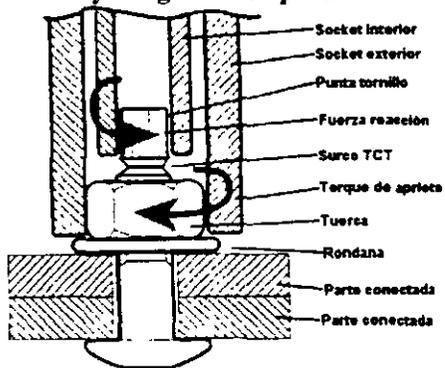
Fig. 6.8

Determinación de la longitud apropiada del tornillo			
Diámetro tornillo		$L_t = \text{agarre} + \text{valores}$	
(pg)	(mm)	(pg)	(mm)
5/8	16	7/8	22
3/4	19	1	25
7/8	22	1 - 1/8	28.6
1	25	1 - 1/4	32

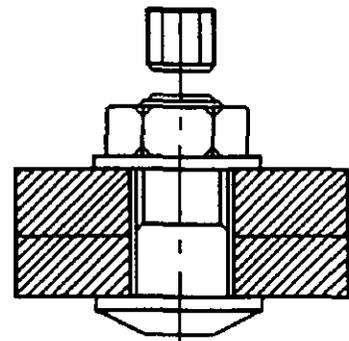
El costo de estos tornillos en el 2002 considerando a \$10.00 el dólar es el siguiente para tornillos ASTM A-325 y ANSI B18. 2.1

MEDIDA			PRECIO P/PIEZA	MEDIDA			PRECIO P/PIEZA	MEDIDA			PRECIO P/PIEZA
3/4 X	1"	3/4"	\$19.27	7/8 X	2"		\$27.38	1 X	2"		\$40.23
3/4 X	2"		\$19.89	7/8 X	2"	1/4"	\$28.53	1 X	2"	1/4"	\$41.19
3/4 X	2"	1/4"	\$20.51	7/8 X	2"	1/2"	\$29.67	1 X	2"	1/2"	\$42.14
3/4 X	2"	1/2"	\$21.39	7/8 X	2"	3/4"	\$31.07	1 X	2"	3/4"	\$43.41
3/4 X	2"	3/4"	\$22.01	7/8 X	3"		\$32.24	1 X	3"		\$44.44
3/4 X	3"		\$22.84	7/8 X	3"	1/4"	\$33.47	1 X	3"	1/4"	\$45.66
3/4 X	3"	1/4"	\$23.75	7/8 X	3"	1/2"	\$34.66	1 X	3"	1/2"	\$46.97
3/4 X	3"	1/2"	\$24.57	7/8 X	3"	3/4"	\$35.62	1 X	3"	3/4"	\$47.99
3/4 X	3"	3/4"	\$25.44	7/8 X	4"		\$36.80	1 X	4"		\$49.09
3/4 X	4"		\$26.49	7/8 X	4"	1/2"	\$39.30	1 X	4"	1/2"	\$51.41
3/4 X	4"	1/2"	\$28.26								

Otros diámetros y largos, solicitar cotización, precios no incluyen IVA, precios lab. D.F. la mercancía viaja por cuenta y riesgo del comprador.



(a) Forma de trabajo para el apriete del tornillo



(b) El apriete esta garantizado al separarse la parte desprendible

Fig. 6.9

VII CONEXIONES SOLDADAS, TIPOS DE SOLDADURA, ELECTRODOS, TIPOS DE JUNTAS, SIMBOLOGIA

La soldadura eléctrica al arco se hace a base de calor fundiendo un metal de aportación llamado electrodo, el cual va a unir elementos llamados material base. Los tipos más comunes de soldadura son los siguientes:

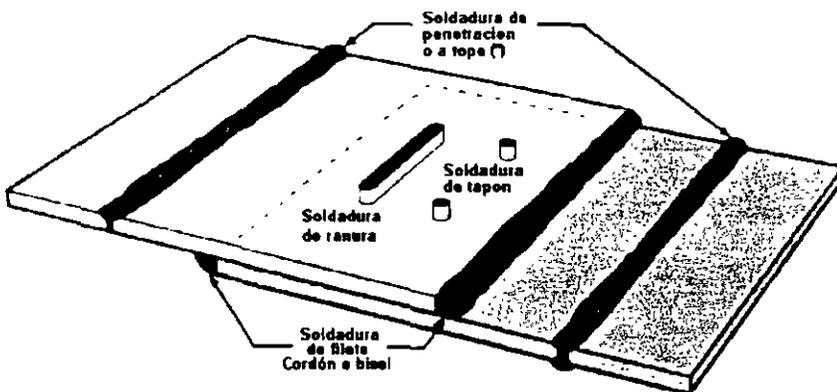


FIG. 7.1 TIPOS DE SOLDADURA

(*) El tipo de preparación de las placas "no aumenta la resistencia", del tipo penetración sólo es para obtener una mejor calidad de soldadura.

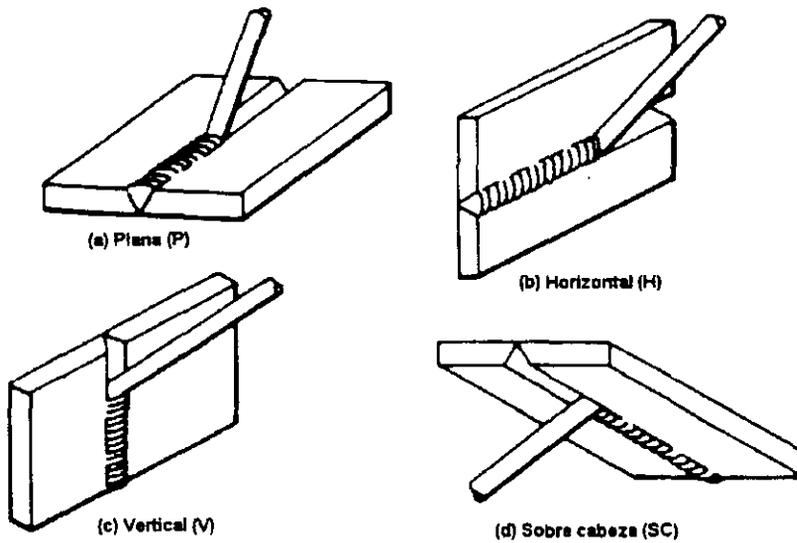
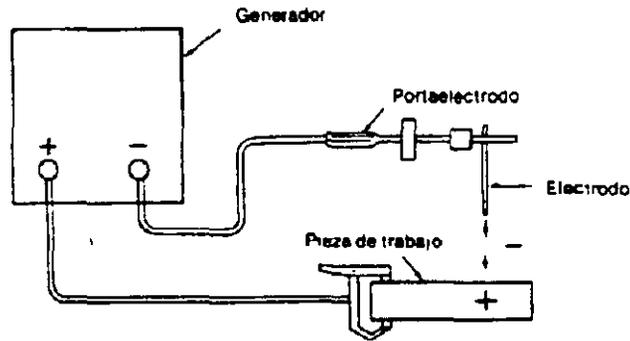


FIG. 7.2 POSICIONES PARA SOLDAR

7.2.1 PROCESOS DE SOLDADURA

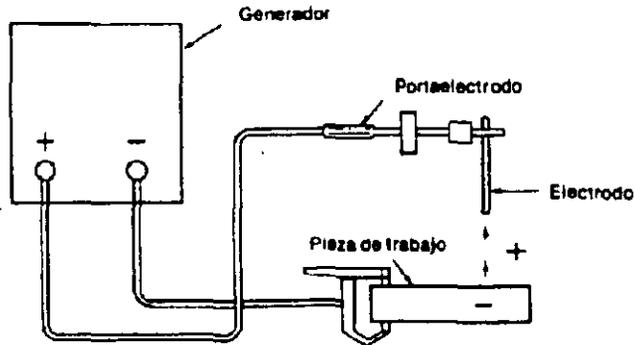
I.-	Soldadura de arco (AW). Arc Weld.	
I.1.-	Soldadura con arco metálico y gas. Electro-gas.	GMAW
	Soldadura de arco con plasma.	GMAW-EG
	Soldadura de arco metálico protegido (*) el más usado	PAW
	Soldadura de arco de espárragos	SMAW
	Soldadura de arco sumergido	SW
	En serie	SAW
		SAW-B
I.2.-	Soldadura de arco con núcleo de fundente	FCAW
II.-	Procesos de soldadura.	
II.1 -	Soldadura por resistencia (RW)	
	Soldadura por arco con presión	FW
	Soldadura por percusión	PEW
	Soldadura de costura por resistencia	RSEW
	Soldadura de puntos por resistencia	RSW
III.-	Corte térmico (TC).	
III.1.-	Corte con oxígeno (OC)	
	Corte con gas combustible y oxígeno	OFC
	Corte oxiacetilénico	OFC-A
III.2.-	Corte con arco (AC)	
	Corte con arco metálico	MAC
	Corte con arco y plasma	PAC
	Corte con arco metálico protegido	SMAC
IV.-	Otros tipos de corte	
IV.1.-	Corte con haz de electrones	EBC
	Corte con haz de rayos laser	LBC

TIPOS DE CORRIENTE EN SOLDADURA DE ARCO ELECTRICO



Polaridad directa (CDPD)

(a) (ELECTRODO NEGATIVO)



Polaridad invertida (CDPI)

(b) (ELECTRODO POSITIVO)

Fig. 7.3

7.2.2 MARCAS DE IDENTIFICACIÓN DE LOS ELECTRODOS DE ACERO AL CARBONO

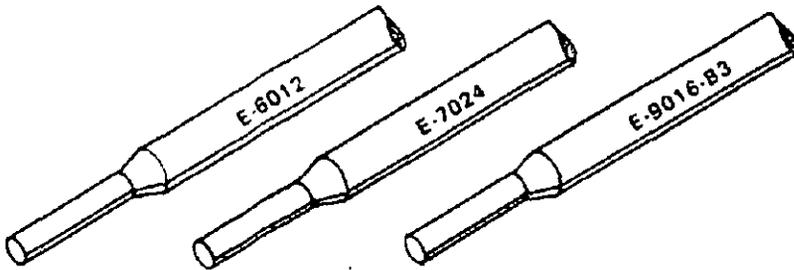


Fig. 7.4

Tabla 7.1 Sistema AWS de dosificación de electrodos

DIGITO	SIGNIFICADO	EJEMPLO
Primeros dos o primeros tres	Resistencia mínima a la tensión (alivio de esfuerzos)	E-60XX = 60,000 lb/pulg ² (mín.) E-110XX = 110,000 lb/pulg ² (mín.)
Anterior al último	Posición de aplicación	E-XX1X = todas las posiciones E-XX2X = horizontal y E-XX3X = plana
Último	Tipo de energía, tipo de escoria, tipo de arco, magnitud de la penetración, presencia de polvo de hierro en el recubrimiento	

Tabla 7.2 Interpretación del último dígito en la clasificación de electrodos AWS

ÚLTIMO DÍGITO									
	0	1	2	3	4	5	6	7	8
Tipo de energía	a	CA o CD Polaridad invertida	CA o CD	CA o CD	CA o CD	CD Polaridad invertida	CA o CD Polaridad invertida	CA o CD	CA o CD Polaridad invertida
Tipo de escoria	b	Orgánica	Rutilo	Rutilo	Rutilo	Bajo hidrógeno	Bajo hidrógeno	Mineral	Bajo Hidrógeno
Tipo de arco	Excavadora	Excavadora	Regular	Blando	Blando	Regular	Regular	Blando	Regular
Penetración	c	Profunda	Regular	Ligera	Ligera	Regular	Regular	Regular	Regular
Polvo de hierro en el recubrimiento	0 - 10%	Nada	0 - 10%	0 - 10%	30 - 50%	Nada	Nada	50%	30 - 50%

a E-6010 es de CD, polaridad invertida; E-6020 es de CA o CD

b E-6010 es orgánica; E-6020 es mineral

c E-6010 es de penetración profunda; E-6020 es de penetración mediana o regular

Origen: Metals and How to Weld Them (Cleveland, Ohio: James F. Lincoln Arc Welding Foundation), p. 94

Nota: El prefijo "E" (a la izquierda de un número de 4 o 5 dígitos) significa electrodo para soldadura de arco.

Origen: Metals and How to Weld Them (Cleveland, Ohio: James F. Lincoln Arc Welding Foundation), p. 94

**TABLA 7.3
CLASIFICACIÓN DE LOS ELECTRODOS.**

CLASIFICACIÓN AWS-ASTM	TIPO DE RECUBRIMIENTO	POSICIONES PARA PRODUCIR SOLDADURAS SATISFACTORIAS	TIPO DE CORRIENTE
E-6010	Celulosa - Sodio	P,VH,SC	Continua, Polaridad, Inversa, (Polo Positivo)
E-6011	Celulosa - Sodio	P,VH,SC	Alterna o continua polaridad inversa
E-6012	Titania - Potasio	P,VH,SC	Alterna o continua polaridad directa (polo -)
E-6013	Titania - Potasio	P,VH,SC	Alterna o continua cualquier polaridad
E-6020	Oxido de hierro	P,H-Filetes	Alterna o continua polaridad directa
E-6027	Polvo de hierro ox. hierro	P,H-Filetes	Alterna o continua polaridad directa
E-7014	Polvo de hierro y titania	P,V,H,SC	Alterna o continua cualquier polaridad
E-7015	Bajo hidrogeno y sodio	P,V,H,SC	Continua polaridad inversa
E-7018	Polvo de hierro, bajo hidr.	P,V,H,SC	Alterna o continua polaridad inversa
E-7024	Polvo de hierro	H, Filetes, P	Alterna o continua cualquier polaridad

**TABLA 7.4
ELECTRODOS QUE FIJA LA NORMA SMAW SOLDADURA DE
ACERO METÁLICO PROTEGIDO**

ACERO ASTM Fy (Kg/cm ²)		ELECTRODO Fy (F _{EXX}) (Kg/cm ²)	PROPIEDADES DEL ELECTRODO Fu (Kg/cm ²)	Fy MÍNIMO		
				Lb/pg ²	Kg/cm ²	
A-36	36(2530)	E-60XX 60,000; (4228)	72,800(5131)	Alargamiento 30 %	50,000	(3,522)
		E-70XX 70,000; (4933)	76,000(5356)		60,000	(4,227)
A-572	50(3500)	E-7015.16; (4933)	76,000(5356)		60,000	(4,227)
		E-7018.28; (4933)			60,000	(4,227)
A-588	50(3500)	E-7015.16; (4933)	76,000(5356)		60,000	(4,227)
		E-7018.28; (4933)			60,000	(4,227)

Cuando se abre un paquete de electrodos habrá que terminarlos de usar de no ser así los sobrantes deberán meterse a un horno, hasta su nuevo uso.

**TABLA 7.5, AISC J2.3
TAMAÑO MÍNIMO EFECTIVO DE LA GARGANTA EN SOLDADURAS
DE PENETRACIÓN PARCIAL (SOLDADURA A TOPE)**

ESPESOR MÁS GRUESO DE LAS PARTES UNIDAS EN MM.		ESPESOR MÍNIMO EFECTIVO DE GARGANTA EN MM.	
Hasta 6 inclusive	1/4"	3	1/8"
Más de 6 a 13	1/4" a 1/2"	5	3/16"
Más de 13 a 19	1/2" a 3/4"	6	1/4"
Más de 19 a 38	3/4" a 1 1/2"	8	5/16"
Más de 38 a 57	1 1/2" a 2 1/4"	10	3/8"
Más de 57 a 150	2 1/4" a 6"	13	1/2"
Más de 150	>6"	16	5/8"

**TABLA 7.6, AISC J2.4
TAMAÑO MÍNIMO EFECTIVO DE LA SOLDADURA DE FILETE.**

ESPESOR MÁS GRUESO DE LAS PARTES UNIDAS EN mm.		TAMAÑO MÍNIMO DE LAS SOLDADURAS DE FILETE EN mm.	
hasta 6 inclusive	$t \leq 1/4$	3	1/8"
más de 6 a 13	$1/4 \leq t \leq 1/2$	5	3/16"
más de 13 a 19	$1/2 \leq t \leq 3/4$	6	1/4"
más de 19	$t > 3/4$	8	5/16"

7.2.3 INSPECCIÓN DE LAS SOLDADURAS.

Para asegurarse de una buena soldadura en un trabajo determinado, deben seguirse tres pasos: 1) establecer buenos procedimientos de soldadura, 2) usar soldadores calificados, y 3) emplear inspectores competentes en el taller y en el campo.

Cuando se siguen los procedimientos establecidos por la AWS y la AISC para buenas soldaduras y cuando se utilizan los servicios de buenos soldadores (calificados), es seguro que se obtendrán buenos resultados: sin embargo, la seguridad absoluta sólo se tendrá cuando se utilicen inspectores capaces y calificados.

Para lograr una buena soldadura existe una serie de factores entre los que pueden mencionarse la selección apropiada de electrodos, corriente y voltaje; propiedades del metal base y de aportación; posición de la soldadura.

INSPECCIÓN VISUAL.

Un factor que ayudará a los soldadores a realizar un mejor trabajo, es justamente la presencia de un inspector que ellos consideren que sabrá apreciar un buen trabajo cuando lo vea. Para hacer de un hombre un buen inspector, es conveniente que él mismo haya soldado y que haya dedicado bastante tiempo a observar el trabajo de buenos soldadores. A partir de esta experiencia, él será capaz de saber si un soldador está logrando la fusión y penetración satisfactoria. También debe reconocer buenas soldaduras en su forma, dimensiones y apariencia. Por ejemplo, el metal en una buena soldadura se aproximará a su color original después de enfriarse. Si se ha calentado demasiado, tendrá un tono mohoso o apariencia rojiza. Puede utilizar diversas escalas y escantillones para verificar las dimensiones y formas de la soldadura.

La inspección visual de un hombre capaz, probablemente dará una buena indicación de la calidad de las soldaduras, pero no es una fuente de información perfecta por lo que hace a la condición interior de la soldadura. Existen diversos métodos para determinar la calidad interna o sanidad de una soldadura. Estos métodos incluyen: tinturas penetrantes y partículas magnéticas, ensayos con ultrasonido y procedimientos radiográficos, los cuales permiten descubrir defectos internos tales como porosidades, faltas de fusión o presencia de escorias.

LÍQUIDOS PENETRANTES.

Diversos tipos de tinturas pueden extenderse sobre las superficies de soldadura; estos líquidos penetrarán en cualquier defecto como grietas que se encuentren en la superficie y sean visibles; después de que la tintura ha penetrado en las grietas, se limpia el exceso de ésta y se aplica un polvo absorbente, el cual hará que la tintura salga a

la superficie y revelará la existencia de la grieta, delineándola en forma visible al ojo humano. Una variante de este método consiste en usar un líquido fluorescente, que una vez absorbido se hace brillantemente visible bajo el examen con luz negra.

PARTÍCULAS MAGNETICAS.

En este proceso, la soldadura por inspeccionar se magnetiza eléctricamente, los bordes de las grietas superficiales o cercanas a la superficie se vuelven polos magnéticos (norte y sur a cada lado de la grieta) y si se esparce polvo seco de hierro o un líquido con polvo en suspensión, el fantasma magnético es tal que queda detectada la ubicación, forma y aun tamaño de la grieta. La desventaja del método es que en caso de una soldadura realizada con cordones múltiples, el método debe aplicarse para cada cordón.

PRUEBA ULTRASÓNICA.

En años recientes, la industria del acero ha aplicado el ultrasonido a la manufactura del acero; si bien el equipo es costoso, el método es bastante útil también en la inspección de soldadura. Las ondas sónicas se envían a través del material que va a probarse y se reflejan desde el lado opuesto de éste; la onda reflejada se detecta en un tubo de rayos catódicos; los defectos en la soldadura afectan el tiempo de transmisión del sonido y el operador puede leer el cuadro del tubo, localizar las fallas y conocer qué tan importantes son. Es necesario pedir interpretación de resultados.

PROCEDIMIENTOS RADIOGRÁFICOS.

Los métodos radiográficos, que son más costosos, pueden utilizarse para verificar soldaduras ocasionales en estructuras importantes. Mediante estas pruebas es posible realizar una buena estimación del porcentaje de soldaduras malas en una estructura. El uso de máquinas de rayos-X portátiles, donde el acceso no es un problema y el uso de radio o cobalto radioactivo para tomar fotografías, son métodos de prueba excelentes pero costosos. Resultan satisfactorios en soldaduras a tope (por ejemplo; soldadura de tuberías importantes de acero inoxidable en los proyectos de energía atómica) pero no son satisfactorios para soldaduras de filete, ya que las fotografías son difíciles de interpretar. Una desventaja adicional de estos métodos es el peligro de la radiactividad. Deben utilizarse procedimientos cuidadosos para proteger tanto a los técnicos como a los trabajadores cercanos. En el trabajo de las construcciones normales, este peligro posiblemente requiera la inspección nocturna cuando sólo unos pocos trabajadores se encuentren cerca del área de inspección. (Por lo general se requerirá una estructura muy grande o importante antes de que el uso extremadamente costoso del material radiactivo puede justificarse).

Una conexión soldada, bien hecha, puede resultar mucho más resistente (tal vez 1½ ó 2 veces) que las partes conectadas. Como consecuencia, **LA RESISTENCIA REAL ES MUCHO MAYOR QUE LA REQUERIDA POR LAS ESPECIFICACIONES.**

2.5.4 FALLAS COMUNES EN LAS SOLDADURAS

Fallas en soldaduras debidas a procedimientos o técnicas inadecuadas para la colocación del material de aportación (electrodo) o debidas a una limpieza incorrecta de la escoria que recubre cada cordón de soldadura antes de depositar la siguiente.

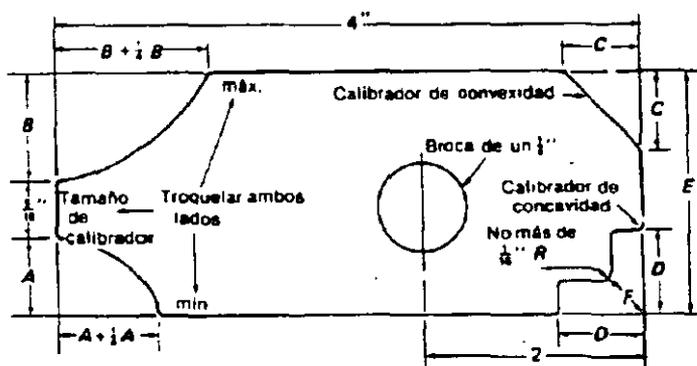


Fig7.5 CALIBRADOR DE SOLDADURAS DE FILETE, ÚNICAMENTE

7.2.5 CAUSAS Y REMEDIOS DE SOLDADURAS FALLADAS.

Pueden aceptarse soldaduras que contengan pequeñas cantidades de poro o inclusiones de escoria de tamaño reducido, las que ocasionan reducciones tolerables en la resistencia estática y en la resistencia a la fatiga de las juntas, pero las inclusiones grandes y angulosas y las concentraciones de escorias o bolsas de gas en áreas reducidas constituyen defectos importantes.

FALLAS EN CUANTO AL SOLDADOR

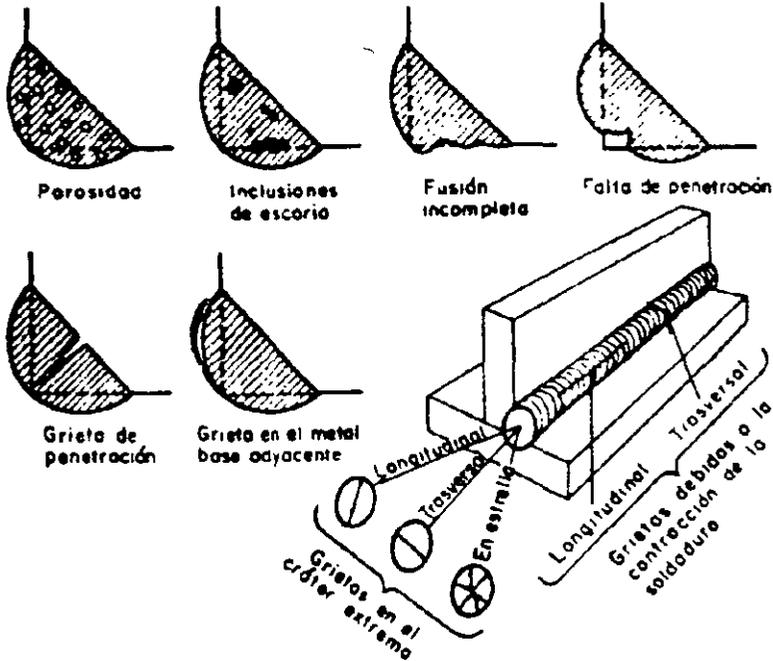


Fig. 7.6

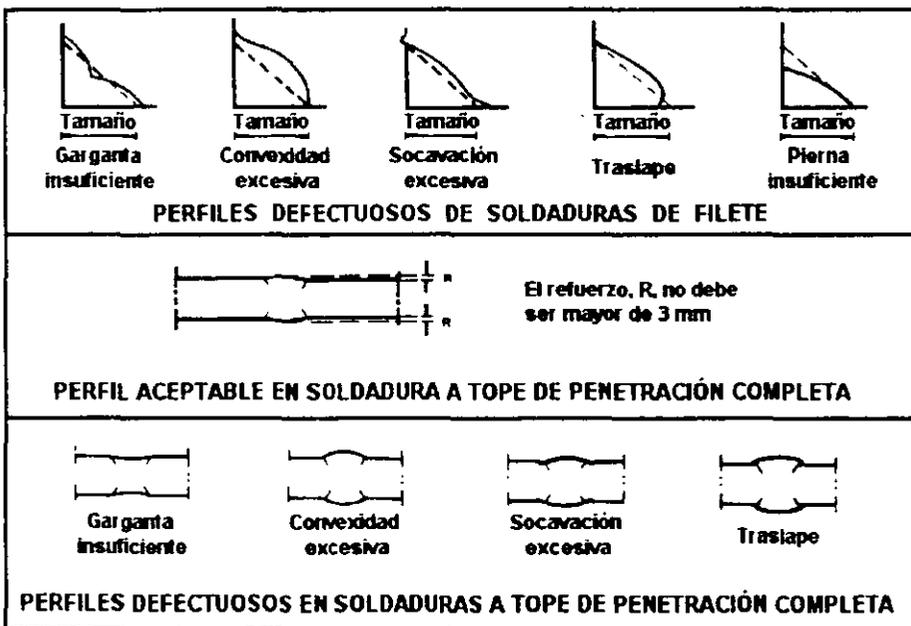


Fig. 7.7

Las causas de la porosidad (P) pueden ser:

- 1.- Arco corto
- 2.- Charco insuficiente
- 3.- Metal base defectuoso
- 4.- Electrodo inadecuado

Remedios:

- 1.- Revisar las impurezas en el metal base
- 2.- Mantener el charco lo suficiente para eliminar los gases
- 3.- Usar corriente apropiada
- 4.- Mover el electrodo en zig - zag
- 5.- Usar el electrodo apropiado
- 6.- Mantener un arco mas largo

Penetración incompleta (F.P.) falta de penetración causas:

- 1.- Mucha velocidad
- 2.- Electrodo muy grande
- 3.- Corriente muy baja
- 4.- Preparación inadecuada

Remedios

- 1.- Usar suficiente corriente para asegurar penetración
- 2.- Mover el arco mas despacio
- 3.- Seleccionar el electrodo apropiado
- 4.- Dejar espacio libre en el fondo

Soldadura agrietada causas:

- 1.- Electrodo erróneo
- 2.- Tamaño de la soldadura en desbalance de las piezas
- 3.- Cordones defectuosos
- 4.- Preparación ineficiente
- 5.- Unión rígida

Remedios

- 1.- Precalear las piezas antes de soldar
- 2.- Evitar los cordones en cadena
- 3.- El tamaño de la soldadura debe ser ajustado al tamaño de las piezas

Fusión incompleta (FF) falta de fusión causas:

- 1.- Velocidad errónea
- 2.- Preparación defectuosa
- 3.- Electrodo inapropiado
- 4.- Selección de corriente errónea

Remedios

- 1.- Escoger cuidadosamente el tamaño y tipo de electrodo
- 2.- El zig-zag debe ser suficiente para fusionar ambos lados de la punta
- 3.- La corriente apropiada asegura buen deposito del metal y penetración adecuada. No permitir que el metal depositado sobre salga de los bordes.

Otros posibles defectos en soldaduras

- | | |
|---|--|
| <ol style="list-style-type: none"> 1.- (CB) Corona baja 2.- (CR) Concavidad en la raíz 3.- (DEL) Doble línea de escoria 4.- (DP) Desalineamiento de las placas 5.- (DS) Desalineamiento de la soldadura 6.- (DT) Desalineamiento de los tubos 7.- (IE) Inclusiones de escoria 8.- (LE) Línea de escoria 9.- (PC) Poro cilíndrico 10.- (PE) Penetración excesiva 11.- (Q) Quemada a través de la raíz | <ol style="list-style-type: none"> 12.- (RC) Rotura de cráter 13.- (RD) Rotura diagonal 14.- (RE) Refuerzo excesivo 15.- (RL) Rotura longitudinal 16.- (RP) Rotura de placa 17.- (RT) Rotura transversal 18.- (S) Socavado en la orilla de la soldadura 19.- (SC) Socavadura entre cordones 20.- (SI) Socavado interno en uno o ambos lados del primer cordón 21.- (SP) Socavadura en la placa |
|---|--|

1) **MEMORIA.**

En un proyecto estructural generalmente se elabora una memoria descriptiva y una memoria de cálculo.

LA MEMORIA DESCRIPTIVA su nombre lo indica en general se da una descripción del proyecto arquitectónico, una descripción del proyecto estructural, las solicitaciones consideradas en el proyecto estructural como son: Cargas muertas y vivas, sismo con su respectivo coeficiente sísmico C en función del tipo de suelo donde va a estar edificada la obra y el factor de comportamiento sísmico Q, viento, granizo, asentamientos diferenciales, etc. El tipo de análisis el cual actualmente se hace con paquete de computo como el SAP-2000, STAAD III, STAAD-PRO, RAM ANALYSIS, etc. Estos paquetes pueden realizar análisis elásticos, análisis P-Δ y análisis no lineal.

En la memoria descriptiva también se introducen las fórmulas de diseño básicas en flexión, cortante, torsión y fuerza axial tanto para concreto reforzado como para acero estructural en base a las Normas Técnicas Complementarias de Concreto y Acero o bien con ACI, el AISC y el AISI vigentes.

Es necesario se indiquen los desplazamientos tanto verticales como horizontales obtenidos en el análisis de la estructura y que estos sean menores a los permitidos en el Reglamento de Construcción vigente.

LA MEMORIA DE CÁLCULO es en realidad todo el trabajo de gabinete que se debe de hacer para poder realizar el análisis, el diseño estructural y por consiguiente las conexiones y todos los detalles necesarios constructivos que se utilizaron para elaborar el proyecto estructural ejecutivo.

2) PLANOS ESTRUCTURALES.

Los planos estructurales son los que nos van a servir de base para que en estructuras metálicas se puedan realizar los planos de taller, por lo tanto, deben de tener claridad en la indicación de los elementos, el tipo de secciones y las conexiones apropiadas para el trabajo estructural que fue contemplado en el análisis y diseño estructural.

3) PLANOS DE TALLER.

Los planos de taller son los dibujos que sirven para la fabricación de los elementos estructurales mostrados en los planos estructurales de diseño, sobretodo cuando su construcción en campo requiere de una adecuada precisión.

Los planos de taller deben incluir la información necesaria para la fabricación de cada parte componente de una estructura, elementos estructurales, placas, anclas (si se especifica), tipo y tamaño de tornillos o remaches (si se especifica), tipo de electrodos y dimensiones de soldadura.

Los planos de taller al elaborarse deben de contener lo siguiente:

- Los detalles de las piezas por fabricar, transportar y montar.
- La lista de materiales correspondiente a cada elemento estructural indicado convenientemente el elemento, pieza, dimensiones, peso unitario, peso parcial y peso total.
 - a) Unidades, tipo de materiales y especificaciones.
 - b) Número y título del plano de diseño generador.
 - c) Número del plano de montaje con el que deben ensamblarse y elegirse las piezas detalladas.
 - d) Número del plano o de la lista donde aparezcan tornillos, electrodos, etc.
 - e) Número del plano o taller, fecha de elaboración, nombre y firma del diseñador y del revisor, título del plano.
 - f) Un sello de aprobación para fabricación y montaje.

4) FABRICACIÓN.

El objetivo es que sea lógica, segura y económica y depende de los recursos como son personal, instalaciones, equipo, herramienta, herramental (cables, polipastos, mesas de trabajo), material de consumo y equipo de seguridad.

Trabajos preliminares: plano de proyecto, planos de fabricación o taller, planos de montar, programación, suministro de materiales, sustitución de perfiles (si se requiere) y elaboración de plantillas.

Los pasos de un sistema de fabricación son:

Enderezado, se puede hacer con una prensa que trabaje el material a temperatura ambiente o bien calentar con soplete y golpear con marro, aunque esta forma no se recomienda, porque origina esfuerzos residuales en el elemento.

La segunda operación que se efectúa es el del trazo y se marca cualquier instrucción especial diferente al proceso de fabricación.

La tercera operación es el corte que se puede hacer con discos abrasivos, soldadura eléctrica o autógena o bien pantógrafo electrónico para cortes de alta precisión.

La cuarta es el punzado si es que se requieren taladros.

La quinta es el armado de elementos con puntos de soldadura o con tornillos.

La sexta, soldado definitivo de elementos.

La séptima es limpieza (cepillo de alambre, cincel y chiflón de arena).

La octava, pintura generalmente anticorrosiva a base de óxido de hierro.

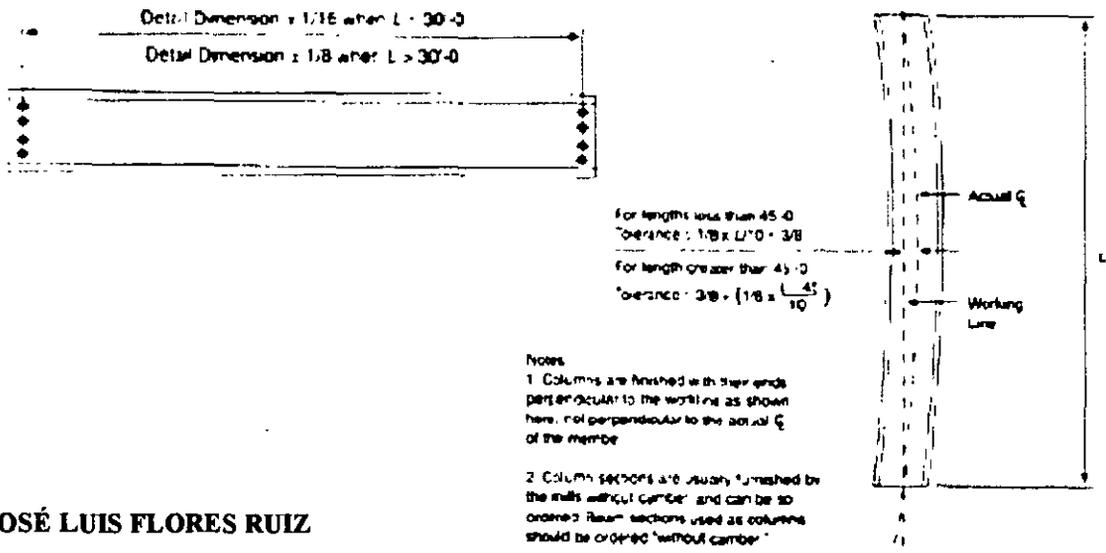
La novena, almacenamiento, embarque e inspección.

5) COLUMNAS

En la fabricación de columnas a base de placas o también en el suministro de perfiles laminados que se usan como columnas se tienen tolerancias de desviaciones del material así como tolerancias en la colocación de las columnas en el campo, dichas tolerancias las limitan las NTC-Estructuras Metálicas o el AISC.

6) TRABES.

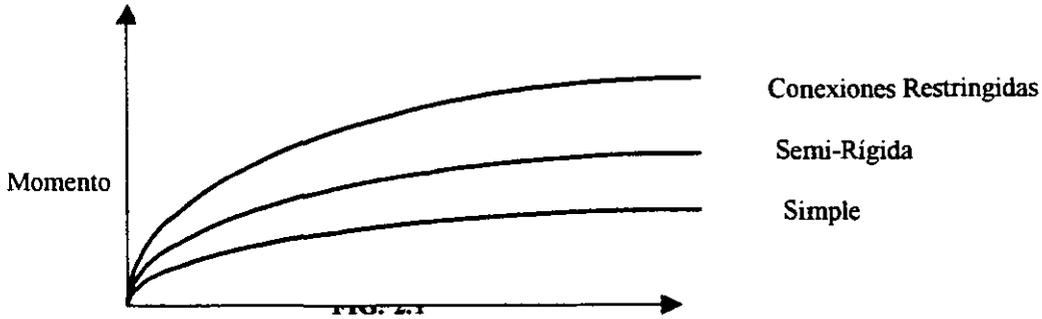
En la fabricación de traveses a base de placas o también en el suministro de perfiles laminados que se usan como columnas se tienen tolerancias de desviaciones del material así como tolerancias en la colocación de las traveses en el campo, dichas tolerancias las limitan las NTC-Estructuras Metálicas o el AISC.



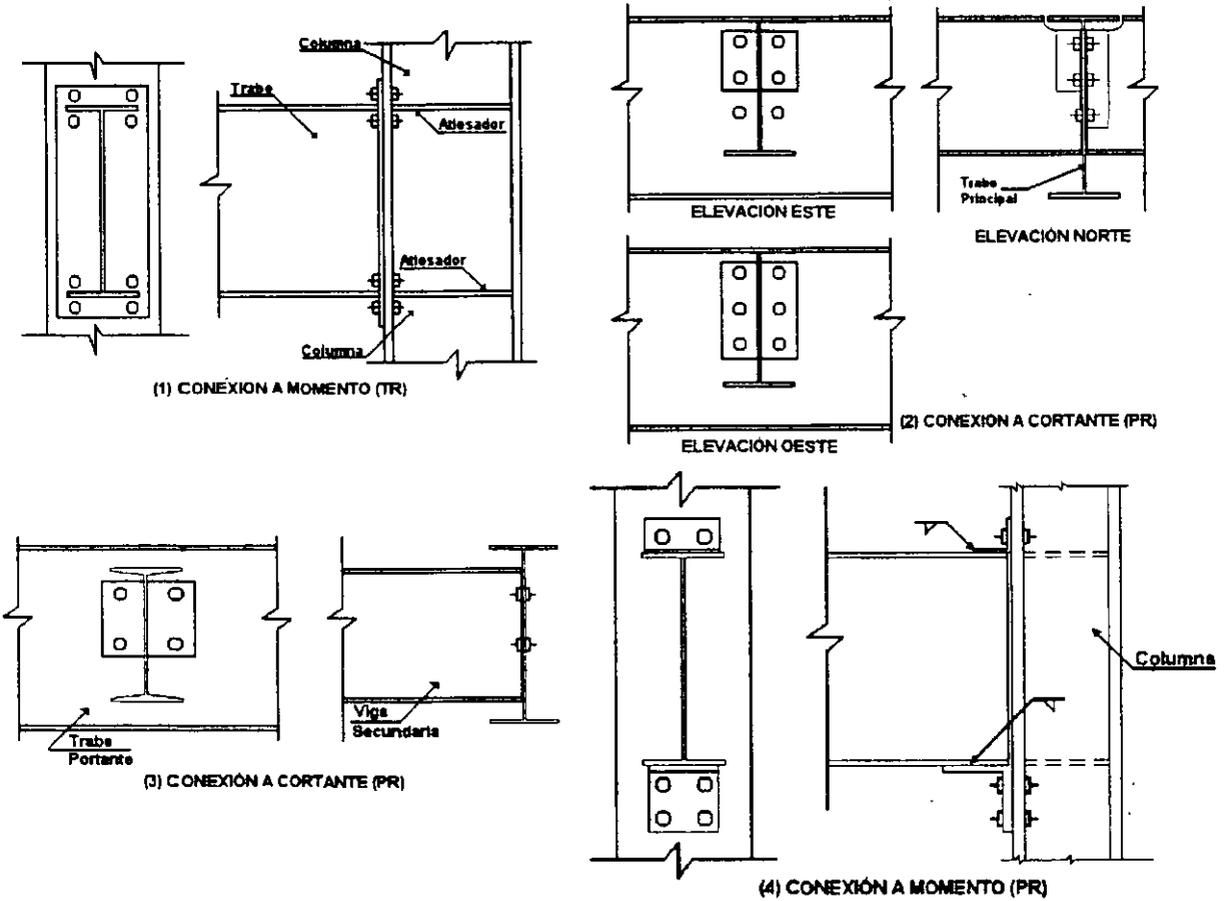
7) CONEXIONES.

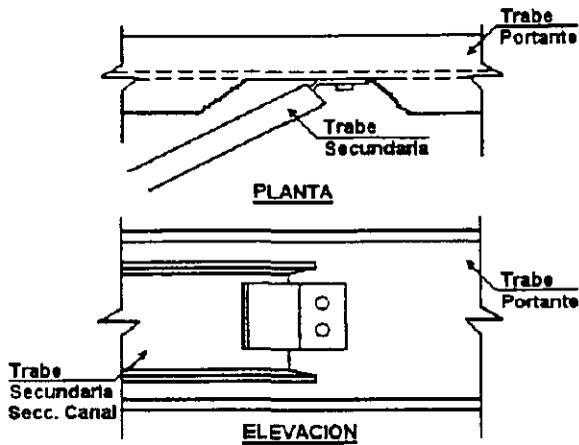
2.1 CLASIFICACION DE LAS CONEXIONES RESISTENTES A MOMENTO.

	ASD (DVA)	LRFD (DFCR)
Rígida	Tipo I	Totalmente Restringida TR
Simple	Tipo II	Parcialmente Restringida PR
Semi-Rígida	Tipo III	Parcialmente Restringida PR

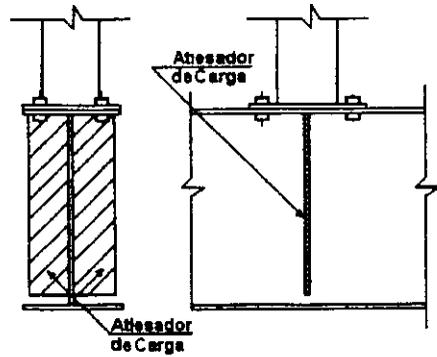


2.1.1 CONEXIONES TÍPICAS

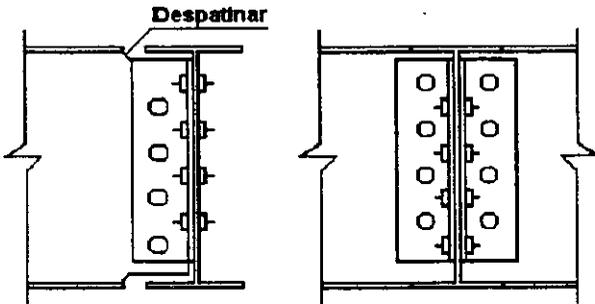




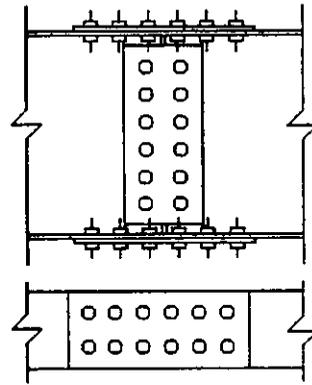
(5) CONEXIÓN A CORTANTE (PR)



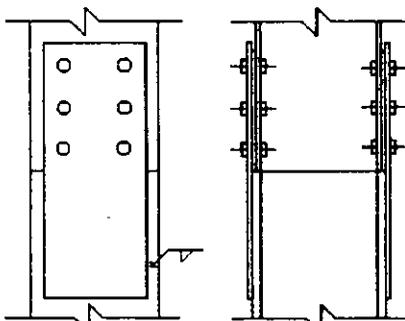
(6) UNIÓN COLUMNA - TRABE (PR)



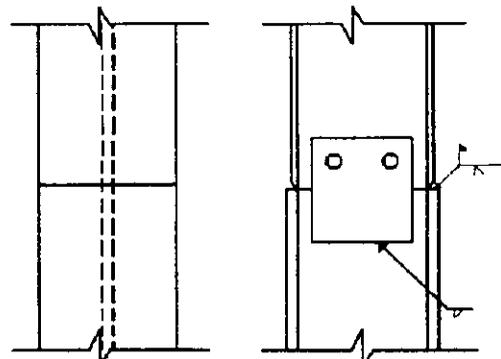
(7) CONEXIÓN A CORTANTE (PR)



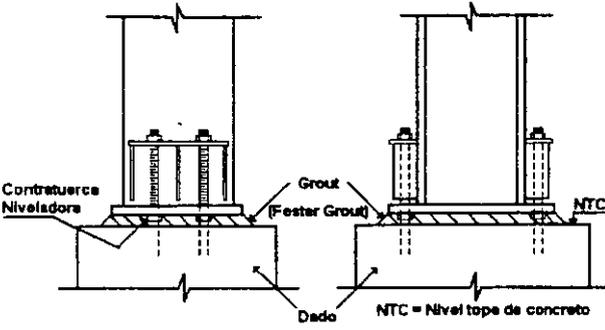
(8) EMPALME TRABE (TR)



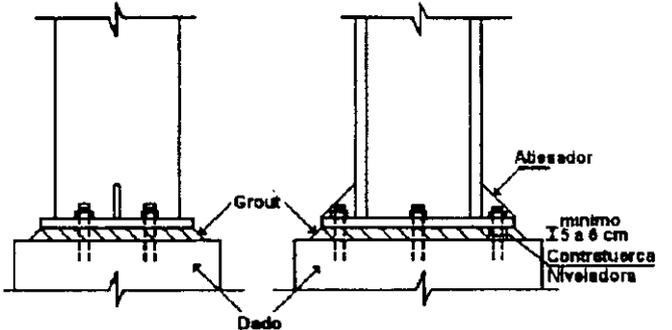
(9) EMPALME COLUMNA (TR)



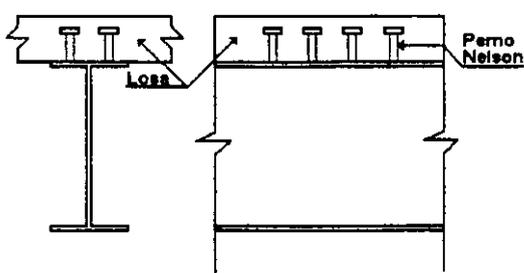
(10) EMPALME COLUMNA SOLDADA (TR)



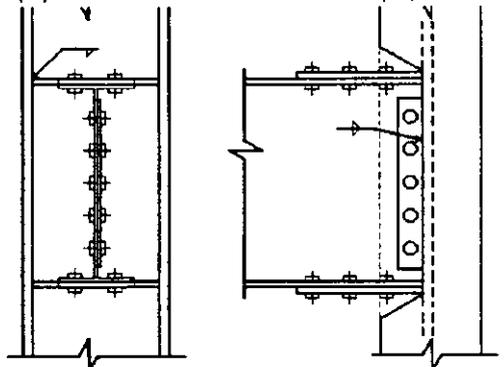
(11) BASE COLUMNA CON ATIESADORES (TR)



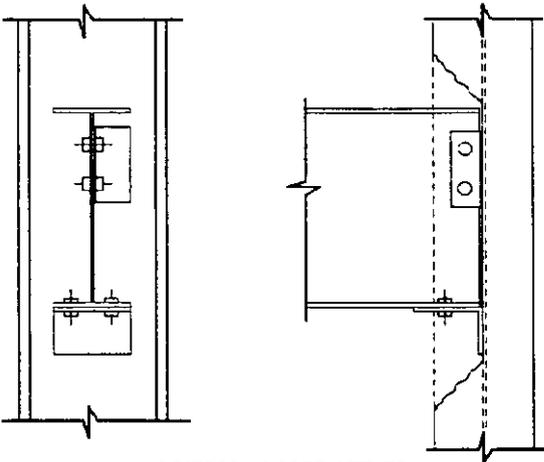
(11) BASE COLUMNA CON ATIESADORES (TR)



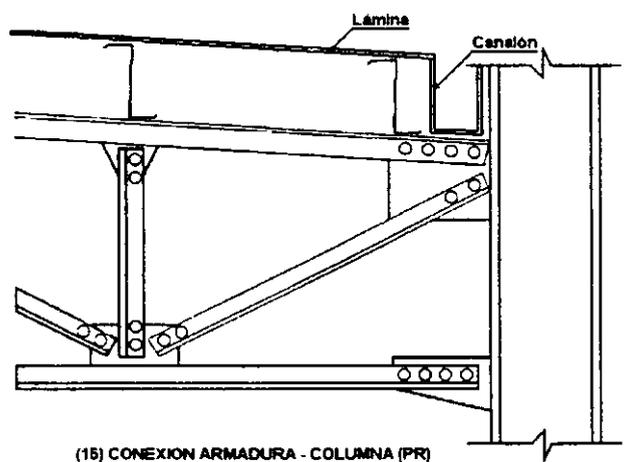
(12) CONECTORES (PERNOS) NELSON



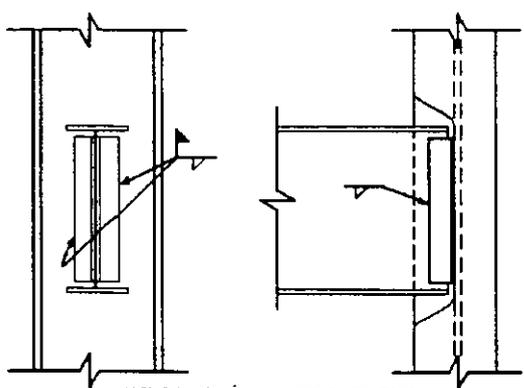
(13) CONEXIÓN A CORTANTE Y MOMENTO (TR)



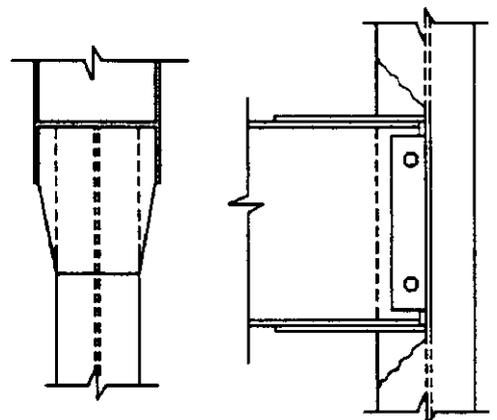
(14) CONEXIÓN A CORTANTE (PR)



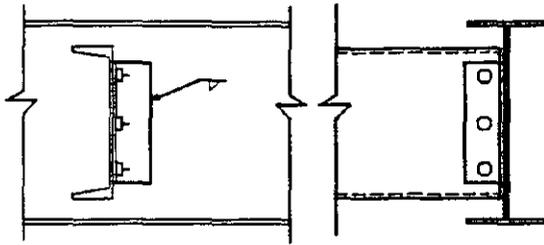
(15) CONEXIÓN ARMADURA - COLUMNA (PR)



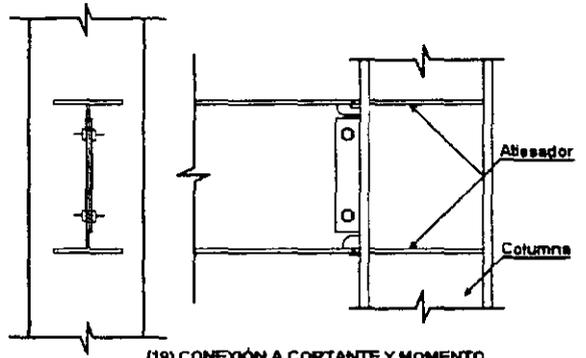
(16) CONEXIÓN A CORTANTE (PR)



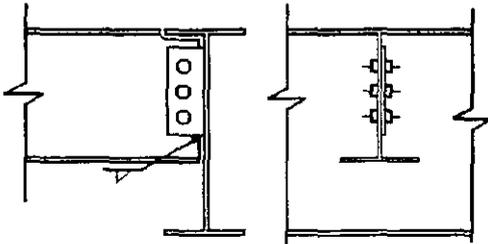
(17) CONEXIÓN A MOMENTO CON CUBRE PLACAS (TR)



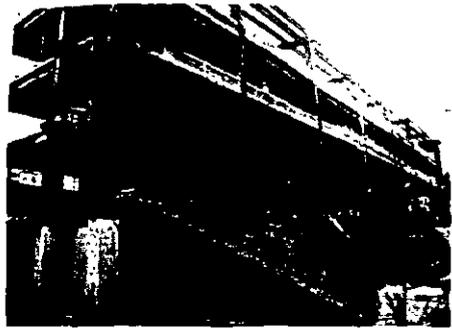
(18) CONEXIÓN A CORTANTE



(19) CONEXIÓN A CORTANTE Y MOMENTO



(20) CONEXIÓN A CORTANTE ATORNILLADA Y SOLDADA (PR)





FACULTAD DE INGENIERÍA UNAM
DIVISIÓN DE EDUCACIÓN CONTINUA

"Tres décadas de orgullosa excelencia" 1971 - 2001

CURSOS ABIERTOS

CA029 APLICACIONES DE NORMAS Y ESPECIFICACIONES DE USO EN MÉXICO PARA EL DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE ACERO

Del 23 de junio al 4 de julio del 2003

Tema

Diseño de Columnas,
AISC – 1999 3^a EDIC.
SEGÚN (LRFD)

EXPOSITOR: ING. JOSÉ LUIS FLORES RUÍZ
PALACIO DE MINERÍA
JUNIO DEL 2003

DISEÑO
DE
COLUMNAS,
AISC - 1999 3ª EDIC.
SEGÚN (LRFD)

DISEÑO DE COLUMNAS SEGÚN (LRFD)

I.- MIEMBROS SIMÉTRICOS SUJETOS A FLEXIÓN Y FUERZA AXIAL.

1) Miembros simple y doblemente simétricos con flexión y torsión.

La interacción de flexión y tensión en perfiles simétricos se limita mediante las fórmulas H1-1a y H1-1b.

a) Para $\frac{P_u}{\phi P_n} \geq 0.2$

$$\frac{P_u}{\phi P_n} + \frac{8}{9} \left[\frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ny}} \right] \leq 1.0 \quad (\text{H1-1a})$$

b) Para $\frac{P_u}{\phi P_n} < 0.2$

$$\frac{P_u}{2\phi P_n} + \left[\frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ny}} \right] \leq 1.0 \quad (\text{H1-1a})$$

En donde:

- P_u = Resistencia de tensión requerida, en Kg.
- P_n = Resistencia de tensión nominal, determinada de acuerdo con lo indicado en la Sección D1, en Kg.
- M_u = Resistencia de flexión requerida, determinada de acuerdo con las disposiciones de la Sección C2, en Kg - m.
- M_n = Resistencia de flexión nominal, determinada de acuerdo con lo indicado en la Sección F1, en Kg - m.
- x = Subíndice que indica un símbolo se refiere a flexión alrededor del eje de mayor momento de inercia.
- y = Subíndice que indica que un símbolo se refiere a flexión alrededor del eje de menor momento de inercia.
- $\phi = \phi_t$ = Factor de resistencia para tensión = 0.90 (véase la Sección D1).
- ϕ_b = Factor de resistencia para flexión = 0.90.

Se podrá hacer un análisis más detallado de la interacción de flexión y tensión, en lugar de usar las fórmulas H1-1a y H1-1b.

2) Miembros simple y doblemente simétricos a flexión y compresión.

La interacción de flexión y compresión en perfiles simétricos se limita mediante las fórmulas H1-1a y H1-1b, en donde:

- P_u = Resistencia requerida ante compresión, en Kg.
- P_n = Resistencia nominal a la compresión, determinada de acuerdo con lo indicado en la Sección E2, en Kg.
- M_u = Resistencia a la flexión requerida, determinada de acuerdo con lo dispuesto en la Sección C1, en Kg - m.
- M_n = Resistencia a la flexión nominal, determinada de acuerdo con las disposiciones de la Sección F1, en Kg - m.
- x = Subíndice que indica que un símbolo se refiere a flexión alrededor del eje de mayor momento de inercia.

- y = Subíndice que indica que un símbolo se refiere a flexión alrededor del eje de menor momento de inercia.
- $\phi = \phi_c$ = Factor de resistencia para compresión, = 0.85 (véase la Sección E2).
- ϕ_b = Factor de resistencia para flexión = 0.90.

II.- DISEÑO DE ELEMENTOS A COMPRESIÓN AXIAL.

1) ELEMENTOS DE LA TEORÍA DE LA INESTABILIDAD ELÁSTICA E INELÁSTICA.

A diferencia de los elementos en tensión el problema de las estructuras metálicas es que debido a su esbeltez los miembros pueden pandearse, que es un fenómeno de estabilidad y no de resistencia, es un fenómeno que cuando ocurre generalmente causa colapsos en la estructura.

El AISC limita a que la relación de esbeltez $\frac{KL}{r} < 200$

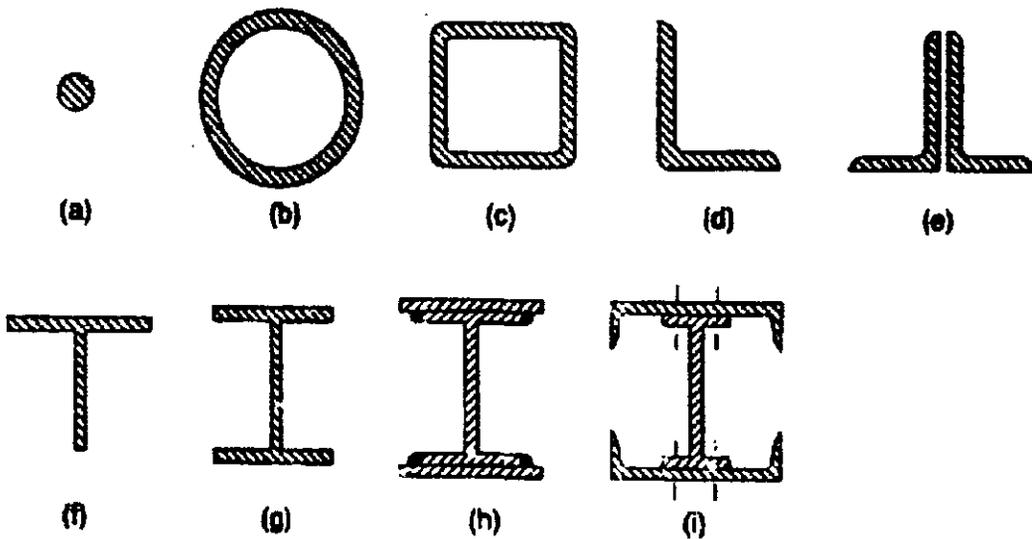


FIGURA 1.1 SECCIONES TÍPICAS DE COLUMNAS O ELEMENTOS EN COMPRESIÓN

2) ECUACIÓN DE EULER

En la fórmula de Euler para una columna larga, recta, cargada axialmente, homogénea y con extremos redondeados. Los ejes x y y se localizan según la figura como el momento flexionante en cualquier punto de la columna está dado por - Py, la ecuación de la curva elástica se escribe de la siguiente manera:

$$EI \frac{d^3y}{dx^2} = -Py \tag{1}$$

Multiplicando ambos miembros de la ecuación (1) por 2 dy e integrando se obtiene

$$EI \frac{2dy}{dx} \frac{dy}{dx} = -2Pydy; EI \left(\frac{dy}{dx} \right)^2 = Py^2 + C1 \tag{2}$$

Cuando y=δ, dy / dx = 0, y el valor C1 es igual a Pδ² por lo que

$$EI \left(\frac{dy}{dx} \right)^2 = Py^2 + P\delta^2 \tag{3}$$

La expresión anterior se puede escribir de la siguiente manera:

$$\left(\frac{dy}{dx} \right)^2 = P / EI (y^2 + P\delta^2) \tag{4}$$

$$\left(\frac{dy}{dx} \right) = \sqrt{P / EI} \sqrt{(y^2 + P\delta^2)} \tag{5}$$

$$dy / \sqrt{(y^2 + P\delta^2)} = \sqrt{(P / EI)} dx \tag{6}$$

Integrando la expresión se obtiene:

$$\frac{\text{arc sen } y}{\delta} = \sqrt{\left(\frac{P}{EI}\right)} x + C2 \tag{7}$$

Cuando $x = 0$ y $y = 0$, $C2 = 0$. La curva elástica de la columna tiene la forma de una senoide expresada por la ecuación.

$$\frac{\text{arc sen } y}{\delta} = \sqrt{\left(\frac{P}{EI}\right)} x \tag{8}$$

Cuando $x = L / 2$, $y = \delta$, se obtiene:

$$\frac{\pi}{2} = \frac{L}{2} \sqrt{\left(\frac{P}{EI}\right)} \tag{9}$$

En esta expresión P es la carga crítica de pandeo que es la carga máxima que la columna puede soportar antes de volverse inestable. Despejando a P se obtiene:

$$P = \frac{\pi^2 EI}{L^2} \tag{10}$$

La carga inicial de Euler, Pe , es una carga que mantendrá justamente a la columna en la forma deformada que se muestra en la figura 1.2. En cualquier punto a lo largo de la columna el momento extremo aplicado Py , es igual al momento resistente interno, $EI\phi$, en donde ϕ es la curvatura de la columna en el punto correspondiente.

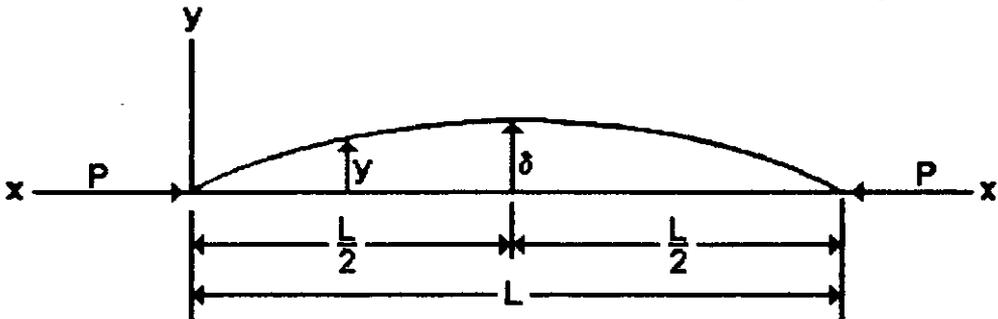


FIGURA 1.2 PERFIL PANDEADO DE UNA COLUMNA CON EXTREMOS ARTICULADOS

Dividiendo los dos lados de la ecuación (10) entre A y sustituyendo $r = \sqrt{\frac{I}{A}}$; $r^2 = \frac{I}{A}$ $\therefore I = A r^2$, siendo r el radio de giro de la sección transversal, se expresa la carga de pandeo en términos del esfuerzo de pandeo, F_e :

$$F_{\alpha} = F_c = \frac{P}{A} = \frac{\pi^2 EI}{AL^2} = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{L}{r}\right)^2} \tag{11}$$

La ecuación anterior para ser aplicada a otras condiciones de extremo, como los libres o los empotrados, es necesario utilizar el factor de longitud efectiva K .

$$F_{cr} = F_c = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2} \tag{12}$$

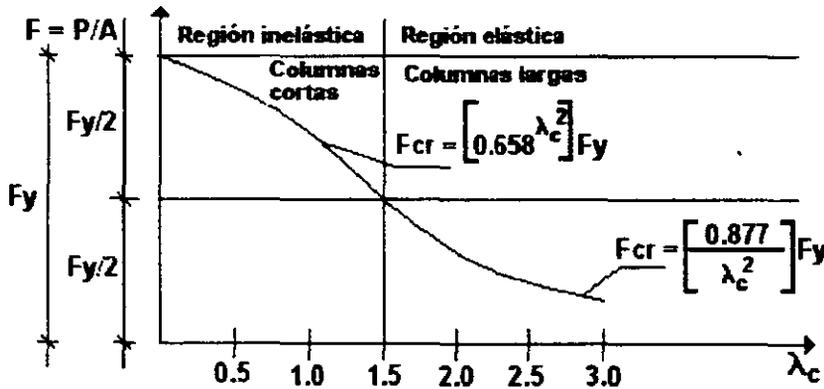
Al término (KL/r) se le denomina relación de esbeltez y es usado generalmente como un parámetro en cuyos términos se pueden expresar en forma gráfica o analítica

En el diseño de factor de carga y resistencia LRFD se normaliza el parámetro de esbeltez con respecto a la resistencia de fluencia del material.

$$\frac{F_{cr}}{F_y} = \frac{\pi^2 E}{F_y (KL/r)^2} \quad \text{Por definición} \quad F_{cr} = \frac{F_y}{\lambda_c^2}$$

$$\lambda_c^2 = \frac{F_y}{F_{cr}} = \left(\frac{KL}{r}\right)^2 \frac{F_y}{\pi^2 E} \quad \lambda_c = \frac{KL}{\pi} \sqrt{\frac{F_y}{E}} \quad \text{Parámetro de esbeltez}$$

Graficando el esfuerzo crítico



La resistencia a compresión será:

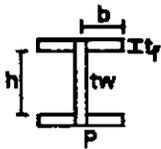
$$\phi_c P_n = \phi_c F_{cr} A_g$$

En una columna se debe revisar que no existan ni pandeo general de la barra ni pandeo local de los elementos que componen la sección.

TABLA B5.1

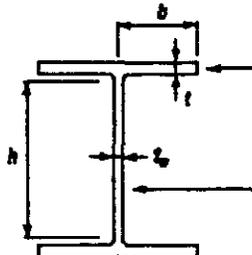
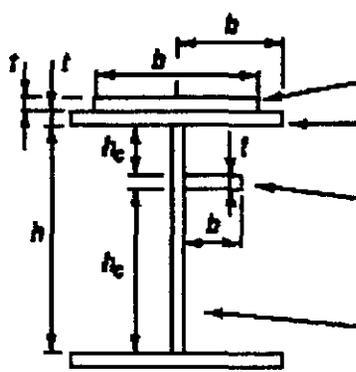
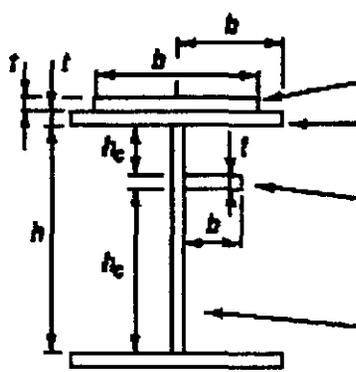
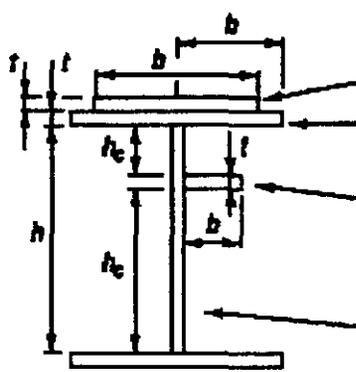
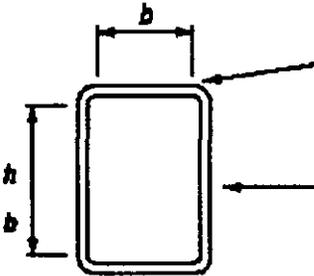
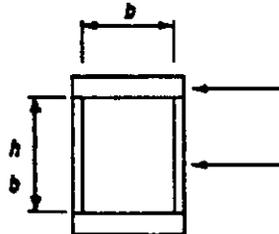
RELACIONES LÍMITES ANCHO-ESPESOR PARA ELEMENTOS EN COMPRESIÓN

ELEMENTOS NO	DESCRIPCION DEL ELEMENTO	RELACIÓN ANCHO-ESPESOR	RELACIONES LIMITES ANCHO-ESPESOR	
			λp (sección compacta)	λr (sección no compacta)
ELEMENTOS NO	Patines de vigas laminadas de perfiles de sección I y canales en flexión.	b / t	$0.38 \sqrt{\frac{E}{F_y}} [c]$	
	Patines de vigas soldadas o híbridas de perfiles de sección I en flexión.	b / t	SIN SISMO $0.38 \sqrt{\frac{E}{F_{yf}}}$	CON SISMO $0.31 \sqrt{\frac{E}{F_{yf}}}$
ELEMENTOS ATIESADOS	Almas con flexión y compresión axial combinadas.	h / t_w	Para $P_u / \phi_b P_y \leq 0.125 [c], [g]$ SIN SISMO $3.76 \sqrt{\frac{E}{F_y} \left(1 - \frac{2.75 P_u}{\phi_b P_y} \right)}$	CON SISMO $3.05 \sqrt{\frac{E}{F_y} \left(1 - \frac{1.54 P_u}{\phi_b P_y} \right)}$
	Todos los otros elementos atiesados en compresión uniforme i. e., apoyados a lo largo de dos bordes.	b / t h / t_w	NA	
	Secciones circulares huecas	D / t'	NA	
	En compresión axial.		0.11 E / F _y	
	En flexión.		0.07 E / F _y [d]	
[a] Para vigas híbridas, usar el esfuerzo de fluencia del patín F_{yf} en lugar de F_y . [b] Supone el área neta de la placa en el agujero más ancho. [c] Supone una capacidad de rotación inelástica de 3 radianes. Para estructuras en zonas de alta sismicidad, una capacidad de rotación más grande debe ser requerida. [d] Para diseño plástico usar $0.045 E / F_y$ [e] $F_L = E$ el mayor de $(F_{yf} - F_r)$ o F_{yw} , kg/cm ² $F_r =$ Esfuerzo residual de compresión en el patín $= 700 \text{ kg/cm}^2$ para perfiles laminados. $= 1160 \text{ kg/cm}^2$ para perfiles armados soldados. [f] $K_c = \frac{4}{\sqrt{h/t_w}}$, pero no menos que $0.35 \leq k_c \leq 0.763$ [g] Para miembros con patines diferentes, usar h_p en lugar de h al comparar a λp . [h] Para miembros con patines diferentes, ver Apéndice B5.1 F _y				



$\frac{b}{t_f} = \frac{\text{ancho}}{\text{grueso}}$
 Si dan valores mayores caen en perfiles delgados

FÓRMULAS DE DISEÑO RELACIONES ANCHO ESPESOR

	FLEXIÓN		COMPRESIÓN AXIAL
	$\lambda_p = 0.38 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$\lambda_r = 0.83 \sqrt{\frac{E}{F_L}}$	$\lambda_r = 0.56 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$
	$\lambda_p = 3.75 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$\lambda_r = 5.70 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$\lambda_r = 1.49 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$
	<i>Perforada</i>	$\lambda_r = 1.86 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$\lambda_r = 1.86 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$
	$\lambda_p = 1.12 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$\lambda_r = 1.40 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$\lambda_r = 1.40 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$
	$\lambda_p = 0.38 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$\lambda_r = 0.95 \sqrt{\frac{E}{F_L/k_c}}$	$\lambda_r = 0.64 \sqrt{\frac{E}{F_y/k_c}}$
		$\lambda_r = 0.56 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$\lambda_r = 0.64 \sqrt{\frac{E}{F_y/k_c}}$
	$\lambda_p = 3.76 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$\lambda_r = 5.70 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$\lambda_r = 1.49 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$
	$\lambda_p = 1.12 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$\lambda_r = 1.40 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$\lambda_r = 1.40 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$
	$\lambda_p = 3.76 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$\lambda_r = 5.70 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$\lambda_r = 1.40 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$
		$\lambda_r = 1.49 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$\lambda_r = 1.49 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$
		$\lambda_r = 5.70 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$\lambda_r = 1.49 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$

Si la relación $\lambda < \lambda_p$ La sección es compacta

$$\lambda = \frac{\text{ancho}}{\text{grueso}}$$

Si la relación $\lambda_p < \lambda < \lambda_r$ La sección no es compacta.

Si la relación $\lambda > \lambda_r$ Es un elemento esbelto en compresión, puede tener un pandeo local.

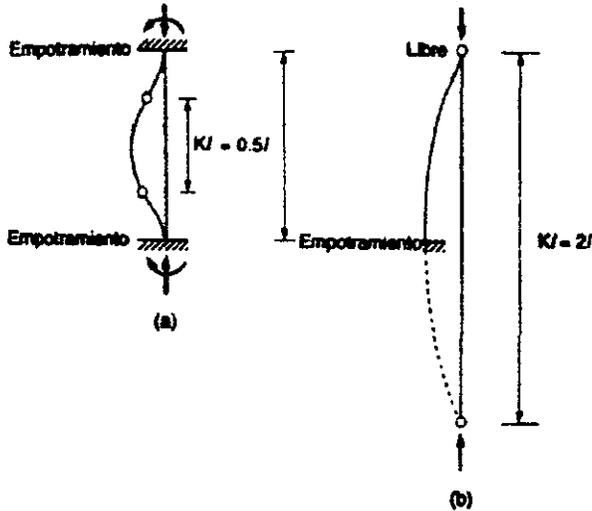
CONSTANTES RELACIÓN DE ELEMENTOS ANCHO GRUESO, EN FUNCIÓN DE F_y

Relación	F_y Ksi (Kg/cm ²)					
	36 (2533)	42 (2956)	48 (3237)	50 (3519)	60 (4222)	65 (4574)
$0.31 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	8.81	8.14	7.78	7.46	6.81	6.55
$0.38 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	10.80	9.99	9.54	9.15	8.35	8.03
$0.45 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	12.80	11.8	11.3	10.8	9.89	9.51
$0.56 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	15.90	14.7	14.1	13.5	12.3	11.8
$0.83 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	23.56	21.8	20.84	19.99	18.25	17.53
$0.75 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	21.30	19.7	18.8	18.1	16.5	15.8
$1.12 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	31.80	29.4	28.1	27	24.6	23.7
$1.40 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	39.70	36.8	35.2	33.7	30.8	29.6
$1.49 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	42.30	39.2	37.4	35.9	32.8	31.5
$1.86 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	52.80	48.9	46.7	44.8	40.9	39.3
$3.76 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	107	98.8	94.4	90.6	82.7	79.4
$5.70 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	162	150	143	137	125	120
$0.045 \frac{E}{F_y}$	36.3	31.0	28.4	26.1	21.8	20
$0.07 \frac{E}{F_y}$	56.4	48.3	44.1	40.6	33.8	31.2
$0.11 \frac{E}{F_y}$	88.6	76.0	69.3	63.8	53.2	49.1
$0.31 \frac{E}{F_y}$	250	214	195	180	150	138

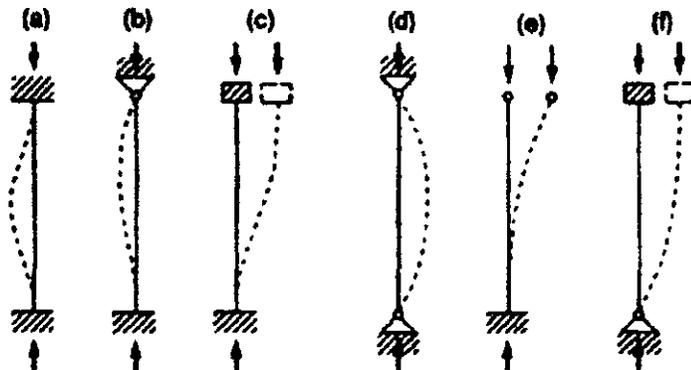
Nota: Los valores calculados son basados en unidades habituales americanas. Las unidades métricas dan los valor dentro de 1 por ciento de aquellos listados.
 $E = 2,040,730 \text{ kg/cm}^2$

3) LONGITUDES EFECTIVAS DE PANDEO EN COLUMNAS AISLADAS Y FORMANDO PARTE MARCOS.

$r = \text{Radio de giro} = \sqrt{\frac{I}{A}}$ $P_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{(KL)^2}$ $F_{cr} = \frac{\pi^2 E}{(KL/r)^2}$



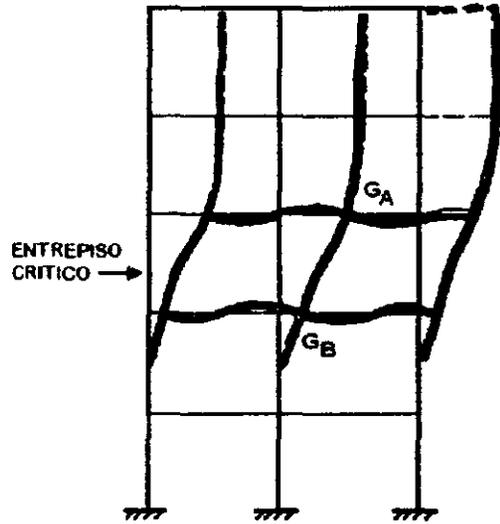
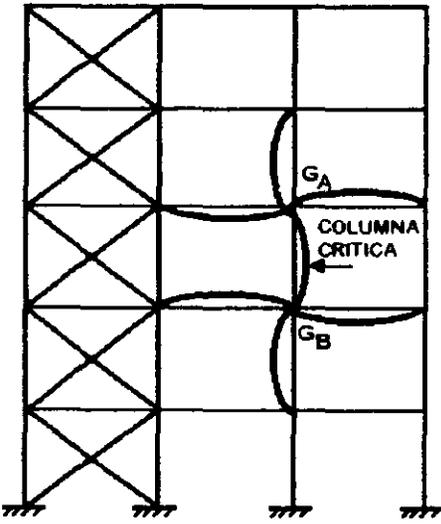
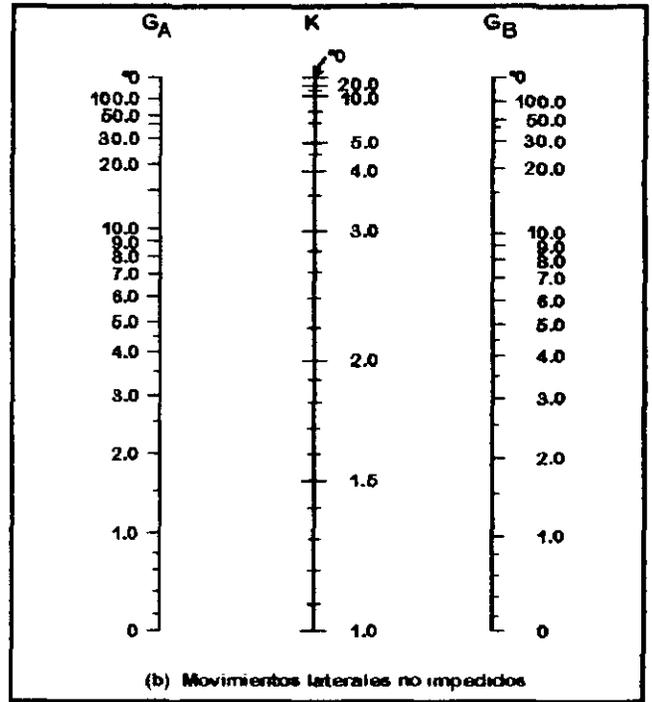
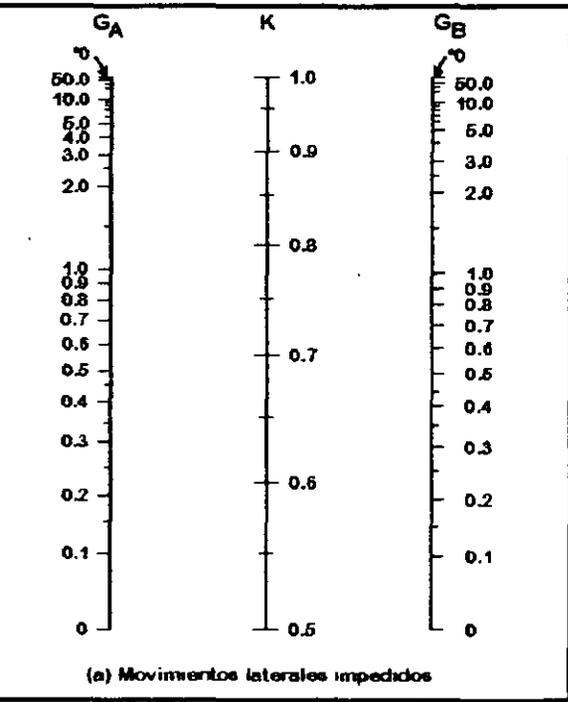
La forma pandeada de la columna se muestra con líneas de rayas.



Valor teórico de K	0.5	0.7	1.0	1.0	2.0	2.0
Valor recomendado para K cuando se está cerca de las condiciones ideales	0.65	0.80	1.2	1.0	2.10	2.0

Valores recomendables para diseño

Símbolos para las condiciones de extremo		Rotación impedida	Traslación impedida
		Rotación libre	Traslación impedida
		Rotación impedida	Traslación libre
		Rotación libre	Traslación libre



EN NUDOS

EN APOYOS

VALORES RECOMENDABLES PARA DISEÑO.

$$G_A = \frac{\sum \left(\frac{I}{L} \right)_{COL}}{\sum \left(\frac{I}{L} \right)_{TRA}}$$

$G_A = 1$ EMPOTRE

$G_A = 10$ ARTICULACIÓN

III.- FLEXIÓN SIMPLE, MOMENTO ELÁSTICO Y PLÁSTICO.

La resistencia de las vigas a flexión depende de manera muy importante del soporte lateral del patín de compresión distinguiéndose básicamente 3 clases de soporte.

- 1.- Se supondrá que las vigas tienen soporte lateral continuo en sus patines de compresión.
- 2.- Luego se supondrá que las vigas están soportadas lateralmente en sus patines de compresión a intervalos cortos.
- 3.- Por último se supondrá que las vigas están soportadas en sus patines de compresión intervalos cada vez más grandes.

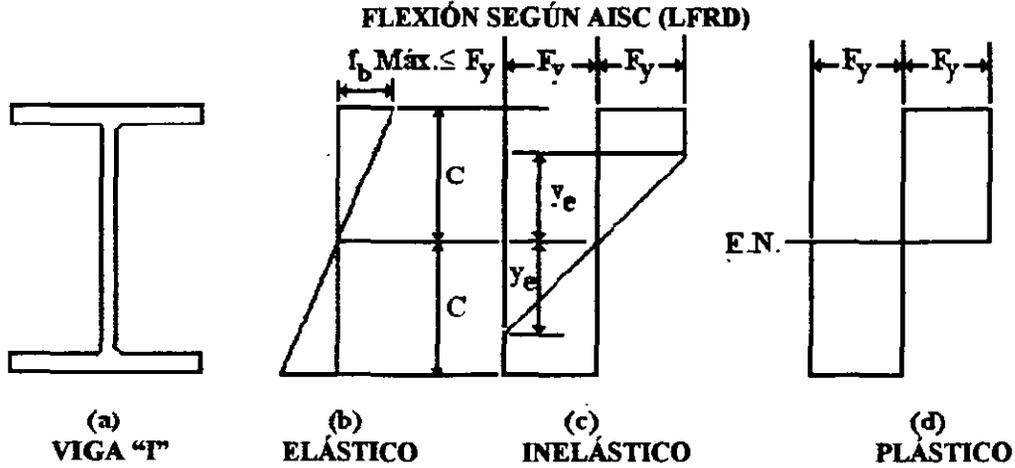


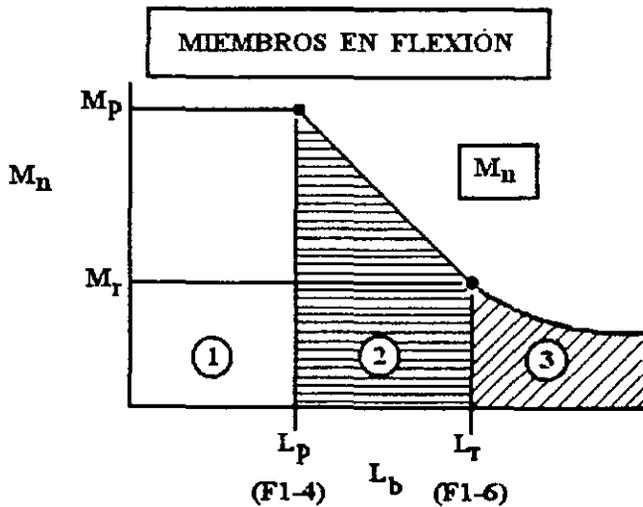
Figura 1a Distribución del esfuerzo normal debido a flexión en los rangos elástico e inelástico

PANDEO LOCAL, ELEMENTOS ATIESADOS Y NO ATIESADOS.

Para evitar el pandeo local es necesario cumplir con que la relación ancho-groeso $\lambda < \lambda_p$, sección compacta.

$\lambda < \lambda_r$, sección no compacta y si $\lambda > \lambda_r$, la sección es esbelta vease tabla B5.1

ECUACIONES DE FLEXIÓN DEPENDIENDO DEL TRABAJO DE LA VIGA, MOMENTO PLÁSTICO, MOMENTO INELÁSTICO Y PANDEO ELÁSTICO POR TORSIÓN LATERAL



$\phi_b M_n$: RESISTENCIA A LA FLEXIÓN: $\phi_b = 0.90$
 (F1-5) (F1-10)

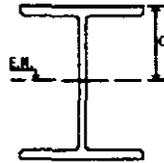
Figura 1b

RESISTENCIA NOMINAL A FLEXIÓN M_n

<p>Zona ① Momento Plástico $L_b < L_p$</p>	$M_n = M_p = Z_x F_y \leq 1.5 M_y$ $M_y = F_y S_x$ $\phi_b = 0.9$ <p style="text-align: right;">(F1.1)</p>
<p>Zona ② Momento Inelástico $L_p < L_b \leq L_r$</p>	$M_n = C_b \left[M_p - (M_p - M_r) \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] \leq M_p$ <p style="text-align: right;">(F1-2)</p> $M_r = F_L S_x$ <p style="text-align: right;">$F_r = 705 \text{ Kg/cm}^2$; vigas laminadas</p> <p style="text-align: right;">$F_r = 1160 \text{ Kg/cm}^2$; para secciones soldadas</p> $F_L = (F_{yt} - F_r) \text{ ó } F_{yw}$
<p>Zona ③ Pandeo Elástico por Torsión Lateral $L_b > L_r$</p>	<p>a) Para secciones I doblemente simétricas y canales.</p> $M_n = M_{cr} = C_b \left[\frac{\pi}{L_b} \sqrt{EI_y GJ + \left(\frac{\pi E}{L_b} \right)^2 I_y C_w} \right] \leq M_p$ <p style="text-align: right;">(F1-13)</p> $M_n = M_{cr} = \frac{C_b S_x X_1 \sqrt{2}}{\left(\frac{L_b}{r_y} \right)} \sqrt{1 + \frac{X_1^2 \cdot X_2}{2 \left(\frac{L_b}{r_y} \right)^2}} \leq M_p$ <p>b) Para placas y secciones cajón simétricas.</p> $M_{cr} = \frac{4'007,670 C_b \sqrt{JA}}{\left(\frac{L_b}{r_y} \right)}$ <p style="text-align: right;">(F1-14)</p>

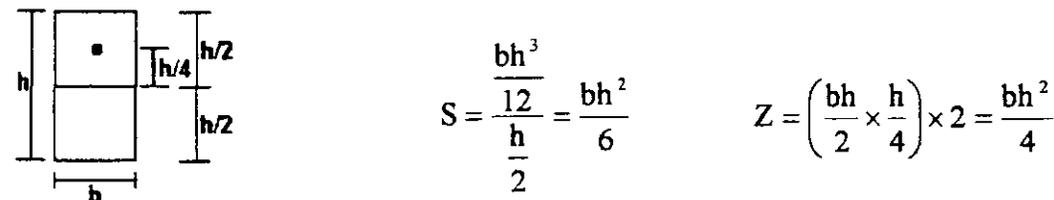
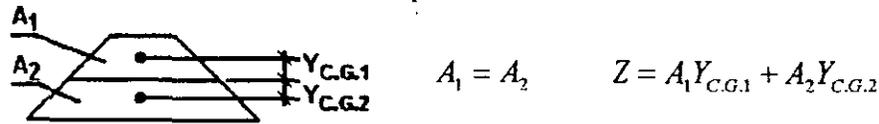
- Z_y = Módulo de la sección plástica con respecto al eje centroide menor (o y), cm^3
- Z_x = Módulo de la sección plástica con respecto al eje centroide mayor (o x), cm^3
- S_x = Módulo de la sección elástica con respecto al eje centroide mayor (o x), cm^3
- C_w = Constante de alabeo cm^6
- J = Constante de torsión cm^4

Módulo de sección elástico $S_x = \frac{Ix}{C}$



Módulo de sección plástica (Z)

El módulo de sección plástica divide a la sección en 2 partes de áreas iguales siendo entonces la suma de los momentos estáticos de estas áreas respecto al centro de áreas de la sección el módulo de sección plástica.



Las longitudes L_p y L_r se definen en la sección F1.2 de la especificación AISC LRFD como sigue:
Para secciones de perfiles I y canales sometidos a flexión alrededor de su eje mayor

$$L_p = 1.76 r_y \sqrt{\frac{E}{F_{yf}}} \quad (F1-4)$$

Parra vigas de barras rectangulares sólidas y cajones:

$$L_p = \frac{0.13 r_y E}{M_p} \sqrt{J A} \quad (F1-5)$$

donde:

- r_y = Radio de giro con respecto al eje centroide menor (o y), cm.
- A = Área de la sección transversal, cm^2 .
- J = Constante de torsión, cm^4 .

La longitud límite lateralmente no arriostrada L_r y el momento de pandeo M_r correspondiente se determinan como sigue.

- a) Para las secciones de perfiles en I, doble o uni-simétricas con el ala de compresión mayor que o igual al ala de tensión, y canales cargados en el plano del alma.

$$L_r = \frac{r_y X_1}{F_L} \sqrt{1 + \sqrt{1 + X_2 F_L^2}} \quad (F1-6)$$

$$M_r = F_L S_x \quad (F1-7)$$

donde
$$X_1 = \frac{\pi}{S_x} \sqrt{\frac{EGJA}{2}} \quad (F1-8)$$

$$X_2 = 4 \frac{C_w}{I_y} \left(\frac{S_x}{GJ} \right)^2 \quad (F1-9)$$

donde

- S_x = Módulo de sección alrededor del eje mayor, en cm^3
- E = Módulo de elasticidad del acero = 2040000 (Kg/cm²)
- G = Módulo de elasticidad al corte del acero = 787054 (Kg/cm²)
- I_y = Momento de inercia alrededor del eje centroide (o y, cm^4)
- C_w = Constante de alabeo, cm^6 .
- F_L = $(F_{yf} - F_r)$ ó F_{yw} se toma el menor (Kg/cm²), $F_r = 705$ Kg/cm² vigas laminadas, 1160 Kg/cm² para secciones soldadas.
- F_{yf} = Esfuerzo de fluencia en el patín (Kg/cm²)
- F_{yw} = Esfuerzo de fluencia en el alma (Kg/cm²)

- b) Para placas y secciones cajón.

$$L_p = \frac{2 r_y E \sqrt{J A}}{M_r} \quad (F1-10)$$

$$M_r = F_{yf} S_x \quad (F1-11)$$

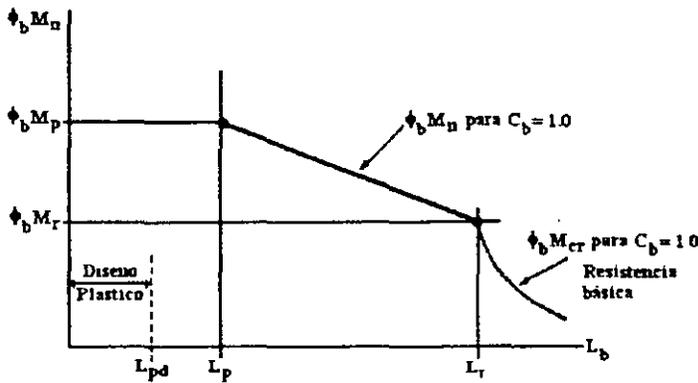


Figura 2 Determinación de la resistencia de diseño a la flexión $\phi_b M_n$ ($C_b = 1.0$)

COEFICIENTE DE FLEXIÓN C_b .

El coeficiente de flexión se define como:

$$C_b = \left[1.75 + 1.05 \frac{M_1}{M_2} + 0.3 \left(\frac{M_1}{M_2} \right)^2 \right] \leq 2.3$$

En donde M_1 y M_2 son los momentos de los segmentos no arriostrados de la viga en consideración, correspondientes al extremo más pequeño y al más grande respectivamente. Si las rotaciones debidas a los momentos de los extremos M_1 y M_2 están en dirección opuesta M_1/M_2 es negativa; de otra forma, M_1/M_2 es positiva. El coeficiente C_b es = 1.0 para ménsulas no arriostradas y miembros en donde el momento dentro de parte del segmento no asegurado es mayor que o igual al momento del extremo del segmento más grande (p.ej. vigas sobre dos apoyos, donde $M_1 = M_2 = 0$).

El coeficiente C_b da cuenta del efecto del gradiente de momento sobre el pandeo por torsión lateral. Las ecuaciones de capacidad de momento LRFD.

$$C_b = \frac{12.5 M_{m\acute{a}x}}{2.5 M_{m\acute{a}x} + 3 M_A + 4 M_B + 3 M_C}$$

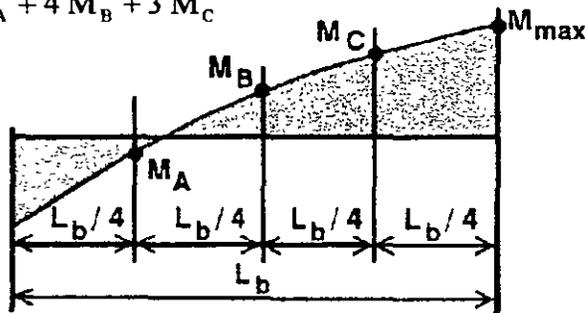
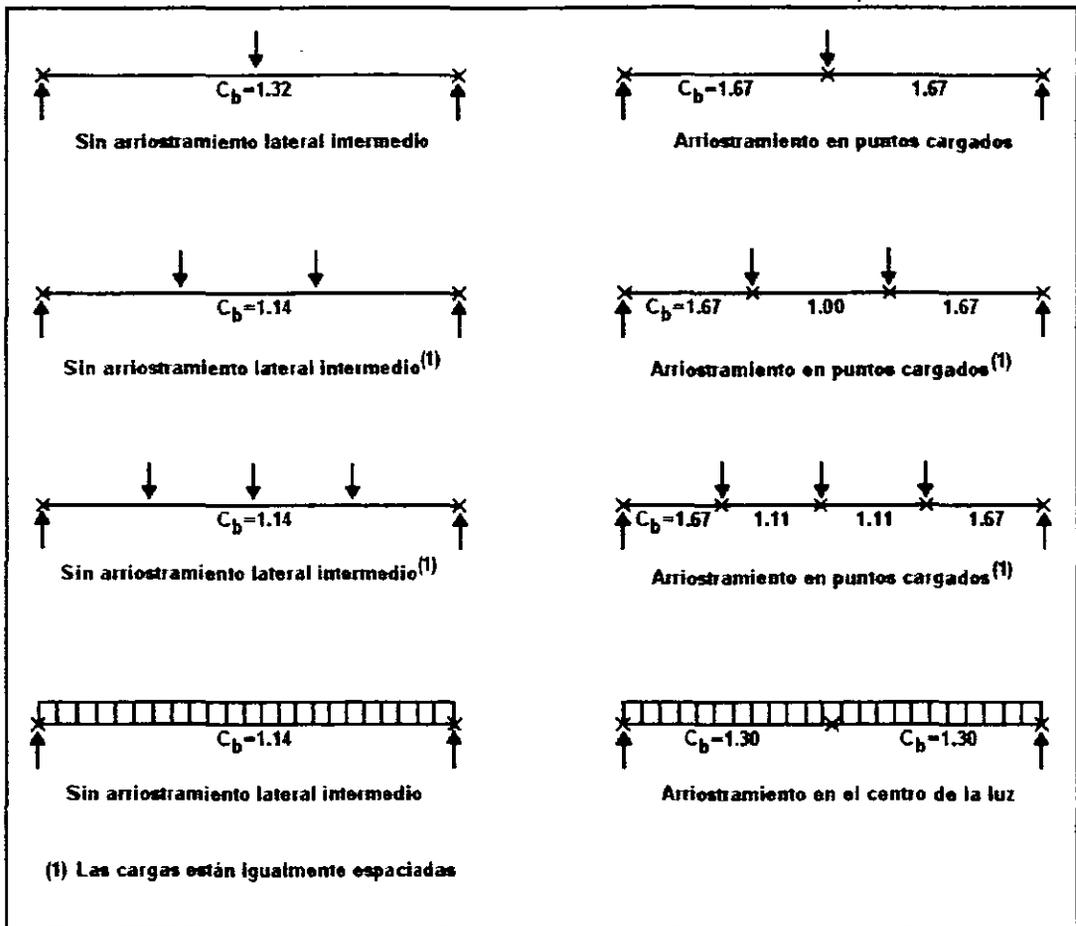


Figura 3



VALORES DE C_b PARA VARIOS CASOS

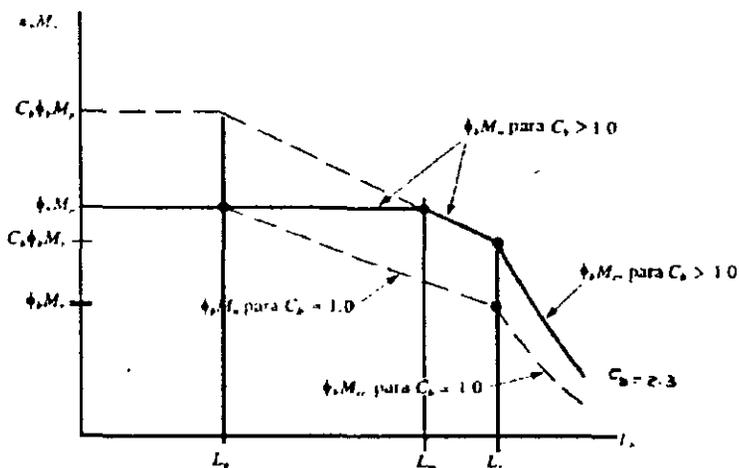


Figura 4 Determinación de la resistencia de diseño a la flexión $\phi_b M_n$ ($C_b > 1.0$)

ELEMENTOS ESBELTOS EN COMPRESIÓN.

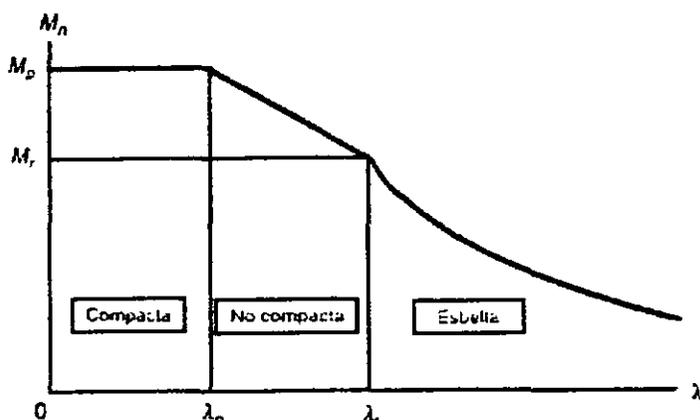


Figura 5 Clasificación de secciones transversales por pandeo local de placa.

Cuando \$\lambda\$ excede de \$\lambda_r\$ es una sección esbelta, entonces el \$M_n\$ se calcula de la siguiente manera:

a) Para \$\lambda \le \lambda_p\$ $M_n = M_p$ (A-F1-1)

b) Para \$\lambda_p < \lambda < \lambda_r\$; para el estado límite de pandeo lateral - torsional

$$M_n = C_b \left[M_p - (M_p - M_r) \left(\frac{\lambda - \lambda_p}{\lambda_r - \lambda_p} \right) \right] \leq M_p$$
 (A-F1-2)

Para \$\lambda_p < \lambda < \lambda_r\$; para el estado límite de pandeo local del patín

$$M_n = M_p - (M_p - M_r) \left(\frac{\lambda - \lambda_p}{\lambda_r - \lambda_p} \right)$$
 (A-F1-3)

c) Para \$\lambda > \lambda_r\$; para el estado límite de pandeo lateral - torsional y pandeo local del patín.

$$M_n = M_{cr} = SF_{cr} \leq M_p$$
 (A-F1-4)

MOMENTOS DE PRIMER Y SEGUNDO ORDEN

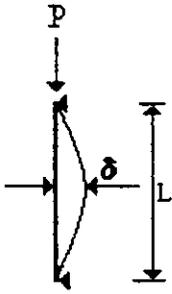
Si un elemento está sometido a momentos y carga axial de compresión, aparecerán en el momentos flexionantes y deflexiones laterales adicionales a las iniciales. Cuando analizamos un marco con alguno de los métodos elásticos comunes, los resultados se denominan momentos y fuerzas primarias o de primer orden. Aún si el marco está soportado lateralmente, se presentarán algunos momentos secundarios debidos a la flexión lateral en las columnas. Un efecto de segundo orden puede ser determinado por un análisis P-\$\Delta\$, o bien las especificaciones LFRD. Proponen una amplificación para las cargas de gravedad y una amplificación para las cargas laterales.

Para diseñar las columnas \$M_u\$ = resistencia a flexión requerida (basado en cargas factorizadas) incluyendo efectos de segundo orden.

Estos efectos se pueden obtener con un paquete de computo como el SAP-2000 o STAAD III considerando que el análisis se realice considerando el efecto P-\$\Delta\$ y así ya se tienen a los momentos amplificados, es decir, en este caso ya se considera que \$B_2 = 1.0\$.

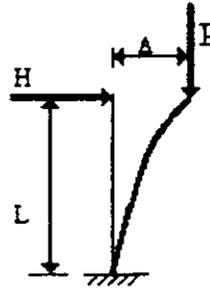
Otro camino es amplificar los momentos en análisis convencionales elásticos según el AISC-LRFD es de la siguiente manera.

$$M_u = B_1 M_{n1} + B_2 M_{l1}$$



Columna con marco arriostrado lateralmente

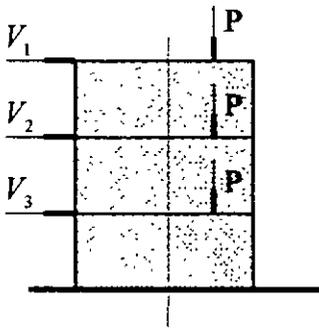
$$M_{n1} + P\delta = B_1 M_{n1}$$



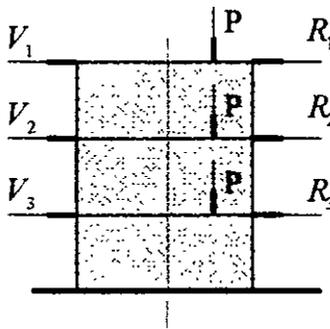
Columna con marco no arriostrado lateralmente

$$M_{l1} + P\Delta = B_2 M_{l1}$$

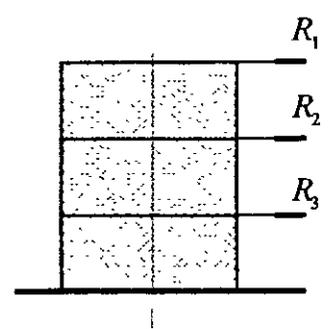
B_1 = Magnifica el momento (M_{n1}) para incluir el momento secundario. El momentos secundario $P-\Delta$ se incluye al multiplicar el momento primario (M_{l1}) x B_2 .



Estructura Original



Para M_{n1} estructura con corrimiento lateral impedido



M_{l1} para estructura con movimiento lateral no impedido

$$B_1 = \frac{Cm}{\left[1 - \left(\frac{Pu}{Pe_1}\right)\right]} \geq 1.0$$

[C1-2]

$$Cm = 0.6 - 0.4 \frac{M_1}{M_2}$$

[C1-3]

$$Pe_1 = \frac{AgFy}{\lambda c^2} = \frac{\pi^2 EI}{(KL)^2}$$

$$\lambda c = \frac{KL}{r\pi} \sqrt{\frac{Fy}{E}}$$

$$B_2 = \frac{1}{1 - \sum P_u \left[\frac{\Delta_o h}{\sum HL} \right]}$$

[C1-4]

$$B_2 = \frac{1}{1 - \left[\frac{\sum P_u}{\sum P_{e2}} \right]}$$

[C1-5]

El proyectista puede usar cualquiera de las 2 expresiones proporcionadas por LRFD para B_2 , la primera contiene el indice de corrimiento lateral, por tanto, es más conveniente para el diseño práctico.

$\sum P_u$ = Representa la resistencia axial necesaria de todas las columnas del piso en cuestión.

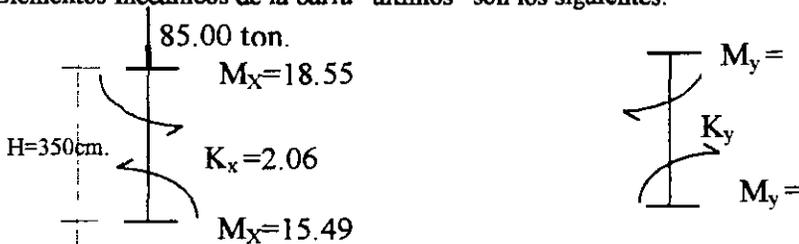
$\frac{\Delta_o h}{L}$ = Representa el índice de corrimiento lateral del piso, en México se limita a 0.006 y 0.012. En Canadá se acepta hasta 0.0018.

- ΣH = Es la suma de todas las fuerzas horizontales del piso que producen Δ_0 h.
- $C_m = 0.85$ = Para miembros con extremos restringidos y 1.0 para miembros no restringidos.
- P_{e1} = Resistencia al pandeo de Euler, con en factor K de longitud efectivo en el plano de flexión determinado de acuerdo con la sección C2.1 para con marco arriostrado $P_{e1} = \frac{\pi^2 EI}{(KL)^2}$.

EJEMPLOS DE APLICACIÓN

Ejemplo (1) Diseñar una columna de un marco metálico usando acero ASTM A-36, en donde además el análisis de los marcos se hicieron considerando el efecto P- Δ , es decir, $B_2 = 1.0$.

1.- Elementos mecánicos de la barra "últimos" son los siguientes:



2.- Para columnas secc. I la carga equivalente será:

P en Ton

M en Ton-cm

$P_{eq} = P + 0.045 M_x + 0.14 M_y$; (Carga equivalente para secciones I propuesta por el Ing. José Luis Flores R)

$P_{eq} = 85 + 0.045 \times 1855 + 0.14 \times 1791 = 419.215\text{ Ton}$

$\frac{KL}{r_y} = 60$; aprox., conviene entre 60 y 100 en estructuras de edificios. en nuestro caso en el ejemplo supondremos el valor de 60.

Para $\frac{KL}{r_y} = 60$, el $\phi F_{cr} = 1782.45$, obtenido de la tabla 3-36 del AISC-LRFD

$r_y = \frac{1.16 \times 350}{60} = 6.76\text{ cm}$

$A = \frac{P_{eq}}{\phi F_{cr}} = \frac{419.215}{1782.45} = 235.19\text{ cm}^2$, Área necesaria.

Conocido r_y y el A se busca en el manual IMCA una sección que proporcione $r_y = 6.76\text{ cm}$ y $A = 235.19\text{ cm}^2$

3.- En base a lo anterior la sección propuesta $W = 18 \times 119$ (IR 457 x 177.8 Kg/m) a revisar.

Datos obtenidos del Manual IMCA

$A = 226.5\text{ cm}^2$	$I_y = 10,531\text{ cm}^4$	$d = 48.20\text{ cm}$	$J = 441\text{ cm}^4$
$I_x = 91,154\text{ cm}^4$	$S_y = 736\text{ cm}^3$	$tw = 1.66\text{ cm}$	$C_w = 5,451,278\text{ cm}^6$
$S_x = 3,785\text{ cm}^3$	$Z_y = 1,132\text{ cm}^3$	$bf = 28.6\text{ cm}$	$F_y = F_{yw} = 2,530\text{ Kg/cm}^2$
$Z_x = 4.277\text{ cm}^3$	$r_y = 6.8\text{ cm}$	$t_r = 2.69\text{ cm}$	

$$r_x = 20 \text{ cm}$$

Considerando movimientos laterales no impedidos, se tiene:

$$K_x = 2.06 \qquad K_y = 1.16$$

4.- Compresión por carga axial

$$P_y = A f_y = 226.5 \times 2,530 = 573,045 \text{ Kg}$$

$$\phi P_y = 0.9 \times 573,045 = 515,740.5 \text{ Kg}$$

5.- Revisamos si la sección es o no compacta de la Tabla B5.1.

PATÍN	ALMA
$\frac{b_f}{2t_f} = \frac{28.6}{2 \times 2.69} = 5.32 < 10.84 \therefore \text{La sección es compacta}$	$\frac{hc}{tw} = \frac{42.82}{1.66} = 25.8$

TABLA

$\underbrace{0.38 \sqrt{\frac{E}{F_y}}}_{\text{SIN SISMO}} = 10.80$	$\text{VS } \underbrace{0.31 \sqrt{\frac{E}{F_y}}}_{\text{CON SISMO}} = 8.80$	$\frac{P_u}{\phi P_y} < 0.125 = \frac{85,000}{515,740.5} = 0.165 > 0.125$
---	---	---

$$1.12 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \left(2.33 - \frac{P_u}{\theta_b P_y} \right) \geq 1.49 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 42.30$$

31.80 (2.33 - 0.165) = 68.84 > 42.30, entonces tomamos 68.84 y como

68.84 > 25.8 \therefore La sección es compacta.

Calculo de λ_c

$$\lambda_{cx} = \frac{KL}{r\pi} \sqrt{\frac{F_y}{E}} = \frac{2.06 \times 350}{20 \times \pi} \sqrt{\frac{2,530}{2'040,000}} = 0.40$$

$$\lambda_{cy} = \frac{KL}{r\pi} \sqrt{\frac{F_y}{E}} = \frac{1.16 \times 350}{6.8 \times \pi} \sqrt{\frac{2,530}{2'040,000}} = 0.67; \text{ éste es el más desfavorable}$$

$$\lambda_c \leq 1.5 \qquad F_{cr} = (0.658^{\lambda_c^2}) F_y$$

Por lo tanto

$$F_{cr_x} = (0.658^{0.40^2}) 2,530 = 2,366.12 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\phi F_{cr_x} = 0.85 \times 2,366.12 = 2,011.2 \text{ Kg/cm}^2$$

$$F_{cr_y} = (0.658^{0.67^2}) 2,530 = 2,097 \text{ Kg/cm}^2; \text{ se toma el menor esfuerzo}$$

$$\phi F_{cr} = 0.85 \times 2,097 = 1,782.45 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\phi P_n = A \phi F_{cr} = 226.5 \times 1,782.45 = 403.724 \text{ Ton}$$

COMPRESIÓN POR FLEXIÓN M_x y M_y .

$$\frac{P_u}{\phi P_n} = \frac{85,000}{403,720} = 0.211 > 0.20 \therefore \text{usamos la ecuación H1.1a}$$

$$\frac{P_u}{\phi P_n} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ny}} \right) \leq 1.0 \quad M_u = B_1 M_{n1} + B_2 M_{11} \quad \text{Encontramos } B_1$$

$$C_m = 0.6 - 0.4 \left(\frac{M_1}{M_2} \right)$$

$$C_{m_x} = 0.6 - 0.4 \left(\frac{15.49}{18.55} \right) = 0.266$$

$$C_{m_y} = 0.6 - 0.4 \left(\frac{17.83}{17.91} \right) = 0.202$$

CALCULAMOS LA CARGA CRITICA DE EULER

$$P_e = \frac{A_g F_y}{\lambda_c^2}$$

$$P_{e_x} = \frac{A_g F_y}{\lambda_{cx}^2} = \frac{226.5 \times 2,530}{0.40^2} = 3'581,531.25 \text{ Kg}$$

$$P_{e_y} = \frac{A_g F_y}{\lambda_{cy}^2} = \frac{226.5 \times 2,530}{0.67^2} = 1'276,553.80 \text{ Kg}$$

$$B_1 = \frac{C_m}{1 - \frac{P_u}{P_e}} \geq 1$$

$$B_{1x} = \frac{0.266}{\left[1 - \frac{85,000}{3'581,531.25} \right]} = 0.272 \therefore = 1.0; \text{ como dá menor que uno, tomamos como base 1}$$

$$B_{1y} = \frac{0.202}{\left[1 - \frac{85,000}{1'276,553.8} \right]} = 0.214 \therefore = 1.0$$

B_{2x} y $B_{2y} = 1$, ya que se consideró en el análisis el efecto P-Δ

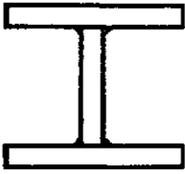
Tomando el momento más grande en la columna

$$M_{ux} = 1.0 (18.55) = 18.55 \text{ Ton-m}$$

$$M_{uy} = 1.0 (17.91) = 17.91 \text{ Ton-m}$$

Requisitos de sección compacta para flexión

b) Patines unidos continuamente al alma con soldadura.



Soldadura corrida si puede ser compacta
Si cumple $\lambda < \lambda_p$

Soldadura interrumpida, no es compacta
Aunque cumpla $\lambda < \lambda_p$

c) Pandeo del patin elementos no atesados

$$\lambda = \frac{b_f}{2t_f} \leq 0.38 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = \frac{28.6}{2 \times 2.69} = 5.32 < 10.80 \therefore \text{cumple y la sección es compacta}$$

c) Pandeo del alma, elementos atesados

$$\lambda = \frac{h_c}{t_w} = \frac{42.82}{1.66} = 25.80 < 1.49 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 42.30 \therefore \text{cumple y la sección es compacta.}$$

d) Longitud libre sin arriostrar el patin en compresión.



$$L_p = 1.76 r_y \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 1.76 \times 6.8 \sqrt{\frac{2040000}{2530}} = 339.84 \text{ cm} = 340 \text{ cm}$$

Como $L_b > L_p$ Calculamos L_r
350 340

$$J = 441 \text{ cm}^4$$

$$C_w = 5,451,278 \text{ cm}^6$$

$$F_r = 706 \text{ Kg/cm}^2$$

$$G = 0.4E = 0.4 \times 2,040,000 = 816,000$$

$$F_{yw} = 2530 \text{ Kg/cm}^2$$

$$X_1 = \frac{\pi}{S_x} \sqrt{\frac{EGJ A}{2}} = \frac{\pi}{3,785} \sqrt{\frac{2,040,000 \times 816,000 \times 441 \times 226.5}{2}} = 239,321.96 \text{ Kg/cm}^2$$

$$X_2 = \frac{4C_w}{I_y} \left(\frac{S_x}{GJ} \right)^2 = \frac{4 \times 5,451,278}{10,531} \left[\frac{3,785}{816,000 \times 441} \right]^2 = 0.00000022962.29 \times 10^{-7} \text{ cm}^4 / \text{Kg}^2$$

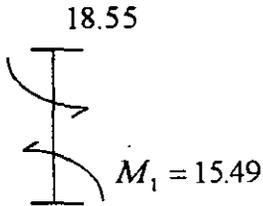
$$L_r = \frac{r_y X_1}{(F_L)} \sqrt{1 + \sqrt{1 + X_2 (F_L)^2}} = \frac{6.8 \times 239,321}{1824} \sqrt{1 + \sqrt{1 + X_2 (1824)^2}} = 1,361.16 \text{ cm } 13.61 \text{ m}$$

$$L_p < L_b < L_r = 3.4 < 3.5 < 13.61$$

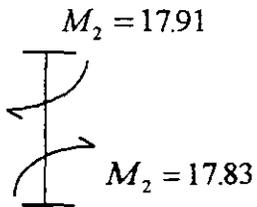
ZONA II

$$\phi M_n = C_b \left[\phi M_p - \phi b (M_p - M_r) \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] \leq \phi_b M_p$$

$$C_b = 1.75 + 1.05 \left(\frac{M_1}{M_2} \right) + 0.3 \left(\frac{M_1}{M_2} \right)^2 \leq 2.3$$



$$C_{b_x} = 1.75 + 1.05 \left(\frac{15.49}{18.55} \right) + 0.3 \left(\frac{15.49}{18.55} \right)^2 = 2.84 \Rightarrow \text{se - pasa } \therefore 2.3$$



$$C_{b_y} = 1.75 + 1.05 \frac{17.83}{17.91} + 0.3 \left(\frac{17.83}{17.91} \right)^2 = 3.09 \Rightarrow \text{se - pasa } \therefore 2.3 ; \text{ no puede ser más grande}$$

$$\phi_b M_p = \phi_b F_y Z_x$$

$$\phi_b M_{px} = 0.9 \times 2,530 \times 4,277 = 9'738,729 \text{ Kg-cm}$$

$$\phi_b M_{py} = 0.9 \times 2,530 \times 1,132 = 2'577,564 \text{ Kg-cm}$$

$$\phi_b M_r = \phi_b S_x F_L$$

$$F_L = F_y - F_r = 2530 - 705 = 1824 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\phi_b M_{rx} = 0.9 \times 3,785(1824) = 6'213,456 \text{ Kg-cm}$$

$$\phi_b M_{ry} = 0.9 \times 736(1824) = 1'208,217.60 \text{ Kg-cm}$$

SUSTITUYENDO

$$\phi M_{nx} = 2.3 \left[9'738,729 - (9'738,729 - 6'213,456) \left(\frac{350 - 340}{1,361 - 340} \right) \right] = 22'319,663 \text{ Kg-cm}$$

Como es mayor ϕM_{nx} va a ser igual a 9'738,729 Kg-cm

$$\phi M_{ny} = 2.3 \left[2'577,564 - (2'577,564 - 1'208,217.60) \left(\frac{350 - 340}{1,361 - 340} \right) \right] = 5'897,550 \text{ Kg-cm}$$

$$\phi_b M_{ny} = 2'577,564 \text{ Kg-cm}$$

Como es mayor tomamos ($\phi_b M_{py}$) quedando.

5.- Revisión de la ecuación de interacción

$$\frac{Pu}{\phi_c Pn} + \frac{8}{9} \frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{8}{9} \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ny}}$$

$$\frac{85,000}{403,724} + \frac{8}{9} \left(\frac{1'855,000}{9'738,729} \right) + \frac{8}{9} \left(\frac{1'791,000}{2'577,564} \right) = 0.211 + 0.169 + 0.617 = 0.997 < 1$$

POR LO TANTO PASA

**(2) REVISIÓN COLUMNA (C₂); CRITERIO AISC (LRFD), ESTRUCTURA DEL GRUPO A
FC = 1.5.**

1.- Columna sección "I" de PLS soldadas de acero NOM-B-254 (ASTM A-36).

Altura de la columna L = 350 cm

2.- Elementos mecánicos "NO ÚLTIMOS".

	ESTÁTICA	SISMO X	SISMO Y
P	299.7 Ton	4.90 Ton	21.90 Ton
M _{x superior}	7.06 Ton - m	63.8 Ton - m	-----
M _{x inferior}	11.18 Ton - m	88.1 Ton - m	-----
M _{y superior}	0.05 Ton - m	-----	31.1 Ton - m
M _{y inferior}	0.19 Ton - m	-----	109.60 Ton - m

3.- Propiedades geométricas de la sección propuesta.

PERF IL	D cm	b _f cm	t _w cm	t _f cm	A cm ²	I _x cm ⁴	S _x cm ³	Z _x cm ³	r _x cm	I _y cm ⁴	S _y cm ³	Z _y cm ³	r _y cm
C-2	80	60	2.54	4.4	706	83047 6	20762	23127	34.3 1	15849 3	5283	8031	15.0

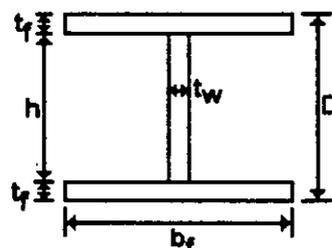
4.- Compresión por carga axial.

$$P_y = A f_y$$

$$P_y = 706 \times 2530 = 1786180 \text{ Kg} = 1786.18 \text{ Ton}$$

$$\phi P_y = 0.9 \times 1786.18 = 1607.56 \text{ Ton}$$

$$P_u = 1.1 \times [299.7 + 4.9 + 0.3(21.9)] = (311.7) \times 1.1 = 342.87 \text{ Ton (CV + S}_x + 0.3 S_y)$$



5.- Condiciones de sección compacta para miembros en compresión según tabla B1.5.

a) Patines.

$$\lambda = \frac{b_f}{2t_f} \leq 0.31 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$\lambda = \frac{bf}{2tf} = \frac{60}{2 \times 4.4} = 6.8 \leq 0.31 \sqrt{\frac{2040000}{2530}} = 8.80; \text{ Cumple la sección en sus patines es "COMPACTA".}$$

b) Alma.

$$\text{Para } \frac{P_u}{\phi_b P_y} \leq 0.125 \quad \lambda = \frac{h}{t_w} \leq 3.76 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \left(1 - \frac{2.75 P_u}{\phi_b P_y} \right)$$

$$\text{Para } \frac{P_u}{\phi_b P_y} > 0.125 \quad \lambda = \frac{h}{t_w} \leq 1.12 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \left(2.33 - \frac{P_u}{\phi_b P_y} \right) \geq 1.49 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$h = d - 2 t_f = 80 - 2(4.4) = 71.2 \text{ cm}$$

$$\frac{P_u}{\phi_b P_y} = \frac{342.87}{1607.56} = 0.213 > 0.125$$

$$\lambda = \frac{h}{t_w} = \frac{71.2}{2.54} = 28.03$$

$$1.12 \sqrt{\frac{2040000}{2530}} (2.33 - 0.213) = 66.37$$

$$1.49 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 42.30$$

$28.03 < 42.30 < 66.37 \therefore$ el alma es "COMPACTA".

6.- Pandeo flexionante.

$$\lambda_c = \frac{KL}{\pi} \sqrt{\frac{F_y}{E}} \quad (\text{LRFD E2-4})$$

$$K_x = 0.97 \text{ (caso a)} \quad K_y = 0.90 \text{ (caso a)} \quad *$$

$$K_x = 3.48 \text{ (caso b)} \quad K_y = 1.88 \text{ (caso b)} \quad **$$

* Desplazamiento lateral impedido.

** Desplazamiento lateral no impedido.

DISEÑAMOS PARA DESPLAZAMIENTO LATERAL NO IMPEDIDO.

7.- Calculo $\phi_c P_n$.

$$\lambda_{cx} = \frac{3.48 \times 350}{34.31 \times \pi} \sqrt{\frac{2530}{2040000}} = 0.398; \quad \frac{KL}{r_x} = 35.5 < 200$$

TABLA 3.36
ESFUERZO DE DISEÑO PARA MOEMBROS EN COMPRESIÓN DE ACERO CON UN ESFUERZO DE
FLUENCIA ESPECIFICADO DE 2533Kg/cm².,

$$\phi_c = 0.85 \quad (a)$$

$\frac{kl}{r}$	$\Phi_c F_{cr}$ kg/cm ²								
1	2153.32	41	1971.06	81	1524.21	121	996.44	161	579.15
2	2152.69	42	1962.62	82	1511.55	122	983.72	162	572.11
3	2252.62	43	1953.47	83	1498.18	123	971.11	163	565.07
4	2151.21	44	1945.03	84	1485.51	124	958.44	164	558.03
5	2150.51	45	1935.88	85	1472.14	125	945.77	165	551.70
6	2149.10	46	1926.03	86	1458.77	126	933.81	166	544.66
7	2147.69	47	1916.88	87	1445.40	127	921.14	167	538.33
8	2146.29	48	1907.73	88	1432.73	128	909.18	168	532.00
9	2144.17	49	1897.88	89	1419.36	129	896.51	169	525.66
10	2142.06	50	1888.03	90	1405.99	130	884.55	170	519.33
11	2139.95	51	1877.47	91	1392.62	131	872.59	171	513.70
12	2137.14	52	1867.62	92	1379.25	132	860.63	172	507.37
13	2134.32	53	1857.06	93	1365.88	133	848.66	173	501.74
14	2131.51	54	1847.21	94	1352.51	134	836.00	174	496.11
15	2127.99	55	1836.66	95	1339.14	135	824.03	175	490.48
16	2124.47	56	1825.40	96	1325.77	136	812.07	176	484.85
17	2120.95	57	1814.84	97	1312.40	137	800.11	177	479.22
18	2116.73	58	1803.58	98	1299.03	138	788.14	178	473.59
19	2112.51	59	1793.03	99	1285.66	139	776.88	179	468.66
20	2108.29	60	1781.77	100	1272.29	140	776.33	180	463.74
21	2104.06	61	1770.51	101	1258.92	141	755.07	181	458.11
22	2099.14	62	1758.55	102	1245.55	142	744.51	182	453.18
23	2094.21	63	1747.29	103	1232.18	143	733.96	183	448.26
24	1878.18	64	1736.03	104	1218.81	144	724.11	184	443.33
25	2083.66	65	1724.07	105	1205.44	145	714.26	185	438.41
26	2078.03	66	1712.10	106	1192.07	146	704.40	186	434.18
27	2072.40	67	1700.14	107	1178.70	147	694.55	187	429.26
28	2066.06	68	1688.18	108	1165.33	148	685.40	188	425.03
29	2060.43	69	1676.21	109	1151.96	149	676.26	189	420.11
30	2053.40	70	1663.55	110	1139.29	150	667.11	190	415.89
31	2047.06	71	1651.58	111	1125.92	151	658.66	191	411.66
32	2040.03	72	1638.92	112	1112.55	152	649.52	192	407.44
33	2033.69	73	1626.95	113	1099.88	153	641.07	193	403.22
34	2025.95	74	1614.29	114	1086.51	154	633.33	194	399.00
35	2018.92	75	1601.62	115	1073.85	155	624.89	195	394.78
36	2011.17	76	1588.95	116	1060.48	156	617.14	196	390.55
37	2003.43	77	1576.29	117	1047.81	157	609.40	197	387.04
38	1995.69	78	1563.62	118	1034.44	158	601.66	198	382.81
39	1987.95	79	1550.25	119	1021.77	159	593.92	199	379.29
40	1979.51	80	1537.58	120	1009.11	160	586.18	200	375.07

CÁLCULO DE Lp Y Lr PARA PERFILES RECTANGULARES IR

Designación d x peso mm / kg/m	r _y (cm)	Lp (cm)	A (cm ²)	Sx (cm ³)	J (cm ⁴)	X ₁ (kg/cm ²)	d (cm)	tf (cm)	h (cm)	I _y (cm ⁴)	Cw (cm ⁶)
102 x 19.4	2.5	124.94173	24.7	89	6.20	398520.23	10.6	0.86	9.72	181	3802.7556
127 x 23.7	3.2	159.92541	32.3	140	7.90	327026.41	12.7	0.91	11.79	313	10877.071
x 28.1	3.3	164.92308	35.7	187	12.9	388305.79	13.1	1.09	12.01	380	13702.81
152 x 13.6	2.3	114.94639	17.3	91	1.70	170805.63	15.0	0.55	14.45	91	4750.2569
x 18.1	2.3	114.94639	22.9	120	3.70	219853.51	15.3	0.71	14.59	124	6598.9111
x 24.0	2.5	124.94173	30.6	167	9.20	287961.36	16.0	1.03	14.97	184	10308.641
152 x 22.4	3.7	184.91375	28.6	159	4.20	197563.45	15.2	0.86	14.54	388	20506.925
x 29.7	3.8	189.91142	37.8	220	9.90	252354.22	15.7	0.93	14.77	554	30214.177
x 37.2	3.9	184.90909	47.4	274	18.1	314739.57	18.2	1.18	15.04	712	40263.885
203 x 15.0	2.1	104.95105	19.1	128	1.70	127593.11	20.0	0.52	19.48	87	8253.4812
x 19.4	2.1	104.95105	24.8	162	3.70	169475.82	20.3	0.65	19.85	114	11004.491
x 22.5	2.2	109.94872	28.6	193	5.80	191265.11	20.6	0.80	19.8	142	13917.42
203 x 28.6	3.1	154.92774	33.9	249	7.10	178577.09	20.7	0.84	19.86	332	32736.827
x 31.2	3.2	159.92541	39.7	298	11.7	207285.05	21.0	1.02	19.98	407	40818.641
203 x 35.8	4.1	204.90443	45.7	342	14.6	218473.37	20.1	1.02	19.08	762	66350.839
x 41.8	4.1	204.90443	53.2	398	22.5	248149.52	20.5	1.18	19.32	903	84283.887
203 x 48.2	5.1	254.88112	58.9	451	22.5	231349.42	20.3	1.10	19.20	1544	142285.04
x 52.2	5.2	259.87879	66.5	511	32.0	258738.45	20.6	1.26	19.34	1773	165791.28
x 58.3	5.2	259.87879	75.5	582	46.8	292105.34	21.0	1.42	19.58	2044	195805.34
x 71.4	5.3	264.87648	81.0	710	81.6	347859.19	21.6	1.74	19.86	2535	249963.42
x 86.8	5.3	264.87648	110.3	852	139.0	418535.11	22.2	2.08	20.14	3126	316991.72
x 99.8	5.4	269.87413	127.1	990	211.0	474105.36	22.9	2.37	20.53	3688	388805.39
254 x 17.9	2.0	99.95338	22.8	179	2.50	120887.24	25.1	0.53	24.57	91	13733.831
x 22.3	2.1	104.95105	28.5	226	4.20	138750.54	25.4	0.69	24.71	120	18317.523
x 25.3	2.1	104.95105	32.2	265	6.70	158860.35	25.7	0.84	24.86	148	22866.725
x 28.5	2.2	109.94872	36.3	308	9.60	173713.78	26.0	1.00	25.00	178	27500
254 x 32.9	3.4	169.92075	41.9	380	10.00	154390.11	25.8	0.91	24.89	475	73567.082
x 38.5	3.5	174.91842	49.1	457	16.60	179050.13	26.2	1.12	25.08	587	92306.689
x 44.8	3.5	174.91842	57.0	531	25.80	206989.74	26.6	1.30	25.30	695	111215.84
254 x 46.2	4.8	244.88578	62.6	574	24.10	193945.58	24.7	1.10	23.60	1623	212062.52
x 58.2	5.0	249.88345	74.2	680	40.80	228548.83	25.2	1.35	23.85	1873	268351.14
x 67.4	5.1	254.88112	85.8	805	62.90	261558.66	25.7	1.10	24.80	2223	338317.87
254 x 72.9	6.5	324.84849	92.9	895	87.90	234888	25.3	1.42	23.88	3888	564287.28
x 80.0	6.5	324.84849	101.9	983	75.80	258280.21	25.6	1.56	24.04	4287	619387.47
x 89.1	6.5	324.84849	113.6	1093	103.0	283650.58	26.0	1.73	24.27	4828	710962.71
x 101.3	6.6	329.84818	129.0	1240	148.0	318374.39	26.4	1.96	24.44	5577	832804.48
x 114.5	6.8	329.84818	145.8	1408	213.0	358725.28	26.8	2.21	24.89	6410	978877.75
x 131.2	6.7	334.84382	167.1	1614	313.0	408118.83	27.6	2.81	24.99	7451	1163287.8
x 148.8	6.7	334.84382	189.7	1835	454.0	458975.69	28.2	2.84	25.36	8816	1385301.2
x 168.8	6.8	339.84149	212.3	2065	629.0	507198.58	28.6	3.16	25.72	9823	1624523.8
305 x 21.1	1.9	94.955711	28.8	244	2.90	103555.37	30.3	0.57	29.73	98	21654.886
x 23.9	2.0	99.95338	30.4	280	4.20	115664.33	30.5	0.67	29.83	117	26027.495
x 28.2	2.1	104.95105	35.9	349	7.50	134756.12	30.9	0.89	30.01	157	35348.554
x 32.8	2.2	109.94872	41.8	416	12.0	154305.53	31.3	1.08	30.22	194	44292.547
305 x 38.7	3.8	189.91142	49.4	547	12.50	130204.86	31.0	0.97	30.03	720	162324.16
x 44.5	3.9	194.90909	58.7	633	19.10	149004.9	31.3	1.12	30.18	845	192413.34
x 52.2	3.9	194.90909	66.5	747	30.80	173644.74	31.8	1.32	30.48	1020	236902.75
305 x 59.8	4.9	244.88578	76.1	850	39.50	184870.67	30.3	1.31	28.99	1836	385752.83
x 68.9	4.9	244.88578	85.2	952	54.50	205152.68	30.6	1.48	28.14	2081	441764.88
x 74.4	5.0	249.88345	94.8	1060	74.10	226622.73	31.0	1.63	28.37	2343	505268.13

X ₂ (cm ⁴ /kg ²)	Lr (cm)	Zx (cm ³)	si Lb < Lp, Zona I			Para Lb = 500 cm, (este valor puede cambiar para cada viga)			Para Lb = 11600 cm, (este valor puede cambiar para cada viga)		
			Mp kg cm	1.5 My kg cm	φb Mp δ φ b 1.5 My kg cm	si Lp < Lb < Lr, Zona II			si Lb > Lr, Zona III		
						Mn kg cm	Mp kg cm	φb Mp δ φ b Mn kg cm	Mn = Mcr kg cm	Mp kg cm	φb Mp δ φ b Mn = Mcr kg cm
2.92E-08	781.17	103	260580	337755	234531	234403	280590	210963	11040	260590	9938
6.66E-08	3871.71	157	397210	531300	357489	367662	367210	530886	17378	397210	15840
3.63E-08	955.96	180	480700	633785	432630	450644	480700	405580	24487	480700	22020
8.99E-07	372.73	102	258060	345345	232254	192028	258060	172825	4347	258060	3912
3.36E-07	434.22	136	344080	455400	309672	271584	344080	244425	7486	344080	6737
1.11E-07	581.11	192	485760	633765	437184	416306	485760	374675	14378	485760	12940
4.55E-07	644.12	177	447810	603405	403029	408303	447810	367473	14112	447810	12701
1.82E-07	788.51	244	617320	834900	555588	577485	617320	518746	25885	617320	23298
6.99E-08	977.08	310	784300	1039830	705670	748108	784300	671488	40756	784300	36681
3.23E-08	309.00	145	366850	485760	330165	239476	366850	215529	4251	366850	3826
1.11E-08	347.13	187	473110	614790	425789	330186	473110	297167	7178	473110	6481
6.52E-07	384.49	223	564190	732435	507771	417456	564190	375711	10030	564190	9027
7.29E-07	512.19	279	705870	944955	635283	603766	705870	543390	16972	705870	15275
3.89E-07	576.41	334	845020	1130910	760518	743728	845020	669355	24120	845020	21708
3.00E-07	755.59	380	961400	1297890	865280	903162	961400	812848	38872	961400	33185
1.75E-07	841.21	448	1128380	1510410	1015542	1068287	1128380	961467	49024	1128380	44841
2.22E-07	984.81	498	1258940	1711545	1133948	1232928	1258940	1108636	65168	1258940	58648
1.43E-07	1097.29	569	1439570	1939245	1295813	1415279	1439570	1273752	83270	1439570	74943
6.99E-08	1217.49	652	1649560	2208690	1484804	1624948	1649560	1482454	107883	1649560	97095
4.48E-08	1454.19	803	2031590	2694450	1828431	2009659	2031590	1808873	158988	2031590	143071
2.29E-08	1728.86	980	2479400	3233340	2231480	2457186	2479400	2211487	230381	2479400	207342
1.99E-08	1895.25	1150	2909500	3757050	2818550	2890245	2909500	2601221	308293	2909500	277463
4.85E-06	297.99	206	521180	679305	489062	324704	521180	292233	5273	521180	4746
2.66E-06	324.75	262	662860	857670	596574	440651	662860	396588	7848	662860	7063
1.45E-06	337.85	306	774180	1005675	696762	530840	774180	477756	11007	774180	9906
9.66E-07	365.94	354	895620	1168860	806058	648013	895620	583211	14367	895620	12930
1.34E-06	525.65	426	1077780	1442100	970002	937260	1077780	843534	24099	1077780	21689
7.16E-07	578.65	513	1297890	1734315	1188101	1154179	1297890	1038761	34510	1297890	31059
4.07E-07	632.04	600	1518000	2015145	1366200	1367798	1518000	1231018	46809	1518000	42128
4.74E-07	840.68	638	1608080	2178330	1448172	1557138	1608080	1401422	68988	1608080	60298
2.44E-07	958.23	787	1940510	2618550	1748459	1892377	1940510	1703140	98852	1940510	86887
1.49E-07	1088.81	900	2277000	3054875	2049300	2233343	2277000	2010009	130726	2277000	117653
2.05E-07	1287.73	980	2504700	3396525	2254230	2527683	2504700	2254230	165834	2504700	149341
1.48E-07	1359.57	1091	2760230	3730485	2484207	2783434	2760230	2484207	199338	2760230	179404
9.98E-08	1482.72	1222	3091980	4147935	2782484	3115201	3091980	2782484	248584	3091980	221908
6.30E-08	1675.70	1388	3536940	4705800	3183248	3565233	3536940	3183248	317820	3536940	285858
4.00E-08	1884.04	1600	4048000	5343380	3843200	4078781	4048000	3843200	408485	4048000	387818
2.49E-08	2128.66	1851	4883030	6126150	4214727	4716757	4883030	4214727	533802	4883030	480422
1.58E-08	2395.23	2130	5388900	6963825	4850010	5423400	5388900	4850010	691282	5388900	622154
1.07E-08	2684.40	2409	6094770	7839875	5485283	6134298	6094770	5485283	868787	6094770	781890
9.40E-06	278.71	285	721050	925980	648945	413353	721050	372017	5895	721050	5305
5.94E-06	298.85	329	832370	1062800	749133	509143	832370	458229	7750	832370	6975
2.93E-06	320.77	405	1024850	1324455	922185	674243	1024650	606818	11996	1024650	10796
1.85E-06	350.35	480	1214400	1578720	1092980	854539	1214400	769085	16865	1214400	15178
2.59E-06	549.28	610	1543300	2075865	1388970	1376329	1543300	1238696	33189	1543300	28870
1.50E-06	591.47	706	1788180	2402235	1607562	1618973	1788180	1457076	44432	1788180	39989
8.21E-07	635.42	839	2122670	2834865	1910403	1941505	2122870	1747354	61978	2122670	55780
5.84E-07	818.11	942	2383260	3225750	2144934	2303264	2383260	2072938	84184	2383260	84765
3.89E-07	873.58	1060	2681800	3812840	2413620	2599009	2681800	2339108	117783	2681800	105987
2.85E-07	956.28	1186	3000580	4022700	2700522	2924945	3000580	2632451	145687	3000580	131118

CÁLCULO DE Lp Y Lr PARA PERFILES RECTANGULARES IR

Designación	d x peso mm / kg/m	r _y (cm)	L _p (cm)	A (cm ²)	S _x (cm ³)	J (cm ⁴)	X ₁ (kg/cm ²)	d (cm)	t _f (cm)	h (cm)	I _y (cm ⁴)	C _w (cm ⁶)
305 x	79.0	8.3	314.85315	100.7	1157	65.80	201646.36	30.6	1.48	29.14	3987	846379.8
x	88.1	8.4	319.65082	109.7	1278	87.40	219595.9	31.0	1.83	29.37	4454	960501.85
305 x	86.7	7.7	384.82051	123.2	1440	90.70	210398.48	30.6	1.54	29.26	7242	1550055.2
x	106.9	7.7	384.82051	136.1	1596	122.0	231404.68	31.1	1.70	29.4	8116	1753786.4
x	117.5	7.7	384.82051	149.7	1753	160.0	253037.58	31.4	1.87	29.53	8991	1980085
x	129.7	7.8	389.81818	165.2	1934	112.0	201582.87	31.8	2.06	29.74	10031	2218023.8
x	142.8	7.8	389.81818	181.9	2147	286.0	304483.23	32.3	2.28	30.01	11238	2530236
x	158.0	7.9	394.81585	201.3	2376	380.0	333828.62	32.7	2.51	30.19	12529	2854845.7
x	178.8	8.0	399.81352	227.8	2671	537.0	375306.57	33.3	2.81	30.48	14360	3337408
x	202.1	8.0	399.81352	257.4	3048	770.0	418630.36	34.1	3.16	30.82	16568	3958466.2
x	226.4	8.1	404.81119	288.4	3425	1074.0	465731.11	34.6	3.56	31.24	18897	4610573.2
x	253.2	8.2	409.80886	322.6	3851	1482.0	514810.71	35.6	3.96	31.84	21519	5385611.8
x	282.8	8.3	414.80653	360.0	4310	2031.0	568823.75	36.6	4.41	32.08	24518	6311448.7
x	313.0	8.3	414.80653	398.7	4785	2693.0	620862.38	37.4	4.83	32.57	27638	7329631.5
x	342.9	8.4	418.8042	436.8	5280	3488.0	672573.67	38.2	5.26	32.94	30884	8377621.8
x	375.3	8.5	424.80187	478.1	5785	4495.0	726301.45	38.1	5.72	33.38	34484	9600157.4
x	414.3	8.6	428.79954	526.4	6440	5852.0	789285.38	40.3	6.27	34.03	39003	11280899
x	453.8	8.7	434.7972	578.1	7128	7700.0	848350.28	41.8	6.87	34.63	43704	13102862
x	500.4	8.8	439.79487	637.4	7915	10114.0	918417.23	42.7	7.51	35.18	49531	15334006
356 x	32.9	2.6	129.83839	41.8	475	6.70	116204.4	34.9	0.85	34.05	291	84346.532
x	38.9	2.7	134.93706	49.6	578	15.00	135256.42	35.3	1.07	34.23	371	108674.52
356 x	44.8	3.8	189.91142	57.1	688	15.80	125127.92	38.2	0.98	34.22	816	238885.71
x	50.8	3.9	194.90909	64.5	786	23.70	140778.72	36.5	1.18	34.34	970	285964.83
x	56.7	3.9	194.90909	72.3	885	33.30	157131.87	35.8	1.31	34.48	1111	330400.32
356 x	63.8	4.8	239.88811	81.3	1027	43.70	166345.71	34.7	1.35	33.35	1881	523022.83
x	71.4	4.9	244.88578	91.0	1152	60.80	185061.49	35.0	1.51	33.49	2139	599784.96
x	79.0	4.9	244.88578	100.7	1275	80.70	202645.69	35.4	1.68	33.72	2402	682791.56
356 x	90.7	6.2	309.85548	115.5	1511	91.60	195105.86	35.3	1.84	33.68	4454	1281590.8
x	101.3	6.2	309.85548	129.0	1688	125.70	218215.14	35.7	1.89	33.87	5036	1444285.7
x	110.4	6.3	314.85315	140.7	1835	161.50	239447.07	36.0	1.99	34.01	5577	1612701.2
x	122.1	6.3	314.85315	155.5	2016	211.50	257825.52	36.3	2.17	34.13	6160	1793878.6
356 x	134.2	9.4	469.78089	171.0	2343	189.0	207862.89	35.8	1.80	33.8	15088	4303571.5
x	147.4	9.4	469.78089	187.8	2573	224.0	228469.42	36.0	1.98	34.02	16732	4841236.8
x	162.1	9.5	474.77856	206.5	2835	296.0	248947.54	36.4	2.18	34.22	18605	5448852.8
x	178.8	9.5	474.77856	227.8	3114	390.0	274338.4	36.8	2.39	34.41	20803	6098736.8
x	196.5	9.6	478.77823	250.3	3426	512.0	298571.77	37.2	2.82	34.58	22810	6618914.9
356 x	216.3	10.1	504.78457	275.5	3802	633.0	314808.81	37.8	2.77	34.73	28178	8497186.5
x	236.5	10.2	509.78224	301.3	4192	824.0	343128.78	38.0	3.02	34.98	31134	9523893.7
x	262.3	10.2	509.78224	334.2	4605	1103.0	377883.04	38.7	3.33	35.37	34890	10809042
x	287.7	10.3	514.75981	368.6	5080	1448.0	411011.18	39.3	3.66	35.64	38751	12305473
x	314.0	10.3	514.75981	400.0	5539	1858.0	445844.76	39.9	3.89	36.21	42872	14053057
x	346.9	10.4	519.75758	442.0	6145	2477.0	488032.01	40.7	4.37	36.33	47868	15794211
356 x	382.8	10.5	524.75525	487.8	6800	3292.0	534118.81	41.6	4.80	36.8	53894	18178641
x	421.8	10.6	529.75292	537.5	7522	4329.0	581228.96	42.5	5.28	37.24	59937	20780422
x	462.9	10.7	534.75059	599.7	8292	5660.0	613348	43.5	5.74	37.78	67013	23887079
x	511.5	10.8	539.74825	651.7	9180	7409.0	687549.92	44.6	6.27	38.33	75338	27671438
x	552.0	10.8	539.74825	703.3	9947	9240.0	734531.17	45.5	6.76	38.74	82830	31077559
x	592.5	10.9	544.74592	754.9	10780	11383.0	788870.12	46.5	7.23	39.27	90322	34822132
x	633.1	11.0	548.74359	806.5	11888	13777.0	824597.58	47.4	7.71	39.89	98230	38685334

X_2 (cm ⁴ /kg ²)	L_r (cm)	Z_x (cm ³)	si $L_b < L_p$, Zona I						Para $L_b = 300$ cm, (este valor puede cambiar para cada viga) si $L_p < L_b < L_r$, Zona II			Para $L_b = 11600$ cm, (este valor puede cambiar para cada viga) si $L_b > L_r$, Zona III		
			M_p kg cm	$1.5 M_y$ kg cm	$\phi b M_p \delta \phi$ b 1.5 M_y kg cm	M_n kg cm	M_p kg cm	$\phi b M_p \delta \phi$ b M_n kg cm	$M_n = M_{cr}$ kg cm	M_p kg cm	$\phi b M_p \delta \phi$ $\phi b M_n = M_{cr}$ kg cm			
												\leq	\leq	\leq
3.84E-07	1105.22	1277	3230810	4390615	2907729	3251844.4	3230910	2907729	179185	3230810	181286			
2.77E-07	1189.87	1416	3582480	4890010	3224232	3611010.1	3582480	3224232	218253	3582480	198410			
3.24E-07	1387.22	1588	4012580	5464800	3611322	4129739.4	4012580	3611322	283839	4012580	25275			
2.22E-07	1486.81	1770	4478100	6058820	4030280	4598589	4478100	4030280	348157	4478100	313342			
1.57E-07	1588.89	1950	4933500	6682835	4440150	5084870.3	4933500	4440150	418570	4933500	377813			
9.98E-07	1688.47	2143	5472390	7358530	4925151	5605939.8	5472390	4925151	571040	5472390	339938			
7.62E-08	1894.89	2409	6094770	8147885	5489289	6224873.8	6094770	5489289	628850	6094770	564255			
5.36E-08	2088.89	2687	6798110	9078920	6116389	6936169.8	6798110	6116389	782980	6798110	586684			
6.45E-08	2388.98	3048	7711440	10136445	6940298	7858971.2	7711440	6940298	870878	7711440	873790			
2.25E-08	2618.97	3507	8872710	11587160	7985439	9021892.4	8872710	7985439	1248567	8872710	1123710			
1.49E-08	2941.18	3983	10074480	12897878	9087014	10232475	10074480	9087014	1574789	10074480	1417311			
1.02E-08	3283.83	4508	11400180	14614845	10280182	11587237	11400180	10280182	1978936	11400180	1778547			
9.98E-09	3667.78	5088	12862580	16564450	11603582	13070301	12862580	11603582	2486380	12862580	2218734			
9.03E-09	4000.27	5703	14428580	18599078	1298731	14810975	14428580	1298731	3018318	14428580	2713785			
9.77E-09	4384.84	6325	16002280	19881700	14402025	16195718	16002280	14402025	3627488	16002280	3264722			
2.77E-09	4789.47	7014	17745420	21854075	16970878	17980948	17745420	16970878	4349866	17745420	3914888			
2.04E-09	5264.30	7882	19641490	24438800	17847314	20181308	19641490	17847314	5324888	19641490	4792198			
1.54E-09	5729.02	8900	22284000	2769780	20087800	22498821	22284000	20087800	6411016	22284000	7698113			
1.14E-09	6272.86	9981	24988830	30087425	22489037	25251878	24988830	22489037	782182	24988830	9038728			
8.8E-09	6771.01	1144	2768820	1802825	238888	1028888	2768820	238888	117897	2768820	15898			
2.81E-09	705.91	1299	1897270	2183810	1500543	1284218.3	1897270	1500543	28034	1897270	23478			
6.23E-09	851.42	1775	1980780	2610990	1784875	1748015.8	1980780	1784875	38731	1980780	35758			
2.00E-09	883.88	1985	2020830	3020830	2087816	2049051.9	2020830	2087816	53038	2020830	47738			
1.29E-09	910.18	2208	2550240	3368935	2295216	2318199.1	2550240	2295216	67371	2550240	60644			
9.23E-07	780.07	1141	2886730	3897465	2598057	2769732.2	2886730	2598057	100282	2886730	80282			
6.05E-07	821.89	1285	3251050	4371840	2925945	3141334.1	3251050	2925945	126125	3251050	113513			
4.26E-07	869.78	1427	3610310	4838825	3249279	3497114.8	3610310	3249279	153982	3610310	138568			
4.83E-07	1087.82	1671	4227630	5734245	3804887	4248748.5	4227630	3804887	223472	4227630	201128			
5.11E-07	1144.20	1885	4769050	6405880	4282148	4788894.4	4769050	4282148	278306	4769050	280474			
2.24E-07	1258.44	2088	5224450	6969825	4702005	5254813	5224450	4702005	331929	5224450	398738			
1.58E-07	1351.09	2278	5763340	7860720	5187008	5733801.8	5763340	5187008	389180	5763340	509236			
9.03E-07	1478.06	2573	6509890	8991888	5858721	6924062.6	6509890	5858721	588802	6509890	803012			
3.28E-07	1585.89	2838	7172580	9784535	6455289	748974.5	7172580	6455289	677813	7172580	810052			
1.81E-07	1841.89	3148	7953380	10758828	7183482	8280001.5	7953380	7183482	821882	7953380	730044			
1.3E-07	2105.48	3474	8789220	1171830	7816288	8122142.5	8789220	7816288	991919	8789220	882719			
8.04E-08	2287.83	3835	9702580	12697878	8732285	10043927	9702580	8732285	1193888	9702580	1078028			
6.54E-08	2526.84	4291	10780330	14238880	9702287	11188980	10780330	9702287	1477887	10780330	1288324			
4.89E-08	2783.87	4703	11898580	15784790	10708731	12298225	11898580	10708731	1771715	11898580	1584544			
3.78E-08	3026.23	5244	13287320	17478875	11840588	13672885	13287320	11840588	2168314	13287320	1952383			
2.35E-08	3311.84	5817	14717010	19278800	13245309	15135158	14717010	13245309	2618494	14717010	2357542			
1.75E-08	3584.07	6391	16188230	21020806	14552307	16683287	16188230	14552307	3119108	16188230	2807188			
1.22E-08	3882.82	7148	18078850	23320275	16289185	18518118	18078850	16289185	3807004	18078850	3428304			
8.06E-09	4261.84	7980	20188400	25806000	18170480	20545120	20188400	18170480	4647885	20188400	4183188			
3.29E-09	4788.88	8982	22471480	28548890	20243314	22943380	22471480	20243314	5690888	22471480	6087888			
1.90E-09	5266.84	9981	24988830	31488140	22489037	25818881	24988830	22489037	6807631	24988830	8127048			
1.37E-09	5783.49	11043	27880380	34788210	25074324	28371822	27880380	25074324	8258260	27880380	7438434			
2.81E-09	6168.89	12093	30514330	37748885	27482887	31042181	30514330	27482887	9688764	30514330	802908			
2.07E-09	6601.89	13228	33208780	40788280	29887802	33787882	33208780	29887802	11197428	33208780	10077888			
1.57E-09	7053.78	14290	36027200	43888870	32424480	36800434	36027200	32424480	12857728	36027200	11671888			

CÁLCULO DE Lp Y Lr PARA PERFILES RECTANGULARES IR

Designación	d x peso mm / kg/m	r _y (cm)	Lp (cm)	A (cm ²)	Sx (cm ³)	J (cm ⁴)	X ₁ (kg/cm ²)	d (cm)	t _f (cm)	h (cm)	I _y (cm ⁴)	Cw (cm ⁶)
356	x 678.6	11.1	554.74126	884.8	12389	16441.0	872231.03	48.3	8.15	40.15	108555	42942264
	x 744.5	11.3	564.7388	948.4	13732	21394.0	940164.89	49.8	8.89	40.91	119874	50158124
	x 820.4	11.4	569.73427	1045.2	15256	27887.0	1014275.6	51.4	9.70	41.70	135275	58807086
	x 901.5	11.6	579.72981	1148.5	17042	36212.0	1084594.1	53.1	10.60	42.50	153173	69187183
	x 992.6	11.7	584.72728	1264.8	18845	46818.0	1187759.3	55.0	11.50	43.50	173568	82108512
	x 1088.6	11.9	594.72281	1387.2	20975	60353.0	1250296.6	56.9	12.50	44.4	198460	98823348
406	x 38.9	2.8	139.93473	49.6	629	10.8	105462.52	39.9	0.88	39.02	399	161875.4
	x 46.2	3.0	149.93007	58.8	773	19.1	124257.3	40.3	1.12	39.18	516	198024.34
406	x 53.7	3.9	194.90909	68.4	926	22.5	121423.96	40.3	1.09	39.21	1020	392043.15
	x 59.8	4.0	199.90676	76.1	1060	32.9	135294.6	40.7	1.28	39.42	1203	467346.37
	x 67.4	4.0	199.90676	85.8	1191	46.2	151512.66	41.0	1.44	39.56	1365	534054.07
	x 74.4	4.0	199.90676	94.8	1327	63.3	167313.57	41.3	1.60	39.70	1548	609946.83
	x 85.1	4.1	204.90443	108.4	1511	92.4	188637.59	41.7	1.82	39.88	1794	713300.88
406	x 99.8	6.2	309.85546	127.1	1917	99.5	168135.05	41.5	1.99	39.81	4963	1988385.4
	x 114.5	6.3	314.85315	145.8	2188	148.6	192110.85	42.0	1.93	40.07	5744	2305648.6
	x 132.7	6.3	314.85315	169.0	2540	226.9	220964.72	42.5	2.22	40.26	8785	2752129
	x 148.9	6.4	319.85082	189.7	2888	321.7	248874.43	43.1	2.50	40.80	7742	3190400.8
457	x 52.2	3.1	154.92774	66.5	944	21.2	113999.46	45.0	1.08	43.82	637	307187.9
	x 59.8	3.2	159.92541	76.1	1121	33.7	129478.52	45.5	1.33	44.17	795	387759.04
	x 68.4	3.3	164.92308	87.1	1291	50.8	147676.28	45.9	1.54	44.38	937	460959.4
457	x 74.5	4.2	209.9021	94.8	1457	51.6	137563.24	45.7	1.45	44.25	1869	817001.58
	x 82.0	4.2	209.9021	104.5	1611	69.1	151181.16	46.0	1.60	44.40	1869	921117.98
	x 89.1	4.3	214.89977	113.6	1770	90.3	164004.52	46.3	1.77	44.53	2085	1033567.5
	x 96.7	4.3	214.89977	123.2	1917	114.0	177186.94	46.6	1.91	44.69	2281	1138901.1
	x 105.3	4.3	214.89977	134.2	2081	145.0	192125.16	46.90	2.08	44.84	2510	1261667.6
533	x 65.8	3.2	159.92541	83.9	1337	32.0	111076.1	52.5	1.14	51.38	862	568456.59
	x 74.4	3.3	164.92308	94.8	1549	47.5	124163.98	52.9	1.38	51.54	1036	688000.24
	x 84.6	3.4	169.92075	107.7	1819	73.7	140379.81	53.5	1.63	51.87	1274	868923.26
553	x 92.7	4.3	214.89977	118.1	2081	76.2	130855.11	53.3	1.66	51.74	2393	1801531.8
	x 101.3	4.6	229.89278	129.0	2284	102.0	143316.66	53.7	1.74	51.96	2593	1917688.4
	x 108.9	4.6	229.89278	138.7	2474	128.0	153161.01	53.9	1.88	52.02	2939	1988282.6
	x 123.1	4.8	229.89278	156.8	2802	181.0	172321.81	54.4	2.12	52.28	3388	2318019
	x 138.3	4.7	234.89044	176.1	3148	251.0	191537.53	54.9	2.36	52.54	3867	2688688.6
553	x 150.8	7.3	364.82984	182.3	3720	217.0	157388.36	54.3	2.03	52.27	10323	7051003.8
	x 165.9	7.4	369.82751	211.0	4080	284.0	171993.51	54.6	2.22	52.38	11405	7822873.1
	x 181.8	7.4	369.82751	231.6	4474	374.0	188540.72	55.1	2.44	52.68	12895	8801048.7
	x 198.5	7.4	369.82751	250.3	4834	470.0	203361.51	55.4	2.63	52.77	13880	9848891.6
	x 218.8	7.5	374.82518	278.7	5381	641.0	224710.84	56.0	2.92	53.08	15650	11023416
810	x 82.0	3.4	169.92075	104.5	1868	49.0	109783.18	59.9	1.28	58.82	1211	1040341.2
	x 92.2	3.5	174.91842	117.4	2147	71.0	121678.54	60.3	1.50	58.80	1438	1241221
810	x 101.8	4.7	234.89044	129.7	2524	78.0	114215.22	60.3	1.49	58.81	2830	2533436.3
	x 113.4	4.8	244.88578	144.5	2884	112.0	128428.14	60.8	1.73	59.07	3434	2995533.9
	x 125.1	5.0	249.88345	159.4	3212	154.0	138805.75	61.2	1.96	59.24	3929	3447066.1
	x 140.3	5.0	249.88345	178.7	3638	219.0	155853.81	61.7	2.22	59.48	4637	4012829.5
810	x 155.0	7.4	369.82751	187.4	4228	198.0	133340.69	61.1	1.91	59.19	10780	9441814.2
	x 174.2	7.5	374.82518	221.9	4789	280.0	149805.03	61.6	2.16	59.44	12362	10918088
	x 195.0	7.5	374.82518	248.4	5381	395.0	168533.29	62.2	2.44	59.78	14152	12635109
	x 217.8	7.6	379.82289	277.4	6080	569.0	185465.36	62.8	2.77	60.03	16275	14862151
	x 241.8	7.7	384.82051	307.8	6784	770.0	205678.97	63.5	3.11	60.39	18439	16811537

X ₂ (cm ⁴ /kg ²)	Lr (cm)	Zx (cm ³)	Para Lb = 300 cm, (este valor puede cambiar para cada viga)						Para Lb = 11600 cm, (este valor puede cambiar para cada viga)					
			si Lb < Lp, Zona I			si Lp < Lb < Lr, Zona II			si Lb > Lr, Zona III					
			Mp kg cm	≤	1.5 My kg cm	φb Mp ó φ b 1.5 My kg cm	Mn kg cm	≤	Mp kg cm	φb Mp ó φ b Mn kg cm	Mn = Mcr kg cm	≤	Mp kg cm	φb Mp ó φ b Mn = Mcr kg cm
1.37E-09	7508.80	15338	38305140	47016255	34924828	38368574	38805140	34924828	14828779	38305140	13165901			
1.04E-09	8236.10	17200	43531180	52112940	39178082	44188854	43531180	39178082	17898251	43531180	16929328			
7.82E-10	8983.02	18337	48922610	57896520	44030348	49600070	48922610	44030348	21465780	48922610	18319202			
6.01E-10	8731.83	21831	54728430	64674390	49253787	85446938	54728430	49253787	25028340	54728430	20425508			
4.94E-10	10589.49	24253	61380090	71518775	55224081	82127578	61380090	55224081	31488547	61380090	28242892			
3.58E-10	11631.28	27202	68621080	79600125	61838954	88944111	68621080	61838954	38054273	68621080	34246848			
1.78E-09	402.24	724	1831720	2387058	1848548	1414487	1831720	12730114	22887	1831720	20671			
3.78E-08	442.10	889	2238050	2893838	2015148	1813887.8	2238050	1832228	34722	2238080	31250			
3.91E-08	565.23	1049	2653970	3514170	2388573	2380399.3	2653970	2142359.4	53020	2653970	47718			
2.42E-08	593.92	1185	3023350	4022700	2721015	2746742.1	3023350	2472087.9	69606	3023350	82846			
1.58E-08	820.42	1348	3412970	4519845	3071673	3117962.1	3412970	2806165.8	87842	3412970	79057			
1.04E-08	847.02	1508	3815240	5035965	3433718	3503289.5	3815240	3152960.8	109477	3815240	98529			
8.38E-07	708.81	1721	4354130	5734245	3918717	4053311	4354130	3847678.9	142368	4354130	128130			
8.83E-07	888.97	2130	5388900	7275015	4850010	5418414.5	5388900	4850010	245883	5388900	221589			
6.27E-07	1081.8	2350	6692500	8338820	5125250	5728141.3	6692500	5133250	523288	6692500	290887			
3.05E-07	1188.88	2868	7258040	9830300	6530436	7060888.5	7258040	6530436	434038	7258040	380634			
1.97E-07	1308.14	3245	8208850	10884080	7368885	8299650.3	8208850	7368885	351880	8208850	480755			
5.74E-09	483.88	1080	2757700	3587480	2481930	2258002.2	2757700	2028502	40880	2757700	38584			
3.24E-09	478.11	1288	3251050	4254195	2925848	2720488.8	3251050	2448420.1	57214	3251050	61828			
1.81E-09	514.80	1488	3759580	4868948	3383822	3217189.2	3759580	2895542.3	78298	3759580	88688			
2.34E-08	630.72	1653	4187150	5529315	3788485	3658978.8	4187150	3473978.4	108892	4187150	12422			
1.81E-08	852.84	1835	4642580	6113748	4178285	4288324.3	4642580	3888811.8	125727	4642580	173154			
1.14E-08	680.80	2018	6100480	8717150	480432	4765890	6100480	4288274.1	151771	6100480	18588			
8.48E-07	717.74	2178	5512870	7275015	4981583	5171967	5512870	4854770.3	178347	5512870	180512			
6.22E-07	751.03	2378	6011280	7897395	5410152	5659839	6011280	5093945.1	210970	6011280	189873			
6.82E-08	473.17	1583	3854380	5073815	3888851	3277118.9	3854380	3848488.3	38128	3854380	32218			
4.24E-08	486.47	1803	4581580	5878485	4105431	3884858.8	4581580	3488071.2	77817	4581580	58685			
2.46E-08	528.20	2114	5348420	6903108	4813878	4808832.7	5348420	445088.4	107188	5348420	88468			
9.00E-08	638.35	2380	5870800	7887385	5375720	5535929.3	5870800	481708.8	148488	5870800	104548			
2.05E-08	704.03	2822	6833880	8705730	5970284	6271822.4	6833880	5844840.2	183834	6833880	185081			
1.87E-08	721.83	2818	7132070	9388830	6418883	6758887.5	7132070	6052988.7	212944	7132070	191880			
5.64E-07	780.78	3213	8128380	10633580	7312724	7728511	8128380	6888880	27383	8128380	248558			
8.51E-07	822.48	3823	9183880	11893070	8247284	8784488.8	9183880	7908010.3	344588	9183880	310128			
1.21E-08	1135.14	4138	10488380	14117400	9440442	10881818	10488380	9440442	524537	10488380	472083			
8.80E-07	1189.17	4872	11587180	15489800	10410444	11914148	11587180	10410444	830488	11587180	587408			
5.88E-07	1282.82	5031	12728430	16878830	11455887	13088348	12728430	11488887	788028	12728430	888728			
4.42E-07	1322.82	5487	13808210	18345030	12426588	14171488	13808210	12426588	888810	13808210	104198			
2.88E-07	1434.83	6112	15483380	20488845	13917024	15660522	15483380	13917024	1108487	15483380	188721			
7.80E-08	808.07	2188	5588880	7088080	5008882	4728888.2	5588880	4250401.8	88284	5588880	78788			
4.78E-08	687.88	2507	6342710	8147885	6708438	5488567.4	6342710	4805201.8	117782	6342710	100577			
6.48E-08	681.78	2900	7337000	9578880	8808800	88381303.3	7337000	6245217.3	187842	7337000	180788			
3.47E-08	723.74	3377	8280810	10444780	7461728	7842354.8	8280810	7148118.4	217232	8280810	195508			
2.28E-08	760.17	3871	9287830	12188840	9358887	9851182	9287830	8058063.8	272388	9287830	248124			
1.47E-08	780.30	4182	10328880	13888210	10488874	10788884	10328880	8152188.3	348888	10328880	314001			
2.45E-08	1084.80	4738	11982080	18045280	19788872	12388718	11982080	10788882	510153	11982080	489137			
1.54E-08	1147.87	5383	13588170	20888358	2208443	14028307	13588170	12282443	682418	13588170	68173			
9.88E-07	1301.14	6083	15388880	23488848	13805451	15837806	15388880	13805451	828872	15388880	785718			
5.43E-07	1388.91	6880	17330500	28073600	15887450	17878738	17330500	16887450	1058838	17330500	888688			
4.28E-07	1388.94	7889	19402870	32748880	17482313	18988800	19402870	17482313	1318273	19402870	1167348			

CÁLCULO DE Lp Y Lr PARA PERFILES RECTANGULARES IR

Designación	d x peso mm / kg/m	ry (cm)	Lp (cm)	A (cm ²)	Sx (cm ³)	J (cm ⁴)	X1 (kg/cm ²)	d (cm)	tf (cm)	h (cm)	Iy (cm ⁴)	Cw (cm ⁶)
886 x	125.8	5.3	264.87848	160.0	3490	117.0	112363.06	87.8	1.83	66.17	4412	4829451.2
x	140.3	5.4	269.87413	178.7	3982	168.0	124713	88.4	1.89	66.51	5161	5707524.2
x	151.9	5.5	274.87118	193.8	4375	220.0	135201.66	88.8	2.11	66.88	5786	6433389.9
x	169.7	5.5	274.87118	216.1	4900	305.0	150187.96	89.3	2.38	66.94	6618	7413754.8
886 x	217.3	8.2	409.80888	278.8	6735	454.0	150858.37	89.6	2.48	67.02	18439	20705524
x	240.1	8.2	409.80888	305.8	7458	612.0	169297.07	70.1	2.74	67.38	20687	23488141
x	284.9	8.3	414.80853	337.4	8228	812.0	182371.89	70.6	3.02	67.58	23100	26374751
762 x	147.4	5.3	264.87848	187.8	4408	157.0	111648.29	75.3	1.70	73.60	5328	7215390.7
x	160.5	5.3	264.87848	204.5	4900	208.0	120638.38	78.6	1.83	73.87	6077	8290208.3
x	173.2	5.8	279.86947	220.7	5391	268.0	129299.04	78.2	2.18	74.04	6826	9354899.2
x	184.9	5.7	284.86713	235.5	5817	333.0	137979.5	78.6	2.18	74.44	7534	10437084
x	197.0	5.7	284.86713	251.0	6227	405.0	148751.17	77.0	2.54	74.48	8159	11307583
762 x	257.3	8.7	434.7872	327.8	8833	637.0	148272.98	77.3	2.71	74.59	24891	34821318
x	248.1	8.8	439.79487	362.0	9800	857.0	162897.6	77.9	3.01	74.89	28012	39278410
x	314.0	8.9	444.79254	400.0	10865	1161.0	178768.02	78.6	3.34	75.28	31509	44817277
838 x	175.7	5.9	294.86247	223.9	5883	221.0	108372.82	83.5	1.88	81.62	7784	12983910
x	194.00	6.1	304.85781	247.1	6653	307.0	118654.47	84.0	2.17	81.83	9074	15190214
x	210.7	6.2	309.85548	268.4	7341	404.0	128585	84.6	2.44	82.18	10240	17280690
x	228.4	6.3	314.85315	288.4	7980	518.0	138552.91	85.1	2.88	82.42	11363	19297375
638 x	299.3	9.0	449.79021	381.3	11209	853.0	145829.72	85.6	2.92	82.58	31176	53150843
x	329.2	9.1	454.78788	419.4	12405	1145.0	160109.16	86.2	3.24	82.98	34983	60157002
x	359.1	9.2	459.78555	457.4	13585	1490.0	174171.71	86.8	3.56	83.24	28795	49875937
914 x	201.1	6.0	299.86014	256.1	7184	291.0	108781.93	80.3	2.01	88.28	8365	16250334
x	223.9	6.3	314.85315	285.2	8259	420.0	120108.91	81.1	2.39	88.71	11238	22109259
x	238.0	6.4	319.85082	303.2	8882	516.0	127636.46	81.5	2.56	88.91	12279	24286337
x	253.2	6.4	319.85082	322.6	9504	629.0	135848.09	81.9	2.79	89.11	13319	26440187
x	271.5	6.5	324.84849	345.6	10209	786.0	144490.84	82.3	3.00	89.30	14443	28793890
x	288.7	6.5	324.84849	367.6	10881	924.0	153556.81	82.7	3.20	89.50	15609	31257898
x	313.0	6.6	329.84616	398.7	11762	1185.0	163791.83	83.2	3.45	89.75	17107	34449489
914 x	342.4	9.5	474.77856	436.2	13716	1190.0	150581.43	81.2	3.20	88.00	39126	75747936
x	365.2	9.5	474.77856	465.2	14868	1440.0	159950.45	81.6	3.43	88.17	42039	81702259
x	387.4	9.6	479.77623	493.6	15817	1727.0	169448.34	82.1	3.66	88.44	45368	88714824
x	417.3	9.7	484.7739	531.6	16879	2190.0	183216.21	82.8	3.89	88.81	49950	98491611
x	447.2	9.7	484.7739	569.7	18160	2672.0	194403.77	83.3	4.27	89.03	54110	107223577

NOTA: LOS PERFILES SOMBRADOS NO SON DE FABRICACIÓN COMÚN, POR LO QUE SE RECOMIENDA CONSULTAR CON EL PROVEEDOR SU DISPONIBILIDAD

X ₂ (cm ⁴ /kg ²)	Lr (cm)	Zx (cm ³)	Para Lb = 300 cm, (este valor puede cambiar para cada viga)						Para Lb = 11600 cm, (este valor puede cambiar para cada viga)					
			si Lb < Lp, Zona I			si Lp < Lb < Lr, Zona II			si Lb > Lr, Zona III					
			Mp kg cm	≤ 15 My kg cm	φb Mp ó φ b 1.5 My kg cm	Mn kg cm	≤ Mp kg cm	φb Mp ó φ b Mn kg cm	Mn = Mcr kg cm	≤ Mp kg cm	φb Mp ó φ b Mn = Mc kg cm			
5.85E-08	787.10	3998	10114940	13244550	9103446	9852981.6	10114940	8867683.4	252000	10114940	226800			
3.73E-08	797.00	4558	11528880	15111690	10374012	11283244	11528880	10154920	328360	11528880	293742			
2.84E-08	828.07	4988	12844940	16603125	11380446	12433238	12844940	11189915	395289	12844940	355780			
1.74E-08	858.26	5621	14221130	18595500	12799017	13994149	14221130	12594734	497545	14221130	447790			
1.48E-08	1258.84	7554	19111620	25559325	17200458	19995791	19111620	17200458	1018215	19111620	913694			
1.01E-08	1313.48	8390	21228700	28295520	19104030	22152574	21228700	19104030	1247898	21228700	1122901			
7.04E-07	1385.00	9291	23506230	31217870	21156807	24501077	23506230	21155807	1517842	23506230	1368058			
6.41E-08	778.06	5119	12935690	16728360	11642301	12599799	12935690	11339619	320926	12935690	288636			
4.65E-08	784.83	5970	14345100	18595500	12910590	13980148	14345100	12582132	394285	14345100	354857			
3.33E-08	839.57	6194	15670820	20458845	14103738	15481053	15670820	13914946	474121	15670820	426709			
2.54E-08	899.86	6888	16915580	22075515	15224022	16752965	16915580	15077389	555050	16915580	499545			
1.97E-08	897.44	7181	18117330	23631485	16305587	17947738	18117330	16152983	636768	18117330	573091			
1.61E-08	1328.17	6914	25082420	33521235	22574178	26437725	25082420	22574178	1398290	25082420	1256481			
1.10E-08	1388.44	11028	27900840	37191900	25110756	29394452	27900840	25110756	1718224	27900840	1547303			
7.45E-07	1484.10	12274	31053220	41232675	27947988	32616990	31053220	27947988	2120857	31053220	1908771			
7.09E-08	855.41	6801	17206630	22325865	15485877	17147231	17206630	15432508	466758	17206630	414683			
4.72E-08	894.79	7653	19362090	25248135	17425881	19421547	19362090	17425881	585845	19362090	527261			
3.35E-08	925.03	8423	21310190	27659095	19179171	21436959	21310190	19179171	713484	21310190	642144			
2.44E-08	958.10	9160	23174800	30284100	20857320	23373335	23174800	20857320	849001	23174800	764101			
1.77E-08	1389.20	12651	32007030	42538155	28806327	33888980	32007030	28806327	1812194	32007030	1630975			
1.21E-08	1438.18	14011	35447830	47076975	31803047	37483945	35447830	31803047	2221479	35447830	1999331			
8.65E-07	1513.16	15387	38929110	51555075	35036199	41073487	38929110	35036199	2285717	38929110	2086148			
7.15E-08	874.63	8341	21102730	27301230	18992457	21100790	21102730	18980711	580145	21102730	522130			
4.57E-08	928.86	9521	24088130	31342905	21679317	24306935	24088130	21679317	762796	24088130	888518			
3.52E-08	956.44	10225	25869250	33707190	23282325	28170468	25869250	23282325	883332	25869250	794699			
2.72E-08	973.17	10847	27895910	36067880	24926919	28010424	27895910	24926919	1015270	27895910	913743			
2.13E-08	1008.81	11769	29787980	38743135	28791182	30172518	29787980	28791182	1188240	29787980	1048818			
1.67E-08	1031.99	12589	31799570	41293395	28819813	32219183	31799570	28819813	1331127	31799570	1188014			
1.24E-08	1083.06	13650	34534500	44712890	31081030	38050912	34534500	31081030	1564148	34534500	1407731			
1.55E-08	491.77	5453	39096090	52052220	35186481	41588633	39096090	35186481	2388188	39096090	2158349			
1.21E-08	499.54	6551	41874030	55657470	37668827	44450691	41874030	37668827	2732801	41874030	2458521			
9.61E-07	558.46	7698	44775940	58268515	40286348	47493427	44775940	40286348	3107525	44775940	2766773			
7.04E-07	1637.77	19173	48507890	64055805	43858921	51344767	48507890	43858921	3689664	48507890	3302697			
5.52E-07	1692.94	20848	52239440	69031050	47015498	55151772	52239440	47015498	4218985	52239440	3785288			



FACULTAD DE INGENIERÍA UNAM
DIVISIÓN DE EDUCACIÓN CONTINUA

"Tres décadas de orgullosa excelencia" 1971 - 2001

CURSOS ABIERTOS

CA029 APLICACIONES DE NORMAS Y ESPECIFICACIONES DE USO EN MÉXICO PARA EL DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE ACERO

Del 23 de junio al 4 de julio del 2003

Tema

Puentes vehiculares atirantados en la
ciudad de México

EXPOSITOR: ING. CÉSAR URRUTIA S.
PALACIO DE MINERÍA
JULIO DEL 2003

PUENTES VEHICULARES ATIRANTADOS EN LA CIUDAD DE MEXICO

José L. Sánchez M.*, César Urrutia S.**

Resumen

Los puentes vehiculares atirantados se construyen cada vez más, en gran variedad de dimensiones y usos. Ello obedece a la gran versatilidad y economía que en muchos casos pueden ofrecer.

En este trabajo se presentan 6 puentes atirantados construidos en el Oriente de la Ciudad de México.

Se mencionan sus antecedentes y su origen, se describen sus características estructurales y los criterios de análisis y diseño utilizados en su proyecto.

Se hace énfasis en aquellas condiciones que son especialmente importantes en este tipo de estructuras tales como la fatiga o el comportamiento no lineal de los cables.

También se enfatiza el efecto de las condiciones locales tales como el tipo de suelo y sus características sísmicas.

Se describen además los sistemas de atirantamiento utilizados y los aspectos constructivos y económicos más relevantes.

1.- Descripción general de los puentes.

Antecedentes.

Con el paso de la Línea "A" del Metro a lo largo de la Calzada I. Zaragoza fué necesario proyectar pasos vehiculares que la crucen, para ello se desarrolló un proyecto utilizando estructuras convencionales de concreto reforzado y acero que resultaron ser demasiado pesadas y requirieron cimentaciones incosteables.

Estudiando otras opciones resultó favorable la de estructura atirantada de paso a través por los motivos que se mencionan en los siguientes puntos de este trabajo.

Características generales.

Los puentes atirantados se han utilizado mucho para salvar grandes claros, sin embargo, en puentes urbanos de claro pequeño no se han utilizado tanto, pues en general estos casos pueden resolverse con estructuras de mayor sencillez.

El hecho de que en este caso la solución atirantada haya sido recomendable se debe a las características especiales del suelo sobre el que se construirá. Un terreno con contenidos de humedad que llegan al 500% y estratos compresibles de más de 60 m. de profundidad que al ser cargados se deforman extraordinariamente y obligan a buscar soluciones ligeras que permitan cimentaciones manejables.

* Director Técnico "Colinas de Buen, S.A. de C.V."

** Ingeniero Civil "Colinas de Buen, S.A. de C.V."

En este caso las traves principales, apoyadas en los tirantes, resultan de peralte relativamente pequeños y al ser de acero son muy ligeras, sobre ellas se apoyan traves secundarias que trabajan en sección compuesta con una losa de concreto que constituye su patín a compresión. La losa y las traves secundarias forman el sistema de piso sobre el que se colocará la carpeta asfáltica. (Ver fig. 1.C).

Partes que constituyen al puente. (Ver fig. 1.A.).

- a) Terraplen.- Por las características del suelo los terraplenes son muy cortos para que no provoquen al terreno una presión mayor de 0.5 T/m^2 , se colocan sin embargo, porque su costo es pequeño. Están contruidos con tepetate compacto de hasta 50 cm. de espesor; y tienen una longitud promedio de 30 m.
- b) Aireplen.- Los aireplenes son estructuras huecas de concreto reforzado formadas por muros longitudinales, traves transversales y losas de concreto. Esta idea desarrollada en México producto del tipo de suelo, son muy económicas y al ser huecos pueden cimentarse con facilidad ya que de paso constituye una compensación al profundizarse lo necesario en el terreno. Tienen en este caso una longitud promedio de 90 m.
- c) Tramos de estructura de acero convencional de paso a través.- Formados por traves principales longitudinales (secciones "I" armadas) que salvan claros de 15 m. a 20 m., apoyadas en marcos de concreto, con piezas de puente metálicas en sección compuesta con la losa de concreto que constituye la superficie de rodamiento.

El hecho de que las traves longitudinales rebasen el nivel de la superficie de rodamiento, limitando los carriles de circulación, da al puente características de paso a través que permiten reducir la longitud del puente y por ello su costo.

- d) Zona central atirantada.- Básicamente la componen mástiles que soportan mediante cables a las traves longitudinales, en las que se apoyan las piezas de puente que a su vez reciben la losa de concreto que forma el sistema de piso del puente. Las traves longitudinales son del mismo peralte que las que forman los tramos convencionales. La zona atirantada está formada por dos tramos independientes entre sí que se unen en sus extremos con una viga cortante doblemente articulada. (Ver fig. 1.B.).

2.- Análisis estructural de los puentes.

El análisis de los puentes se realizó utilizando programas basados en el método general de las rigideces y del elemento finito (M-Strudl y SAP86) idealizando la estructura con modelos bidimensionales y en el espacio, formados por barras rectas. (Ver fig. 2.A.).

Se realizaron análisis para diferentes condiciones de carga incluyendo:

- a) Cargas permanentes y tensiones iniciales.
- b) Carga viva.

TABLA 3.36
ESFUERZO DE DISEÑO PARA MOEMBROS EN COMPRESIÓN DE ACERO CON UN ESFUERZO DE
FLUENCIA ESPECIFICADO DE 2533Kg/cm².,

$$\phi_c = 0.85 \quad (a)$$

$\frac{kl}{r}$	$\Phi_c F_{cr}$ kg/cm ²								
1	2153.32	41	1971.06	81	1524.21	121	996.44	161	579.15
2	2152.69	42	1962.62	82	1511.55	122	983.72	162	572.11
3	2252.62	43	1953.47	83	1498.18	123	971.11	163	565.07
4	2151.21	44	1945.03	84	1485.51	124	958.44	164	558.03
5	2150.51	45	1935.88	85	1472.14	125	945.77	165	551.70
6	2149.10	46	1926.03	86	1458.77	126	933.81	166	544.66
7	2147.69	47	1916.88	87	1445.40	127	921.14	167	538.33
8	2146.29	48	1907.73	88	1432.73	128	909.18	168	532.00
9	2144.17	49	1897.88	89	1419.36	129	896.51	169	525.66
10	2142.06	50	1888.03	90	1405.99	130	884.55	170	519.33
11	2139.95	51	1877.47	91	1392.62	131	872.59	171	513.70
12	2137.14	52	1867.62	92	1379.25	132	860.63	172	507.37
13	2134.32	53	1857.06	93	1365.88	133	848.66	173	501.74
14	2131.51	54	1847.21	94	1352.51	134	836.00	174	496.11
15	2127.99	55	1836.66	95	1339.14	135	824.03	175	490.48
16	2124.47	56	1825.40	96	1325.77	136	812.07	176	484.85
17	2120.95	57	1814.84	97	1312.40	137	800.11	177	479.22
18	2116.73	58	1803.58	98	1299.03	138	788.14	178	473.59
19	2112.51	59	1793.03	99	1285.66	139	776.88	179	468.66
20	2108.29	60	1781.77	100	1272.29	140	776.33	180	463.74
21	2104.06	61	1770.51	101	1258.92	141	755.07	181	458.11
22	2099.14	62	1758.55	102	1245.55	142	744.51	182	453.18
23	2094.21	63	1747.29	103	1232.18	143	733.96	183	448.26
24	1878.18	64	1736.03	104	1218.81	144	724.11	184	443.33
25	2083.66	65	1724.07	105	1205.44	145	714.26	185	438.41
26	2078.03	66	1712.10	106	1192.07	146	704.40	186	434.18
27	2072.40	67	1700.14	107	1178.70	147	694.55	187	429.26
28	2066.06	68	1688.18	108	1165.33	148	685.40	188	425.03
29	2060.43	69	1676.21	109	1151.96	149	676.26	189	420.11
30	2053.40	70	1663.55	110	1139.29	150	667.11	190	415.89
31	2047.06	71	1651.58	111	1125.92	151	658.66	191	411.66
32	2040.03	72	1638.92	112	1112.55	152	649.52	192	407.44
33	2033.69	73	1626.95	113	1099.88	153	641.07	193	403.22
34	2025.95	74	1614.29	114	1086.51	154	633.33	194	399.00
35	2018.92	75	1601.62	115	1073.85	155	624.89	195	394.78
36	2011.17	76	1588.95	116	1060.48	156	617.14	196	390.55
37	2003.43	77	1576.29	117	1047.81	157	609.40	197	387.04
38	1995.69	78	1563.62	118	1034.44	158	601.66	198	382.81
39	1987.95	79	1550.25	119	1021.77	159	593.92	199	379.29
40	1979.51	80	1537.58	120	1009.11	160	586.18	200	375.07

CÁLCULO DE Lp Y Lr PARA PERFILES RECTANGULARES IR

Designación	d x peso mm / kg/m	r _y (cm)	Lp (cm)	A (cm ²)	Sx (cm ³)	J (cm ⁴)	X ₁ (kg/cm ²)	d (cm)	t _f (cm)	h (cm)	I _y (cm ⁴)	Cw (cm ⁶)
102 x	19.4	2.5	124.94173	24.7	89	6.20	398520.23	10.6	0.88	9.72	161	3802.7558
127 x	23.7	3.2	159.92541	32.3	140	7.90	327026.41	12.7	0.91	11.79	313	10877.071
152 x	28.1	3.3	164.92308	39.7	187	12.9	388305.79	13.1	1.09	12.01	380	13702.81
152 x	13.6	2.3	114.94639	17.3	91	1.70	170805.63	15.0	0.55	14.45	91	4750.2569
x	18.1	2.3	114.94639	22.9	120	3.70	219853.51	15.3	0.71	14.59	124	6598.9111
x	24.0	2.5	124.94173	30.6	167	9.20	287961.36	16.0	1.03	14.97	184	10308.641
152 x	22.4	3.7	184.91375	28.8	159	4.20	197563.45	15.2	0.66	14.54	368	20506.925
x	29.7	3.8	189.91142	37.9	220	6.90	252354.22	15.7	0.93	14.77	554	30214.177
x	37.2	3.9	194.90909	47.4	274	19.1	314739.57	16.2	1.16	15.04	712	40263.885
203 x	15.0	2.1	104.95105	19.1	128	1.70	127593.11	20.0	0.52	19.48	87	8253.4812
x	19.4	2.1	104.95105	24.8	162	3.70	169475.82	20.3	0.65	19.65	114	11004.491
x	22.5	2.2	109.94872	28.6	193	5.80	191265.11	20.6	0.80	19.8	142	13917.42
203 x	26.6	3.1	154.92774	33.9	249	7.10	178577.09	20.7	0.84	19.86	332	32736.827
x	31.2	3.2	159.92541	39.7	298	11.7	207285.05	21.0	1.02	19.98	407	40618.641
203 x	35.6	4.1	204.90443	45.7	342	14.6	218473.37	20.1	1.02	19.98	762	69350.639
x	41.8	4.1	204.90443	53.2	398	22.5	249149.52	20.5	1.16	19.32	903	84263.987
203 x	46.2	5.1	254.88112	58.9	451	22.5	231349.42	20.3	1.10	19.20	1544	142266.04
x	52.2	5.2	259.87879	68.5	511	32.0	258739.45	20.6	1.26	19.34	1773	185791.28
x	59.3	5.2	259.87879	75.5	582	46.6	282105.34	21.0	1.42	19.58	2044	195905.34
x	71.4	5.3	264.87648	91.0	710	81.6	347859.19	21.6	1.74	19.86	2535	249963.42
x	86.6	5.3	264.87648	110.3	852	139.0	418535.11	22.2	2.06	20.14	3126	316691.72
x	99.8	5.4	269.87413	127.1	990	211.0	474105.36	22.9	2.37	20.53	3888	388905.39
254 x	17.9	2.0	99.95338	22.8	179	2.50	120887.24	25.1	0.53	24.57	91	13733.831
x	22.3	2.1	104.95105	28.5	226	4.20	138750.54	25.4	0.69	24.71	120	18317.523
x	25.3	2.1	104.95105	32.2	265	6.70	158860.35	25.7	0.84	24.86	148	22866.725
x	28.5	2.2	109.94872	36.3	308	9.60	173713.78	26.0	1.00	25.00	178	27500
254 x	32.9	3.4	169.92075	41.9	380	10.00	154390.11	25.8	0.91	24.89	475	73567.082
x	38.5	3.5	174.91842	49.1	457	16.60	179050.13	26.2	1.12	25.08	587	92308.689
x	44.8	3.5	174.91842	57.0	531	25.80	206989.74	26.6	1.30	25.30	695	111215.64
254 x	49.2	4.9	244.88578	62.6	574	24.10	193845.56	24.7	1.10	23.80	1523	212062.52
x	58.2	5.0	249.88345	74.2	690	40.80	228548.83	25.2	1.35	23.85	1873	268351.14
x	67.4	5.1	254.88112	85.9	805	62.90	281558.66	25.7	1.10	24.60	2223	336317.67
254 x	72.9	6.5	324.84849	92.9	895	67.90	234888	25.3	1.42	23.88	3868	554287.28
x	80.0	6.5	324.84849	101.9	983	75.80	258250.21	25.6	1.56	24.04	4287	619367.47
x	89.1	6.5	324.84849	113.6	1093	103.0	283650.56	26.0	1.73	24.27	4828	710962.71
x	101.3	6.6	329.84818	129.0	1240	148.0	318374.39	26.4	1.96	24.44	5577	832604.48
x	114.5	6.6	329.84818	145.6	1408	213.0	358725.28	26.9	2.21	24.69	6410	976977.75
x	131.2	6.7	334.84382	167.1	1614	313.0	408118.63	27.6	2.51	24.98	7451	1163287.8
x	148.9	6.7	334.84382	189.7	1835	454.0	458375.89	28.2	2.84	25.36	8616	1385301.2
x	166.6	6.8	339.84149	212.3	2085	629.0	507198.58	28.6	3.16	25.72	9823	1624523.8
305 x	21.1	1.9	94.955711	28.8	244	2.90	103555.37	30.3	0.57	29.73	98	21654.886
x	23.9	2.0	99.95338	30.4	280	4.20	115664.33	30.5	0.67	29.83	117	26027.495
x	28.2	2.1	104.95105	35.9	349	7.50	134756.12	30.9	0.89	30.01	157	35348.554
x	32.8	2.2	109.94872	41.8	416	12.0	154305.53	31.3	1.08	30.22	194	44292.547
305 x	38.7	3.8	189.91142	49.4	547	12.50	130204.86	31.0	0.97	30.03	720	162324.16
x	44.5	3.9	194.90909	58.7	633	19.10	149004.8	31.3	1.12	30.18	845	192413.34
x	52.2	3.9	194.90909	66.5	747	30.80	173644.74	31.8	1.32	30.48	1020	236902.75
305 x	59.8	4.9	244.88578	76.1	850	39.50	184870.67	30.3	1.31	28.99	1836	385752.83
x	66.9	4.9	244.88578	85.2	952	54.50	205152.66	30.6	1.46	29.14	2081	441764.88
x	74.4	5.0	249.88345	94.8	1060	74.10	226622.73	31.0	1.63	29.37	2343	505268.13

X ₂ (cm ⁴ /kg ²)	Lr (cm)	Zx (cm ³)	Para Lb = 600 cm, (este valor puede cambiar para cada viga)						Para Lb = 11600 cm, (este valor puede cambiar para cada viga)					
			si Lb < Lp, Zona I			si Lp < Lb < Lr, Zona II			si Lb > Lr, Zona III					
			Mp	≤	1.5 My	φb Mp ó φ b 1.5 My	Mn	≤	Mp	φb Mp ó φ b Mn	Mn = Mcr	≤	Mp	φ b Mn = Mcr
kg cm		kg cm	kg cm	kg cm		kg cm	kg cm	kg cm		kg cm	kg cm			
2.92E-09	781.17	103	260590		337755	234531	234403	280590	210963	11040		260590	9936	
6.66E-08	831.71	157	397210		531300	357489	367662	397210	330896	17378		397210	15640	
3.63E-08	955.56	190	480700		633785	432830	450844	480700	405560	24487		480700	22020	
8.99E-07	372.73	102	258060		345345	232254	192028	258060	172825	4347		258060	3912	
3.36E-07	434.22	136	344080		455400	309672	271584	344080	244425	7486		344080	6737	
1.11E-07	581.11	192	485760		633765	437184	416306	485760	374675	14378		485760	12940	
4.55E-07	844.12	177	447810		603405	403029	408303	447810	367473	14112		447810	12701	
1.62E-07	786.51	244	617320		834900	555588	577495	617320	518746	25885		617320	23296	
6.99E-08	877.08	310	784300		1039830	705870	746109	784300	671468	40756		784300	36681	
3.23E-08	309.00	145	366850		485760	330165	239476	366850	215529	4251		366850	3826	
1.11E-08	347.13	187	473110		614790	425799	330186	473110	297167	7178		473110	8481	
6.52E-07	384.49	223	564190		732435	507771	417456	564190	375711	10030		564190	9027	
7.29E-07	512.19	279	705870		944955	635283	603768	705870	543390	16972		705870	15275	
3.89E-07	576.41	334	845020		1130910	760518	743728	845020	689355	24120		845020	21708	
3.00E-07	758.59	380	981400		1297890	865260	903162	981400	812846	36872		981400	33185	
1.75E-07	841.21	448	1128380		1510410	1015542	1066297	1128380	961467	49824		1128380	44841	
2.22E-07	884.61	498	1259940		1711545	1133946	1232928	1259940	1109636	65188		1259940	58649	
1.43E-07	1097.29	569	1439570		1939245	1295613	1415279	1439570	1273752	83270		1439570	74943	
6.99E-08	1217.49	652	1649580		2208890	1484804	1624949	1649580	1482454	107863		1649580	97095	
4.48E-08	1454.19	803	2031590		2694450	1828431	2006859	2031590	1808873	158888		2031590	143071	
2.29E-08	1728.85	980	2479400		3233340	2231480	2457188	2479400	2211467	230381		2479400	207342	
1.39E-08	1995.25	1150	2909500		3757080	2618550	2890245	2909500	2601221	308293		2909500	277463	
4.65E-06	297.99	206	521180		679305	469082	324704	521180	292233	5273		521180	4746	
2.66E-08	324.75	262	662860		857870	596574	440651	662860	396586	7848		662860	7063	
1.45E-06	337.85	306	774180		1005875	696762	530840	774180	477756	11007		774180	9906	
9.66E-07	365.94	354	895620		1168860	806058	648013	895620	583211	14367		895620	12930	
1.34E-06	525.65	426	1077780		1442100	970002	837260	1077780	843534	24099		1077780	21689	
7.16E-07	578.65	513	1297890		1734315	1188101	1154179	1297890	1038761	34510		1297890	31059	
4.07E-07	632.04	600	1518000		2015145	1366200	1367798	1518000	1231018	46809		1518000	42128	
4.74E-07	840.58	639	1609080		2178330	1448172	1557135	1609080	1401422	66998		1609080	60298	
2.44E-07	958.23	787	1940510		2818550	1746459	1892377	1940510	1703140	98692		1940510	86987	
1.49E-07	1088.61	900	2277000		3054975	2049300	2233343	2277000	2010009	130728		2277000	117653	
2.05E-07	1287.73	990	2504700		3396525	2254230	2527663	2504700	2254230	165834		2504700	149341	
1.46E-07	1358.57	1091	2760230		3730485	2484207	2783434	2760230	2484207	199338		2760230	175404	
9.99E-08	1482.72	1222	3091880		4147835	2782484	3115201	3091880	2782484	248564		3091880	221908	
6.30E-08	1673.70	1398	3536940		4705800	3183246	3565233	3536940	3183246	317820		3536940	285858	
4.00E-08	1864.04	1600	4048000		5343360	3643200	4076761	4048000	3643200	408486		4048000	367618	
2.49E-08	2128.89	1851	4683030		6126190	4214727	4718757	4683030	4214727	533802		4683030	480422	
1.56E-08	2395.23	2130	5386800		6983825	4850010	5423400	5386800	4850010	691282		5386800	622154	
1.07E-08	2684.40	2409	6094770		7839875	5485283	6134289	6094770	5485293	868767		6094770	781690	
9.40E-08	278.71	285	721050		925980	648945	413353	721050	372017	5895		721050	5305	
5.94E-06	298.85	329	832370		1062600	749133	509143	832370	458229	7750		832370	6975	
2.93E-06	320.77	405	1024650		1324455	922185	674243	1024650	606818	11998		1024650	10796	
1.65E-06	350.35	480	1214400		1578720	1092980	854539	1214400	769085	16865		1214400	15179	
2.59E-06	549.26	610	1543300		2075665	1388970	1378329	1543300	1236696	33189		1543300	28870	
1.50E-06	591.47	706	1788180		2402235	1607562	1618973	1788180	1457076	44432		1788180	39989	
8.21E-07	635.42	839	2122670		2834885	1910403	1941505	2122670	1747354	61978		2122670	55780	
5.84E-07	818.11	942	2383260		3225750	2144934	2303264	2383260	2072938	94184		2383260	84765	
3.89E-07	873.58	1060	2681800		3612840	2413620	2599009	2681800	2339108	117763		2681800	105987	
2.65E-07	958.28	1186	3000580		4022700	2700522	2824945	3000580	2632451	145687		3000580	131118	

CÁLCULO DE Lp Y Lr PARA PERFILES RECTANGULARES IR

Designación	d x peso mm / kg/m	ry (cm)	Lp (cm)	A (cm ²)	Sx (cm ³)	J (cm ⁴)	X1 (kg/cm ²)	d (cm)	tf (cm)	h (cm)	ly (cm ⁴)	Cw (cm ⁶)
305	x 79.0	6.3	314.85315	100.7	1157	65.80	201846.36	30.6	1.48	29.14	3987	846378.9
	x 86.1	6.4	319.85082	109.7	1278	87.40	219595.9	31.0	1.83	29.37	4454	960501.65
305	x 96.7	7.7	384.82051	123.2	1440	90.70	210398.46	30.8	1.54	29.28	7242	1550055.2
	x 106.9	7.7	384.82051	136.1	1586	122.0	231404.68	31.1	1.70	29.4	8116	1753788.4
	x 117.5	7.7	384.82051	149.7	1753	160.0	253037.58	31.4	1.87	29.53	8891	1860085
	x 129.7	7.8	389.81818	165.2	1934	112.0	201582.87	31.8	2.08	29.74	10031	2218023.8
	x 142.8	7.8	389.81818	181.9	2147	286.0	304483.23	32.3	2.28	30.01	11238	2530236
	x 158.0	7.9	394.81585	201.3	2378	380.0	333828.62	32.7	2.51	30.18	12529	2854845.7
	x 178.8	8.0	399.81352	227.8	2671	537.0	378306.57	33.3	2.81	30.48	14380	3337408
	x 202.1	8.0	399.81352	257.4	3048	770.0	418630.36	34.1	3.18	30.82	16568	3959488.2
	x 228.4	8.1	404.81118	288.4	3425	1074.0	485731.11	34.6	3.58	31.24	18897	4610573.2
	x 253.2	8.2	409.80886	322.6	3851	1482.0	514810.71	35.8	3.98	31.84	21519	5385611.8
	x 282.8	8.3	414.80653	360.0	4310	2031.0	588623.75	36.5	4.41	32.08	24516	6311448.7
	x 313.0	8.3	414.80653	396.7	4785	2693.0	620662.38	37.4	4.83	32.57	27838	7329631.5
	x 342.9	8.4	419.8042	436.8	5280	3488.0	672573.87	38.2	5.26	32.84	30884	8377621.8
	x 375.3	8.5	424.80187	478.1	5785	4495.0	728301.45	39.1	5.72	33.38	34484	9600157.4
	x 414.3	8.6	429.79954	528.4	6440	5852.0	789285.38	40.3	6.27	34.03	38000	11280899
	x 453.8	8.7	434.7972	578.1	7128	7700.0	848350.28	41.5	6.87	34.83	43704	13102882
	x 500.4	8.8	439.79487	637.4	7915	10114.0	919417.23	42.7	7.51	35.18	48531	15334006
356	x 32.9	2.6	129.93939	41.8	475	8.70	116204.4	34.9	0.85	34.05	291	84346.532
	x 38.9	2.7	134.93706	49.6	578	15.00	135255.42	35.3	1.07	34.23	371	108674.52
356	x 44.8	3.8	189.91142	57.1	688	15.80	125127.82	35.2	0.88	34.22	816	238865.71
	x 50.6	3.9	194.90909	64.5	786	23.70	140778.72	35.5	1.18	34.34	970	285864.83
	x 56.7	3.9	194.90909	72.3	885	33.30	157131.87	35.8	1.31	34.48	1111	330400.32
356	x 63.8	4.8	239.88811	81.3	1027	43.70	166345.71	34.7	1.35	33.35	1881	523022.63
	x 71.4	4.9	244.88578	91.0	1152	60.80	185061.49	35.0	1.51	33.49	2139	599784.96
	x 79.0	4.9	244.88578	100.7	1275	80.70	202645.69	35.4	1.68	33.72	2402	682791.56
356	x 90.7	6.2	309.85548	115.5	1511	91.60	199105.88	35.3	1.84	33.88	4454	1281590.8
	x 101.3	6.2	309.85548	129.0	1688	125.70	218215.14	35.7	1.83	33.87	5036	1444285.7
	x 110.4	6.3	314.85315	140.7	1835	161.50	238447.07	36.0	1.99	34.01	5577	1612701.2
	x 122.1	6.3	314.85315	155.5	2016	211.50	257825.52	36.3	2.17	34.13	6160	1793679.8
356	x 134.2	9.4	469.78089	171.0	2343	169.0	207862.99	35.8	1.80	33.8	15068	4303571.5
	x 147.4	9.4	469.78089	187.8	2573	224.0	228469.42	36.0	1.98	34.02	16732	4841238.8
	x 162.1	9.5	474.77856	206.5	2838	296.0	248947.54	36.4	2.18	34.22	18605	5448652.8
	x 178.8	9.5	474.77856	227.8	3114	360.0	274338.4	36.8	2.39	34.41	20603	6098735.8
	x 196.5	9.6	479.77823	250.3	3425	512.0	298871.77	37.2	2.62	34.58	22810	6818614.8
356	x 218.3	10.1	504.78497	275.5	3802	633.0	314808.81	37.5	2.77	34.73	28179	8497186.5
	x 236.5	10.2	509.78224	301.3	4182	824.0	343128.78	38.0	3.02	34.98	31134	9523893.7
	x 282.3	10.2	509.78224	334.2	4805	1103.0	377883.04	38.7	3.33	35.37	34880	10909042
	x 287.7	10.3	514.75991	366.5	5080	1448.0	411011.16	39.3	3.66	35.84	38751	12305473
	x 314.0	10.3	514.75991	400.0	5539	1858.0	445844.76	39.9	3.99	36.21	42872	14053057
	x 348.9	10.4	519.75758	442.0	6145	2477.0	488032.01	40.7	4.37	36.33	47888	15794211
356	x 382.9	10.5	524.75525	487.8	6800	3292.0	534118.81	41.6	4.80	36.8	53694	18178841
	x 421.9	10.6	529.75292	537.5	7522	4329.0	581228.96	42.5	5.28	37.24	59837	20780422
	x 462.9	10.7	534.75059	589.7	8282	5660.0	613348.1	43.5	5.74	37.78	67013	23887079
	x 511.5	10.8	539.74825	651.7	9160	7409.0	687549.92	44.6	6.27	38.33	75338	27671438
	x 562.0	10.8	539.74825	703.3	9947	9240.0	734531.17	45.5	6.78	38.74	82830	31077559
	x 582.5	10.9	544.74592	754.9	10780	11363.0	780870.12	46.5	7.23	39.27	90322	34822132
	x 633.1	11.0	549.74359	806.5	11688	13777.0	824597.56	47.4	7.71	39.88	98230	38685334

X ₂ (cm ² /kg ²)	Lr (cm)	Zx (cm ²)	si Lb < Lp, Zona I						Para Lb = 300 cm, (este valor puede cambiar para cada viga) si Lp < Lb < Lr, Zona II			Para Lb = 11600 cm, (este valor puede cambiar para cada viga) si Lb > Lr, Zona III			
			Mp kg cm	1.5 My kg cm	φb Mp ó φ b 1.5 My kg cm	Mn kg cm	Mp kg cm	φb Mp ó φ b Mn kg cm	Mn = Mcr kg cm	Mp kg cm	φb Mp ó φ b Mn = Mcr kg cm	Mn = Mcr kg cm	Mp kg cm	φb Mp ó φ b Mn = Mcr kg cm	
															≤
3.94E-07	1108.22	1277	3230810	4390815	2907729	3251844.4	3230810	2907729	179185	3230810	191286	191286	191286	191286	
2.77E-07	1189.67	1416	3582480	4850010	3224232	3611010.1	3582480	3224232	218233	3582480	196410	196410	196410	196410	
3.04E-07	1387.22	1588	4012580	5484800	3611322	4126739.4	4012580	3611322	283839	4012580	265275	265275	265275	265275	
2.22E-07	1486.8	1770	4478100	6058820	4030280	4598588.1	4478100	4030280	348157	4478100	315342	315342	315342	315342	
1.67E-07	1588.89	1950	4933500	6652835	4440150	5084970.3	4933500	4440150	418570	4933500	377819	377819	377819	377819	
7.96E-07	1368.47	2148	5472390	7338530	4925181	6650699.9	5472390	4925181	371040	5472390	353606	353606	353606	353606	
7.62E-08	1694.89	2409	6094770	8147885	5489289	8224673.8	6094770	5489289	626850	6094770	564255	564255	564255	564255	
5.35E-08	2088.59	2837	6789110	8016920	6118289	8936169.8	6789110	6118289	732980	6789110	636664	636664	636664	636664	
6.45E-09	2388.96	3048	7711440	10136445	6540286	7858971.2	7711440	6840286	870879	7711440	873780	873780	873780	873780	
2.25E-08	2818.97	3507	8872710	11567190	7985439	9021892.4	8872710	7985439	1248567	8872710	1123710	1123710	1123710	1123710	
1.49E-08	2941.19	3683	10074480	12897876	9087014	10232475	10074480	9087014	1574789	10074480	1417313	1417313	1417313	1417313	
1.02E-08	3283.85	4008	11400180	14614845	10280182	11587237	11400180	10280182	1979905	11400180	1776547	1776547	1776547	1776547	
8.96E-09	3667.78	5085	12822880	16358480	11603581	13070301	12822880	11603581	2460380	12822880	2218724	2218724	2218724	2218724	
8.03E-09	4000.27	5703	14428590	18159075	1295731	14910975	14428590	1295731	3015919	14428590	2713785	2713785	2713785	2713785	
3.71E-09	4384.88	6323	16002250	19987100	14402025	18195718	16002250	14402025	3627488	16002250	3264732	3264732	3264732	3264732	
2.77E-09	4789.47	7014	17745420	21854075	15970878	17950945	17745420	15970878	4349966	17745420	3914888	3914888	3914888	3914888	
2.04E-09	5261.30	7682	19641490	24439800	17647314	20181308	19641490	17647314	5324668	19641490	4792199	4792199	4792199	4792199	
1.54E-09	5723.02	8500	22284000	27080780	20087600	22499827	22284000	20087600	6411015	22284000	5769915	5769915	5769915	5769915	
1.14E-09	6272.88	9301	24988930	30037425	22489037	25251878	24988930	22489037	762182	24988930	7099728	7099728	7099728	7099728	
5.19E-09	377.01	544	1376820	1802825	1236885	1028688.1	1376820	1236885	17597	1376820	15638	15638	15638	15638	
6.61E-08	405.91	639	1897270	2193810	1500543	1284219.3	1897270	1500543	28094	1897270	23478	23478	23478	23478	
6.29E-08	651.42	775	1980750	2610690	1784676	1748015.8	1980750	1784676	38731	1980750	35758	35758	35758	35758	
2.00E-08	583.98	889	2084350	3020820	2048051.9	2284350	2084350	2048051.9	53039	2084350	47738	47738	47738	47738	
1.29E-08	610.18	1008	2590240	3966326	2395216	2318199.1	2590240	2395216	67271	2590240	60548	60548	60548	60548	
9.23E-07	760.07	1141	2886730	3897465	2598057	2769732.2	2886730	2492758.9	100292	2886730	80282	80282	80282	80282	
6.05E-07	821.89	1285	3251050	4371840	2925945	3141334.1	3251050	2827200.7	126125	3251050	113513	113513	113513	113513	
4.26E-07	869.78	1427	3610310	4836825	3249279	3497114.8	3610310	3147403.3	153982	3610310	138588	138588	138588	138588	
4.83E-07	1067.82	1671	4227630	5734245	3804887	4248748.5	4227630	3804887	223472	4227630	201128	201128	201128	201128	
5.11E-07	1144.20	1885	4765050	6405850	4282145	4788964.4	4765050	4282145	278506	4765050	250474	250474	250474	250474	
2.24E-07	1238.44	2088	5224450	6999825	4702005	5254613	5224450	4702005	331823	5224450	299730	299730	299730	299730	
1.59E-07	1331.09	2273	5763340	7650720	5167008	5743801.8	5763340	5167008	388150	5763340	358230	358230	358230	358230	
3.00E-07	1576.05	2673	6509890	8391898	5858721	6624082.6	6509890	5858721	568902	6509890	603912	603912	603912	603912	
3.09E-07	1705.93	2835	7172550	9184535	6456285	743974.3	7172550	6456285	677813	7172550	610032	610032	610032	610032	
1.61E-07	1847.29	3146	7993380	10758825	7183442	8290011.5	7993380	7183442	821882	7993380	730049	730049	730049	730049	
1.35E-07	2105.48	3471	8769220	1167830	7816288	8122142.3	8769220	7816288	981919	8769220	862719	862719	862719	862719	
8.04E-08	2297.83	3835	9702560	12687875	8732285	10043927	9702560	8732285	1193985	9702560	1078028	1078028	1078028	1078028	
6.54E-08	2528.92	4261	10780330	14428590	9702297	11188960	10780330	9702297	1477882	10780330	1326624	1326624	1326624	1326624	
4.99E-08	2769.97	4703	11886580	15784790	10708731	12298226	11886580	10708731	1771715	11886580	1594544	1594544	1594544	1594544	
3.27E-09	3068.29	5244	13267320	17475875	11840588	13972995	13267320	11840588	2188314	13267320	1922883	1922883	1922883	1922883	
2.26E-08	3311.84	5817	14717010	19279500	13245309	15135158	14717010	13245309	2818491	14717010	2357542	2357542	2357542	2357542	
1.75E-08	3584.07	6391	16188230	21020705	1452307	16663257	16188230	1452307	3119108	16188230	2807198	2807198	2807198	2807198	
1.22E-08	3892.82	7145	18078850	23320275	16289165	18516118	18078850	16289165	3807004	18078850	3425904	3425904	3425904	3425904	
5.69E-09	426.14	7880	20189400	25806000	18170480	20545120	20189400	18170480	4647965	20189400	4183188	4183188	4183188	4183188	
3.28E-09	4788.96	8683	22471480	28549990	20224314	22943580	22471480	20224314	5690969	22471480	5067886	5067886	5067886	5067886	
4.00E-09	4384.88	9681	24988930	31498140	22489037	25818691	24988930	22489037	680763	24988930	6127048	6127048	6127048	6127048	
3.37E-09	4789.47	1048	27890380	34788200	25074324	28371822	27890380	25074324	8258260	27890380	7432434	7432434	7432434	7432434	
2.51E-09	6163.89	2061	30514350	37743885	2746287	31042181	30514350	2746287	9688784	30514350	1027608	1027608	1027608	1027608	
2.07E-09	6901.35	3126	33208780	40798280	29887802	33767842	33208780	29887802	1197428	33208780	1177688	1177688	1177688	1177688	
1.67E-09	7033.78	4240	36027200	43688470	32424480	36800434	36027200	32424480	1285728	36027200	1167188	1167188	1167188	1167188	

CÁLCULO DE Lp Y Lr PARA PERFILES RECTANGULARES IR

Designación	d x peso mm / kg/m	r _y (cm)	Lp (cm)	A (cm ²)	Sx (cm ³)	J (cm ⁴)	X ₁ (kg/cm ²)	d (cm)	t _f (cm)	h (cm)	I _y (cm ⁴)	Cw (cm ⁶)
358	x 678.6	11.1	554.74126	864.8	12389	16441.0	872231.03	48.3	8.15	40.15	106555	42942264
	x 744.5	11.3	564.7388	948.4	13732	21394.0	940164.89	49.8	8.89	40.91	119874	50158124
	x 820.4	11.4	569.73427	1045.2	15256	27887.0	1014275.6	51.4	9.70	41.70	135275	58807098
	x 901.5	11.8	578.72881	1148.5	17042	36212.0	1084594.1	53.1	10.60	42.50	153173	69187183
	x 992.6	11.7	584.72728	1264.8	18845	46818.0	1187759.3	55.0	11.50	43.50	173568	82108512
	x 1088.6	11.9	594.72281	1387.2	20975	60353.0	1250296.6	56.9	12.50	44.4	198460	96823348
406	x 38.9	2.8	139.83473	49.6	629	10.8	105462.52	39.9	0.88	39.02	399	161675.4
	x 46.2	3.0	149.93007	58.8	773	19.1	124257.3	40.3	1.12	39.18	516	198024.34
406	x 53.7	3.8	194.90909	68.4	926	22.5	121423.96	40.3	1.09	39.21	1020	392043.15
	x 59.8	4.0	199.90676	78.1	1060	32.9	135284.6	40.7	1.28	39.42	1203	467346.37
	x 67.4	4.0	199.90676	85.8	1191	46.2	151512.66	41.0	1.44	39.56	1365	534054.07
	x 74.4	4.0	199.90676	94.8	1327	63.3	167313.57	41.3	1.60	39.70	1548	609946.83
	x 85.1	4.1	204.90443	108.4	1511	92.4	189037.59	41.7	1.82	39.86	1794	713300.88
406	x 99.9	6.2	309.85546	127.1	1917	99.5	168135.05	41.5	1.89	39.81	4963	1988385.4
	x 114.5	6.3	314.85315	145.8	2188	148.6	192110.85	42.0	1.93	40.07	5744	2305648.6
	x 132.7	6.3	314.85315	169.0	2540	226.9	220964.72	42.6	2.22	40.26	6765	2752129
	x 148.9	6.4	319.85082	189.7	2888	321.7	248874.43	43.1	2.50	40.80	7742	3190400.6
457	x 52.2	3.1	154.92774	66.5	944	21.2	118889.46	45.0	1.08	43.82	837	307187.9
	x 59.8	3.2	159.92541	78.1	1121	33.7	128478.52	45.5	1.33	44.17	795	387759.04
	x 68.4	3.3	164.92308	87.1	1291	50.8	147876.28	45.9	1.54	44.38	937	460958.4
457	x 74.5	4.2	209.9021	94.8	1457	51.8	137583.24	45.7	1.45	44.25	1869	817001.58
	x 82.0	4.2	209.9021	104.5	1611	69.1	151181.16	46.0	1.60	44.40	1869	921117.98
	x 89.1	4.3	214.89977	113.6	1770	90.3	164004.52	46.3	1.77	44.53	2085	1033587.5
	x 98.7	4.3	214.89977	123.2	1917	114.0	177186.94	46.6	1.91	44.69	2281	1138901.1
	x 105.3	4.3	214.89977	134.2	2081	145.0	192125.16	46.90	2.08	44.84	2510	1261667.6
533	x 65.8	3.2	159.92541	83.9	1397	32.0	111076.1	52.6	1.14	51.36	882	568456.58
	x 74.4	3.3	164.92308	94.8	1549	47.5	124163.88	52.9	1.38	51.54	1036	688000.24
	x 84.6	3.4	169.92075	107.7	1819	73.7	140379.81	53.6	1.63	51.67	1274	866923.26
553	x 92.7	4.3	214.89977	118.1	2081	76.2	130655.11	53.3	1.56	51.74	2393	1601531.8
	x 101.3	4.6	229.89278	129.0	2284	102.0	143316.96	53.7	1.74	51.96	2693	1817688.4
	x 108.9	4.6	229.89278	138.7	2474	128.0	153161.01	53.9	1.88	52.02	2939	1988292.6
	x 121.1	4.8	229.89278	156.8	2802	181.0	172321.81	54.4	2.12	52.28	3388	2315019
	x 138.3	4.7	234.89044	176.1	3146	251.0	191537.53	54.8	2.38	52.54	3867	2688666.6
553	x 150.9	7.3	364.82684	182.3	3720	217.0	157368.36	54.3	2.03	52.27	10323	7051003.8
	x 165.8	7.4	369.82751	211.0	4080	284.0	171993.5	54.8	2.22	52.38	11405	7822873.1
	x 181.8	7.4	369.82751	231.8	4474	374.0	188540.72	55.1	2.44	52.66	12695	8801048.7
	x 196.5	7.4	369.82751	250.3	4834	470.0	203961.51	55.4	2.63	52.77	13880	9648891.8
	x 218.8	7.5	374.82518	278.7	5381	641.0	224710.94	56.0	2.92	53.08	15650	11023416
810	x 82.0	3.4	169.92075	104.5	1868	49.0	108793.16	59.9	1.28	58.62	1211	1040341.2
	x 92.2	3.5	174.91842	117.4	2147	71.0	121878.54	60.3	1.50	58.80	1436	1241221
810	x 101.6	4.7	234.89044	129.7	2524	78.0	114215.22	60.3	1.49	58.81	2930	2533436.3
	x 115.4	4.8	244.88578	144.5	2884	112.0	128426.14	60.8	1.73	59.07	3434	2995533.8
	x 125.1	5.0	249.88345	159.4	3212	154.0	138805.75	61.2	1.98	59.24	3929	3447066.1
	x 140.3	5.0	249.88345	178.7	3638	219.0	155863.91	61.7	2.22	59.48	4537	4012829.5
810	x 155.0	7.3	369.82751	197.4	4228	196.0	133340.69	61.1	1.91	59.19	10780	9441814.2
	x 174.2	7.5	374.82518	221.9	4789	280.0	149805.03	61.6	2.16	59.44	12362	10819088
	x 195.0	7.5	374.82518	246.4	5381	395.0	168533.29	62.2	2.44	59.70	14152	12835109
	x 217.8	7.6	378.82285	277.4	6080	559.0	185465.96	62.8	2.77	60.03	16275	14662151
	x 241.6	7.7	384.82051	307.8	6784	770.0	205878.87	63.5	3.11	60.39	18439	16811537

X ₂ (cm ⁴ /kg ²)	Lr (cm)	Zx (cm ³)	Para Lb = 300 cm, (este valor puede cambiarse para cada viga)						Para Lb = 11600 cm, (este valor puede cambiarse para cada viga)					
			si Lb < Lp, Zona I			si Lp < Lb < Lr, Zona II			si Lb > Lr, Zona III			si Lb > Lr, Zona III		
			Mp kg cm	≤	1.5 My kg cm	pb Mp ó φ b 15 My kg cm	Mn kg cm	≤	Mp kg cm	φb Mp ó φ b Mn kg cm	Mn = Mcr kg cm	≤	Mp kg cm	φb Mp ó φ b Mn = Mcr kg cm
1.37E-09	7508.80	15338	38905140		47018255	34824828	38398574	38905140	34924628	14828779	38905140	13165901		
1.04E-09	8238.10	17206	43531180		52112940	39178082	44188584	43531180	39178082	17689251	43531180	16929328		
7.82E-10	8983.02	19337	48822610		57896520	44030349	46900070	48822610	44030349	21485780	48822610	18318202		
6.01E-10	8791.83	21831	54728430		64874390	49253787	55446938	54728430	49253787	26028940	54728430	23425508		
4.84E-10	10589.49	24293	61380090		71518775	55224081	62127578	61380090	55224081	31438547	61380090	28292891		
3.58E-10	11831.28	27202	68821080		79600125	61838954	69644111	68821080	61838954	38054273	68821080	34248848		
2.78E-09	402.24	724	1831720		2387085	1848848	1414487	1831720	12738114	22987	1831720	20871		
9.78E-09	442.10	888	2238050		2833836	2051548	1813887.8	2238050	1632229	34722	2238050	31250		
3.91E-08	585.23	1049	2653970		3514170	2388573	2380399.3	2653970	2142359.4	53020	2653970	47718		
2.42E-08	593.92	1185	3023350		4022700	2721015	2748742.1	3023350	2472087.9	69808	3023350	62846		
1.56E-08	620.42	1348	3412970		4519845	3071873	3117962.1	3412970	2808165.8	87842	3412970	79057		
1.04E-08	647.02	1508	3815240		5035965	3433716	3503289.5	3815240	3152960.8	109477	3815240	98529		
8.38E-07	708.81	1721	4354130		5734245	3918717	4053311	4354130	3647979.8	142968	4354130	128130		
6.83E-07	888.97	2130	5386900		7275016	4850010	5418414.8	5386900	4850010	248883	5386900	221388		
5.27E-07	1081.8	2560	6692500		8338820	5125250	5728141.3	6692500	5123250	323288	6692500	290957		
3.05E-07	1188.88	2868	7258040		8938300	5530436	600888.6	7258040	6030436	434038	7258040	580634		
1.97E-07	1308.14	3245	8208650		10084060	7388885	6289660.3	8208650	7388885	551850	8208650	686755		
6.74E-08	483.88	1080	2757700		3582480	2481930	2258002.2	2757700	2028502	40880	2757700	36684		
9.24E-08	478.71	1288	3251050		4254196	2825848	2720488.8	3251050	2448420.1	57254	3251050	51828		
1.81E-08	514.80	1488	3758580		4868948	3383822	3217299.2	3758580	2885542.3	78298	3758580	68888		
2.34E-08	630.72	1855	4187150		5529315	3789435	3689975.9	4187150	3473978.4	102882	4187150	82423		
1.61E-08	652.84	1835	4642580		6113745	4178285	4288324.3	4642580	3888931.8	125727	4642580	113154		
1.14E-08	680.80	2018	5100480		6717150	4590432	4768890	5100480	4288274.7	151772	5100480	136580		
8.48E-07	717.74	2178	5512870		7275015	4981583	5171987	5512870	4854770.3	178347	5512870	180512		
6.22E-07	751.03	2378	6011280		7897395	5410152	5659939	6011280	5093945.1	210870	6011280	189873		
6.92E-08	478.17	1583	3854380		5073916	3588951	3277718.9	3854380	3548486.3	58128	3854380	62318		
4.24E-08	498.47	1803	4561580		5678488	4105431	3854866.8	4561580	3488371.2	77817	4561580	88655		
2.46E-08	528.20	2114	5348420		6803105	4813878	4808832.7	5348420	4145088.4	107185	5348420	108488		
3.08E-08	638.45	2380	5970800		7897395	5379720	5335229.3	5970800	4891708.8	148489	5970800	134548		
2.05E-08	704.00	2822	6833880		8705730	5970284	6271822.4	6833880	5844840.2	183434	6833880	185091		
1.57E-08	721.83	2818	7132070		9388830	6418883	6758887.5	7132070	6052988.7	212844	7132070	191880		
9.64E-07	780.78	3213	8128380		10833580	7313724	7728511.1	8128380	6888880	27388	8128380	248558		
6.51E-07	822.48	3822	9183880		11938070	8247284	8784458.8	9183880	7906010.3	344588	9183880	310128		
1.21E-08	1133.14	4148	10489380		14117400	9440442	10801818	10489380	9440442	624537	10489380	472083		
8.80E-07	1189.17	4872	11587180		15489800	10410444	11914148	11587180	10410444	890488	11587180	597408		
5.88E-07	1282.82	5031	12728430		16978530	11454387	13088348	12728430	11488687	780028	12728430	688728		
4.42E-07	1322.82	5487	13808210		18348030	12425589	14171488	13808210	12425589	883810	13808210	804189		
2.88E-07	1434.83	6112	15483380		20458845	13817024	15880522	15483380	13817024	1108487	15483380	987821		
7.80E-08	808.07	2198	6658880		7089080	5000282	4728888.2	6658880	4250401.8	88284	6658880	78755		
4.75E-08	887.88	2507	8042710		8147885	5708439	5488887.4	8042710	4805201.7	111782	8042710	100577		
5.44E-08	881.79	2800	7337000		8678880	6808900	6889130.3	7337000	6245217.3	187542	7337000	150788		
3.47E-08	723.74	3277	8280810		10644780	7481729	7842354.8	8280810	7148118.4	217232	8280810	188808		
2.28E-08	780.12	3871	9287830		12188840	8388887	8851182	9287830	8058888.8	272380	9287830	248124		
1.47E-08	780.30	4162	10528880		13808210	9478874	10188888	10528880	9152188.3	348888	10528880	314001		
2.85E-08	1084.80	4738	11882080		16048290	10788872	12388718	11882080	10788872	510183	11882080	489137		
1.88E-08	1117.87	5388	13582710		18083355	12282443	14228301	13582710	12282443	682418	13582710	887173		
8.88E-07	1201.14	6083	15388880		20458845	13805451	15837808	15388880	13805451	828872	15388880	748718		
8.48E-07	1288.14	6850	17388880		23078800	15887480	17888738	17388880	15887480	1088838	17388880	988888		
4.28E-07	1388.84	7888	19402570		25748880	17482313	18988900	19402570	17482313	1318273	19402570	1187348		

CÁLCULO DE Lp Y Lr PARA PERFILES RECTANGULARES IR

Designación	d x peso mm / kg/m	r _y (cm)	Lp (cm)	A (cm ²)	Sx (cm ³)	J (cm ⁴)	X ₁ (kg/cm ²)	d (cm)	t _f (cm)	h (cm)	I _y (cm ⁴)	Cw (cm ⁶)
686 x	125.8	5.3	264.87648	160.0	3490	117.0	112363.06	87.8	1.83	66.17	4412	4829451.2
x	140.3	5.4	269.67413	178.7	3982	168.0	124713	88.4	1.89	68.51	5161	5707524.2
x	151.9	5.5	274.8718	193.8	4375	220.0	135201.68	88.8	2.11	69.89	5786	6433389.8
x	169.7	5.5	274.8718	216.1	4900	305.0	150167.96	89.3	2.38	66.94	6618	7413754.3
686 x	217.3	8.2	409.80886	276.8	6735	454.0	150858.37	69.5	2.48	67.02	18439	20705524
x	240.1	8.2	409.80886	305.8	7456	612.0	166297.07	70.1	2.74	67.36	20687	23468141
x	264.9	8.3	414.80853	337.4	8226	812.0	182371.89	70.6	3.02	67.58	23100	26974751
762 x	147.4	5.3	264.87648	187.8	4408	157.0	111848.29	75.3	1.70	73.80	5328	7215390.7
x	160.5	5.3	264.87648	204.5	4900	208.0	120636.38	76.8	1.83	73.87	6077	8290208.3
x	173.2	5.6	279.86847	220.7	5391	268.0	129299.04	76.2	2.16	74.04	6826	9354899.2
x	184.9	5.7	284.86713	235.5	5817	333.0	137979.5	76.6	2.16	74.44	7534	10437064
x	197.0	5.7	284.86713	251.0	6227	405.0	146751.17	77.0	2.54	74.48	8158	11307583
762 x	257.3	8.7	434.7872	327.8	8833	637.0	148272.98	77.3	2.71	74.58	24681	34821316
x	248.1	8.8	439.78487	362.0	9800	857.0	162897.6	77.9	3.01	74.88	28012	39278410
x	314.0	8.9	444.78254	400.0	10865	1161.0	179768.02	78.6	3.34	75.28	31508	44817277
838 x	175.7	5.9	294.86247	223.9	5883	221.0	109372.82	83.6	1.88	81.62	7784	12883910
x	194.00	6.1	304.85781	247.1	6653	307.0	118654.47	84.0	2.17	81.83	9074	15190214
x	210.7	6.2	309.85548	268.4	7341	404.0	128585	84.6	2.44	82.16	10240	17280680
x	226.4	6.3	314.85315	288.4	7980	516.0	138562.81	85.1	2.88	82.42	11363	18287375
838 x	299.3	9.0	449.79021	381.3	11209	853.0	148626.72	85.5	2.92	82.58	31176	53150843
x	329.2	9.1	454.78788	419.4	12405	1145.0	160109.18	86.2	3.24	82.88	34963	60167002
x	359.1	9.2	459.78555	457.4	13585	1490.0	174171.71	86.8	3.56	83.24	38783	69875837
914 x	201.1	6.0	299.66014	256.1	7194	291.0	108781.93	80.3	2.01	86.28	8365	18250334
x	223.9	6.3	314.85315	285.2	8259	420.0	120106.91	81.1	2.39	86.71	11236	22109259
x	238.0	6.4	319.85082	303.2	8882	516.0	127636.46	81.5	2.59	86.91	12279	24268337
x	253.2	6.4	319.85082	322.6	9504	629.0	135846.09	81.9	2.79	86.11	13319	26440187
x	271.5	6.5	324.84849	345.8	10209	766.0	144490.84	82.3	3.00	86.30	14443	28793690
x	288.7	6.5	324.84849	367.8	10881	924.0	153568.81	82.7	3.20	86.50	15609	31257898
x	313.0	6.6	329.84816	398.7	11782	1165.0	165791.83	83.2	3.45	86.75	17107	34449489
914 x	342.4	9.5	474.77856	436.2	13718	1190.0	150561.43	81.2	3.20	86.00	39126	75747836
x	365.2	9.5	474.77856	465.2	14866	1440.0	169650.45	81.6	3.43	86.17	42039	81702259
x	387.4	9.6	479.77823	493.8	15817	1727.0	189448.34	82.1	3.68	86.44	45389	88714824
x	417.3	9.7	484.7739	531.8	16879	2190.0	183216.21	82.6	3.89	86.81	49650	96491611
x	447.2	9.7	484.7739	569.7	18180	2672.0	194403.77	83.3	4.27	89.03	54110	107223577

NOTA: LOS PERFILES SOMBRADOS NO SON DE FABRICACIÓN COMÚN, POR LO QUE SE RECOMIENDA CONSULTAR CON EL PROVEEDOR SU DISPONIBILIDAD

X ₂ (cm ⁴ /kg ³)	Lr (cm)	Zx (cm ³)	si Lb < Lp, Zona I					Para Lb = 300 cm, (este valor puede cambiar para cada viga) si Lp < Lb < Lr, Zona II					Para Lb = 11600 cm, (este valor puede cambiar para cada viga) si Lb > Lr, Zona III				
			Mp kg cm	1.5 My kg cm	φb Mp ó φ b 1.5 My kg cm	Mn kg cm	Mp kg cm	φb Mp ó φ b Mn kg cm	Mn = Mcr kg cm	Mp kg cm	φb Mp ó φ b Mn = Mcr kg cm						
												≤	≤	≤	≤	≤	
5.85E-08	787.10	3998	10114940	13244550	9103446	9852981.6	10114940	8867683.4	252000	10114940	226600						
3.73E-08	797.00	4558	11526680	15111890	10374012	11283244	11526680	10154920	326380	11526680	293742						
2.84E-08	828.07	4998	12844940	16603125	11380448	12433238	12844940	1189915	395289	12844940	355780						
1.74E-08	858.26	5621	14221130	18595500	12799017	13994148	14221130	12584734	497545	14221130	447790						
1.48E-08	1256.84	7554	19111620	25559325	17200458	19995791	19111620	17200458	1015215	19111620	913694						
1.01E-08	1313.48	8390	21228700	28295520	19104030	22152574	21228700	19104030	1247688	21228700	1122901						
7.04E-07	1395.00	9291	23506230	31217870	21156607	24501077	23506230	21156607	1517842	23506230	1368058						
6.41E-08	778.06	5113	12935890	18728380	11642301	12599799	12935890	11339819	320825	12935890	288835						
4.65E-08	784.83	5670	14345100	18595500	12910590	13980148	14345100	12582132	394285	14345100	354857						
3.33E-08	839.87	6194	15970620	20458845	14109738	15481053	15970620	13914948	474121	15970620	428708						
2.54E-08	888.98	6888	18915580	22075515	15224022	16752855	18915580	15077399	555050	18915580	499845						
1.97E-08	887.44	7161	18117330	23631485	16305597	17947738	18117330	16152963	636768	18117330	673091						
1.81E-08	1328.17	8914	25082420	33521235	22574178	28437725	25082420	22574178	1398260	25082420	1258481						
1.10E-08	1386.44	11028	27900840	37191000	25110756	29384452	27900840	25110756	1719225	27900840	1547503						
7.45E-07	1484.10	12274	31053220	41232875	27947888	32816990	31053220	27947888	2120857	31053220	1908771						
7.09E-08	855.41	6801	17206530	22325885	15485877	17147231	17206530	15432508	460759	17206530	414683						
4.72E-08	894.79	7653	19362090	25248135	17425881	19421547	19362090	17425881	585848	19362090	527261						
3.35E-08	925.03	8423	21310190	27859095	19179171	21436959	21310190	19179171	713484	21310190	642144						
2.44E-08	959.10	9160	23174800	30284100	20857320	23373335	23174800	20857320	849001	23174800	784101						
1.77E-08	1368.20	12651	32007030	42538155	28808327	33888880	32007030	28808327	1812194	32007030	1630975						
1.21E-08	1438.18	14011	35447830	47076975	31903047	37483945	35447830	31903047	2221479	35447830	1998331						
8.65E-07	1513.18	15387	38929110	51559075	35036189	41073487	38929110	35036189	2285717	38929110	2068148						
7.15E-08	874.83	8341	21102730	27301230	18992457	21100790	21102730	18990711	580145	21102730	622130						
4.57E-08	928.88	9521	24088130	31342805	21678317	24305935	24088130	21678317	782796	24088130	888516						
3.62E-08	958.44	10225	25869250	33707190	23262325	28170468	25869250	23282325	883332	25869250	794999						
2.72E-08	973.17	10847	27895910	36067880	24928319	28010424	27895910	24928319	1016270	27895910	913743						
2.13E-08	1008.91	11788	29767980	38743155	26791182	30172518	29767980	26791182	1188240	29767980	1049818						
1.67E-08	1031.99	12589	31799570	41293395	28819813	32219193	31799570	28819813	1331127	31799570	1198014						
1.24E-08	1083.06	13650	34534500	44712690	31081090	36050912	34534500	31081090	1564146	34534500	1407731						
1.55E-08	1461.77	15453	59096090	82052220	35188481	41588833	59096090	35188481	2388188	59096090	2158349						
1.21E-08	1499.54	16551	41874030	55857470	37689827	44450891	41874030	37689827	2732801	41874030	2459521						
9.81E-07	1558.48	17698	44775940	59298515	40288348	47493427	44775940	40288348	3107825	44775940	2766773						
7.04E-07	1637.77	19173	48507890	64058905	43959921	51344767	48507890	43959921	3689684	48507890	3302997						
5.52E-07	1692.94	20848	52239440	69031050	47015488	55151772	52239440	47015488	4218985	52239440	3795288						



FACULTAD DE INGENIERÍA UNAM
DIVISIÓN DE EDUCACIÓN CONTINUA

"Tres décadas de orgullosa excelencia" 1971 - 2001

CURSOS ABIERTOS

CA029 APLICACIONES DE NORMAS Y ESPECIFICACIONES DE USO EN MÉXICO PARA EL DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE ACERO

Del 23 de junio al 4 de julio del 2003

Tema

Puentes vehiculares atirantados en la
ciudad de México

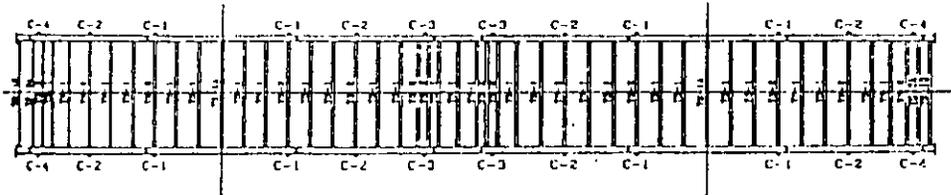
EXPOSITOR: ING. CÉSAR URRUTIA S.
PALACIO DE MINERÍA
JULIO DEL 2003

NO ATIRANTADA ATIRANTADA NO ATIRANTADA

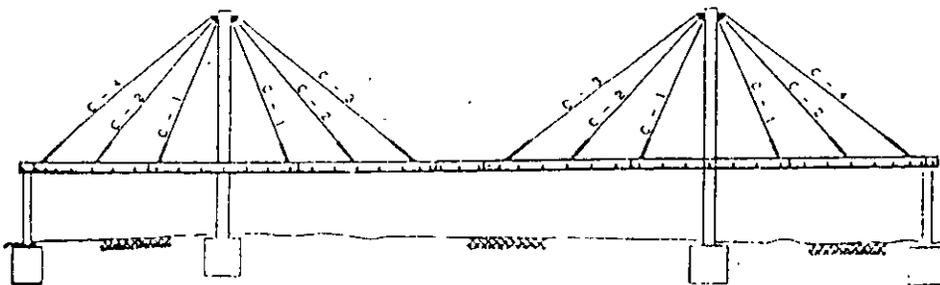


PARTES DEL PUENTE

FIGURA I. A.

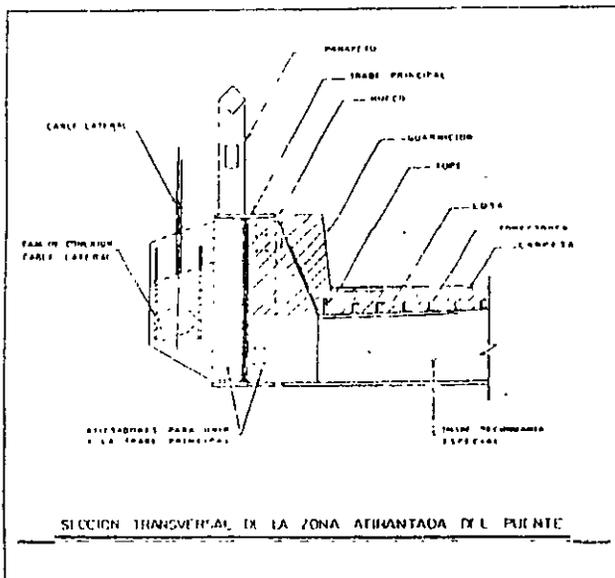


PLANTA DE PUENTE



CORTE LONGITUDINAL

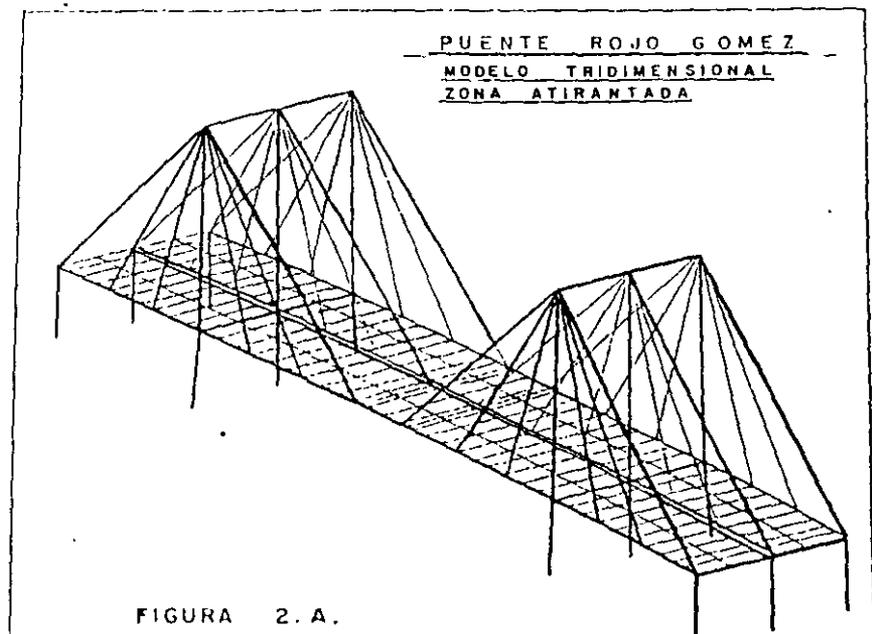
FIG. I. B.



SECCION TRANSVERSAL DE LA ZONA ATIRANTADA DEL PUENTE

FIG. I. C.

- c) Cargas accidentales (sismo, viento).
- d) Hundimientos.
- e) Temperatura.



A continuación describiremos el criterio de análisis de la zona atirantada de los puentes para las condiciones de carga mencionadas.

2.1. Análisis por cargas permanentes y tensiones iniciales.

Las cargas permanentes que actúan sobre la estructura son de 2 tipos: el peso propio del puente y ciertas tensiones iniciales que se aplican en los tirantes durante el proceso constructivo; por ello el análisis por cargas permanentes del puente va ligado con el procedimiento de colocación de cargas y tensados, de forma que el estado final de fuerzas y deformaciones se obtiene superponiendo los estados parciales de cada etapa.

Las tensiones iniciales tienen un doble objetivo:

- 1) Disminuir los elementos mecánicos por carga muerta para lograr un estado total de esfuerzos más conveniente cuando se presente la carga viva.
- 2) Eliminar la deformación provocada por la carga muerta manteniendo el perfil teórico del puente con una tolerancia pequeña.

Por conveniencia constructiva las tensiones iniciales se aplican en 2 etapas en la primera, cuando sólo se tiene la estructura de acero y losa de concreto se tensan los cables hasta despegar el puente de los puntales que los soportan provisionalmente, y en la segunda, ya sin presencia de obra falsa, se tensan nuevamente para dar al puente la geometría de proyecto cuando ya estén todas las cargas muertas colocadas.

Las tensiones de la primera etapa se calculan equilibrando la carga que reciben los puntales con las proyecciones verticales de las tensiones aplicadas a los cables, de forma que los puntales se descarguen, se mantenga el perfil de proyecto y no se presenten desequilibrios importantes para el mástil.

Las tensiones de la segunda etapa se calcularon considerando un tipo de condiciones de forma que los efectos combinados de tensar todos los cables igualen la deformación provocada por la carga muerta total en la estructura.

2.2. Análisis por carga viva.

La carga viva que actúa sobre los puentes la integran los vehículos en movimiento, en este caso el vehículo de diseño utilizado fué el camión tipo HS20 - 44 definido por las normas AASHTO y se revisaron los efectos provocados por un camión T3-S2-R4 establecido por las normas de la S.C.T.

Al realizar el análisis se obtuvieron los efectos de las posiciones de vehículos que provocan las condiciones más desfavorables para el puente, así como las envolventes de elementos mecánicos máximos y mínimos producidos por diferentes posiciones de camiones.

Pudo observarse que el hecho de que la estructura del puente sea ligera hace que los efectos de la carga viva adquieran mucho mayor importancia que en un puente convencional.

2.3. Análisis por cargas accidentales.

Para tomar en cuenta los efectos del sismo se realizaron análisis estáticos y dinámicos con sismo en 2 direcciones ortogonales, de acuerdo con las condiciones regionales establecidas por el RCDF y sus Normas Técnicas Complementarias.

El análisis estático se realizó en un modelo espacial utilizando el programa M-Strudl, tanto para sismo longitudinal como transversal al eje principal del puente.

El análisis dinámico se realizó con el programa SAP86 obteniéndose las frecuencias y modos de vibrar de la estructura.

El sismo en el sentido longitudinal es básicamente resistido por la estructura de los aireplenes debido a la gran rigidez que presentan sus muros longitudinales en esa dirección. En cuanto al sismo transversal la resistencia es proporcionada por los muros de concreto reforzado que se encuentran ligados a la estructura por una serie de topes metálicos que transmiten la fuerza del tablero.

De los resultados del análisis dinámico se pudo comprobar que la estructura en ambos sentidos tiene un período natural de vibración mucho más pequeño que el período fundamental del terreno en la zona.

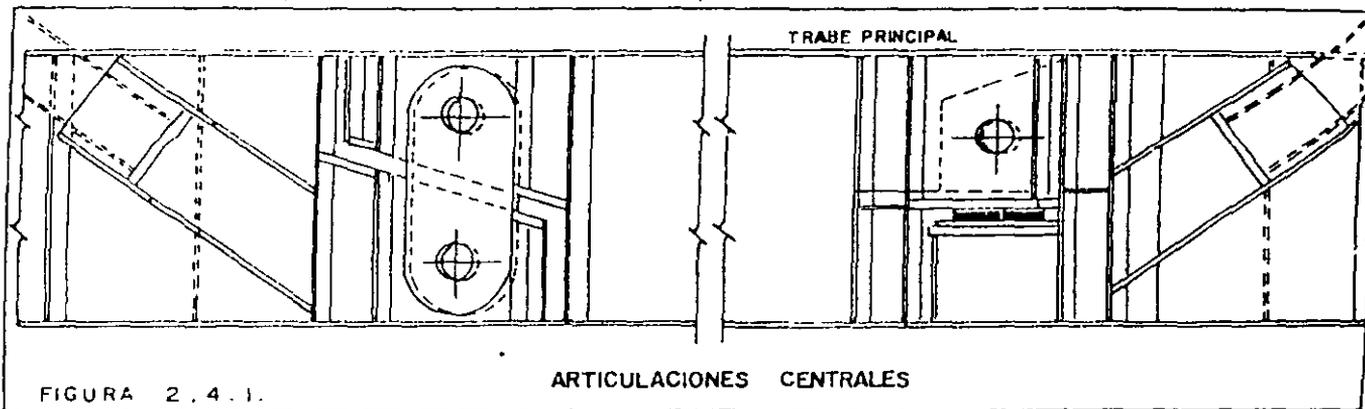
Se realizó un análisis por viento de acuerdo con el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, comprobándose que los efectos del viento no rigen en este caso.

2.4. Efectos de hundimientos diferenciales y temperatura.

Aunque la cimentación se ha diseñado para evitar hundimientos diferenciales de consideración, las características del suelo no permiten ignorarlos; previendo dicha posibilidad se independizaron las zonas Norte y Sur del puente dándoles la capacidad de deformarse por separado por medio de un adecuado juego de articulaciones. (fig. 2.4.1.).

Los efectos más importantes que provoca cualquier hundimiento son: tensiones

o aflojamientos de los cables e incremento de los momentos en traveses y respaldos. Éstos efectos son mínimos con las articulaciones propuestas. Los efectos de contracción o dilatación por temperatura en la estructura se absorben por medio del mismo juego de articulaciones que permite también desplazamientos longitudinales eliminando compresiones o tensiones adicionales.



3. Consideraciones de diseño y aspectos especiales.

3.1. Normas y Especificaciones.

Las normas y especificaciones utilizadas en el diseño de puentes son en general más estrictas que las que se usan para estructuras convencionales en las que los efectos de la carga viva presentan menos importancia.

En México se utilizan las normas y especificaciones de la S.C.T., que estas basadas en especificaciones de la AASHTO (American Association of State Highway and Transportation Officials). Las especificaciones AASHTO para estructuras de acero contienen en general los mismos requisitos marcados por la Asociación Americana de Construcción en Acero (AISC) y por la Asociación Americana de la Soldadura (AWS), con algunas variaciones que son, en general, producto de aplicar factores de seguridad mayores.

Las especificaciones antes mencionadas se complementan con el Reglamento de Construcciones para D.F. y sus Normas Técnicas Complementarias cuando algunos de los requerimientos estipulados por los códigos americanos no son aplicables en el D.F., como sucede en el caso de sismo.

Los puentes atirantados, dadas sus características especiales no quedan cubiertos por los códigos o reglamentos usuales, se debe recurrir por ello a la literatura técnica, buscar las recomendaciones indicadas por los fabricantes de los elementos que los integran y apoyarse en lo que estipulan instituciones especializadas tales como la FIP (Federación Internacional del Presfuerzo) o el PTI (Instituto Americano de Postensado), etc.

Es común que se requiera verificar el comportamiento de los elementos por medio de pruebas de laboratorio, como sucede con cables y anclajes para garantizar su resistencia a la fatiga.

3.2. No linealidad estructural.

La rigidez de los tirantes depende de su esfuerzo y de su longitud debido a la catenaria que adquieren. Su comportamiento no es lineal lo que representa un problema para modelar y analizar los puentes atirantados. Es posible definir un parámetro de rigidez variable, el módulo de elasticidad efectivo que puede

calcularse con la expresion de la fig. 3.2.1. Su valor no es muy diferente del módulo de elasticidad E_0 del acero que forma al cable en puentes donde la carga muerta es grande y cuando la longitud de los tirantes no es mayor de 200 m.

En el caso de los puentes sobre la Calzada I. Zaragoza la ligereza de la estructura y la longitud de los claros provocan esfuerzos de tensión por carga muerta pequeños en los tirantes, lo que origina módulos de elasticidad efectivos que en algunos casos son menores hasta en un 30% con respecto al módulo E_0 original. Esta situación resulta trascendente para el cálculo de la rigidez de la estructura en las distintas etapas del proceso constructivo. La no linealidad en el módulo de elasticidad de los cables obliga a que se calcule la rigidez de la estructura para cada etapa de carga. El estado final de fuerzas y deformaciones se obtiene sumando los resultados de cada etapa con su rigidez respectiva.

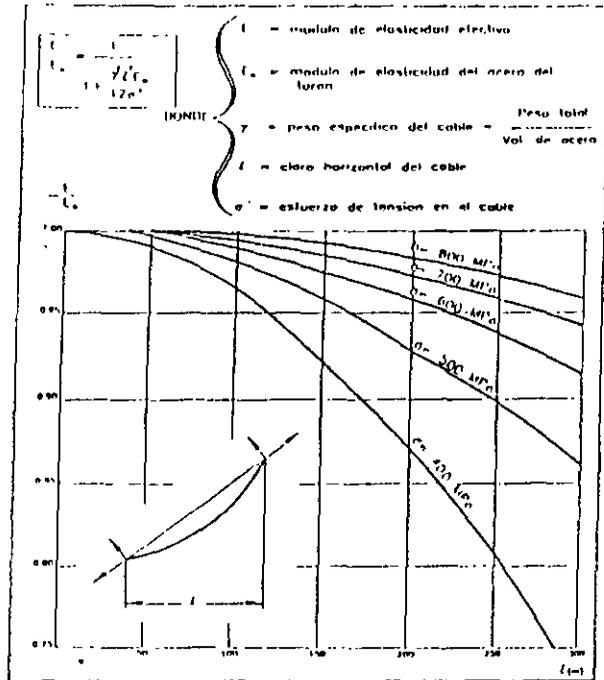


FIGURA 3.2.1

MÓDULO DE ELASTICIDAD EFECTIVO (E) EN TÉRMINOS DEL CLARO HORIZONTAL (L) DEL ESFUERZO DE TENSIÓN EN EL TIRANTE FORMULA DE (BERNOULLI)

3.3. Fatiga.

El problema de la fatiga es muy importante en puentes vehiculares de estructura ligera debido a que la variación de esfuerzos provocada por los vehículos en movimiento es grande. En el caso de los puentes sobre la Calzada I. Zaragoza la fatiga adquirió especial relevancia, para tomar en cuenta sus efectos se diseñó cada elemento de acuerdo con las especificaciones de la AASHTO para 2×10^6 ciclos de carga.

En cables y anclajes la fatiga es definitiva y generalmente se diseñan para no exceder de un rango de esfuerzos mayor que 20 Kg/mm^2 trabajando con un esfuerzo máximo de 0.45 de f_u y para 2×10^6 ciclos de carga, aunque algunos fabricantes garantizan una resistencia a la fatiga para rangos mayores de 30 Kg/mm^2 . Para estos puentes se exigió la constancia de una prueba de resistencia a la fatiga para cables y anclajes con las condiciones expuestas arriba.

El diseño por fatiga hizo que en algunos casos se duplicara el área de acero en los cables con respecto a la que hubiera sido necesaria si este efecto no se presentara.

El comportamiento de un tirante completo ante fatiga se muestra en las figuras 3.3.1. y 3.3.2. La fig. 3.3.1. es una curva de Wöhler que relaciona el número

de ciclos de carga con el rango permisible de esfuerzos, de ella se puede concluir que el rango permisible de esfuerzos es el mismo a partir de 2×10^6 ciclos de carga, la resistencia de un conjunto de torones es menor que la de un torón simple y que cuanto mayor es el esfuerzo máximo menor es el rango permisible de esfuerzos.

La fig. 3.3.2. es una gráfica derivada de los diagramas de Smith que relacionan el esfuerzo máximo con el rango de esfuerzos para un determinado número de ciclos de carga (en este caso para 2×10^6 millones de ciclos). En ella se indica la disminución del rango permisible de esfuerzos con el aumento del esfuerzo máximo. En nuestros puentes la mayor parte de los tirantes se encuentran trabajando a un esfuerzo máximo de 0.15 ó 0.20 de F_u , lo cual nos permite aceptar un rango de esfuerzos de hasta 29 ó 30 Kg/mm^2 , aunque en todos los casos se limitó a 25 Kg/mm^2 .

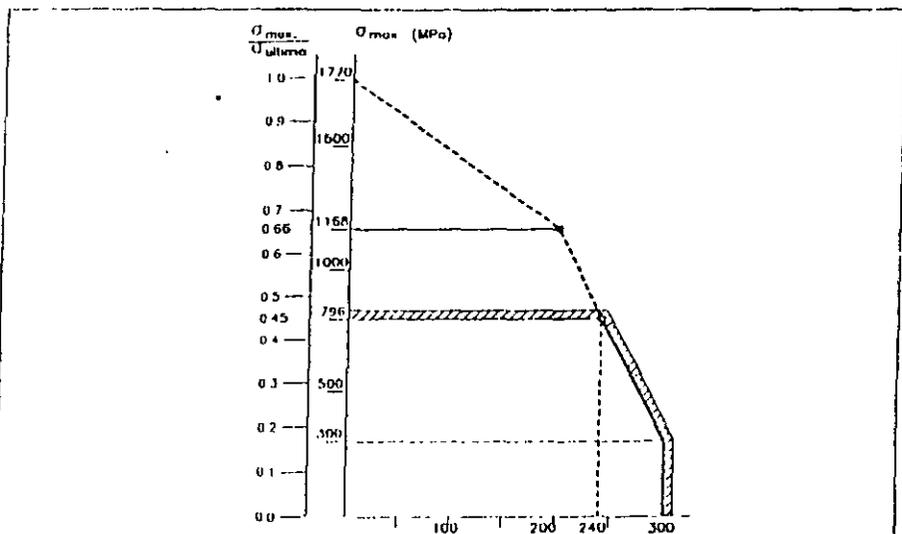


FIG. 3.3.2. ESFUERZO MAXIMO EN FUNCION DE $\Delta\sigma = \sigma_{\max} - \sigma_{\min}$.

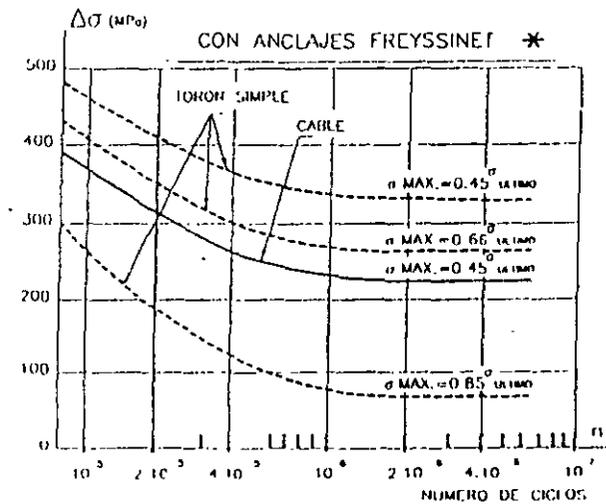


FIG. 3.3.1. CURVA DE WOHLER PARA UN TORÓN SIMPLE DE DIÁMETRO 15 mm Y UN CABLE.

* REFERENCIA 8

3.4. Relajación.

En forma general se puede definir a la relajación como la pérdida del esfuerzo inicial que sufre cualquier elemento debido a la deformación que experimenta después de estar sometido a la acción de una carga permanente. La relajación

La elección del tipo de cimentación tuvo como principales objetivos, buscar que los hundimientos diferenciales sean despreciables y el hundimiento general pequeño y para ello se buscó aplicar al terreno una carga no mayor de 1 T/m^2 e igualar las deformaciones esperadas en el terreno por medio de una combinación de cimentaciones.

Con la cimentación propuesta los hundimientos diferenciales esperados son prácticamente nulos y el hundimiento general máximo de la estructura de 20 ó 25 cm. a largo plazo.

El hundimiento regional es considerable (de 30 ó 35 cm. al año), pero en general no tiene efectos importantes en el comportamiento de los puentes porque afecta a un área mayor que aquella en la que se encuentran situadas estas estructuras, excepto en el puente de Amador Salazar, el cual se encuentra en el límite entre las zonas de terreno blando y de transición por lo que parte de la estructura se encuentra sobre un terreno firme menos profundo. En ese caso para hacer que los hundimientos entre apoyos sean mínimos, el apoyo principal alejado de la zona de influencia rocosa y su apoyo adyacente son piloteados, con pilotes de control que trabajan por punta apoyándose en el estrato resistente.

5.- Algunos aspectos de costo y tiempo.

Para mencionar algunos aspectos económicos de estos puentes atirantados menciono algunos datos de Rojo Gómez, el primero de los 6 puentes.

El puente tiene una longitud total de 435 m. del inicio del terraplen sur al final del terraplen norte, con un ancho promedio de 14.70 m. para alojar 4 carriles de circulación.

El costo aproximado del puente fue de 1'200,000 \$/m² (a precios actuales).

A continuación se desglosa el costo en porcentajes por concepto:

<u>Concepto</u>	<u>%</u>
Estructura de acero (1)	26.0 %
Cables	5.0 %
Anclajes	14.0 %
Estructura de concreto (2)	18.5 %
Cimentación	21.0 %
Losa de rodamiento, carpeta (3)	15.5 %
	<u>100.0 %</u>

(1) Se incluyen cajas de conexión de cables y coronas superiores.

(2) Aireplenes, y marcos y muros de concreto para los mástiles.

(3) Se incluyen banquetas, guarniciones, parapeto, etc.

De lo anterior puede observarse que:

El costo total del puente por metro cuadrado lo hace altamente competitivo respecto a puentes tradicionales en condiciones similares.

El costo de los cables es pequeño.

El costo de los anclajes es grande, aunque incluye el servicio de instalación, tensado de los cables y el costo de accesorios del sistema.

El costo de la cimentación, como era de esperarse, es razonable.

El tiempo total de ejecución de esta obra fué de 10 meses, habiéndose iniciado los trabajos preliminares en julio de 1990 e inaugurándose el 3 de mayo de 1991.

tiene especial importancia en estructuras donde intervienen cables, por la posible pérdida del presfuerzo y la deformación asociada a la disminución de tensión en los torones.

En el caso de puentes alirantados el problema de la relajación se presenta en forma distinta que en un elemento presforzado. La pérdida de tensión puede ocasionar deformaciones y pérdida en las tensiones iniciales.

Para evitar este comportamiento se utiliza acero de baja relajación en los torones que forman a los cables. Mientras que el acero normal se alarga un 7% después de estar sometido a una carga constante igual al 70% de su carga de ruptura después de 1000 horas con temperatura constante (20°C), el acero de baja relajación se alarga sólo un 2.5%, pero para esfuerzos bajos (menores o iguales que el correspondiente al 50% del esfuerzo de ruptura) la relajación es mínima (menor del 2% en el caso más desfavorable -acero normal-). Aunque este tipo de acero de baja relajación se usó en los tirantes de los puentes sobre la Calzada I. Zaragoza éstos trabajan con cargas permanentes muy bajas y con esfuerzos máximos también muy bajos (entre el 20 y 25% de su esfuerzo de ruptura). En rangos tan bajos de esfuerzos el fenómeno de relajación es insignificante. En la fig. 3.4.1. se muestra este efecto, las curvas que relacionan la carga inicial (expresada en un porcentaje de la carga última), con la relajación convergen para valores de esfuerzos pequeños.

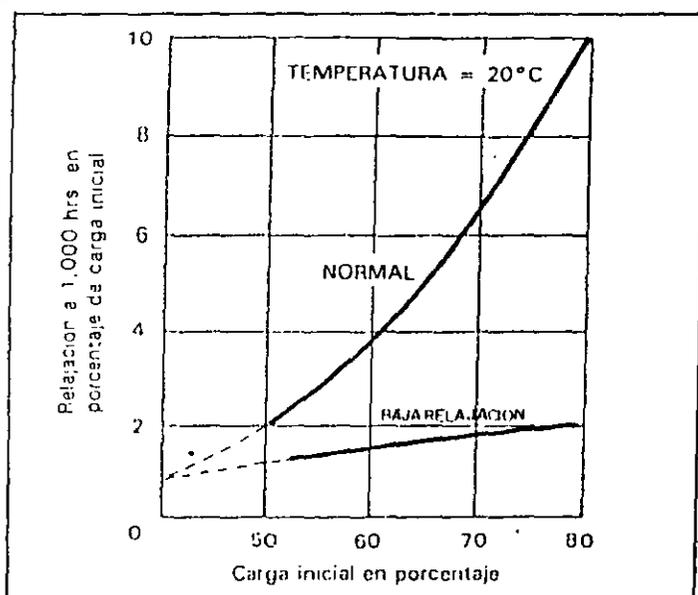


FIGURA 3 4.1.

4. Características de la cimentación.

El suelo del Oriente de la Ciudad de México tiene características únicas que hacen problemático apoyarse sobre él. Está formado por arcillas altamente compresibles con contenidos de humedad de hasta el 500%, intercalados con lentes de limos y arenas, encontrándose el estrato resistente a una profundidad de 60 m. aproximadamente.

La principal ventaja de la estructura alirantada es su ligereza, lo que se refleja en cimentaciones sencillas y económicas formadas en este caso por cajones y pilotes de fricción en los apoyos principales, y por zapatas o cajones parcialmente compensados para los apoyos adyacentes. La cimentación de los aireplenes es un cajón de cimentación parcialmente compensado formado por la losa de fondo del propio aireplen.

6.- Conclusiones.

Aunque no se construyen frecuentemente puentes vehiculares atirantados de claro corto, en este caso debido principalmente a las condiciones excepcionales del suelo resultaron convenientes por su ligereza, el peso total es de aproximadamente 700 Kg/m², obteniéndose cimentaciones sencillas y económicas.

Aplicando tensiones en los cables se logra mantener el perfil del puente eliminando la deformación provocada por la carga muerta y a la vez se logra mejorar el estado de esfuerzos en las trabes.

La no linealidad de la estructura puede tomarse en cuenta analizando sus diferentes etapas de comportamiento con la rigidez correspondiente para cada una y superponiendo los efectos de cada etapa para obtener el estado final de esfuerzos y deformaciones.

Al tener una estructura ligera la carga viva adquirió mayor relevancia. El efecto de la fatiga resultó ser muy importante en general, pero sobre todo en algunos de los cables que por ello tienen que trabajar a esfuerzos muy bajos. La rigidez de la estructura es tal que su período natural de vibración es mucho menor que el período fundamental del terreno, lo que resulta conveniente.

El efecto de posibles hundimientos diferenciales se minimizó mediante el uso de un juego de articulaciones centrales, una de ellas deslizante que redujo también los esfuerzos por cambios de temperatura.

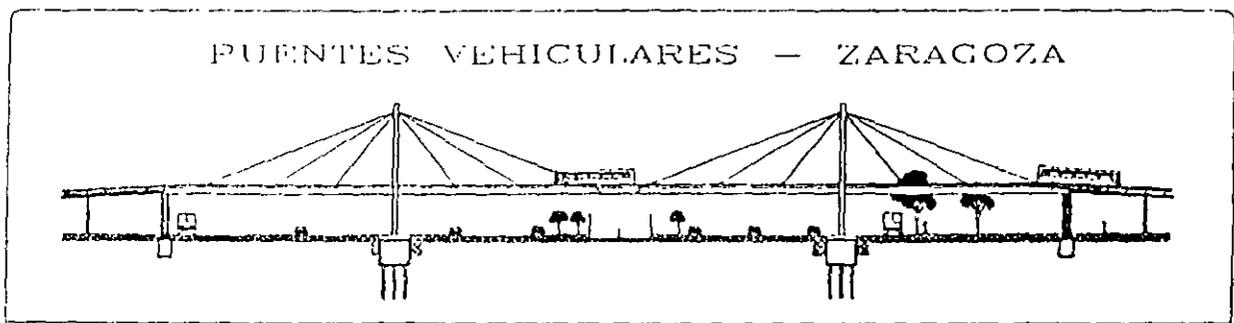
La relajación del acero de los tirantes es irrelevante en este caso.

Se concluye la factibilidad económica de este tipo de estructuras que compite con ventaja con soluciones tradicionales. El precio de los anclajes de patente resulta desproporcionado en relación con el resto de los costos.

7.- Bibliografía y fuentes de información.

- 1) "Construction and design of cable-stayed bridges"
Podolny Walter, Jr. and Scalzi John B.
John Wiley and Sons.
Second Edition, 1986. United States.
- 2) "Tentative Recommendations for Cable-Stayed Bridge Structures".
Journal of the Structural Division, ASCE.
Vol. 103 No. 575.
Mayo de 1977.
- 3) "Interaction between design and construction for cable-stayed bridges".
by Yves Gauthier.
Freysinett Conference.
Marbella, 1989.

- 4) "Puentes Atirantados".
Sánchez Sánchez Adolfo.
Ponencia para el Congreso Mexicano de la Industria de la Construcción, 1989.
- 5) "Standard Specifications for Highway Bridges" (AASHTO).
Fourteenth Edition
Washington, 1989.
- 6) "Manual of Steel Construction" (AISC).
First Edition, 1989.
Chicago.
- 7) "Cable-stayed bridges" (Stronghold).
Publicado por Mexicana de Presfuerzo
México, D.F., 1989.
- 8) "Stay cables" (Freysinett).
Publishing by Freysinett International,
France, 1987.
- 9) "Reglamento de Construcciones
para el Distrito Federal" y
"Normas Técnicas Complementarias," 1989.
- 10) "SAP86 Manual"
Austin, Texas. 1989.
- 11) "M-Strudl User's Manual"
Computer Aided Structural Technology, 1986.



CIUDAD DE MEXICO



FACULTAD DE INGENIERÍA UNAM
DIVISIÓN DE EDUCACIÓN CONTINUA

"Tres décadas de orgullosa excelencia" 1971 - 2001

CURSOS ABIERTOS

CA029 APLICACIONES DE NORMAS Y ESPECIFICACIONES DE USO EN MÉXICO PARA EL DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE ACERO

Del 23 de junio al 4 de julio del 2003

Tema

Diseño de puentes II

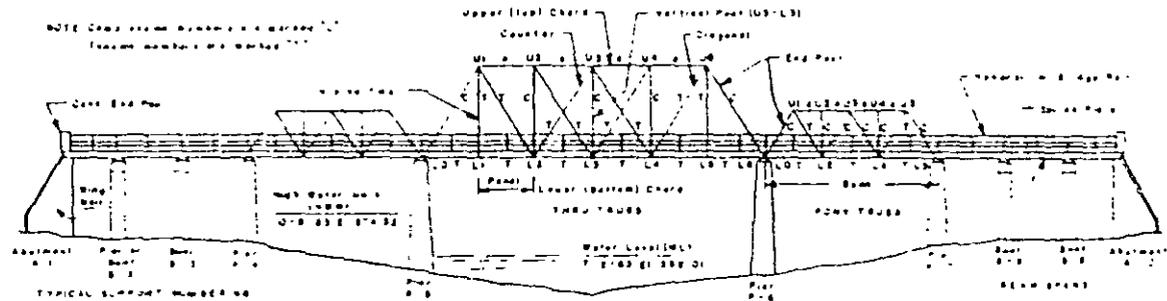
EXPOSITOR: ING. CÉSAR URRUTIA S.
PALACIO DE MINERÍA
JULIO DEL 2003

have considerable bearing on the nature and urgency of the maintenance and repair procedures that are developed.

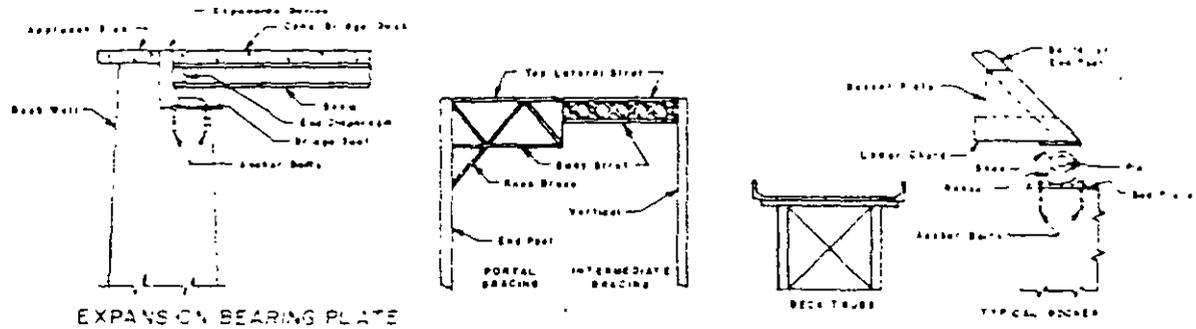
It will therefore be the purpose of this section to develop a common frame of reference to be used in the discussion of the maintenance and repair of highway structures. In the following definitions it must be realized that this manual will be used by individuals with a wide variety of backgrounds. It is not unlikely that this manual will be utilized by individuals ranging from registered professional engineers with considerable structural training through individuals in the bridge maintenance crews with little or no formal structural training. Therefore, in the following material an attempt will be made to treat the subject with as little reference to theoretical aspects as possible. Theory will be interjected only when it lends itself to the clarity of the subject being discussed.

1.3.1 *Loads on Structures*

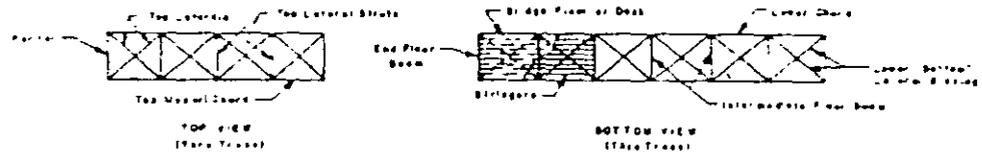
- A. Dead Load: The dead load on a structure is the weight of the structure itself and the weight of any permanent fixtures which are carried by the structure. It is a fixed load which remains in position during the life of the structure unless removed. It could be increased. Some examples are:
 - 1. Wearing Courses
 - 2. Structural Decks
 - 3. Structural Members
 - 4. Curbs and Sidewalks
 - 5. Utility Pipes or Conduits
- B. Live Load: The live load on a structure includes all loads or forces due to vehicular or pedestrian traffic which act on the structure. The highway loadings used in establishing the operating and inventory rating shall be the standard AASHTO "H" or "HS" loading or one of the three typical conventional vehicle types described in the 1974 AASHTO "Manual for Maintenance Inspection of Bridges" or the maximum legal loads of the state.
- C. Impact: This is an allowance, equal to a calculated percentage of the live load which is added to the live load of a structure to provide for the dynamic and vibratory effects of traffic loadings.



ELEVATION AND PROFILE



EXPANSION BEARING PLATE

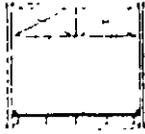


TOP VIEW (Trape Truss)

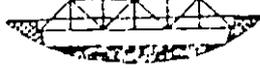
BOTTOM VIEW (Trape Truss)

GENERAL BRIDGE TYPES

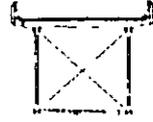
AS REPORTED ON FORM 5 HPS



THROUGH TRUSS



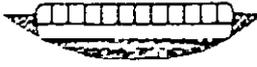
PONY TRUSS



DECK TRUSS



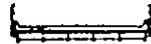
CANTILEVER



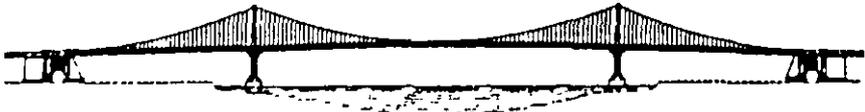
THROUGH GIRDER



DECK GIRDER



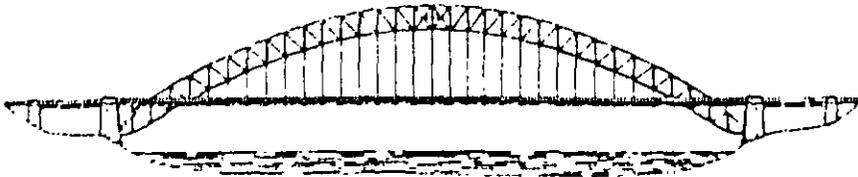
I BEAM



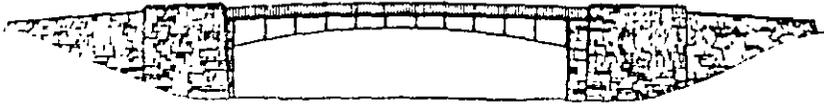
SUSPENSION



STEEL VIADUCT



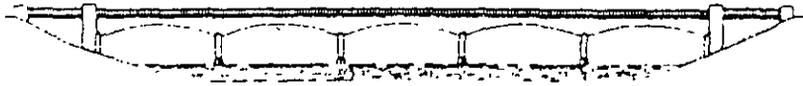
THROUGH-ARCH TRUSS



RIGID FRAME - STEEL



RIGID FRAME
(STEEL GIRDER ELEMENTS)



CONTINUOUS GIRDER



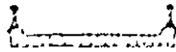
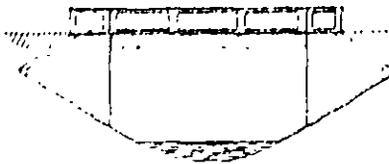
SPANREL-FILLED ARCH



OPEN SPANREL ARCH

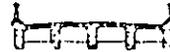
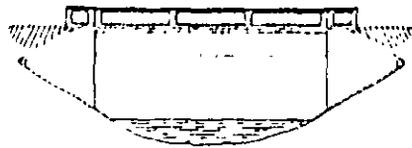


RIGID FRAME-CONCRETE



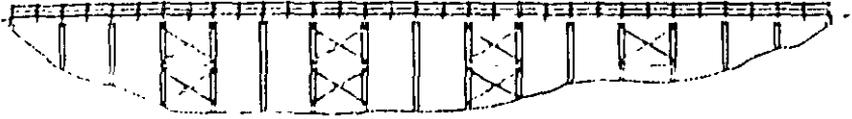
SLAB SECTION

CONCRETE SLAB (PLAIN)

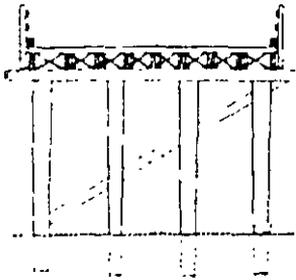


T-BEAM SECTION

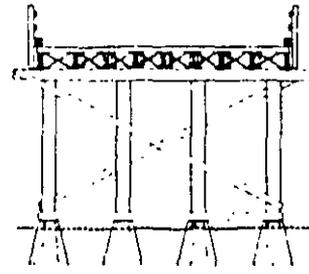
CONCRETE T-BEAM



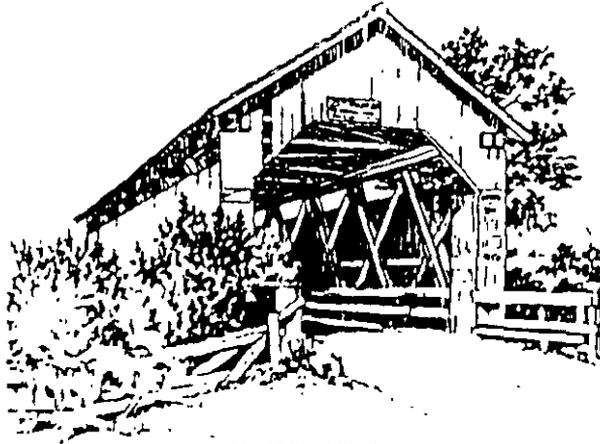
TIMBER TRESTLE



PILE BENT



FRAME BENT



COVERED BRIDGE

- D. Wind: The wind loading is an allowance for the effect of wind blowing against the structure and live load. This loading is computed on the basis of a given number of pounds per square foot, dependent on wind velocity, acting against the exposed vertical surface of the bridge.
- E. Longitudinal Forces: This is an allowance for the effect of the forces created by traffic moving across the bridge. These forces act longitudinally, i.e., parallel to the center line of the bridge, and are generally considered to be equivalent to five percent of the live load value.
- F. Thermal Forces: This is a force applied to the structure, due to a variation in temperature.

Although there are load factors other than those mentioned above, the foregoing loadings can be considered the primary factors influencing the design of a typical highway structure.

The final decision as to the loads and/or combinations of loads applied to a particular structure is, of course, the responsibility of the designing engineer and should only be made after a careful and complete structural analysis.

1.3.2 *Deck Elements*

- A. Wearing Course: The wearing course provides the riding surface for traffic and is placed on top of the structural slab. There are also wearing courses poured integral with the structural slab. When this technique is used it is generally referred to as a monolithic deck.

Wearing courses can be either asphalt concrete or portland cement concrete and are not considered to provide load carrying capacity.

- B. Structural Deck: The structural deck or slab provides the load carrying capacity of the deck system.

Typical structural deck systems are:

1. Reinforced concrete
2. Steel Plates (Orthotropic decks) with thin wearing course overlay
3. Steel grid (open or concrete filled)
4. Wood Planking
5. Prestressed concrete box beams

- C. Sidewalks: Sidewalks are provided on structures where pedestrian traffic counts warrant their use. Otherwise, safety walks are generally recommended.

Typical sidewalks are:

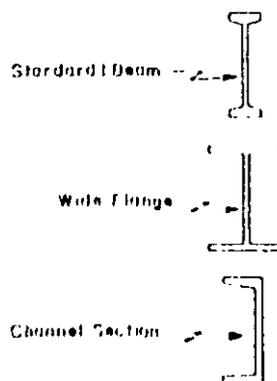
1. Reinforced concrete
 2. Steel plate
 3. Wood planking
- D. Curbs: Curbs are provided in conjunction with sidewalks and safety walks. Curbs can be constructed of reinforced concrete, pre-cut granite, timber, or steel plate.
 - E. Railings: Railings are placed along the extreme edges of the deck system and provide protection for traffic and pedestrians. There are a wide variety of railing materials and configurations.

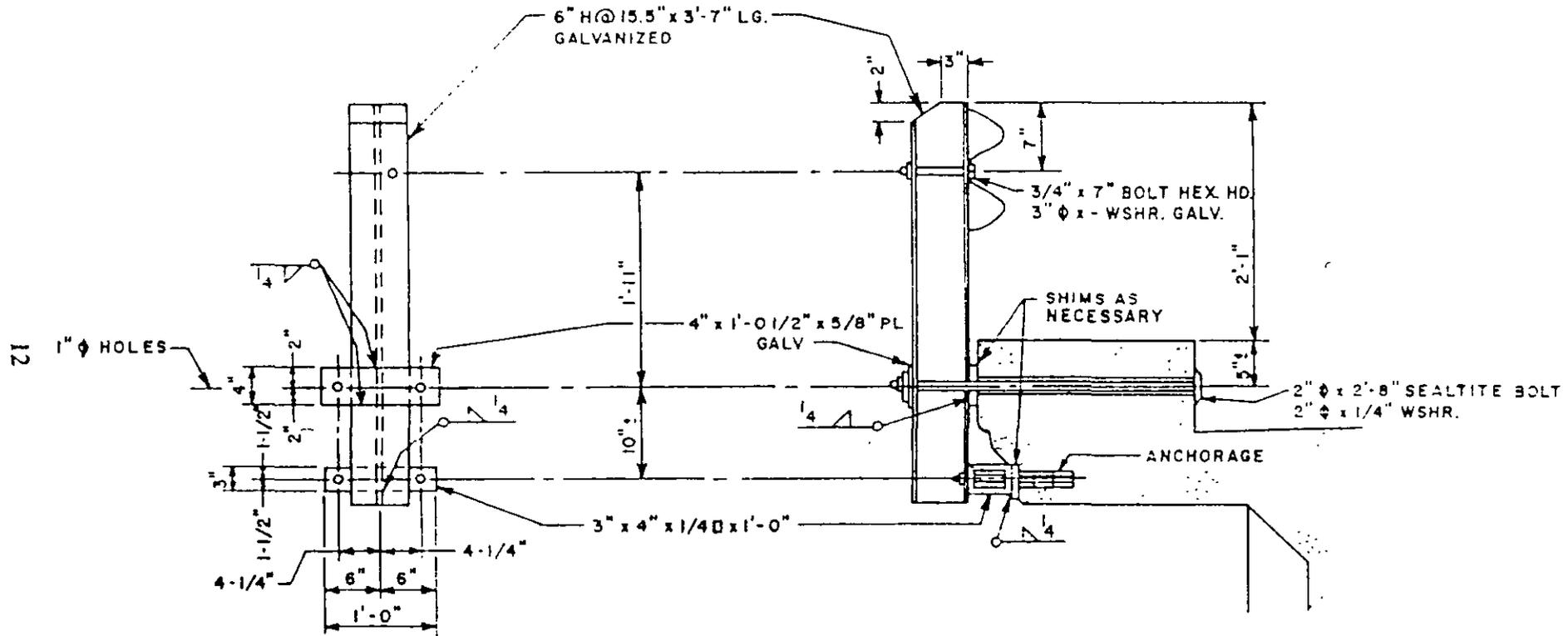
Some of the more common are:

1. Metal multiple rail systems
2. Box Beam
3. W-Beam
4. Reinforced concrete
5. Timber

1.3.3 Superstructure Elements

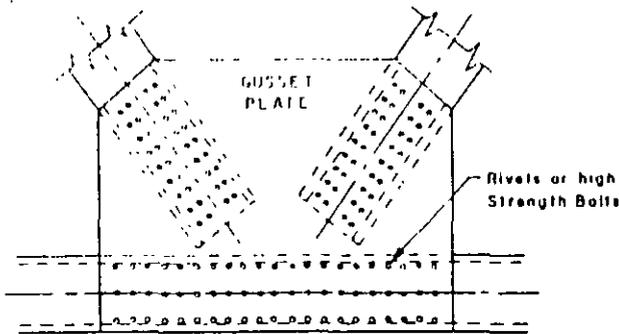
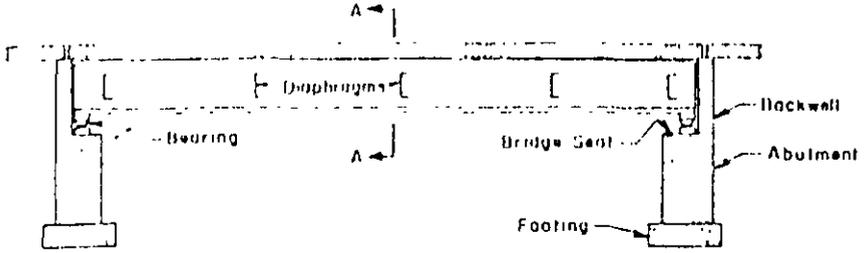
- A. Rolled Beams: The rolled beam is used for short spans. The beam comes from the rolling mill as an integral unit composed of two flanges and a web. The flanges resist the bending moment and the web resists shear. The more common types of rolled beam shapes are:





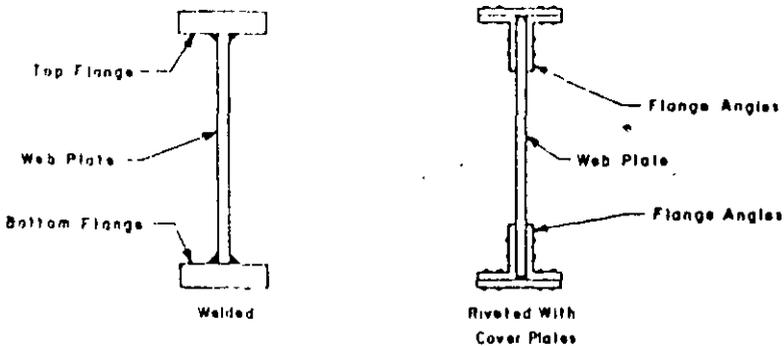
STEEL POST DETAILS

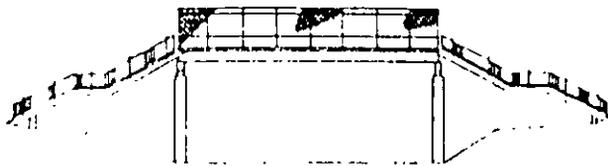
The following illustrate a typical longitudinal and transverse section for a rolled beam span:



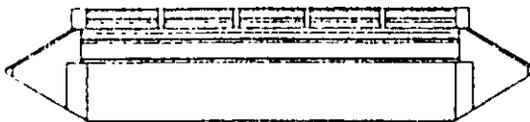
TYPICAL GUSSET PLATE CONNECTION

B. Plate (built up) girders: This type of structural member is used for intermediate span lengths not requiring a truss and yet requiring a member larger than a rolled beam. The basic elements of a plate girder are a web to which flanges are riveted or welded at the top and bottom edges. The most common forms of cross section are shown below:

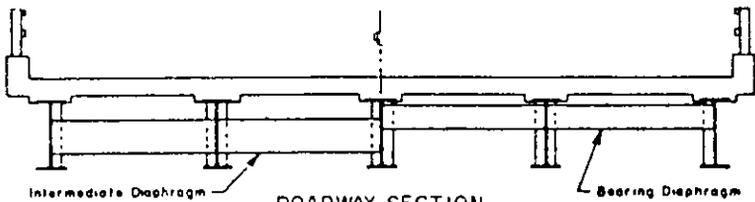




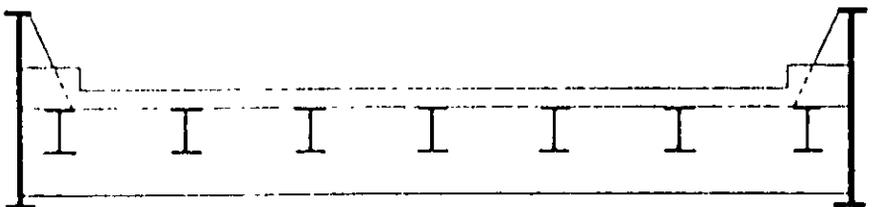
ELEVATION OF PEDESTRIAN WALKWAY



ELEVATION OF STEEL BEAM SPAN

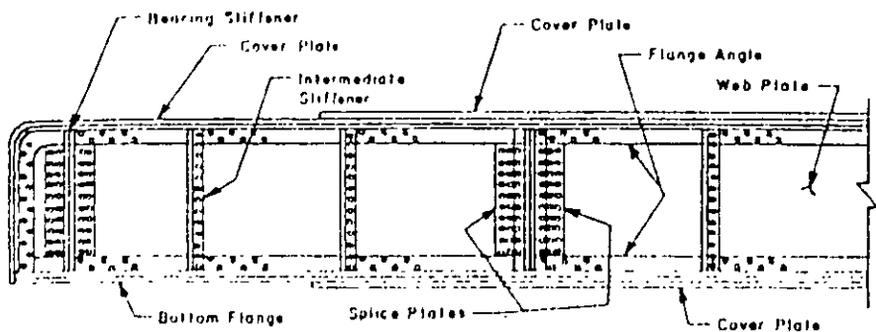


ROADWAY SECTION
STEEL BEAM SPAN



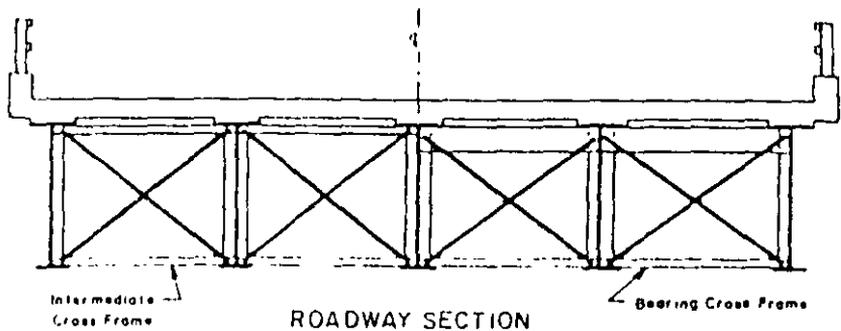
ROADWAY SECTION
THROUGH PLATE GIRDER

The component parts of a typical plate girder are illustrated below:

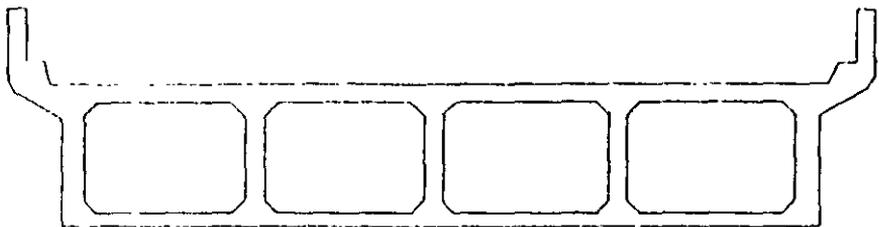


The top half of the plate girder will be in compression and the bottom half will be in tension for simple span structures.

1. **Flange Angles:** Flange angles are used for riveted plate girders and carry tensile or compressive forces induced by bending.
 2. **Cover Plates:** Cover plates are welded or riveted to the top and/or bottom flanges of the girder to increase the load carrying capacity.
 3. **Bearing Stiffeners:** These are either plates or angles placed vertically at the locations of the support and attached to the web. Their primary function is to transmit the shearing stresses in the web plate to the bearing device, and by so doing prevent web crippling and buckling.
 4. **Intermediate Stiffeners:** Intermediate stiffeners are used at points of concentrated loads or for deep girders to prevent web crippling and buckling.
- C. **Concrete Beams:** The concrete beams are usually reinforced wherein the tensile stresses, whether resulting from bending, shear, or combinations thereof produced by transverse loadings, are by design carried by the metal reinforcement. The concrete takes compression (and some shear) only. It is commonly rectangular or tee-shaped with its depth dimension greater than its stem width.
- D. **Trusses:** The truss is one form of structural system which, because of its characteristics, provides high load carrying capacities and can be used to span greater lengths than rolled beams and girders. The truss func-



ROADWAY SECTION
DECK PLATE GIRDER



ROADWAY SECTION
BOX GIRDER



ROADWAY SECTION
PRECAST CHANNEL

tions basically in the same manner as a rolled beam or girder in resisting loads—the top and bottom chords acting as the flanges of the beam and the diagonal members acting as the web.

Typical types of structural systems that are used for highway structures are illustrated as follows: (These truss types may be used as "Thru Type" or "Deck Type".)

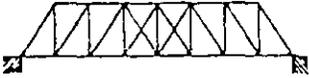
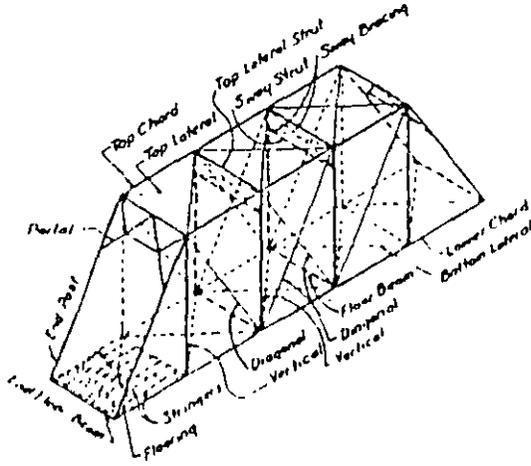
1. Chord: In a truss, the upper and the lower longitudinal members, extending the full length are termed chords. The upper portion is designated the upper or top chord and correspondingly the lower portion is designated the lower or bottom chord. For a simple span, the top chord will always be in compression and the bottom chord will always be in tension and should be considered a main structural member.

- Failure of either chord will render the truss unsafe.
2. **Diagonals:** The diagonal web members span between successive top and bottom chords and will either resist tension or compression depending on the truss configuration. Most diagonals are also main structural members and their failure would be extremely critical and render the truss unsafe.
 3. **Verticals:** Vertical web members between top and bottom chords; which will resist either tension or compression stresses depending on the truss configuration. Most verticals are also main structural members and their failure would usually be critical and render the truss unsafe.
 4. **Panel Point:** The point of intersection of primary web and chord members of a truss.

Items 5 through 11 below can be considered secondary structural members and although their failure should receive immediate attention an individual member failure will not render the structure unsafe.

5. **Portal Bracing:** The portal bracing is found overhead at the ends of a thru truss and provides lateral stability and shear transfer between trusses.
6. **Sway Bracing:** Sway braces are secondary structural members spanning between the trusses at interior panel points and provide lateral stability and shear transfer between trusses.
7. **Top Lateral Bracing:** The top lateral braces lie in the plane of the top chord and provide lateral stability between the two trusses and resistance to wind stress.
8. **Bottom Lateral Bracing:** The bottom lateral braces lie in the plane of the bottom chord and provide lateral stability and resistance to wind stresses.
9. **Floor Beam:** The floor beam spans between trusses at the panel points and carry loads from the floor stringers and deck system to the trusses.
10. **Stringers:** The stringers span between floor beams and provide the primary support for the deck system. The deck loading is transmitted to the stringers and through the stringers to the floor beams and to the truss.
11. **Gusset Plates:** These plates connect the structural

TRUSS BRIDGES



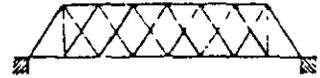
THROUGH HOWE TRUSS



THROUGH PRATT TRUSS



THROUGH WARREN TRUSS



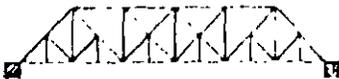
QUADRANGULAR THROUGH WARREN TRUSS



THROUGH WHIPPLE TRUSS



CAMEL BACK TRUSS



THROUGH BALTIMORE TRUSS



K - TRUSS



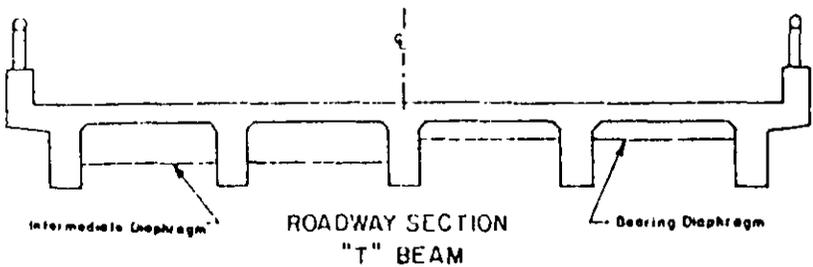
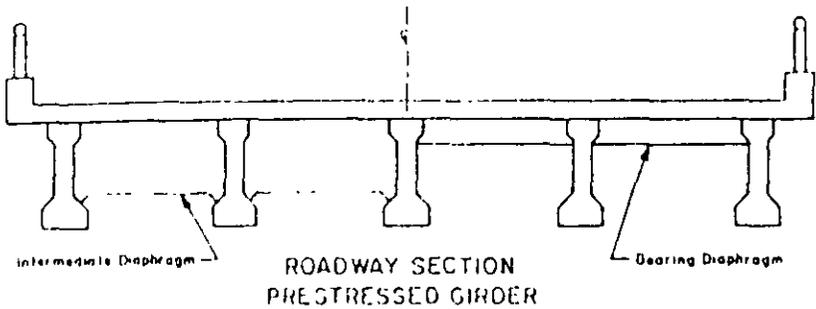
THROUGH PETIT TRUSS



K - TRUSS

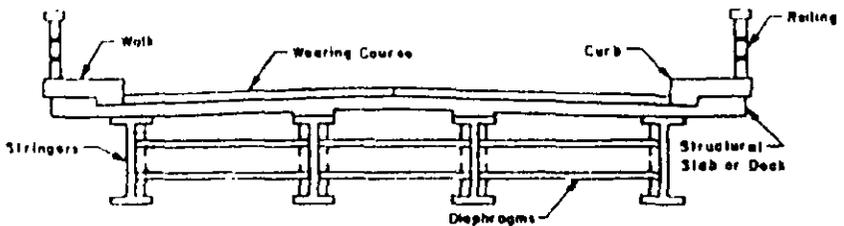
PLATE

members of a truss. On older trusses, pins are used instead of gussets.



1.3.4 *Span Types*: In terms of support condition, there are three general types; simple, continuous, and cantilever.

- A. *Simple Spans*: This is the most common. It consists of a separate beam for each span and is supported at one end by a pin or hinge (fixed bearing) and at the other by a roller (expansion bearing).



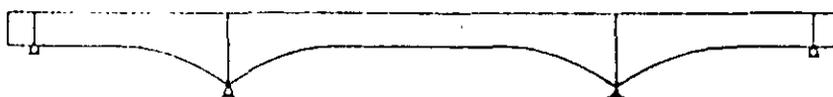
- B. *Continuous Spans*: This is the one in which the superstructure is continuous over one or more supports. The primary benefits from this type of construction are the

reduction in depth of the superstructure and the reduction in the number of deck joints, and greater reserve strength.

Examples of continuous structures follow:



CONTINUOUS TRUSS



CONTINUOUS GIRDER



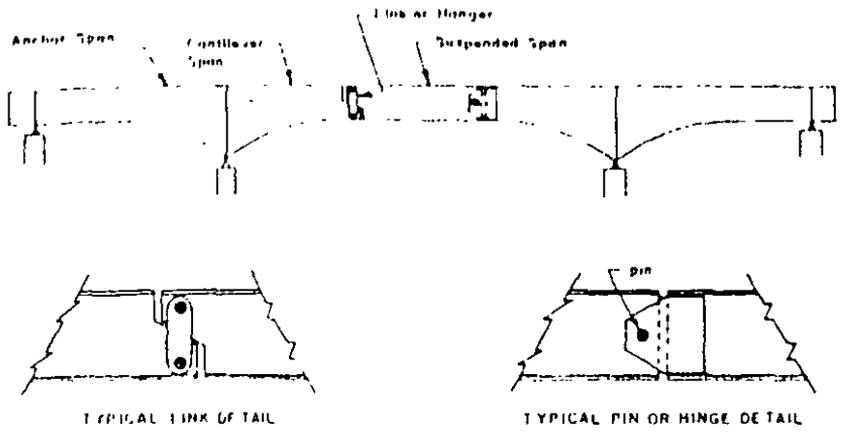
CONTINUOUS ROLLED BEAM

- C. Cantilever Span: This type of design provides some of the benefits of continuous spans. The main difference being that a hinge or hinges are introduced in the beam to simplify design and construction.

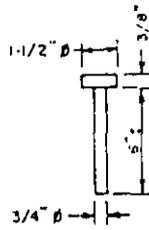
A typical suspended span design is illustrated:

- D. Composite Beams: Composite Structural Members—as the name implies—are composed of two or more construction materials.

A composite beam has shear connectors welded to the top flange and when the deck is cast on the beam, the deck and beam will work as a unit to resist loads. Three generally used types of shear connectors are illustrated:



CANTILEVER SUSPENDED SPAN

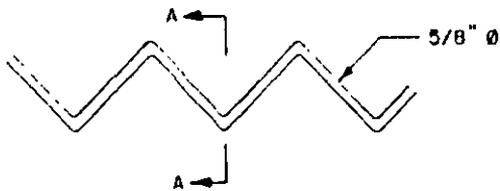


STUD

Dimensions are typical

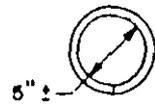


CHANNEL



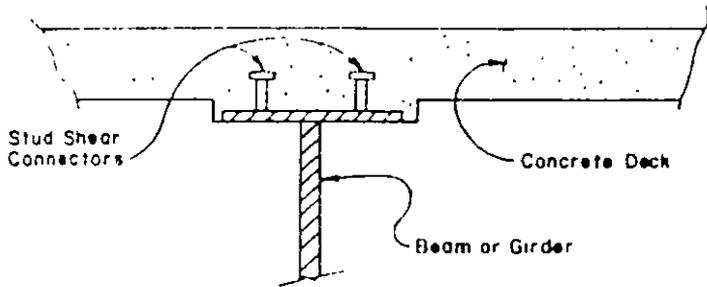
(Dimensions shown are typical)

SPIRAL



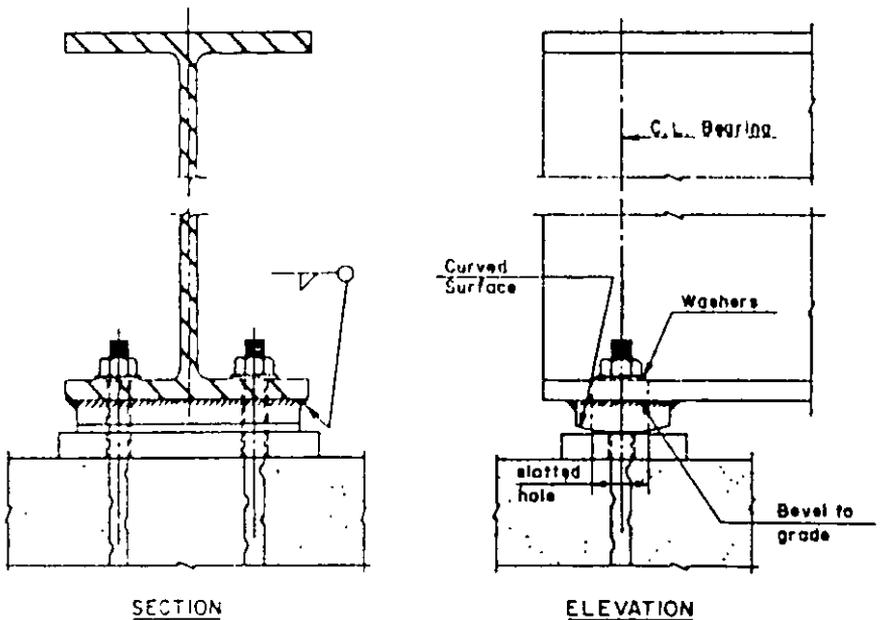
Section A-A

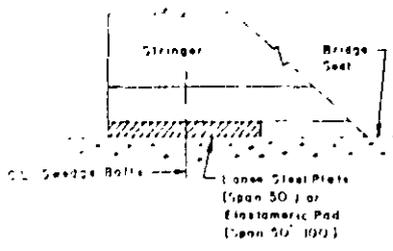
A typical composite section is illustrated below:



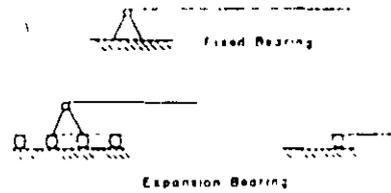
E. Bearings: Bearings transmit the superstructure load to the substructure. They also provide for longitudinal movement due to expansion and contraction and rotational movement due to deflection. The bridge bearings are vitally important to the functioning of the structure. If they are not kept in good working order, stresses may be induced in the structure that will shorten the useable life of the bridge.

Some typical bridge bearings are shown on the following pages:

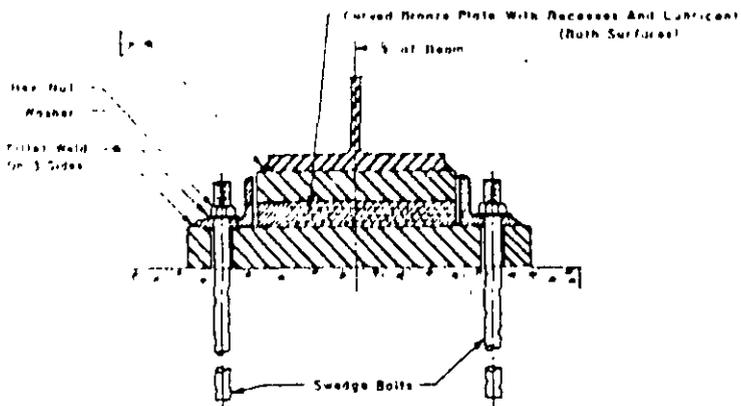




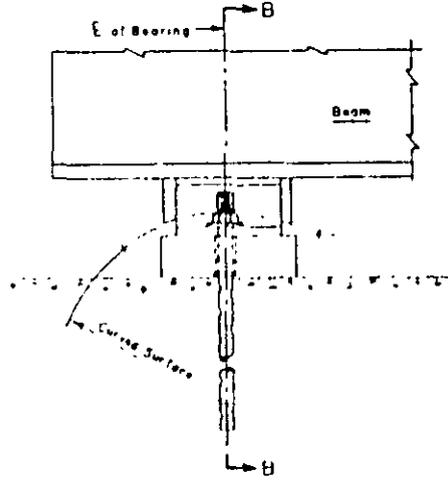
SIMPLE EXPANSION BEARING



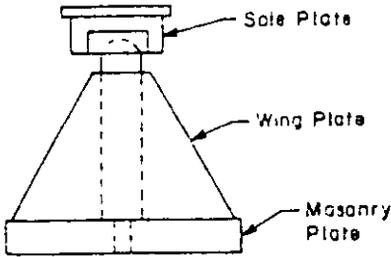
BEARING NOMENCLATURE



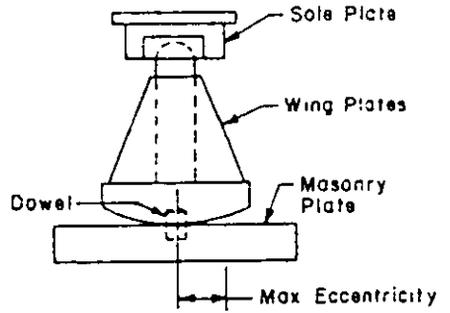
SECTION B-B



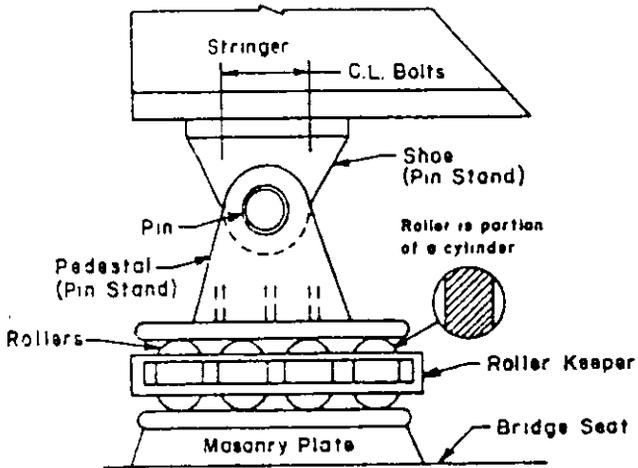
SLIDING EXPANSION BEARING



FIXED BEARING



EXPANSION BEARING



ROLLER EXPANSION BEARING

1.3.5 *Substructure Elements*

A. **Abutments:** A substructure unit which supports the end of a single span or extreme end of a multi-span superstructure, and usually retains or supports the approach fill.

1. **Stub Abutment.** (Perched Abutment, Dwarf Abutment) An abutment set near the top of an embankment or slope and having a relatively small height. While often supported upon piles driven through the embankment or natural ground, stubs may also be founded on gravel fill, the embankment, or the natural ground itself.
2. **Full-Height Abutment.** (Shoulder Abutment) A cantilever abutment extending from the grade line of the road below to that of the road overhead. Usually set just off the shoulder.

These may be on piles or spread footings and of the open or closed design. A typical bridge abutment and related terminology are provided on the following page:

- B. **Piers:** Bridge Piers transmit the load of the superstructure to the foundation material and provide intermediate supports between abutments.
- C. **Piles:** Piles are used to transmit the bridge loads to the foundation material when soil conditions are not suitable for receiving the load in bearing. Typical pile types are:

1. Steel H Piles
2. Timber
3. Concrete piles (both CIP and precast)
4. Concrete filled pipe or shell piler

1.3.6 *Miscellaneous*

- A. **Clearances:** Clearances refer to the minimum distances that are provided by the bridge as regards the passage of traffic. Typical clearance measurements are shown:



FACULTAD DE INGENIERÍA UNAM
DIVISIÓN DE EDUCACIÓN CONTINUA

"Tres décadas de orgullosa excelencia" 1971 - 2001

CURSOS ABIERTOS

CA029 APLICACIONES DE NORMAS Y ESPECIFICACIONES DE USO EN MÉXICO PARA EL DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE ACERO

Del 23 de junio al 4 de julio del 2003

Tema

Proyecto de tres puentes de estructura
metálica en el Área Metropolitana de la
Ciudad de México

EXPOSITOR: ING. CÉSAR URRUTIA S.
PALACIO DE MINERÍA
JULIO DEL 2003

Proyecto de tres puentes de estructura metálica en el Área Metropolitana de la Ciudad de México

Ing. José Luis Sánchez Martínez .- Director Técnico *Colinas de Buen S.A. de C.V.*
Ing. César Urrutia Sánchez .- Coordinador de Proyectos *Colinas de Buen S.A. de C.V.*

RESUMEN

En este artículo se presentan brevemente tres puentes de estructura metálica recientemente construidos en la zona Metropolitana de la Ciudad de México, dos en operación y otro aún en construcción. Se describe su estructuración, algunos aspectos relevantes de su proceso de análisis y diseño, así como experiencias constructivas y del comportamiento en los que ya están en operación.

SUMMARY

This paper presents shortly three bridges of steel structure recently built in the Metropolitan Zone of the Mexico City, two of them in operation and the other one still under construction. Describes its structure, some relevant aspects of its analysis and design process, as well constructive experiences and the behavior of them under service.

I.- Introducción

Por la realización de nuevos distribuidores viales para el área de desarrollo económico de Santa Fe y el reordenamiento de algunas avenidas a raíz de la construcción de la Línea B del Metro de la Ciudad de México, recientemente se han construido tres grupos importantes de puentes de estructura metálica de diferentes tipos en distintos lugares de la Zona Metropolitana. En este artículo se describen brevemente sus características más importantes, así como algunos aspectos relevantes de su proyecto estructural y proceso constructivo. Dos de estos puentes ya están en servicio y uno se encuentra actualmente en construcción. Los 3 grupos de puentes a los que nos referimos son:

- 1)- Puentes en Distribuidor Vial Santa Fe II, en la Zona de Santa Fe, al poniente de la Cd de México
- 2)- Puente en el cruce de la Av. Central y el FF.CC. México-Cuautla, para la Línea B del Metropolitano de la Ciudad de México y área conurbada.
- 3)- Puente en la Gaza de Retorno Ciudad Azteca, también para la Línea B del Metro, en el Municipio de Ecatepec, Estado de México

II.- Antecedentes

II.1.- Puente en el Distribuidor Vial Santa Fe II

En lo que antes eran tiraderos de basura ahora se establecen importantes compañías y centros comerciales que han elevado en forma radical la plusvalía de la zona. De forma paralela se ha hecho necesario el desarrollo de servicios e infraestructura que respalde la gran inversión que se realiza actualmente. Dentro de estos trabajos uno de los más significativos es la dotación de vialidades modernas y eficientes que den acceso al lugar y comuniquen sus sectores. En los últimos diez años se han realizado la mayor parte de las calles, avenidas, puentes y túneles que constituyen la red vial de esta nueva parte de Santa Fe, además, estas obras se han complementado con la ampliación y modernización de distribuidores viales cercanos y la construcción, no tan reciente, de la nueva carretera México- Toluca

II.2.- Puentes en Av. Central y el FF.CC. México-Cuautla

A raíz del proyecto y construcción de la Línea B del Metropolitano se ha hecho necesaria la construcción de diversos puentes. La Línea B del Metro tiene tres zonas bien definidas de acuerdo con la posición que ocupa con respecto al nivel del terreno: una zona subterránea, donde no se alteran las vialidades que se cruzan porque el Metro pasa por debajo de ellas; después una zona elevada, en la cual tampoco se afectan las calles y avenidas; ya que el Metro pasa por encima de ellas, y finalmente una zona superficial, en la que es necesaria la construcción de puentes para que los vehículos crucen por arriba de la Línea (este último es el caso de la Av. 608 y la Av. Central). La zona donde se cruzan el FF.CC. México-Cuautla y la Línea B del Metro corresponde al tramo superficial, entonces se presentó la disyuntiva entre elevar el Metro por encima del ferrocarril, o viceversa, teniendo ventajas la primer alternativa.

Debido al tipo de suelo en el lugar y a la necesidad de salvar grandes claros en la parte donde se encuentran las vías del ferrocarril, se eligió una estructuración a base de trabes metálicas que permitían, por un lado, un desarrollo menor del puente por su menor peralte relativo comparado con el de otro tipo de estructuras, y por otro, una cimentación más sencilla y económica que la que se necesitaría si se empleará otro tipo de material.

II.3.- Puente en la Gaza de retorno Ciudad Azteca

La Gaza de retorno es producto del paso del Metropolitano sobre la Av. Central, en el extremo de la Línea, en Ciudad Azteca. La gaza de retorno se proyectó para que los vehículos de transporte de pasajeros que circulan por la lateral de la Av. Central puedan retornar hacia el paradero de Cd. Azteca, el paso elevado tiene en planta forma de herradura (fig. 7), esta gaza solo permite el acceso hacia el paradero de autobuses y no comunica con las zonas habitacionales o industriales del lugar.

III.- Descripción de los puentes

III.1.- Puentes en el Distribuidor Vial Santa Fe II

El distribuidor consta de tres ejes viales denominados A, B y C. Los ejes A y B tienen tres carriles de circulación, mientras el eje C tiene dos carriles en su zona de puente y tres antes de ella. (Fig. 1)

La superestructura del puente (fig. 2) está constituida por cuatro trabes de acero estructural A-36, con un peralte de 1.5 m., sobre las que se apoya una losa de concreto de 15 cm. con la que forman sección compuesta. Las trabes tienen una separación de 3.17 m. entre sí y salvan claros de 25 a 30 m. en promedio. Estas trabes se apoyan sobre columnas huecas de concreto reforzado de sección circular de 3.5m de diámetro. El apoyo se logra por medio de un par de diafragmas que ligan a las cuatro trabes (fig. 3), siendo éstos los que, por medio de piezas de neopreno, descansan en la parte superior de las columnas circulares. Las trabes son continuas a lo largo del puente, pero tienen juntas transversales a cada 80 m. aproximadamente, para permitir los movimientos de la estructura por cambios de temperatura.

Las columnas circulares (fig. 4) tienen alturas variables de hasta 14 m. de altura, están estructuradas por una pared circular de concreto reforzado rigidizada con columnas interiores. La cimentación está formada por una losa maciza que se sustenta sobre pilas de concreto de 0.80 m. de diámetro, desplantadas a una profundidad de entre 15 y 30 m. según el apoyo del que se trate.

El distribuidor está ubicado al centro de lo que fue el valle de un río y que actualmente se encuentra relleno de materiales producto de la explotación de minas, basura y desperdicios de construcción, estos materiales no constituyen un soporte confiable para las cargas del puente. El terreno sano se encuentra a una profundidad variable por lo que se decidió cimentar la estructura sobre pilas que descansan en el estrato firme. En algunos casos este terreno sano es casi superficial, mientras que en otros se localiza hasta a 30 m. con respecto al nivel de terreno natural actual.

Al inicio y al final de los puentes, en sus rampas de acceso y salida, existen aireplenes y terraplenes de longitud variable. Se decidió colocar el aireplén donde la altura de los puentes era relativamente pequeña, pero aún grande para que el suelo soportara sin problemas al terraplén. El aireplén es, como su nombre lo indica, una

estructura hueca realizada a base de muros, traveses y losas de concreto reforzado, que constituyen un conjunto ligero que se autocimenta de forma similar que un cajón compensado.

Los grandes muros triangulares de Santa Fe II

Con un símbolo que marca la puerta al desarrollo urbano de Santa Fe se proyectaron y construyeron dos grandes muros triangulares, que además dan apoyo a las dos ramas principales del distribuidor en distintos niveles de su estructura.

Los muros triangulares tienen una base de 90 m. de longitud, una altura de 36 m. , y un espesor de 1.8 m.; son huecos en su interior y están formados por dos pantallas de concreto reforzado de 15 cm. de espesor, unidas y rigidizadas por medio de traveses y columnas que constituyen el esqueleto principal de los muros (fig. 5). La cimentación de los muros es a base de una gran losa longitudinal apoyada sobre pilas de concreto reforzado.

III.2.- Puente en la Gaza de Retorno Ciudad Azteca.

En realidad se trata de tres puentes paralelos, dos vehiculares y uno para el paso elevado del Metropolitano. Los dos puentes vehiculares tienen cuatro carriles de circulación cada uno. La dirección del tránsito es norte a sur para uno de los puentes vehiculares, y sentido inverso para el otro (sur- norte). El puente para el Metro alberga a las dos direcciones y se localiza en medio de los dos puentes vehiculares.

El suelo en la zona está constituido por grandes espesores de arcilla de hasta 40 m. de profundidad, muy sensibles a la aplicación de carga. En él, las construcciones vecinas presentan grandes deformaciones o desplomes, aún cuando éstas tienen poca altura. Las características del suelo obligaron a proyectar una estructura ligera que permitiera obtener cimentaciones manejables y económicas, además de un comportamiento más confiable a largo plazo, junto con la reducción de posibles hundimientos diferenciales. Lo anterior apoyó el diseño de una estructura a base de traveses metálicos de sección I de acero Gr. 50, que además actúan en sección compuesta con la losa de rodamiento.

El tablero de los puentes vehiculares está formado por 5 traveses armados de sección I longitudinales, con un peralte de 1.25 m., rigidizadas mediante diafragmas intermedios; simplemente apoyadas en sus extremos sobre columnas circulares de concreto reforzado por medio de un diafragma-cabezal, también metálico de sección I (Fig. 6). El apoyo simple de las traveses longitudinales permite a la estructura cierta libertad ante movimientos del suelo. No existen juntas transversales a todo lo largo del tablero de los puentes vehiculares, con excepción de

formada por dos traveses principales longitudinales de sección I de acero Gr. 50, sobre las que se apoyan traveses transversales (de alma abierta) que soportan largueros metálicos de sección I, y sobre ellos, una losa de concreto que tiene encima balasto, rieles, durmientes, y demás preparaciones para la Línea. Las traveses principales del Metro tienen articulaciones en algunos puntos. (formando una estructuración semejante a las "vigas Gerber"), que reducen los efectos de posibles hundimientos.

III.3.- Puente en la Gaza de Retorno Ciudad Azteca

Toda esta región corresponde a la antigua zona del lago, caracterizada por una muy baja capacidad de carga; constituida por estratos de arcilla, en donde el terreno resistente se localiza a grandes profundidades. Lo anterior apoyó el proyecto de una estructura ligera, con la que se obtuvieran bajas descargas hacia el suelo y cimentaciones más confiables y económicas.

La superestructura del puente está formada por dos traveses de acero estructural Gr. 50 de sección cajón sobre las que se apoya una losa de concreto reforzado de 13 cms. de espesor con la que forman sección compuesta. Por la curvatura del puente la sección cajón resulta muy eficiente para soportar los esfuerzos combinados de flexión y torsión, y proporciona además, un conjunto más estético que las secciones armadas convencionales. La estructura es continua a todo lo largo del puente, desde el aireplén oriente hasta el aireplén poniente, de tal forma que no existen juntas sobre el tablero. El apoyo de las traveses hacia la subestructura se realiza por medio de piezas de neopreno que se localizan en el extremo superior de columnas de concreto reforzado de sección elíptica, éstas tienen un cabezal con doble ménsula para recibir a las traveses. (Fig. 7).

La cimentación de las columnas está constituida por cajones de concreto reforzado parcialmente compensados diseñados para transmitir al suelo una descarga mínima y reducir al máximo la posibilidad de hundimientos diferenciales. En la parte central de la herradura, la cimentación del Metro es común con la cimentación de los dos apoyos intermedios del puente, la solución consistió en ampliar el cajón de cimentación de forma tal que la descarga al terreno fuese compatible con la del resto de la Línea en su tramo superficial.

Al inicio y al final del puente existen terraplenes y aireplenes que forman las rampas de acceso a las zonas de estructura elevada. Los aireplenes son cajones estructurales de concreto reforzado que constituyen una solución económica, ligera, fácil de construir y autocimentable, por lo que su empleo es altamente recomendado para este tipo de suelo. Los terraplenes están formados por tepetate compacto y tienen una altura pequeña para no transmitir al suelo una descarga mayor a la admisible que ocasionaría hundimientos y desniveles

IV.- Aspectos relevantes del análisis y diseño de los puentes

IV.1.- Normas, Códigos y Reglamentos empleados

Aunque los tres puentes fueron diseñados en distintos periodos, podemos decir que su proyecto se culminó en los últimos 5 años, por lo que las especificaciones empleadas para su diseño son las mismas. En general, soportarán un gran volumen de tránsito y solicitaciones sísmicas severas, además de que los materiales de que están contruidos son prácticamente los mismos.

Las Normas, Códigos y Especificaciones que complementan al Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal (y sus NTC) para el diseño de este tipo de estructuras son básicamente, en orden de importancia.

- 1.- Normas de la Secretaría de Comunicaciones y Transportes para Puentes Carreteros.
- 2.- Especificaciones AASHTO (American Association of State Highway and Transportation Officials).
- 3.- Especificaciones AISC y AWS.
- 4.- Manuales de la Comisión Federal de Electricidad (particularmente el volumen dedicado a Sismo)

Cabe destacar que las Normas de la SCT son fundamentalmente una traducción de las Especificaciones AASHTO, teniendo como adaptaciones más importantes las que corresponden a las cargas vivas y a los coeficientes sísmicos. Las cargas vivas normalizadas por la SCT son mucho mayores que las de las Normas AASHTO, mientras que los requisitos por sismo de el Código AASHTO corresponden a los Reglamentos americanos locales y regionales, que no son aplicables a la República Mexicana.

IV.2.- Cargas Vivas sobre los puentes

Para el Distribuidor Vial Santa Fe II la carga viva de diseño está constituida por un camión T3-S2-R4 en un carril de circulación y camiones HS20-44 simultáneos en los carriles restantes. Para la revisión por fatiga solo se emplearon camiones HS20, conforme lo especifican las Normas AASHTO vigentes. Se hizo la comparación entre los elementos mecánicos producidos por la carga de línea y los vehículos tipo, resultando más desfavorables, en todos los casos, los efectos del vehículo tipo, lo cual resulta natural por la dimensión de los claros.

Para el puente sobre el FF.CC. México-Cuatla la carga viva empleada consiste en un camión T3-S2-R4 en un carril y camiones HS20 en los carriles restantes. Para el diseño por fatiga el análisis se realizó empleando únicamente vehículos HS20.

En la Gaza de Retorno de Ciudad Azteca, la carga viva que se empleó para el análisis y diseño fue el camión tipo HS20-44, lo anterior como resultado de un estudio del tránsito.

IV.3.- Métodos de análisis

Para el análisis de los puentes se han empleado programas de computadora basados en el método de las rigideces y en el método del elemento finito, los más utilizados fueron: M-strudl y STAADIII (versiones 21 y 22). Estos programas tienen la capacidad de realizar análisis estáticos y dinámicos, además de proporcionar las líneas de influencia y envolventes de elementos mecánicos máximos para los análisis por carga viva (vehículos tipo) y combinaciones de cargas. Las estructuras se idealizaron por medio de barras rectas y elementos placa en

modelos constituidos hasta por 2000 elementos, dependiendo de la complejidad del puente y el tipo de resultados deseados

IV.4.- Análisis por cargas verticales

El análisis por cargas verticales se dividió en dos tipos: carga muerta y carga viva. Para el análisis por carga muerta se realizó un análisis estático empleando los pesos volumétricos máximos de los materiales que constituyen los elementos del puente, teniendo especial cuidado en considerar el peso de posibles reencarpetados. El análisis por carga viva se realizó mediante modelos bidimensionales y tridimensionales en computadora, en los que se simuló el desplazamiento de los vehículos tipo para obtener los elementos mecánicos máximos para el diseño de cada parte del puente.

IV.5.- Análisis sísmico y por temperatura

El análisis sísmico de los puentes se realizó por medio de computadoras, utilizando métodos estáticos y dinámicos simulando la estructura mediante modelos espaciales. Para los efectos sísmicos los parámetros empleados fueron tomados del Reglamento de Construcciones del Distrito Federal, siendo para cada puente:

Distribuidor Vial Santa Fe II.- Coeficiente sísmico $c=0.32$ (Terreno de transición). Factor de comportamiento sísmico $Q=2$. (Para el caso de los muros triangulares $Q=2$).

Puentes en Av. Central y FF. CC. México-Cuautla, y Gaza de retorno Ciudad Azteca.- Coeficiente sísmico $c=0.4$. Factor de comportamiento sísmico $Q=2$. (Hacemos énfasis que actualmente la SCT permite $Q=4$ para estructuras apoyadas sobre neoprenos).

Cabe destacar que los resultados de los análisis dinámicos de cada puente permitían reducir las fuerzas sísmicas de acuerdo con el periodo de cada estructura, sin embargo los diseños se realizaron con los resultados de los análisis estáticos.

Para cada puente se realizó un análisis por temperatura para tomar en cuenta sus efectos y dejar las holguras suficientes para permitir el libre movimiento de contracción y dilatación, pero sin que estas holguras fueran mayores a las necesarias. En el extremo superior de las columnas de los puentes se colocaron topes sísmicos con holguras pequeñas para permitir las deformaciones por temperatura pero evitando movimientos grandes del puente durante un sismo.

IV.6.- Métodos de diseño

Para el diseño de los puentes se han empleado las especificaciones vigentes de la SCT, AASHTO y AISC, que aceptan los métodos de diseño por cargas de servicio (esfuerzos admisibles) o por resistencia última (factores de carga). En general, podemos decir que la mayor parte de los elementos de concreto reforzado fueron diseñados por el método de resistencia última, mientras que en los elementos de acero se empleó el método de esfuerzos admisibles. Para el diseño de los elementos metálicos de la superestructura se realizó una revisión especial para tomar en cuenta los efectos de la fatiga, que consiste en la disminución de la resistencia del elemento ante un número elevado de ciclos de carga. En algunos casos la revisión por fatiga llevó a incrementar en forma importante la sección de las piezas. Para el diseño por fatiga se consideraron más de 2 000 000 de ciclos de carga en el cálculo del rango admisible de esfuerzos para cada parte del puente, cabe recalcar que cada detalle en particular tiene un comportamiento diferente ante el fenómeno de la fatiga que debe ser tomado en cuenta durante el diseño con especial cuidado.

V.- Aspectos especiales relevantes durante su construcción y operación

A continuación mencionaremos brevemente aspectos relevantes observados durante la construcción y puesta en operación de cada puente:

V.1.- Puentes en Distribuidor Santa Fe II

Para la construcción de los muros triangulares monumentales se diseñó una cimbra metálica deslizante que permitió avanzar en tramos controlados evitando la aparición de junta frías y dando una apariencia uniforme,

que era muy importante en este caso por la amplia superficie de concreto aparente. Para la elección del tipo de concreto se analizaron diferentes muestras con concreto de grano color rosa para lograr el tono y apariencia deseados

Para las columnas circulares que dan apoyo al puente también se utilizó una cimbra metálica deslizante que permitió evitar que se marcaran las juntas de colado, dando una apariencia uniforme en toda la altura de la columna, esto era importante dada su gran altura y la extensa superficie visible.

Debido a la gran longitud de los tres puentes y al elevado volumen de acero necesario se subcontrató a tres compañías fabricantes de estructura metálica para asegurar la terminación de la obra conforme al restringido programa establecido

V.II.- Puentes en Av. Central y FF. CC. México-Cuautla

El proceso constructivo se vio determinado por las condiciones viales que imperaban en la zona durante las distintas etapas de su ejecución, programando la realización de la obra por partes mediante cierres y bandeos pertinentes en cada periodo. Se tuvo especial cuidado en solucionar el problema que constituyó el cierre y desvío de una línea alimentadora de combustible (tubocinoducto) propiedad de PEMEX localizada a un lado de las vías del ferrocarril, que impedía la construcción de parte de la cimentación.

Una vez terminada la obra y puestos en operación los puentes vehiculares se presentaron distintas anomalías en la estructura metálica del puente. En la zona donde se apoyan los diafragmas de los puentes vehiculares sobre las columnas de concreto, aparecieron deformaciones en el alma y en el patín inferior de algunos de ellos, producto de la omisión de varios atiesadores. Ello se corrigió colocando los atiesadores faltantes y algunos adicionales para restituir la capacidad a cortante del alma y eliminar el efecto del pandeo del patín inferior del diafragma. Otro problema que surgió una vez puestos en operación los puentes vehiculares fue que en algunas traveses longitudinales, en la zona donde se unen con los diafragmas, apareció una ligera deformación del alma, producto de la restricción que la conexión extrema en la viga le produce, se recomendó en este caso completar atiesadores faltantes y agregar localmente una placa longitudinal.

V.III.- Puente en Gaza de retorno Ciudad Azteca

En la construcción de este puente se verificó la importancia de realizar planos de detalle adecuados antes de la fabricación de la estructura metálica de la obra. Debido a que las traveses se hicieron sin planos de taller debidamente elaborados, durante el montaje se realizaron numerosos ajustes y correcciones para lograr que la estructura enbionara en forma adecuada, principalmente en la zona de conexiones, en donde se tuvieron los mayores problemas. Por otro lado, la compleja geometría del puente, obligaba a tener un mayor cuidado durante la fabricación y el montaje, ya que los errores eran mucho más difíciles de corregir con las piezas ya colocadas sobre sus apoyos. Finalmente, mediante un conjunto de soluciones correctivas dictaminadas por el proyectista y la dirección de la obra está por culminarse la construcción.

VI.- Bibliografía y Fuentes de Información

- 1 - "Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal y sus N.T.C." - Departamento del Distrito Federal, Agosto 1993
- 2 - "Normas de la Secretaría de Comunicaciones y Transporte" - S.C.T.
- 3 - "Standard Specifications for Highway Bridges" - AASHTO, Fifteenth Edition 1992, Sixteenth Edition 1996, Washington D.C.
- 4 - "Manual of Steel Construction (Allowable Stress Design and Load Factor Resistance Design)" - AISC, Ninth Edition and First Edition, Chicago 1989
- 5 - "Manual de Diseño de Obras Civiles. Diseño por Sismo y Diseño por Viento", - C.F.E. México D.F. 1993.
- 6 - "Servimet Puerta Santa Fe", - Servicios Metropolitanos S.A. de C.V. México D.F. 1997.

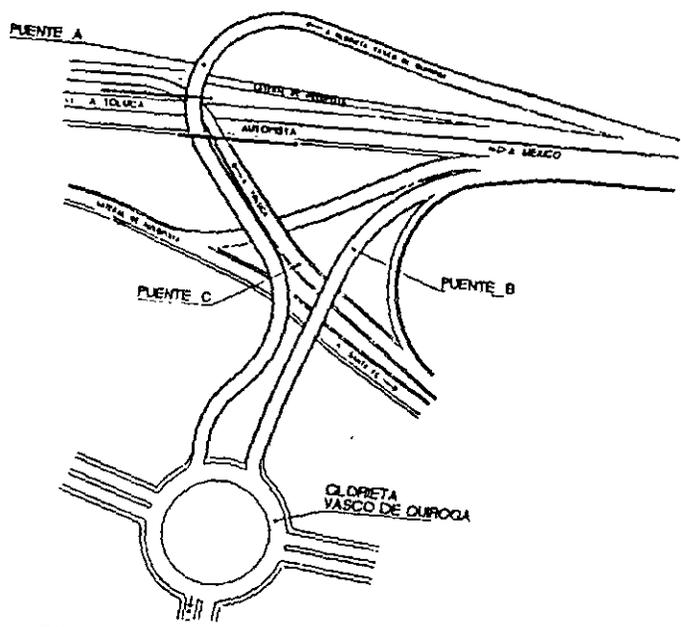


Figura 1

PLANTA DEL DISTRIBUIDOR STA. FE II



Figura 2

SECCION TRANSVERSAL TIPO

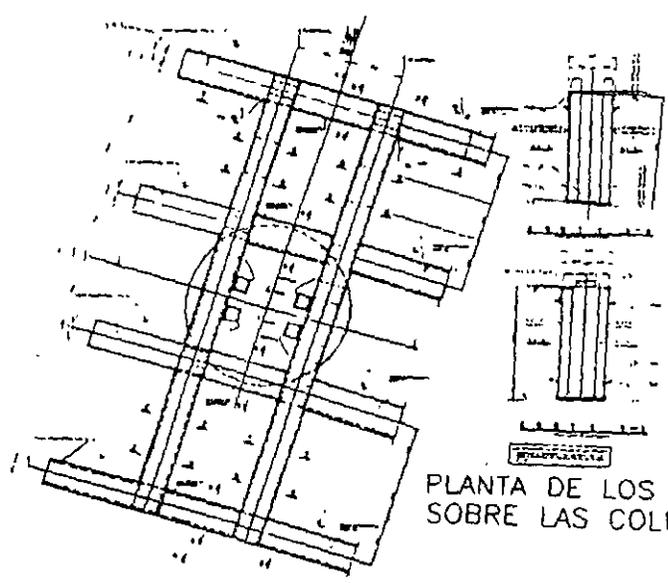


Figura 3

PLANTA DE LOS DIAFRAGMAS SOBRE LAS COLUMNAS

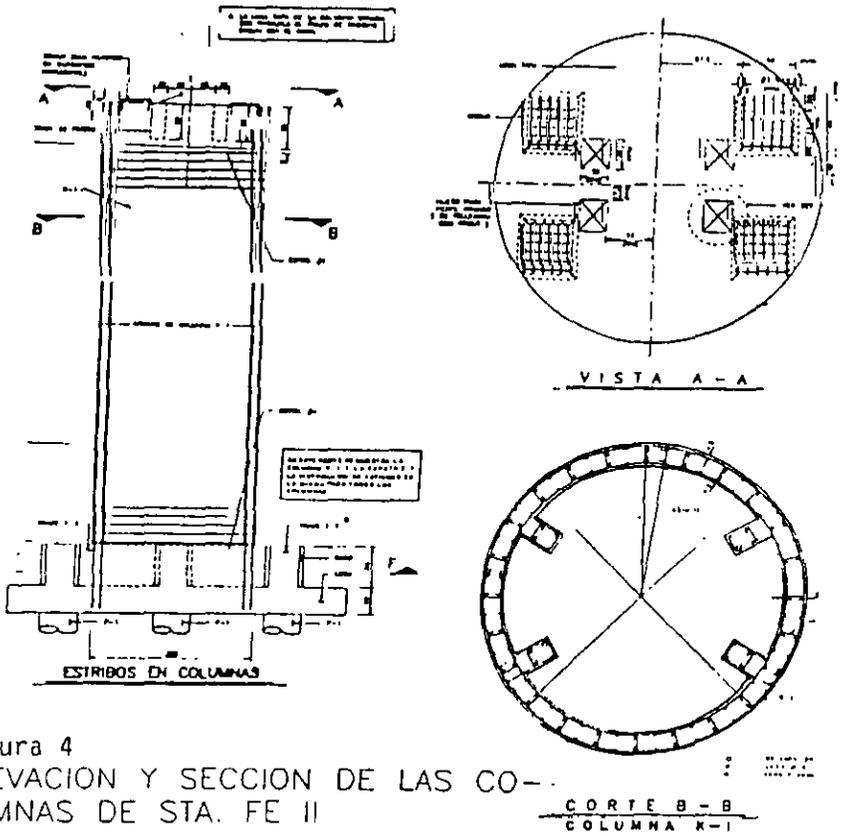


Figura 4
 ELEVACION Y SECCION DE LAS CO-
 LUMNAS DE STA. FE II

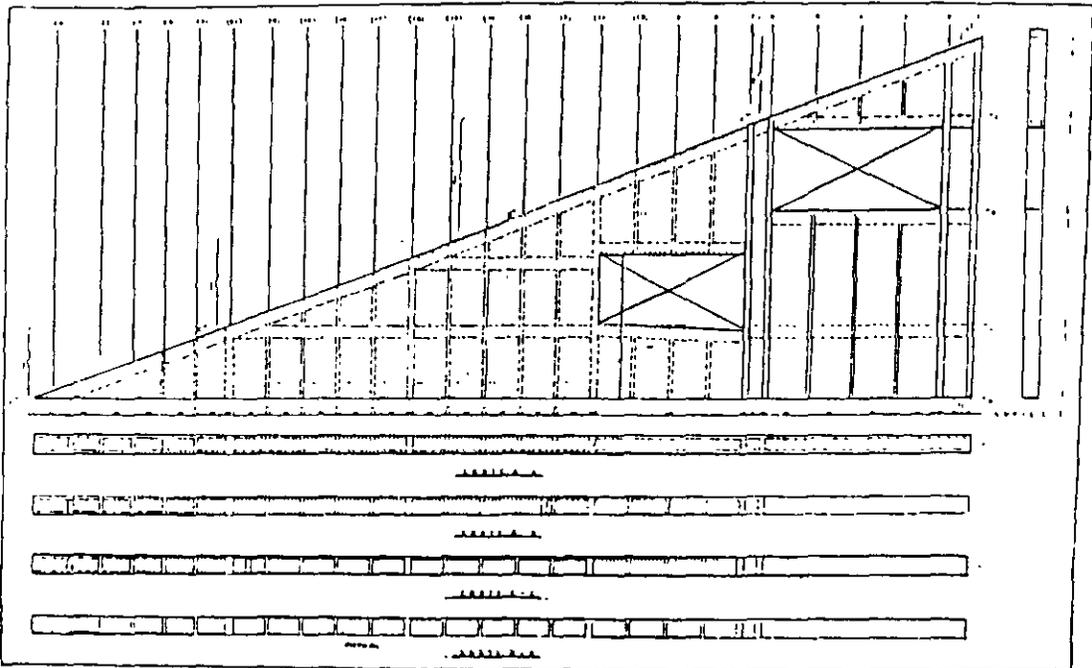
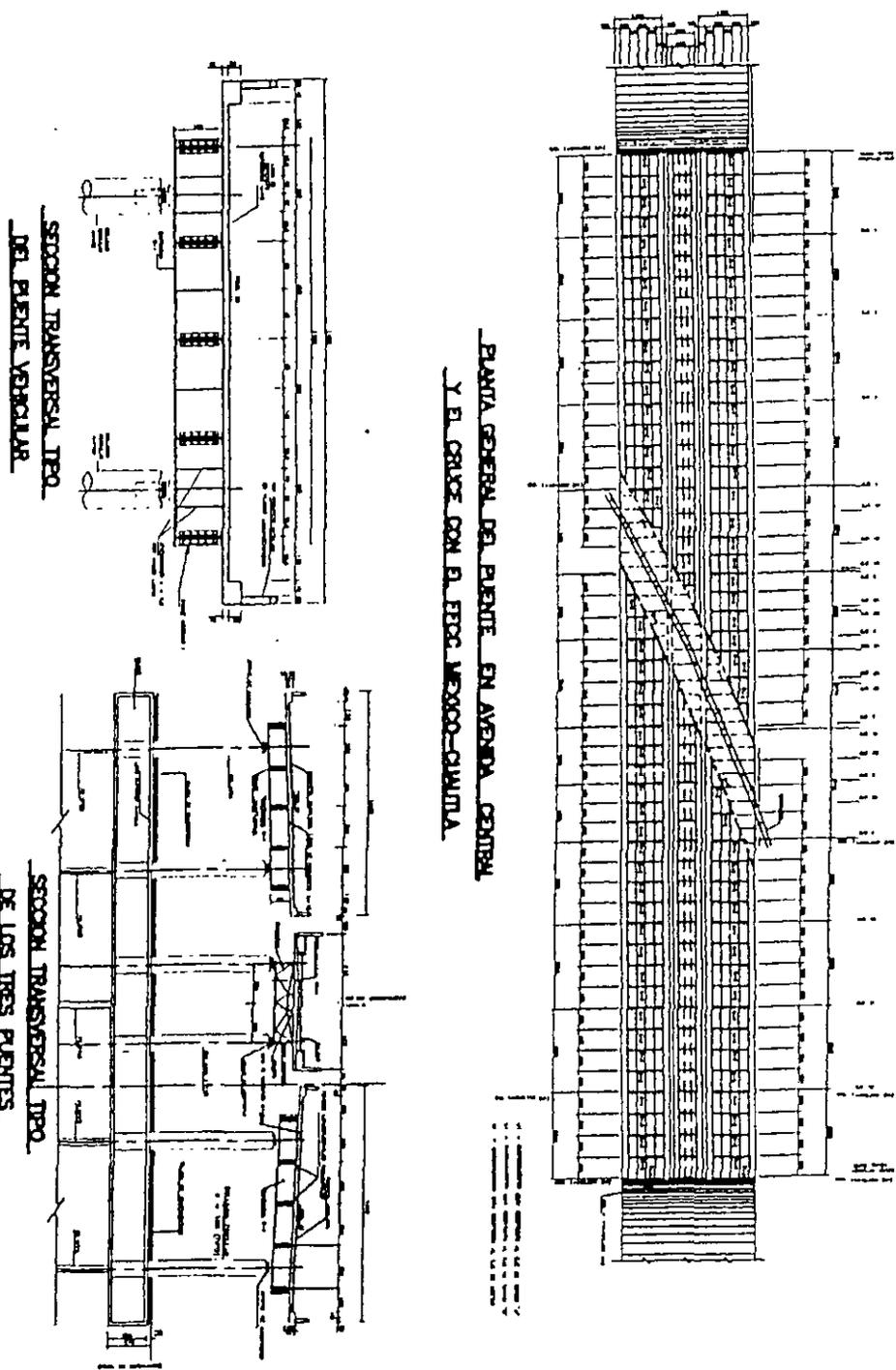


Figura 5 ELEVACION DEL MURO TRIANGULAR
 MONUMENTAL

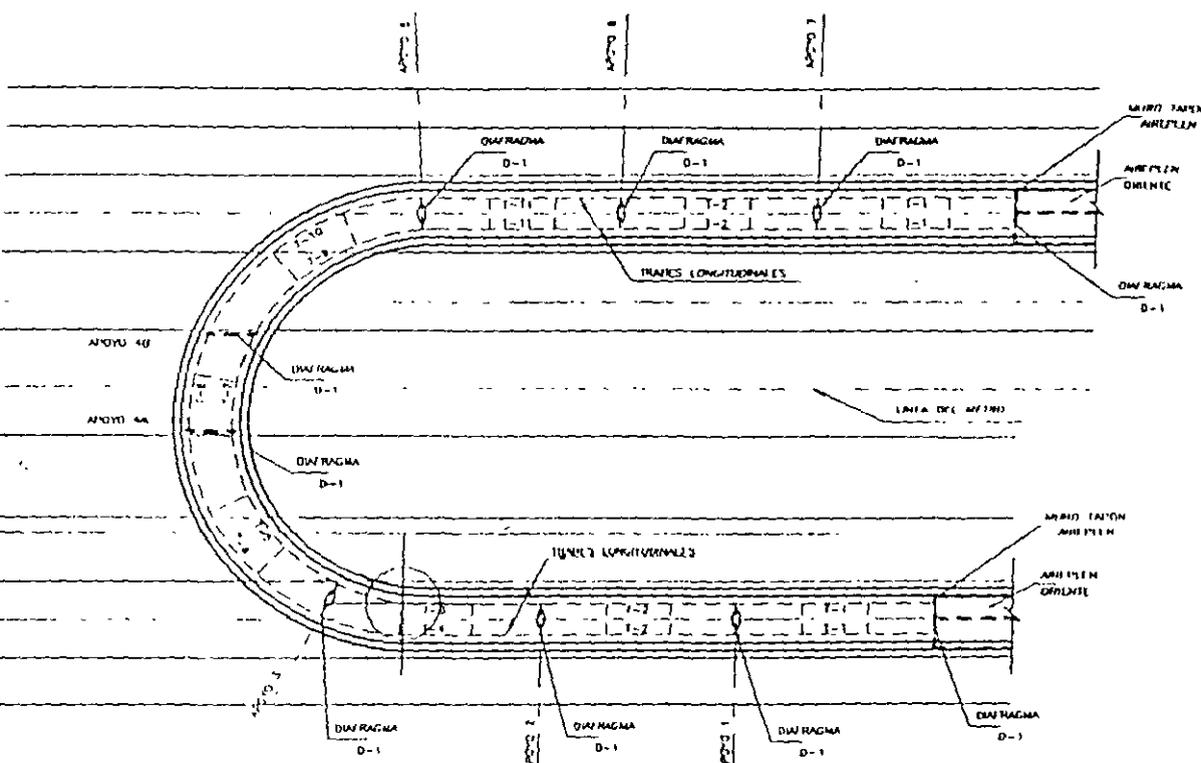


PLANTA GENERAL DEL PUENTE EN AVENIDA CENTRAL
Y EL CRUCE CON LA FERR. MEXICO-CUANTLA.

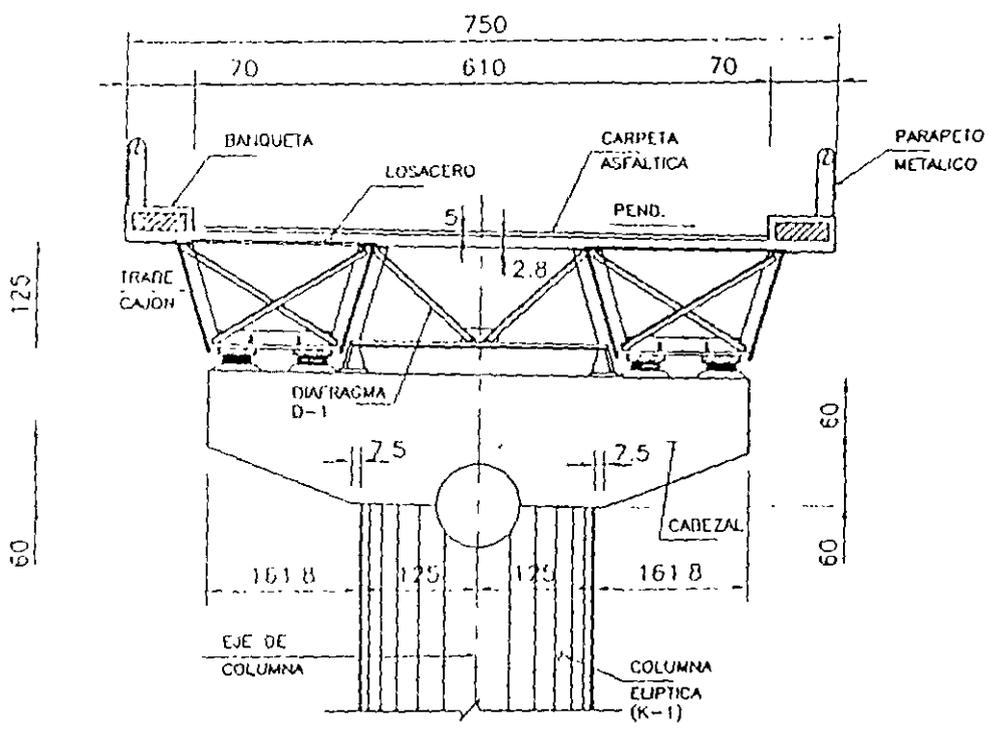
Figura 8

SECCION TRANSVERSAL TIPO
DEL PUENTE VEHICULAR

SECCION TRANSVERSAL TIPO
DE LOS TRES PUENTES.



**PLANTA GENERAL DEL PUENTE
GAZA DE RETORNO CIUDAD AZTECA**



**SECCION TRANSVERSAL TIPO EN ZONA DE APOYO
GAZA DE RETORNO CIUDAD AZTECA**

Figura 7



FACULTAD DE INGENIERÍA UNAM
DIVISIÓN DE EDUCACIÓN CONTINUA

"Tres décadas de orgullosa excelencia" 1971 - 2001

CURSOS ABIERTOS

CA029 APLICACIONES DE NORMAS Y ESPECIFICACIONES DE USO EN MÉXICO PARA EL DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE ACERO

Del 23 de junio al 4 de julio del 2003

Tema

Puente sobre el río Ebro para la autopista
de Navarra

EXPOSITOR: ING. CÉSAR URRUTIA S.
PALACIO DE MINERÍA
JULIO DEL 2003

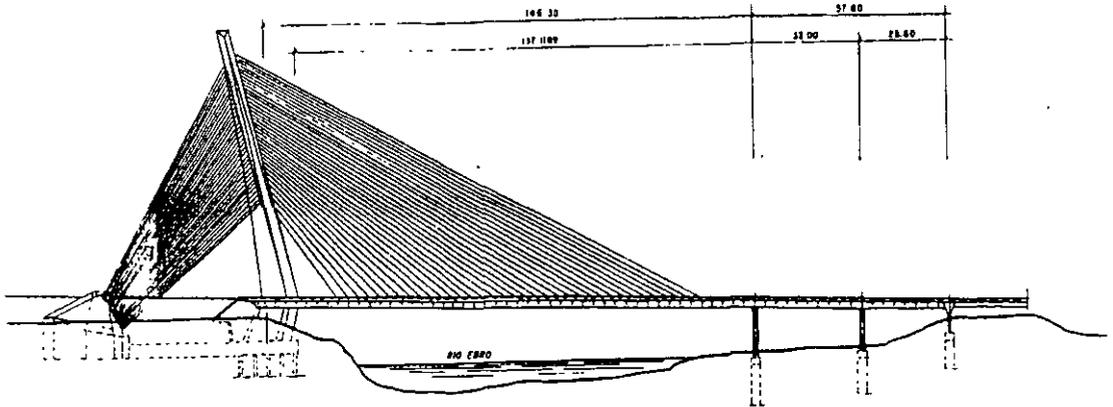
PUENTE SOBRE EL RIO EBRO PARA LA AUTOPISTA DE NAVARRA

Propiedad. Sociedad Concesionaria AUDENASA

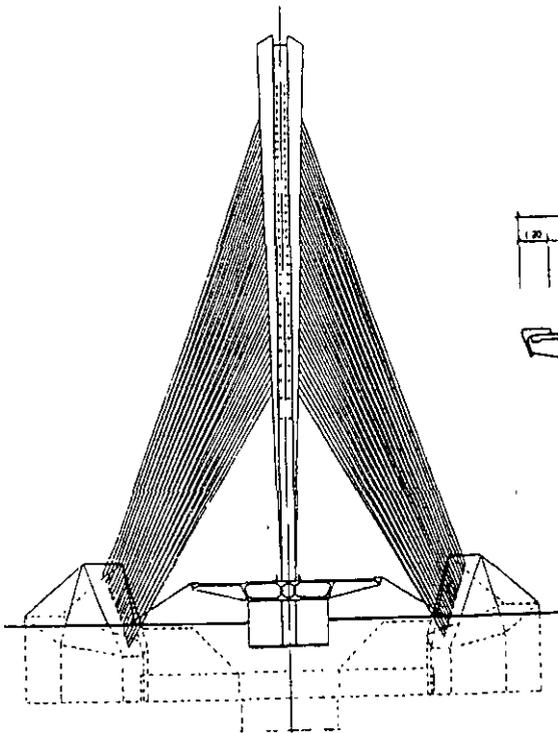
Construcción: HUDANA (HUARTE Y DRAGADOS *Empresarios Agrupados*)

Ing. José Manuel López Sainz y Antonio Cortés

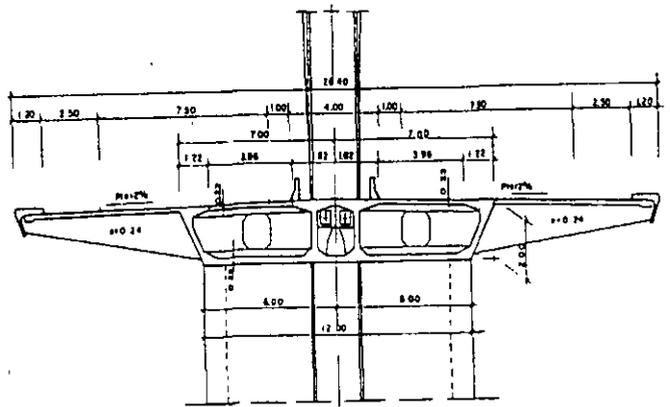
Año: 1976 - 1978



ALZADO GENERAL



ALZADO FRONTAL POR PILA Y ELEMENTOS DE ANCLAJE



SECCION TRANSVERSAL DEL DINTEL

Puente construido por avance en voladizos sucesivos desde la torre. Dóvelas prefabricadas de 3,4 m de longitud y 120 Tn. de peso. Para el montaje de la dóvela se dividía en dos partes por una junta central que se pretensaba transversalmente. Los tirantes son cables cerrados cuyo diámetro varía entre 60 mm. y 88 mm.

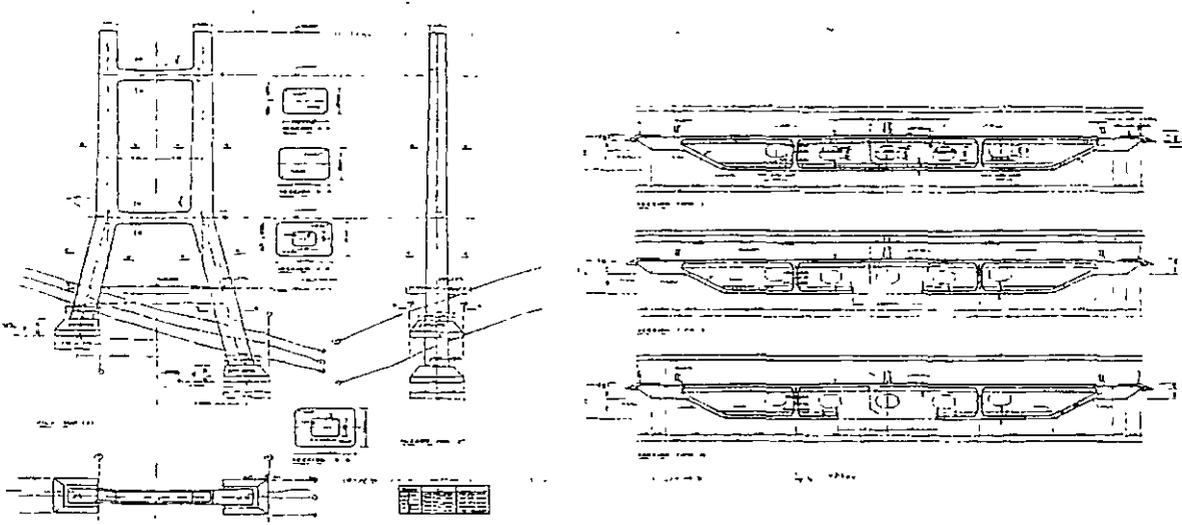
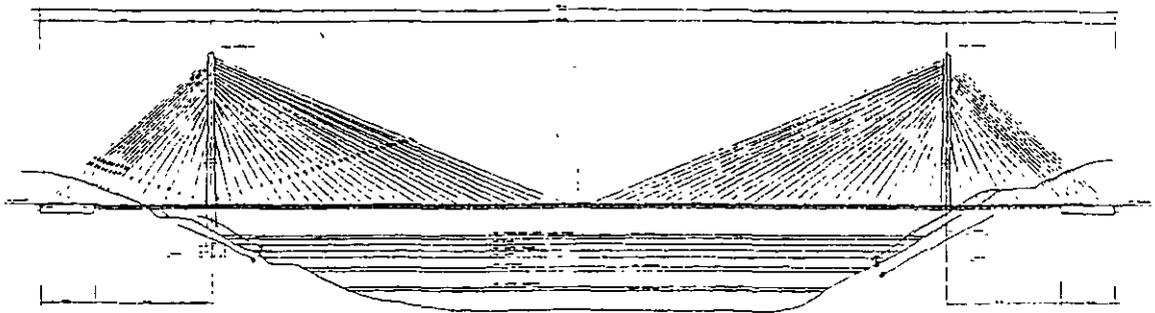
ESTE PUENTE FUE ELEGIDO POR LA ENCICLOPEDIA ITALIANA PARA ILUSTRAR LA PALABRA "PUENTE"

Propiedad: Sociedad Concesionaria AUCALSA

Construcción: HUARTE Y CIA., S. A.

Ing. José Manuel López Sáinz y Enrique Suárez

Año: En construcción 1979



RECORD MUNDIAL DE PUENTES ATRANTADOS DE HORMIGON Y RECORD EN PUENTES ATRANTADOS DE TODO TIPO EN EL AÑO DE SU TERMINACION
PREMIO CONSTRUMAT A LA MEJOR OBRA DE INGENIERIA CIVIL 1985

Puente atirantado de 440 m. de luz libre. Construcción por avance en voladizo desde las torres principales. Dovelas de 4,01 m. hormigonadas «in situ» por medio de carros de avance. Tirantes dispuestos cada 8,02 metros. Los estribos están anclados al suelo y el tablero tiene una junta de dilatación en el centro de la luz

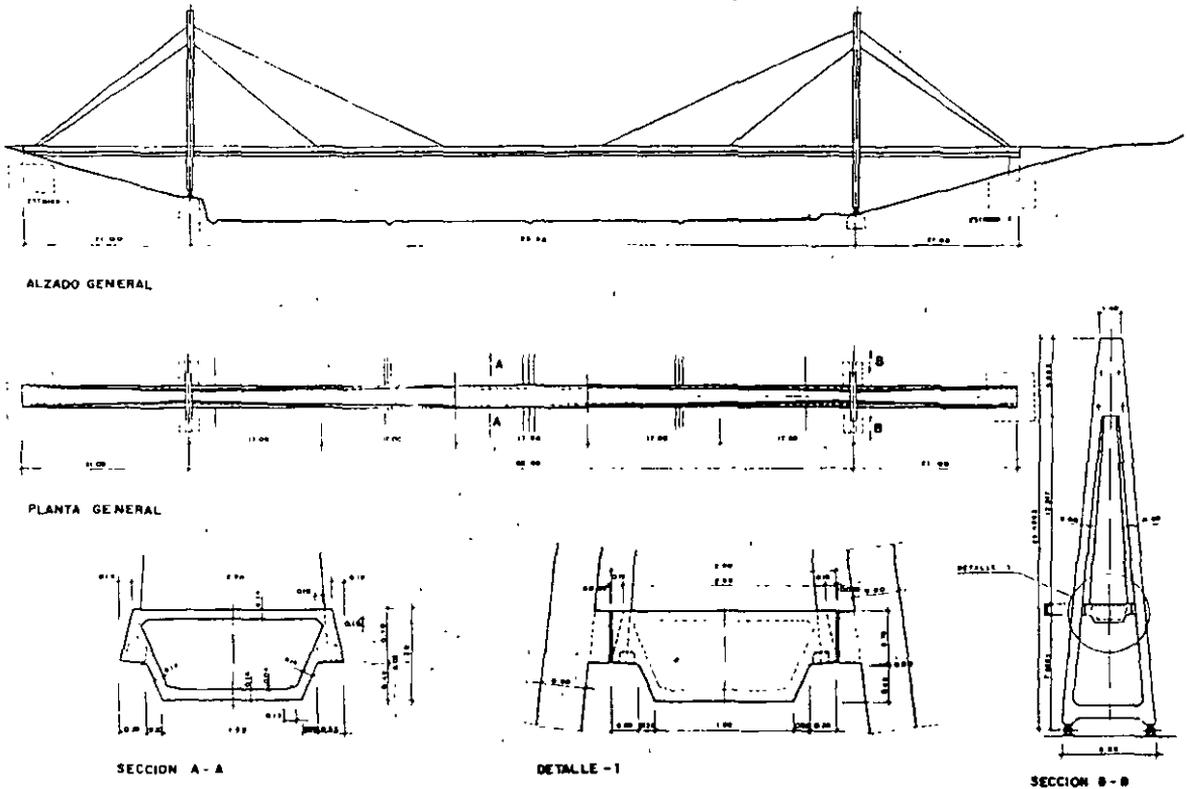
PASARELA COLGADA DE LA PAZ SOBRE LA M-30 (MADRID)

Propiedad: M.O.P.U.

Ing. Alfonso Travesí

Construcción: OBRASCON, S. A

Año: 1976



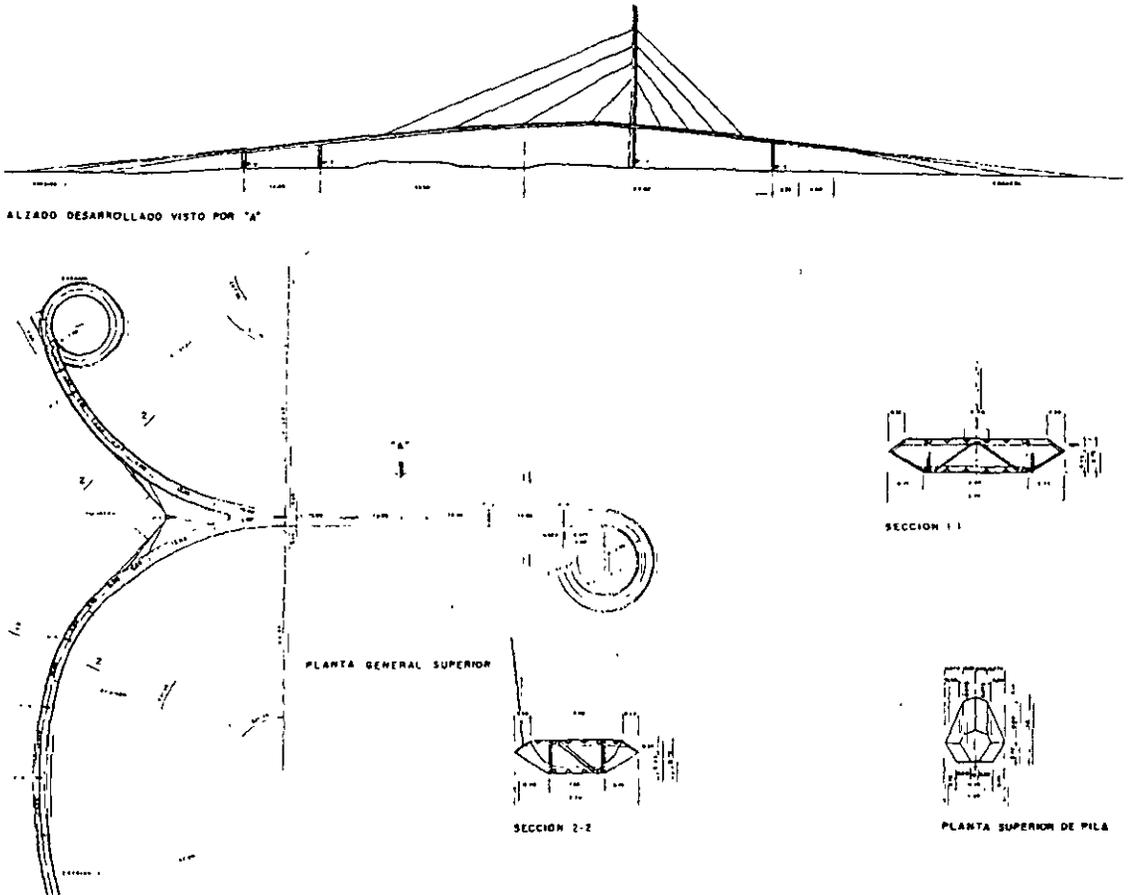
Toda la pasarela está prefabricada. Las pilas se construyeron en el suelo y se montaron en posición con ayuda de una grúa. El vano principal se prefabricó, dividiéndolo en tres vigas que se apoyaron sobre castilletes metálicos en las medianas de la autopista, permitiendo el tráfico inferior durante la construcción. Se hormigonaron las juntas y se pretensó longitudinalmente el dintel. A continuación se enhebraron los tirantes y se pusieron en carga, con lo que el dintel se despegó de los castilletes y éstos se pudieron retirar.

PASARELA COLGADA EN LA PLAZA DE LAS GLORIAS CATALANAS (BARCELONA)

Propiedad: EXCMO AYUNTAMIENTO DE BARCELONA

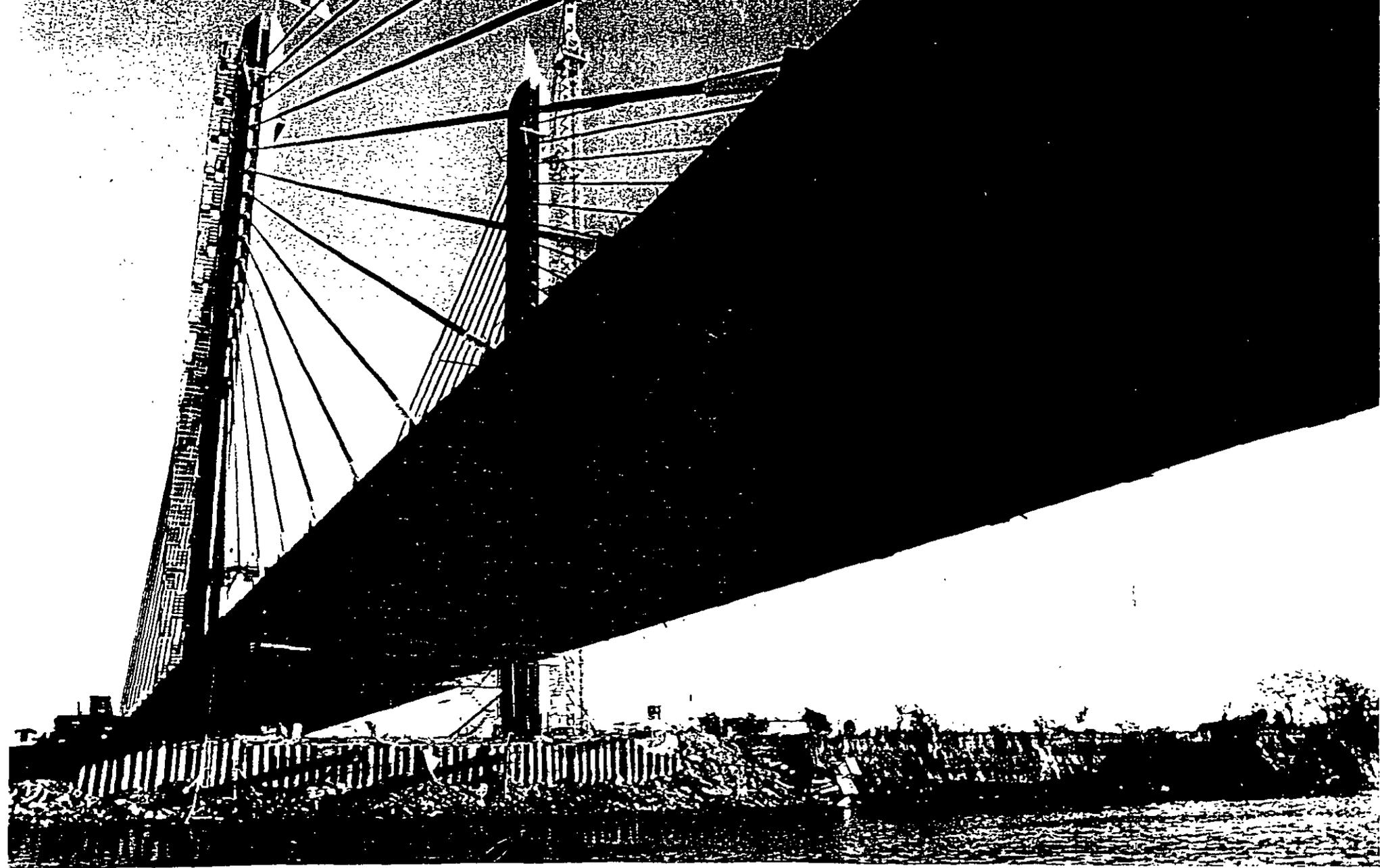
Ing José Luis Garcia Guimaraens

Año: 1972 - 1974



La parte colgada de la pasarela y la torre principal son de acero. Las rampas helicoidales de acceso son de hormigón armado. El ramal principal de la pasarela se cuelga del centro, mientras que los ramales curvos se cuelgan de un borde para permitir el paso de los peatones

PREMIO SERCOMETAL Y CONVENTION EUROPEENNE DE LA CONSTRUCTION METALLIQUE 1975

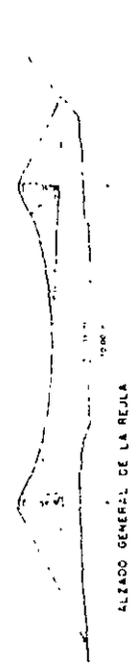
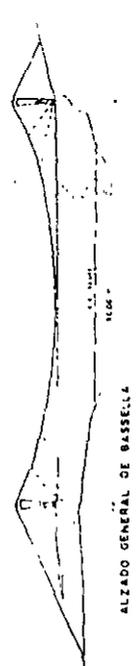
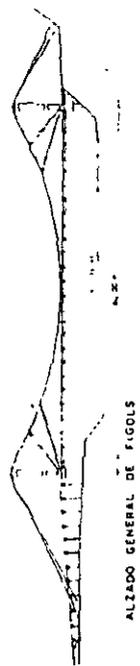


VIADUCTO SOBRE LA RIERA MAYOR EN EL TRAMO ST. JULIA-OSORMORT



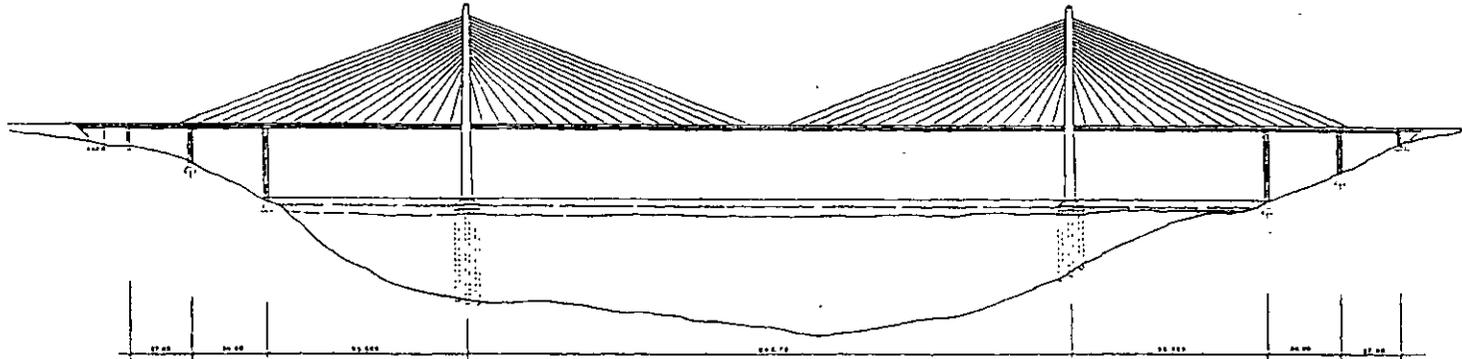


VIADUCTO SOBRE LA RIVERA MAYOR EN EL TRAMO ST. JH. JA OSORMORT
PREMIO CONSTRUIMAT 1995

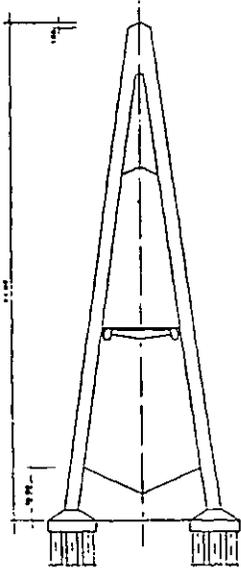


PUENTES COLGADOS SOBRE EL RIO SEGRE
LUCES 70, 80, 90 Y 102 METROS

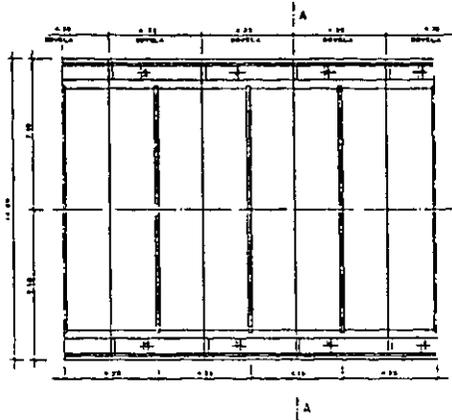
9 de 17



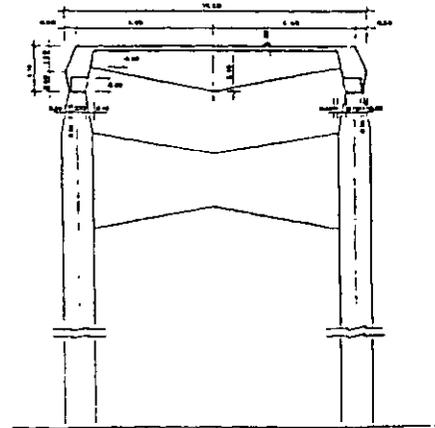
ALZADO GENERAL
ESCALA 1:500



ALZADO FRONTAL DE TORRE
ESCALA 1:500

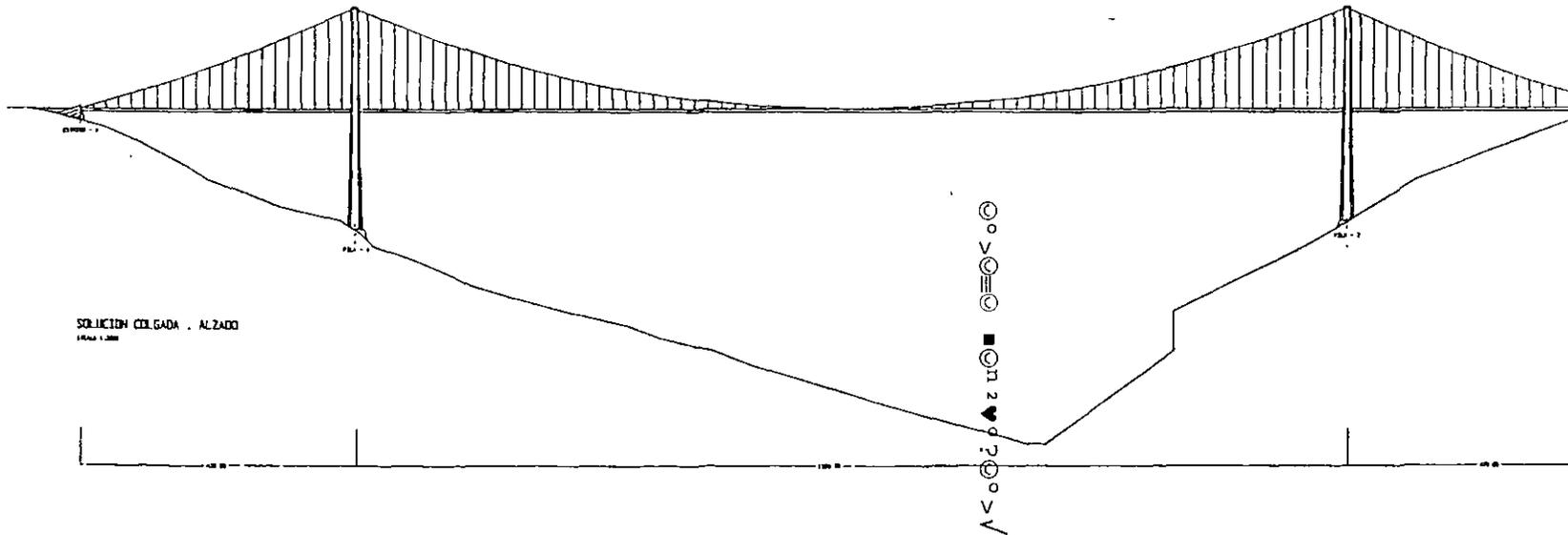


DETALLE - PLANTA INFERIOR DE DINTEL
ESCALA 1:100

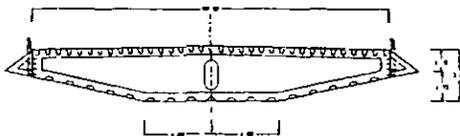


SECCION A - A
ESCALA 1:50

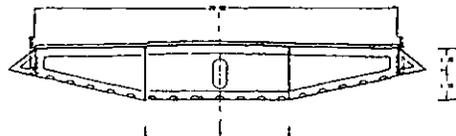
NOTA: LOS PLANOS DE ESTRIBOS NO SE PONEN EN ESTE SOLUCION POR SER IGUALES A LOS DE LA SOLUCION-A



SOLUCION COLGADA . PLANTA
ESCALA 1:200



SECCION TRANSVERSAL POR CLAROS CENTRAL
ESCALA 1:100



SECCION TRANSVERSAL POR CLAROS LATERALES
ESCALA 1:100

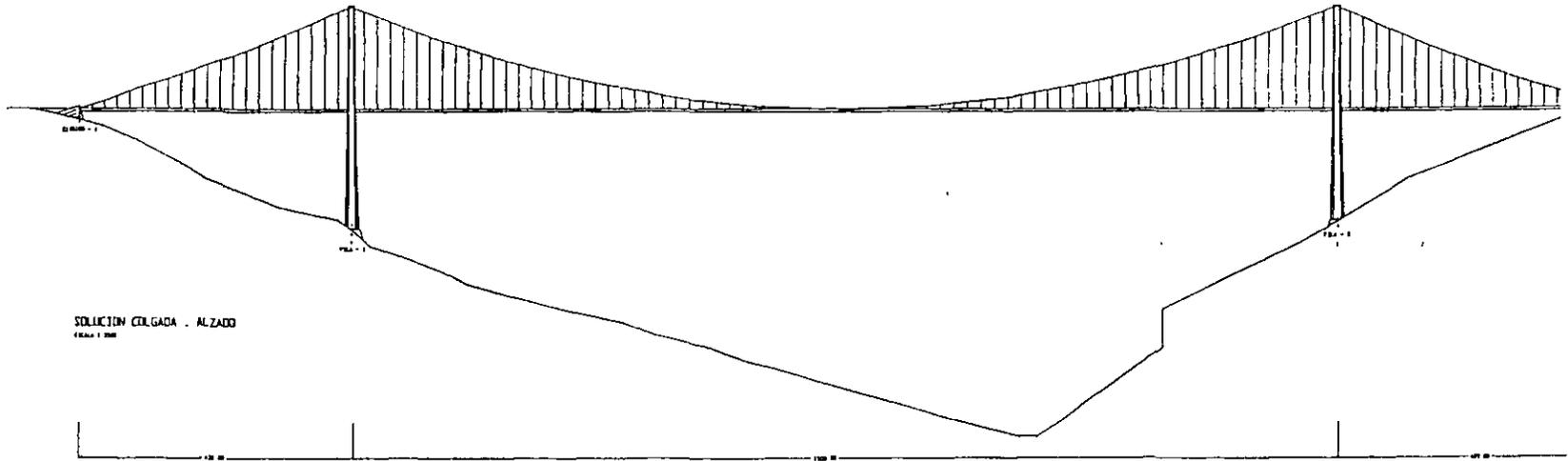
DIRECTOR CIVILES ESPECIALES S. A.

PUENTE SOBRE LA BARRANCA DE C
EN LA CIUDAD DE GUADALAJ
- ESTUDIO PREVIO -
SOLUCION PUENTE COLGADO
PLANO GENERAL

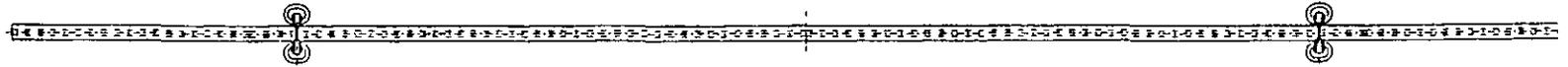
ESTUDIO DE SOLUCIONES PARA EL CONCURSO DEL PUENTE DE OBLATOS EN
GUADALAJARA (MEXICO). PROFUNDIDAD DEL VALLE 500 M. LONGITUD 2.340 M.

- SOLUCION PUENTE COLGADO DE 1 500 M DE LUZ. ALTURA DE TORRES 300 M.
- SOLUCION DE PUENTE ATIRANTADO DE 1 200 M DE LUZ. ALTURA TORRES 500 M
- SOLUCION DE PUENTE ATIRANTADO DE 600 M DE LUZ. ALTURA TORRES 600 M
- SOLUCION PUENTE ARCO DE 1 200 M DE LUZ
- SOLUCION PUENTE VIGA CONTINUA DE 300 M DE LUZ.

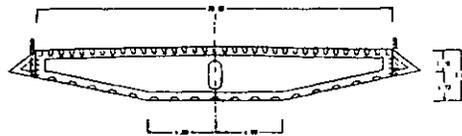
10.01.17



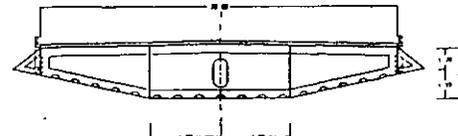
SOLUCION COLGADA - ALZADO
Escala 1:100



SOLUCION COLGADA - PLANTA
Escala 1:100



SECCION TRANSVERSAL POR CLARO CENTRAL
Escala 1:100



SECCION TRANSVERSAL POR CLAROS LATERALES
Escala 1:100

PROYECTOS CIVILES ESPECIALES S.A

PUENTE SOBRE LA BARRANCA DE C
EN LA CIUDAD DE GUADALAJ

- ESTUDIO PREVIO -

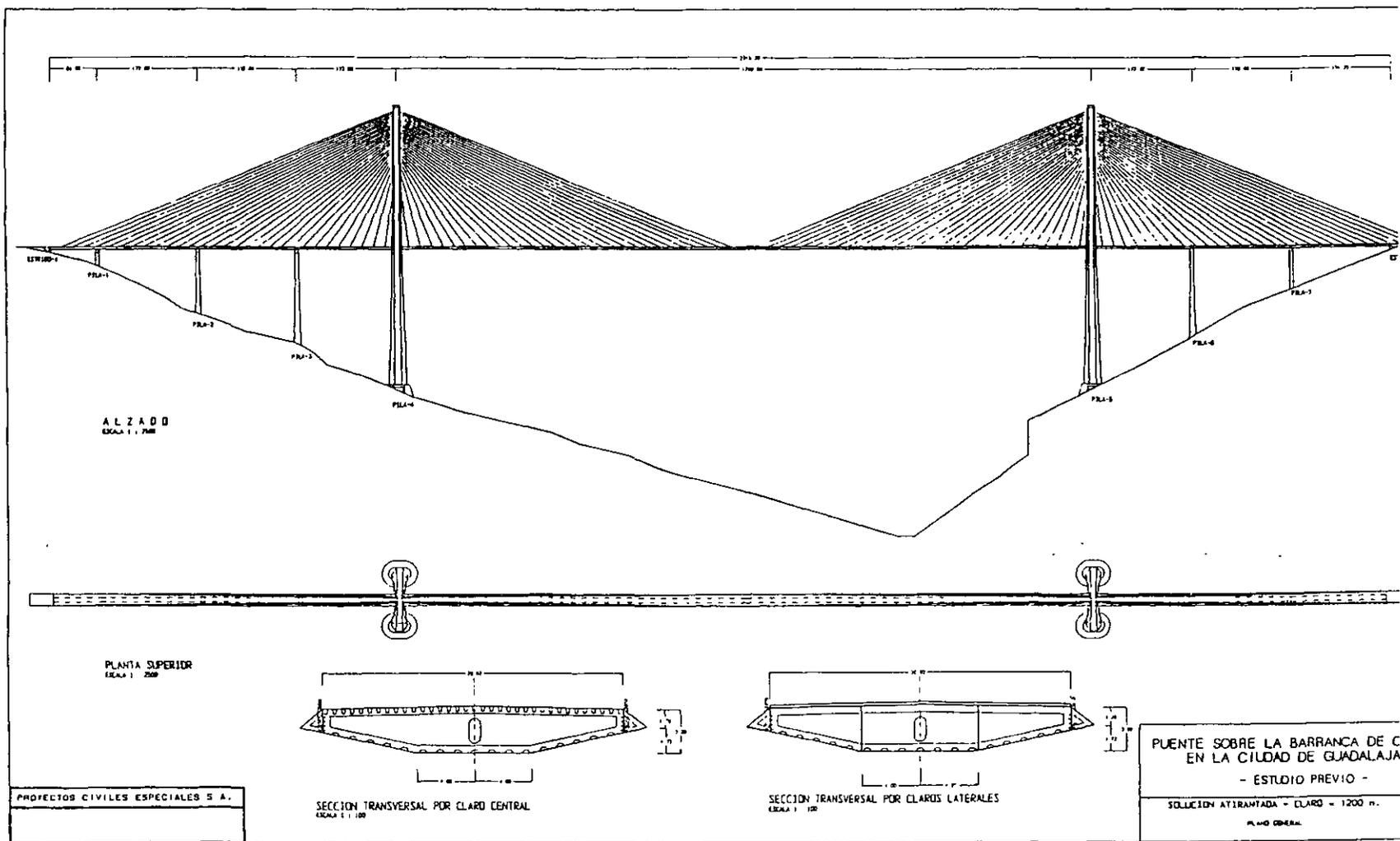
SOLUCION PUENTE COLGADO

PLANO GENERAL

ESTUDIO DE SOLUCIONES PARA EL CONCURSO DEL PUENTE DE OBLATOS EN
GUADALAJARA (MEXICO). PROFUNDIDAD DEL VALLE 500 M. LONGITUD 2.340 M.

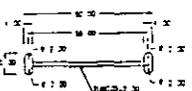
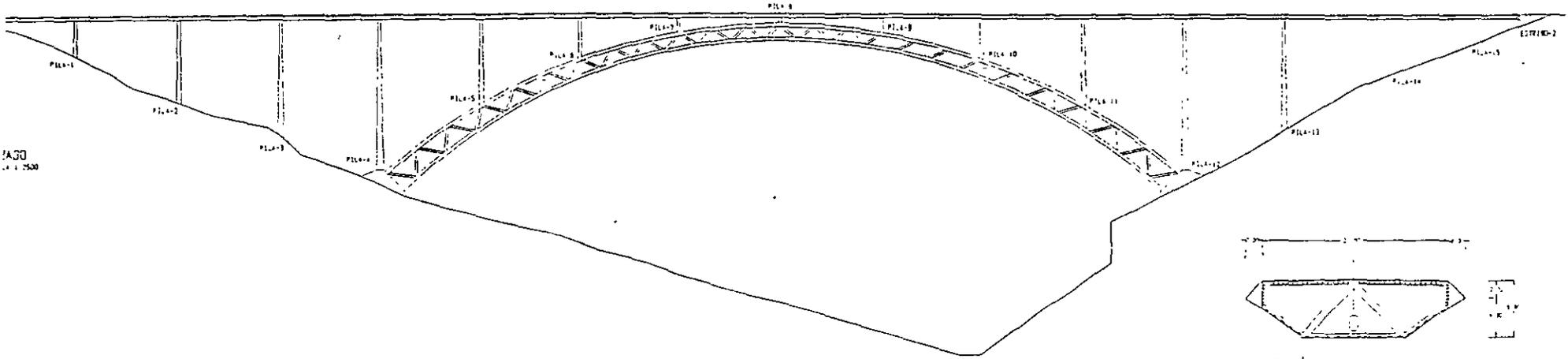
- SOLUCION PUENTE COLGADO DE 1.500 M DE LUZ. ALTURA DE TORRES 300 M
- SOLUCION DE PUENTE ATIRANTADO DE 1.200 M DE LUZ. ALTURA TORRES 500 M
- SOLUCION DE PUENTE ATIRANTADO DE 600 M DE LUZ. ALTURA TORRES 600 M
- SOLUCION PUENTE ARCO DE 1.200 M DE LUZ
- SOLUCION PUENTE VIGA CONTINUA DE 300 M DE LUZ.

10.4.17

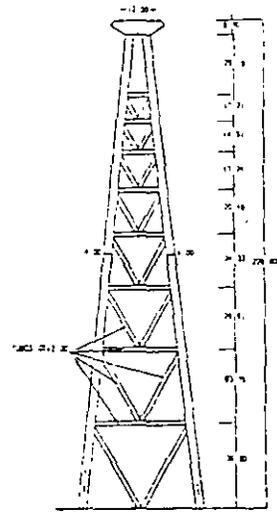


PROYECTOS CIVILES ESPECIALES S. A.

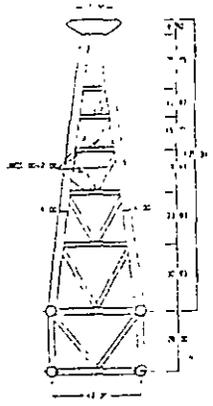
PUENTE SOBRE LA BARRANCA DE C
EN LA CIUDAD DE GUADALAJARA
- ESTUDIO PREVIO -
SOLUCION ATERRAMADA - CLARO = 1200 m.
PLANO GENERAL



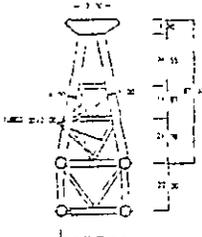
SECCION DE PILAS PLANTA
ESCALA 1/1000



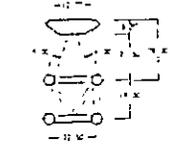
ALZADO FRONTAL PILA-4
ESCALA 1/1000



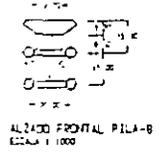
ALZADO FRONTAL PILA-5
ESCALA 1/1000



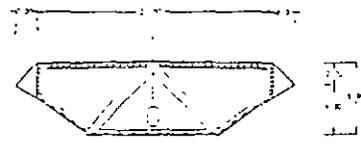
ALZADO FRONTAL PILA-6
ESCALA 1/1000



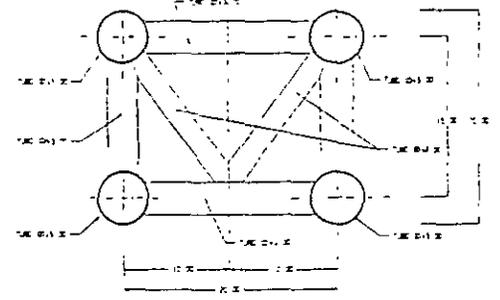
ALZADO FRONTAL PILA-7
ESCALA 1/1000



ALZADO FRONTAL PILA-8
ESCALA 1/1000



SECCION TRANSVERSAL DEL TABLERO
ESCALA 1/200



SECCION TRANSVERSAL DEL ARCO
ESCALA 1/200

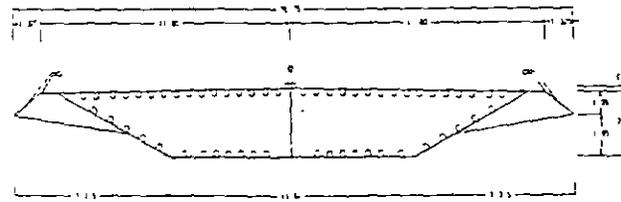
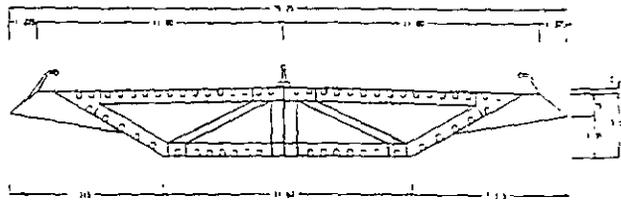
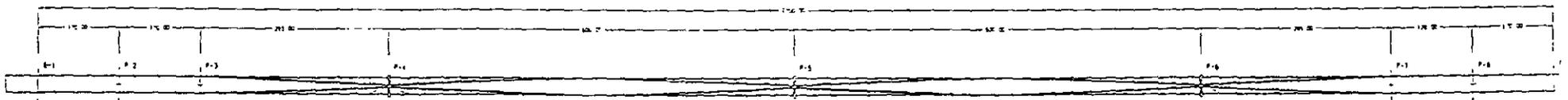
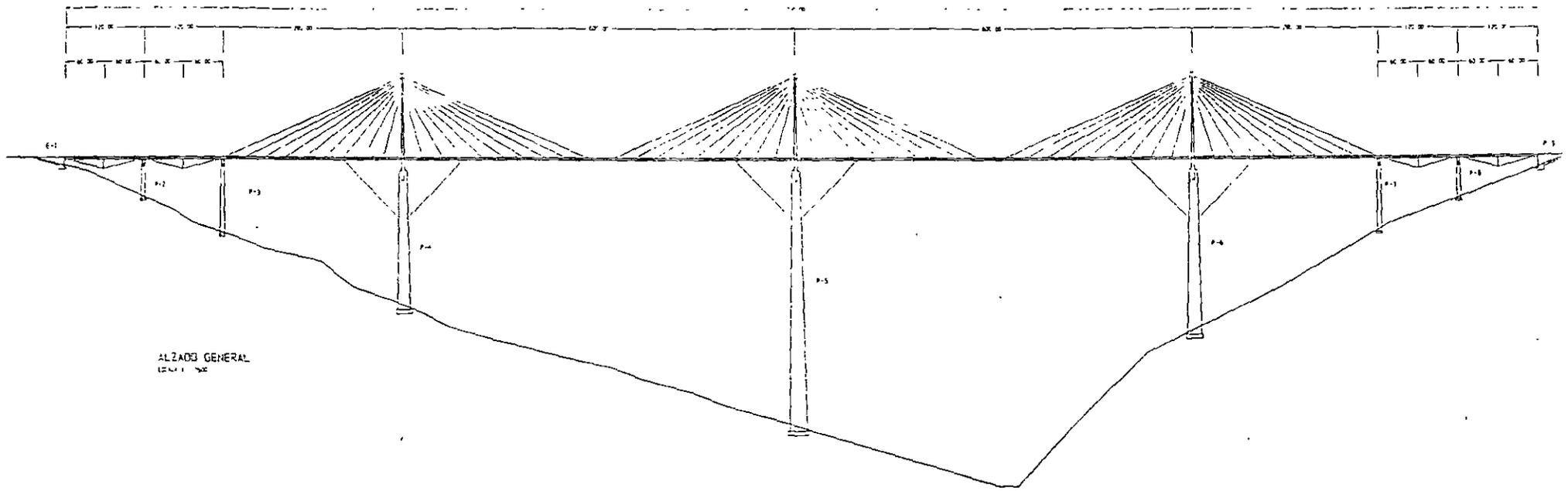
PUENTE SOBRE LA BARRANCA DE OBLATOS
EN LA CIUDAD DE GUADALAJARA

- ESTUDIO PREVIO -

SOLUCION ARCO
PLANO GENERAL

3.3

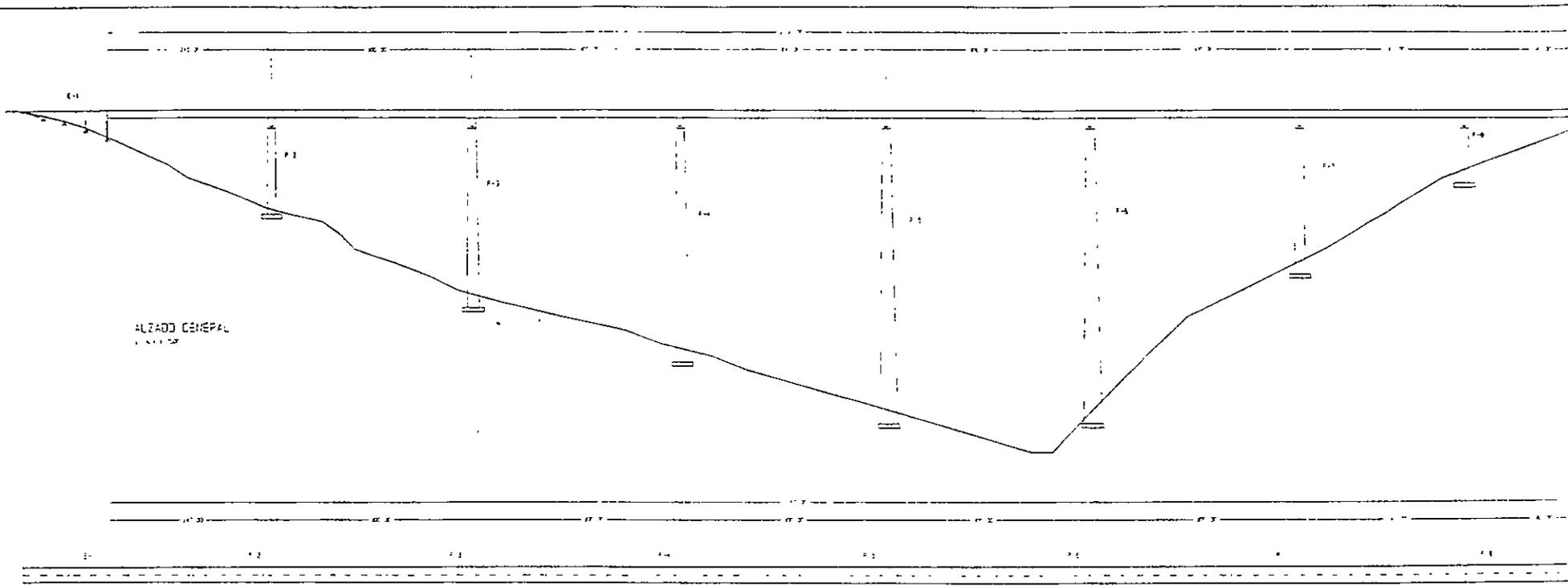
IVILES ESPECIALES S. A.



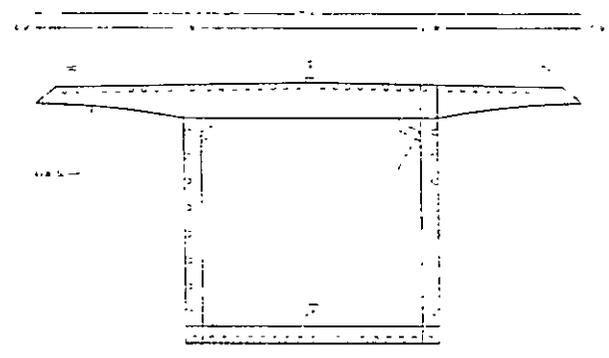
PUENTE SOBRE LA BARRANCA DE
EN LA CIUDAD DE GJADALA
- ESTUDIO PREVIO -

SOLUCION PUENTE ATIRANTADO CLAROS DE 600
PLANO GENERAL

PROYECTOS CIVILES ESPECIALES S.A.



PLANTA SUPERIOR



PUENTE SOBRE LA BARRANCA DE
EN LA CIUDAD DE GUADAL-
- ESTUDIO PRELIM -

SOLUCION TRABE CONTINUA CLAROS DE 300
PLANO GENERAL

PROYECTOS CIVILES ESPECIALES S.A.

PUENTE DE LOS VADOS (GRANADA)

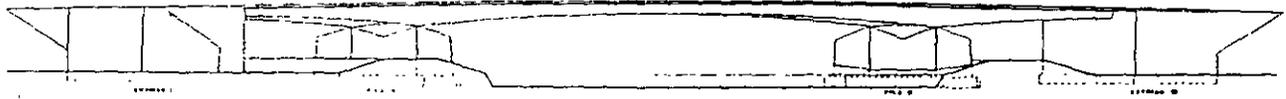
16 del 7

Propiedad. M.O.P.U Jefatura de Obras Públicas de Granada

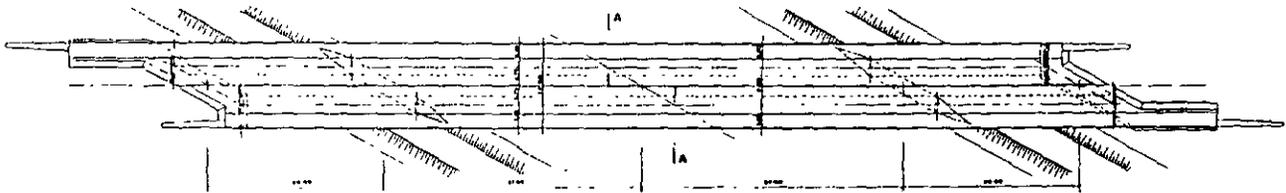
Ing Jesús Bobo

Construcción: HIDROCIVIL - FERNANDEZ CONSTRUCTOR, S. A.

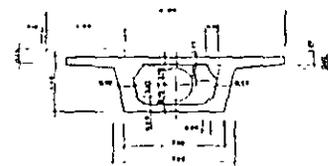
Año 1971



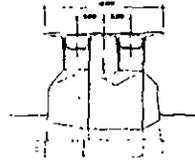
ALZADO
Escala 1:100



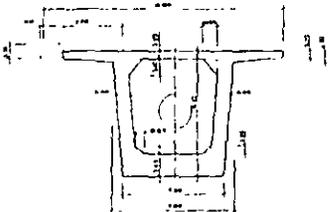
PLANTA
Escala 1:100



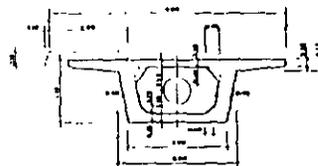
SECCION POR ESTRIBO
Escala 1:100



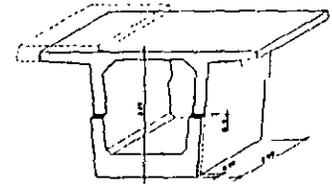
SECCION A-A
Escala 1:100



SECCION POR APOYO
Escala 1:100



SECCION POR CLAVE
Escala 1:100



PERSPECTIVA DE DOVELA
Escala 1:100

Construcción por dovelas prefabricadas de 20 Tn

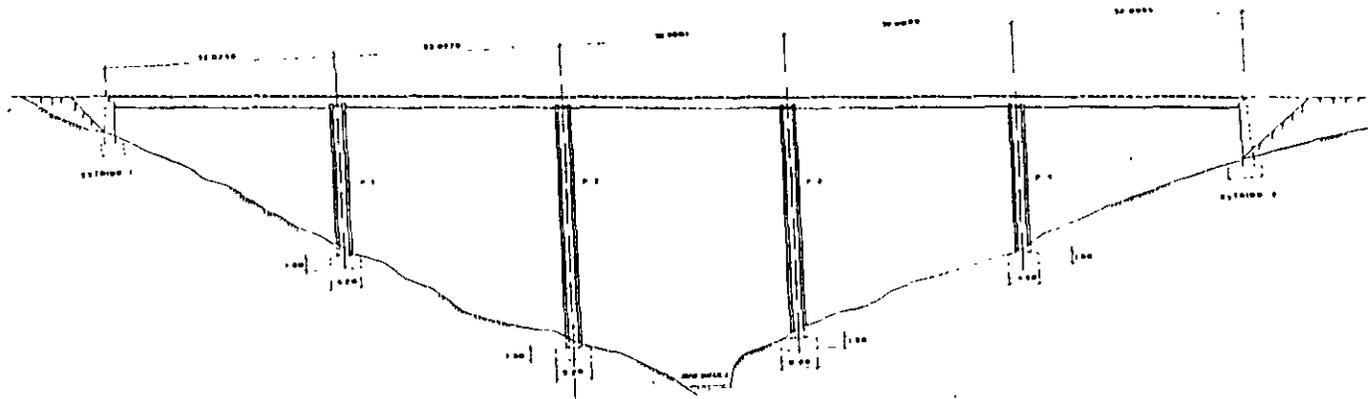
CONSTRUCCION DE OBRAS PUBLICAS

Propiedad: M.O.P.U.

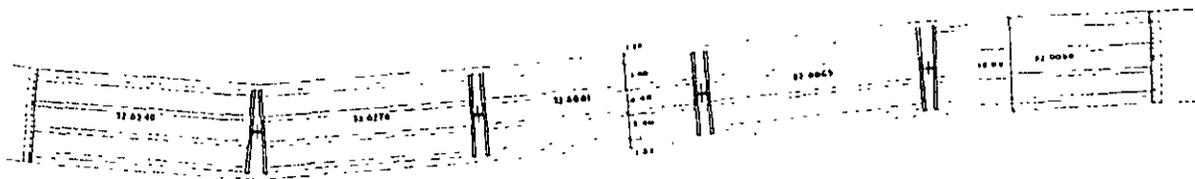
Ing. Salomón Hassan

Construcción: GINES Y NAVARRO

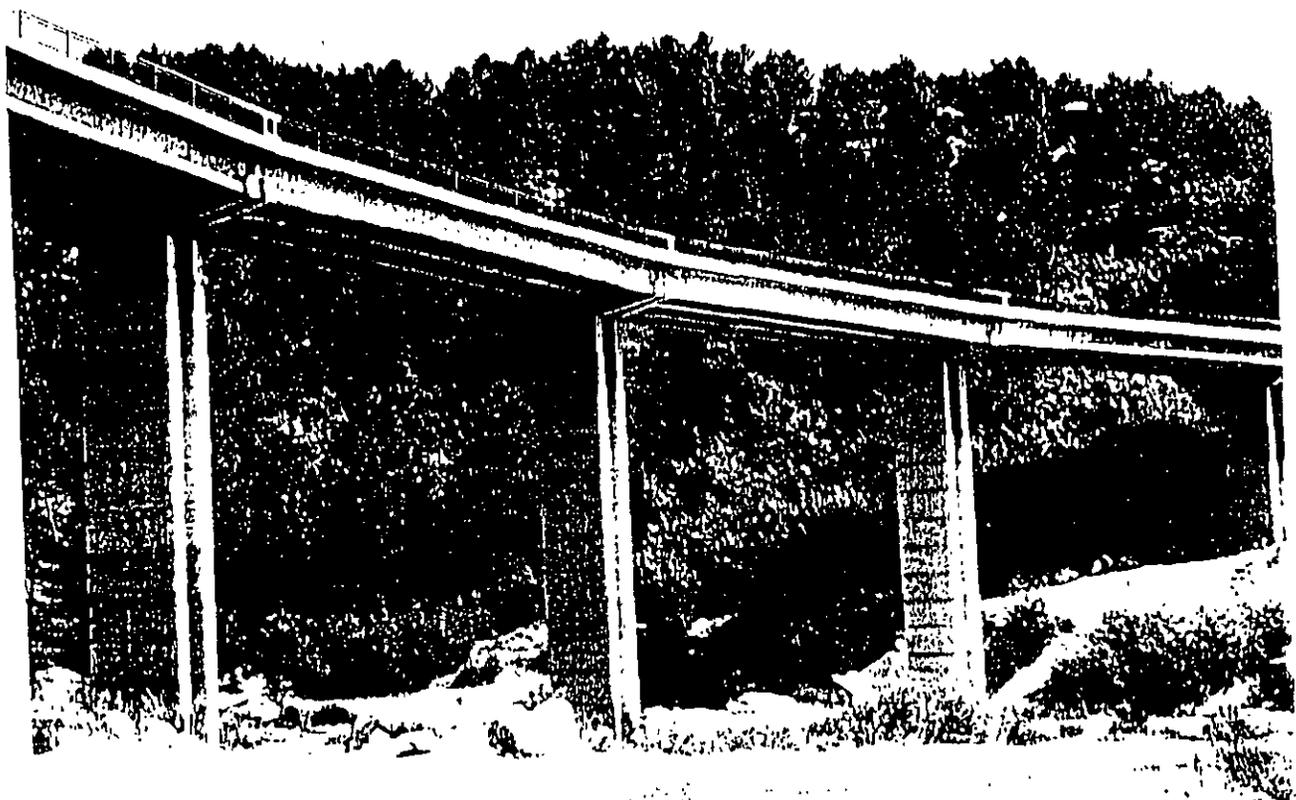
Año: 1970

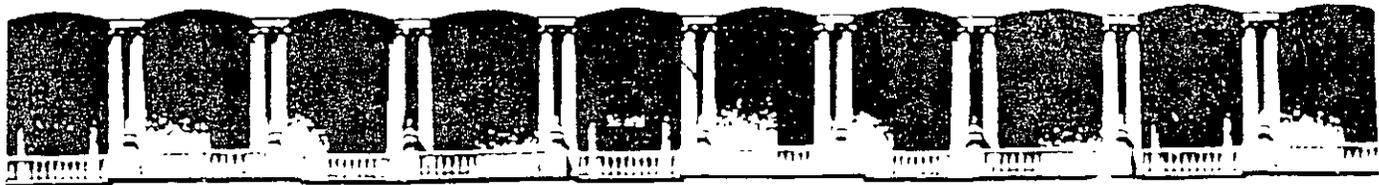


ALZADO DESARROLLADO



PLANTA INFERIOR





**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

CURSOS ABIERTOS

CA029 APLICACIÓN DE NORMAS Y ESPECIFICACIONES DE USO EN MÉXICO PARA EL DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE ACERO

Del 23 de junio al 4 de julio del 2003

Tema

Fallas típicas y supervisión de estructuras
de acero

**EXPOSITOR: ING. JOSÉ LUIS FLORES RUIZ
PALACIO DE MINERÍA
JULIO DEL 2003**

IV.- DISEÑO DE UN SOLO ÁNGULO A TENSIÓN, COMPRESIÓN, FLEXIÓN Y FLEXOCOMPRESIÓN CON EL MÉTODO LRFD.

GENERALIDADES.

En el diseño de ángulos en las nuevas normas tiene mucha importancia la conexión del ángulo ya que si solamente esta conectada un ala del ángulo la resistencia en tensión o compresión difiere de manera importante comparada a que si el ángulo en sus extremos esta sujeta en sus dos alas.

En el caso de ángulos en compresión cuando solo esta sujeta una ala en sus extremos se presenta un fenómeno de flexocompresión biaxial, motivo por el cual se reduce considerablemente la capacidad de un ángulo en estas condiciones de apoyo extremo. A continuación se presentan las Normas del AISC del LRFD - 1999 para el correcto diseño de ángulos aislados.

Es necesario para el diseño de los ángulos en compresión revisar el pandeo local a través del valor λ igual a ancho entre espesor, en ángulos no hay λ_p ya que no hay secciones compactas según el AISC por lo que:

Si $\lambda < \lambda_r$ la sección no es compacta

Si $\lambda > \lambda_r$ la sección es esbelta y se tiene que introducir un factor de reducción Q.

**TABLA DE VALORES DE λ
PARA MIEMBROS DE UN SOLO ÁNGULO EQUIVALENTE A LA
TABLA 6 ADEL AISC - 1999**

Acero	A - 7	A - 36	A - 50
$F_y =$	2320 Kg/cm ²	2533 Kg/cm ²	3519 Kg/cm ²
$E =$	2040730 Kg/cm ²	2040730 Kg/cm ²	2040730 Kg/cm ²
$0.446 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	13.227	12.659	10.740
$0.54 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	16.015	15.327	13.003
$0.910 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	26.988	25.829	21.913

ESPECIFICACIONES PARA EL DISEÑO DE MIEMBROS DE UN SOLO ÁNGULO POR EL FACTOR DE CARGA Y RESISTENCIA.

1.
ALCANCES

Este documento contiene el criterio para el diseño por Factor de Carga y Resistencia (LRFD) para miembros de un solo ángulo rolado en caliente, con lados iguales o desiguales en tensión, cortante, compresión, flexión y para fuerzas combinadas. Es nuestro propósito que sea compatible con el suplemento de Especificaciones de Diseño por el Factor

$$F_{uv} \leq \phi_v 0.6 F_y \quad (3-1)$$

$$\phi_v = 0.9$$

4.

COMPRESIÓN

El diseño de miembros de resistencia a compresión será $\phi_c P_n$ donde:

$$\phi_c = 0.90$$

$$P_n = A_g F_{cr}$$

a) Para $\lambda_c \sqrt{Q} \leq 1.5$

$$F_{cr} = Q(0.658^{Q\lambda_c^2}) F_y \quad (4-1)$$

b) Para $\lambda_c \sqrt{Q} > 1.5$

$$F_{cr} \left[\frac{0.877}{\lambda_c^2} \right] F_y \quad (4-2)$$

Donde:

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

F_y = esfuerzo de fluencia mínimo especificado del acero.

Q = factor de reducción para pandeo local.

El factor de reducción Q será:

Cuando $\frac{b}{t} \leq 0.446 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$

$$Q = 1.0 \quad (4-3a)$$

Cuando $0.446 \sqrt{\frac{E}{F_y}} < \frac{b}{t} < 0.910 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$

$$Q = 1.34 - 0.761 \frac{b}{t} \sqrt{\frac{F_y}{E}} \quad (4-3b)$$

Cuando $\frac{b}{t} \geq 0.910 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$

S_c = módulo de sección elástica de la punta en compresión relacionada al eje de flexión.
 E = módulo de elasticidad

5.1.2.

Para el estado limite de fluencia cuando la punta del lado del ángulo esta en tensión

$$M_n = 1.5 M_y \quad (5-2)$$

Donde:

M_y = momento de fluencia alrededor al eje de flexión.

5.1.3.

Para el estado limite de pandeo con torsional lateral:

Cuando $M_{ob} \leq M_y$

$$M_n = \left[0.92 - 0.17 \frac{M_{ob}}{M_y} \right] M_{ob} \quad (5-3a)$$

Cuando $M_{ob} > M_y$

$$M_n = \left[1.92 - 1.17 \sqrt{\frac{M_{ob}}{M_y}} \right] M_y \leq 1.5 M_y \quad (5-3b)$$

Donde:

M_{ob} = Momento elástico de pandeo con torsional lateral, de la sección 5.2 o 5.3 cuando es aplicable.

5.2.

FLEXIÓN ALREDEDOR DE LOS EJES GEOMETRICOS

5.2.1.

- a) Miembros de ángulo a la flexión con torsión-lateral restringida a lo largo de su longitud, deberá ser diseñado en base a la flexión del eje geométrico con la resistencia flexionante nominal M_n limitado a lo previsto por las secciones 5.1.1. y 5.1.2.
- b) Para ángulos de lados iguales si la restricción de la torsión-lateral solo esta en el punto de momento máximo, el momento requerido será limitado hasta $\phi_b M_n$ por la sección 5.1. M_y será calculado usando el modulo de sección del eje geométrico y M_{ob} será sustituido por 1.25 veces M_{ob} calculado desde la ecuación 5-4.

5.2.2.

Miembros de ángulo con lados iguales sin restricción de torsión lateral sujetos a flexión aplicada en uno de los ejes geométricos son permitidas si son diseñadas considerando solamente el eje geométrico flexionante suministrado:

- a) El momento de fluencia será basado en el uso de 0.80 de el módulo de sección de los ejes geométricos.
- b) Con compresión máxima en las puntas de los lados del ángulo, la resistencia nominal de flexión M_n será determinada por lo previsto en la sección 5.1.1. y en la sección 5.1.3.

Donde:

a) Flexión en el eje mayor:

La resistencia nominal a la flexión M_n sobre el mayor eje principal será determinado por lo previsto en la sección 5.1.1. y para los lados en compresión en la sección 5.1.3.

Donde

$$M_{ob} = 4.9 \frac{I_z}{I^2} C_b \left[\sqrt{\beta_w^2 + 0.052 \left(\frac{lt}{r_z} \right)^2} + \beta_w \right] \quad (5-6)$$

I_z = momento de inercia en el eje menor principal

r_z = radio de giro para el eje menor principal

$$\beta_w = \left[\frac{1}{I_w} \int_A z_0 (w^2 + z^2) dA \right] - 2z_0 \text{ sección especial de propiedades para ángulos con lados desiguales,}$$

donde es positivo para el lado corto en compresión y negativo para el lado mas grande en compresión (véase los comentarios para los valores mas comunes de ángulos de todas las medidas). Si el lado mas grande esta en compresión, en cualquier lugar a lo largo de la dimensión del miembro sin arriostrar, el valor negativo de β_w será usado.

Z_0 = coordenada a lo largo del eje z del centro del corte con respecto al centroide.

I_w = momento de inercia para el eje mayor principal.

b) Eje menor de torsión:

La resistencia nominal de diseño M_n sobre el eje menor principal será determinada por la sección 5.1.1. cuando cuando las puntas de los lados están en compresión y por la sección 5.1.2. cuando las puntas de los lados están en tensión.

6.

COMBINACIÓN DE FUERZAS

La ecuación de interacción será calculada para los ejes principales de flexión cualquiera, por adición de todos los términos máximos de axial y flexión o considerando el sentido de los esfuerzos de flexión y a los puntos de la sección transversal, los términos de flexión están, cualquiera de los dos, agregados o sustraídos para el termino de carga axial.

6.1.

MIEMBROS EN FLEXION Y COMPRESIÓN AXIAL

6.1.1.

La interacción de la flexión y la compresión axial aplicable a lugares especificos sobre la sección transversal será limitada por la ecuación 6-1 a y la ecuación 6-1 b:

Para $\frac{P_u}{\phi P_n} \geq 0.2$

$$\left[\frac{P_u}{\phi P_n} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{uw}}{\phi_b M_{nw}} + \frac{M_{uz}}{\phi_b M_{nz}} \right) \right] \leq 1.0 \quad (6-1a)$$

M_n = resistencia nominal a flexión para tensión o compresión de acuerdo con la sección 5, como sea apropiado. Use el módulo de sección para lugares específicos en la sección transversal y considere el tipo de esfuerzo.

$\phi_t = \phi_c$ = factor de resistencia para la tensión = 0.90

ϕ_b = factor de resistencia para la flexión = 0.90

Para miembros sujetos a la flexión sobre los ejes geométricos, la evaluación de la resistencia requerida a la flexión será de acuerdo a las secciones 6.1.2. y 6.1.3.

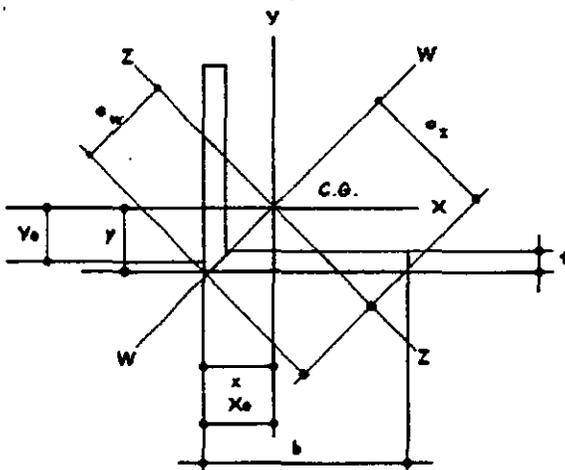
Los efectos de segundo orden debido a la tensión axial y la interacción de la flexión están permitidos y son considerados en la determinación de M_n para su uso en las formulas 6-1a y 6-1b. En lugar de usar las formulas 6-1a y 6-1b se permite un análisis mas detallado de la interacción de la flexión y la tensión.

β_w VALORES PARA ÁNGULOS

Tamaño del ángulo (in)	β_w (in)*	β_w (mm)*
9 x 4	6.54	166.11
8 x 6	3.31	84.07
8 x 4	5.48	139.17
7 x 4	4.37	110.99
6 x 4	3.14	79.76
6 x 3.5	3.69	93.73
5 x 3.5	2.40	60.96
5 x 3	2.99	75.94
4 x 3.5	0.87	22.10
4 x 3	1.65	41.91
3.5 x 3	0.87	22.10
3.5 x 2.5	1.62	41.15
3 x 2.5	0.86	21.84
3 x 2	1.56	39.62
2.5 x 2	0.85	21.59
Piernas iguales	0.00	0.0

* Tiene positivo o el valor negativo que dependen de la dirección de doblar (vea la figura C5.4)

EJEMPLO. Diseñar la capacidad de carga de un ángulo de lados iguales de $1\frac{1}{2}$ " x $\frac{1}{4}$ " de acero A-36. W y Z son los ejes principales que nos dan el menor y mayor radio de giro. Se propone para efectos de diseño una distancia de 1.00 m.



Ver tabla 1 de propiedades del MANUAL IMCA para ángulos de lados iguales.

$$F_{cr} = \left(\frac{0.877}{(1.53)^2} \right) \times 2530 = 947.84 \text{ Kg/cm}^2$$

Según ecuación (4-2) de las especificaciones.

El diseño de miembros con resistencia a la compresión será:

$$\phi_c P_n = 0.9 F_{cr} A_g$$

Según sección 4, compresión

$$\phi_c P_n = 0.9 \times 947.84 \times 4.4 = 3753.44 \text{ Kg. Pandeo flexionante}$$

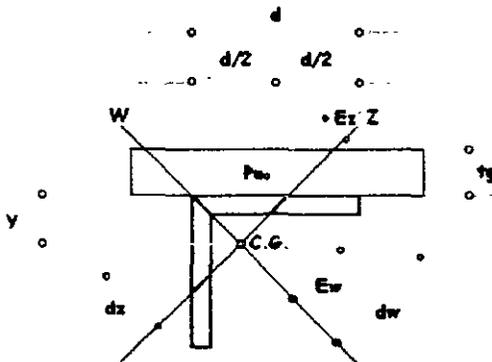
$\phi_c = 0.9$ se considera este valor solo en ángulos.

Nota: si se conectan las dos alas de el ángulo solo se requiere calcular hasta aquí.

Si solo se conecta una ala de el ángulo se hace necesario calcular lo siguiente:

FLEXOCOMPRESIÓN BIAIXIAL, SECCIÓN 6.1.1

EL MOMENTO DEBIDO A LA EXCENTRICIDAD DE LA PLACA.



CALCULO DE LOS VALORES DE LAS DISTANCIAS GEOMÉTRICAS.

$$D_w = 0.7071(d) = 0.7071 \times 3.81 = 2.694 \text{ cm}$$

$$dz = \bar{y}\sqrt{2} = 1.19\sqrt{2} = 1.682 \text{ cm}$$

$$E_w = \frac{0.7071}{2}(Lg + tg) = \frac{0.7071}{2}(3.81 + 0.635) = 1.571 \text{ cm}$$

$$E_z = y\sqrt{2} - \frac{0.7071}{2}(d - tg) = 1.19\sqrt{2} - \frac{0.7071}{2}(3.81 - 0.635) = 0.56 \text{ cm}$$

De manera práctica suponemos, que el área de la placa que soporta el ángulo, debe de tener por lo menos la misma área de el ángulo y que debemos dejar, para efectos de la soldadura, que une la placa y el ángulo, un centímetro entre el borde de el ángulo y el borde de la placa, como se deduce de el siguiente diagrama:

$$Muz = B_1 Mntz$$

$$B_1 = \frac{Cm}{\left[1 - \frac{Pu}{Pez} \right]}$$

$$Mntz = EzzPu$$

$$Muz = B_1 Mntz = \left[\frac{Cm}{\left(1 - \frac{Pu}{Pez} \right)} \right] EzzPu; Cm = 1.0$$

Según ecuación (6-2) de las especificaciones.

$$\lambda_c = \frac{KL}{r\pi} \sqrt{\frac{Fy}{E}}$$

$$Pez = \frac{AgFy}{\lambda c^2}$$

$$\lambda c^2 = \left(\frac{KL}{r,\pi} \right)^2 \frac{Fy}{E}$$

$$\lambda c^2 = \left(\frac{KL}{r,\pi} \right)^2 \frac{Fy}{E} = \left(\frac{1 \times 100}{0.73 \times \pi} \right)^2 \times \frac{2,530}{2'040,000} = 2.358$$

$$Pez = \frac{AgFy}{\lambda c^2}$$

$$Pez = \frac{4.4 \times 2,530}{2.358} = 4,720.94 \text{ Kg}$$

Para el eje w

$$Muw = B_1 Mntw + B_2 Mlw$$

$$B_2 Mlw = 0$$

$$Muw = B_1 Mntw$$

$$B_1 = \frac{Cm}{\left[1 - \frac{Pu}{Pew} \right]}$$

$$Mntw = EwxPu$$

$$S_{cz} = \frac{I_z}{dz} = \frac{2.49}{1.6829} = 1.4796 \text{ cm}^3$$

Calculando M_{yz} para el eje z

$$M_{yz} = F_y S_{cz} = 2530 \times 1.4796 = 3743.39 \text{ Kg-cm}$$

Calculando S_{cw} para el eje w

$$S_{cw} = \frac{I_w}{dw} = \frac{8.74}{2.694} = 3.244 \text{ cm}^3$$

Calculando M_{yw} para el eje w

$$M_{yw} = F_y S_{cw} = 2530 \times 3.244 = 8207.32 \text{ Kg-cm}$$

SEGÚN SECCIÓN 5.3 FLEXIÓN ALREDEDOR DE LOS EJES PRINCIPALES

$$M_{ob} = C_b \frac{0.46 E b^2 t^2}{L}$$

Según la ecuación (5.5) de las especificaciones.

$C_b = 1.0$ Conservadoramente

Aplicando la ecuación (5-5) de las especificaciones

$$M_{ob} = 1.0 \left(\frac{(0.46 \times 2040730 \times (3.81)^2 \times (0.635)^2)}{100} \right) = 54946.59 \text{ Kg-cm}$$

SEGÚN SECCIÓN 5.1.3 PARA EL ESTADO LIMITE DE PANDEO CON TORSIONAL LATERAL.

Cuando $M_{ob} \leq M_y$

$$M_n = \left[0.92 - 0.17 \left(\frac{M_{ob}}{M_y} \right) \right] M_{ob}$$

Según ecuación (5.3a) de las especificaciones

Cuando $M_{ob} > M_y$

$$M_n = \left[1.92 - 1.17 \sqrt{\frac{M_y}{M_{ob}}} \right] M_y \leq 1.5 M_y$$

Según ecuación (5-3b) de las especificaciones.

Se hacen nominales los momentos en los dos ejes principales.

$$M_{nz} = 1.5 M_{yz} = 1.5 \times 3743.39 = 5615.08 \text{ Kg-cm}$$

$$\phi_c = 0.9$$

$$M_{nz} = 5615.08 \text{ Kg-cm}$$

$$M_{nw} = 12046.82 \text{ Kg-cm}$$

Sustituimos los valores y proponemos un valor de P_u para que se cumpla la igualdad

$$\frac{2050}{3753.44} + \frac{8}{9} \left[\frac{0.560 \times 2050 (1.0)}{0.9 \times 5615.08 \left(1 - \frac{2050}{4720.94}\right)} + \frac{1.571 \times 2050 (1.0)}{0.9 \times 12046.82 \left(1 - \frac{2050}{17863.20}\right)} \right] = 1$$

Hay que proponer P_u para que nos de $1 = 1$ por tanteos

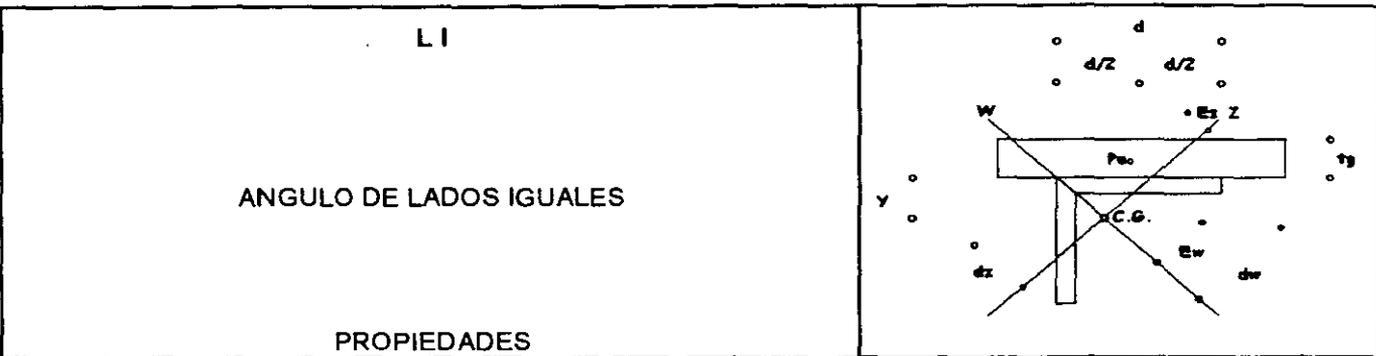
Sustituyendo

$$P_u = 2050 = 1.00$$

$$\frac{P_u}{\phi P_n} = \frac{2050}{3753.44} = 0.54 > 0.2 \quad \text{Supuesto}$$

$$P_u = 2050 \text{ Kg}$$

TABLA 5 DE VALORES DE DISTANCIAS GEOMETRICAS DE dw, dz, Ew, Ez y tg



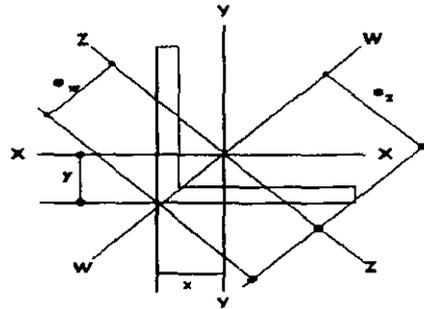
PROPIEDADES

Designación		tg		EJE W - W		EJE Z - Z	
tamaño y espesor t		cm	in.	dw	Ew	dz	Ez
mm x mm	in. x in.			cm	cm	cm	cm
19 x 3	3/4 x 1/8	0.318	1/8"	1.344	0.560	0.821	0.783
19 x 5	3/4 x 3/16	0.476	3/16"	1.344	0.841	0.933	0.428
22 x 3	7/8 x 1/8	0.318	1/8"	1.555	0.891	0.933	0.266
22 x 5	7/8 x 3/16	0.476	3/16"	1.555	0.947	1.047	0.436
25 x 3	1 x 1/8	0.476	3/16"	1.767	1.053	1.074	0.357
25 x 5	1 x 3/16	0.635	1/4"	1.767	1.110	1.145	0.484
25 x 6	1 x 1/4	0.635	1/4"	1.767	1.110	1.216	0.555
32 x 3	1 1/4 x 1/8	0.476	3/16"	2.262	1.301	1.258	0.293
32 x 5	1 1/4 x 3/16	0.635	1/4"	2.262	1.357	1.371	0.462
32 x 6	1 1/4 x 1/4	0.794	5/16"	2.262	1.413	1.442	0.59
38 x 3	1 1/2 x 1/8	0.476	3/16"	2.686	1.513	1.513	0.336
38 x 5	1 1/2 x 3/16	0.635	1/4"	2.686	1.569	1.583	0.462
38 x 6	1 1/2 x 1/4	0.794	5/16"	2.686	1.626	1.682	0.617
38 x 8	1 1/2 x 5/16	0.953	3/8"	2.686	1.682	1.753	0.745
38 x 10	1 1/2 x 3/8	1.111	7/16"	2.686	1.738	1.838	0.886
44 x 3	1 3/4 x 1/8	0.476	3/16"	3.111	1.726	1.725	0.335
44 x 5	1 3/4 x 3/16	0.635	1/4"	3.111	1.782	1.838	0.505
44 x 6	1 3/4 x 1/4	0.953	3/8"	3.111	1.894	1.909	0.688
44 x 8	1 3/4 x 5/16	1.111	7/16"	3.111	1.950	1.979	0.814
51 x 3	2 x 1/8	0.476	3/16"	3.606	1.973	1.979	0.342
51 x 5	2 x 3/16	0.794	5/16"	3.606	2.086	2.050	0.525
51 x 6	2 x 1/4	0.953	3/8"	3.606	2.142	2.121	0.652
51 x 8	2 x 5/16	1.270	1/2"	3.606	2.254	2.192	0.836
51 x 10	2 x 3/8	1.270	1/2"	3.606	2.254	2.305	0.949
64 x 4	2 1/2 x 5/32	0.635	1/4"	4.525	2.49	2.446	0.405
64 x 5	2 1/2 x 3/16	0.794	5/16"	4.525	2.546	2.474	0.489
64 x 6	2 1/2 x 1/4	0.953	3/8"	4.525	2.602	2.587	0.658
64 x 8	2 1/2 x 5/16	1.270	1/2"	4.525	2.715	2.658	0.841
64 x 10	2 1/2 x 3/8	1.429	9/16"	4.525	2.771	2.729	0.969
76 x 6	3 x 1/4	1.111	7/16"	5.373	3.083	3.012	0.714
76 x 8	3 x 5/16	1.270	1/2"	5.373	3.139	3.125	0.884
76 x 10	3 x 3/8	1.429	9/16"	5.373	3.196	3.196	1.011
76 x 11	3 x 7/16	1.746	11/16"	5.373	3.308	3.266	1.193
76 x 13	3 x 1/2	1.905	3/4"	5.373	3.364	3.337	1.32
76 x 16	3 x 5/8	2.332	7/8"	5.373	3.447	3.521	1.617

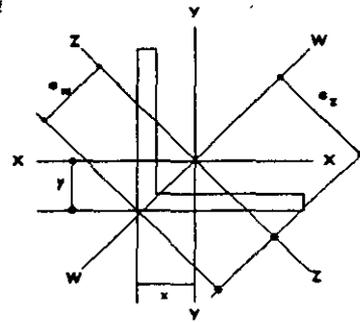
TABLA 3 PARA VALORES DE Q FACTOR DE REDUCCION PARA PANDEO LOCAL

Designación		A-7	A-36	A-50
tamaño y espesor t				
mm x mm	in. x in.	Q	Q	Q
76 x 6	3 x 1/4	1.00	1.00	0.94
76 x 8	3 x 5/16	1.00	1.00	1.00
76 x 10	3 x 3/8	1.00	1.00	1.00
76 x 11	3 x 7/16	1.00	1.00	1.00
76 x 13	3 x 1/2	1.00	1.00	1.00
76 x 16	3 x 5/8	1.00	1.00	1.00
89 x 5	3 1/2 x 3/16	0.88	0.86	0.78
89 x 6	3 1/2 x 1/4	0.96	0.94	0.87
89 x 8	3 1/2 x 5/16	1.00	1.00	0.98
89 x 10	3 1/2 x 3/8	1.00	1.00	1.00
89 x 13	3 1/2 x 1/2	1.00	1.00	1.00
102 x 6	4 x 1/4	0.90	0.88	0.80
102 x 8	4 x 5/16	1.00	0.99	0.94
102 x 10	4 x 3/8	1.00	1.00	1.00
102 x 11	4 x 7/16	1.00	1.00	1.00
102 x 13	4 x 1/2	1.00	1.00	1.00
102 x 16	4 x 5/8	1.00	1.00	1.00
102 x 19	4 x 3/4	1.00	1.00	1.00
152 x 10	6 x 3/8	0.95	0.94	0.86
152 x 11	6 x 7/16	0.98	0.97	0.90
152 x 13	6 x 1/2	1.00	1.00	0.97
152 x 14	6 x 9/16	1.00	1.00	0.99
152 x 16	6 x 5/8	1.00	1.00	1.00
152 x 19	6 x 3/4	1.00	1.00	1.00
152 x 22	6 x 7/8	1.00	1.00	1.00
152 x 25	6 x 1	1.00	1.00	1.00

LI
ANGULO DE LADOS IGUALES
PROPIEDADES



LI
ANGULO DE LADOS IGUALES
PROPIEDADES



Designacion tamaño y espesor t		Área	Ejes X-X y Y-Y				Eje W-W				Eje Z-Z			
mm x mm	in. x in.		I	S	r	x=y	I	S	r	e _w	I	S	r	e _z
		cm ²	cm ⁴	cm ³	cm	cm	cm ⁴	cm ³	cm	cm	cm ⁴	cm ³	cm	cm
76 x 6	3 x 1/4	9.29	51.60	9.50	2.36	2.13	78.66	14.62	2.94	5.38	20.39	6.86	1.49	2.97
76 x 8	3 x 5/16	11.48	62.90	11.60	2.34	2.21	96.98	18.02	2.92	5.38	24.94	8.21	1.47	3.04
76 x 10	3 x 3/8	13.61	73.30	13.60	2.31	2.26	112.79	20.96	2.89	5.38	29.55	9.41	1.47	3.14
76 x 11	3 x 7/16	15.68	82.80	15.60	2.31	2.31	128.19	23.82	2.87	5.38	33.71	10.34	1.47	3.26
76 x 13	3 x 1/2	17.74	92.40	17.50	2.29	2.36	142.76	26.53	2.84	5.38	38.29	11.53	1.47	3.32
76 x 16	3 x 5/8	21.68	109.10	21.30	2.24	2.49	158.16	29.59	2.82	5.38	42.45	12.05	1.47	3.52
89 x 5	3 1/2 x 3/16	8.36	64.36	9.92	2.78	2.40	102.84	16.38	3.51	6.29	25.88	7.63	1.76	3.39
89 x 6	3 1/2 x 1/4	10.90	83.66	13.01	2.77	2.46	133.53	21.26	3.50	6.29	33.79	9.71	1.76	3.48
89 x 8	3 1/2 x 5/16	13.48	101.95	16.00	2.74	2.51	162.49	25.87	3.47	6.29	41.41	11.66	1.75	3.55
89 x 10	3 1/2 x 3/8	16.00	119.46	18.84	2.72	2.57	191.20	30.44	3.47	6.29	50.22	13.87	1.74	3.63
89 x 13	3 1/2 x 1/2	20.97	151.51	24.41	2.69	2.69	238.09	37.91	3.37	6.29	61.59	16.21	1.73	3.80
102 x 6	4 x 1/4	12.52	124.90	17.20	3.18	2.77	191.89	26.72	3.96	7.18	48.10	12.30	2.00	3.91
102 x 8	4 x 5/16	15.48	154.40	21.10	3.15	2.84	239.33	33.33	3.93	7.18	61.60	15.36	2.00	4.01
102 x 10	4 x 3/8	18.45	181.50	24.90	3.12	2.89	283.03	39.41	3.91	7.18	73.25	18.17	1.98	4.03
102 x 11	4 x 7/16	21.35	206.90	28.70	3.12	2.94	322.99	44.98	3.88	7.18	83.66	20.15	1.98	4.15
102 x 13	4 x 1/2	24.19	231.40	32.30	3.10	2.99	361.28	50.31	3.86	7.18	94.48	22.44	1.98	4.21
102 x 16	4 x 5/8	29.74	277.20	39.30	3.05	3.12	433.71	60.40	3.81	7.18	115.71	26.35	1.98	4.39
102 x 19	4 x 3/4	35.10	318.80	46.00	3.02	3.22	497.39	69.27	3.75	7.18	136.10	29.97	1.95	4.54
152 x 10	6 x 3/8	28.13	640.6	57.8	4.78	4.16	1018.6	94.6	6.02	10.76	262.6	44.7	3.05	5.88
152 x 11	6 x 7/16	32.65	735.9	66.7	4.75	4.22	1173.5	109.0	5.99	10.76	298.3	50.1	3.02	5.96
152 x 13	6 x 1/2	37.10	828.7	75.5	4.72	4.27	1326.1	123.3	5.97	10.76	331.3	54.9	2.99	6.03
152 x 14	6 x 9/16	41.48	918.6	84.2	4.70	4.34	1464.6	136.0	5.94	10.76	372.6	60.8	2.99	6.12
152 x 16	6 x 5/8	45.87	1005.6	92.8	4.67	4.39	1604.8	149.2	5.92	10.76	406.4	65.6	2.98	6.20
152 x 19	6 x 3/4	54.45	1171.7	109.1	4.65	4.52	1859.2	172.7	5.85	10.76	484.2	75.9	2.98	6.38
152 x 22	6 x 7/8	62.77	1328.6	125.0	4.60	4.62	2101.8	196.2	5.79	10.76	555.4	85.1	2.97	6.52
152 x 25	6 x 1	70.97	1476.0	140.0	4.57	4.72	2327.8	203.3	5.73	10.76	624.2	93.7	2.96	6.66



FACULTAD DE INGENIERÍA UNAM
DIVISIÓN DE EDUCACIÓN CONTINUA

"Tres décadas de orgullosa excelencia" 1971 - 2001

CURSOS ABIERTOS

CA029 APLICACIÓN DE NORMAS Y ESPECIFICACIONES DE USO EN MÉXICO PARA EL DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE ACERO

Del 23 de junio al 4 de julio del 2003

Tema

“Diseño de conexiones atornilladas
sujetas a fuerza axial de acuerdo al
LRFD”

EXPOSITOR: ING. FERNANDO MONROY MIRANDA
PALACIO DE MINERÍA
JULIO DEL 2003

CONTENIDO

1. CONEXIONES ATORNILLADAS

1.1 INTRODUCCIÓN

1.2 TIPOS DE TORNILLOS

1.3 HISTORIA DE LOS TORNILLOS DE ALTA RESISTENCIA

1.4 VENTAJAS DE LOS TORNILLOS DE ALTA RESISTENCIA

1.5 TORNILLOS COMPLETAMENTE TENSADOS Y TORNILLOS APRETADOS SIN HOLGURA

1.6 MÉTODOS PARA TENSAR COMPLETAMENTE LOS TORNILLOS DE ALTA RESISTENCIA

1.7 CONEXIONES TIPO FRICCIÓN Y TIPO APLASTAMIENTO

1.8 JUNTAS MIXTAS

1.9 TAMAÑOS DE AGUJEROS PARA TORNILLOS

1.10 TRANSMISIÓN DE CARGA Y TIPOS DE JUNTAS

1.10.1 Junta traslapada

1.10.2 Junta a tope

1.10.3 Conexiones de plano doble

1.10.4 Otros casos

1.11 TRANSMISIÓN DE CARGA Y TIPOS DE JUNTAS

1.12 SEPARACIÓN Y DISTANCIAS A BORDES DE TORNILLOS

1.12.1 Junta traslapada

1.12.2 Distancia mínima al borde

1.12.3 Distancias máximas al borde

1.13 CONEXIONES TIPO APLASTAMIENTO, CARGAS QUE PASAN POR EL CENTRO DE GRAVEDAD DE LA CONEXIÓN

1.14 CONEXIONES TIPO FRICCIÓN, CARGAS QUE PASAN POR EL CENTRO DE GRAVEDAD DE LA CONEXIÓN

1.15 EJEMPLOS

Referencias

1. CONEXIONES ATORNILLADAS

1.1 INTRODUCCIÓN

En años recientes, uno de los métodos aceptados para conectar los miembros de una estructura de acero es mediante el atornillado con pernos o tornillos de alta resistencia.

El montaje de estructuras de acero por medio de tornillos, es un proceso muy rápido y requiere mano de obra poco especializada que cuando se trabaja con soldadura. Estos factores dan a las juntas atornilladas una ventaja económica en comparación con los otros tipos de conexión.

1.2 TIPOS DE TORNILLOS

Varios tipos de tornillos son los que existen para usarse en una conexión de elementos de acero; éstos son.

Tornillos ordinarios o comunes. Designados como tornillos A307 por la ASTM, fabricados con aceros al carbono cuyas características esfuerzo-deformación muy parecidas al del acero A36. Están disponibles en diámetros que van de 5/8 de pulg. hasta 1 ½ en incrementos de 1/8 de pulg.

Los tornillos A307 se fabrican generalmente con cabezas y tuercas cuadradas para reducir costos, pero las cabezas hexagonales se usan a veces porque tienen una apariencia un poco más atractiva, son más fáciles de manipular con las llaves mecánicas y requieren menos espacio para girarlas. Tienen relativamente grandes tolerancias en el vástago y en las dimensiones de la cuerda, pero su resistencia de diseño es menor que las de los tornillos de alta resistencia. Se usan principalmente en estructuras ligeras sujetas a cargas estáticas y en miembros secundarios (largueros, riostras, armaduras pequeñas, etc.).

La resistencia y ventajas de los tornillos ordinarios se subestimaron en el pasado, por lo que algunos proyectistas a veces especificaban tornillos de alta resistencia en conexiones para las que los tornillos ordinarios serían satisfactorios

Tornillos de alta resistencia. Fabricados a base de acero al carbono tratado térmicamente y aceros aleados; tienen resistencias a la tensión de dos o más veces la de los tornillos ordinarios. Los A325 (de acero al carbono tratado térmicamente) y los A490 de mayor resistencia (también tratados térmicamente, pero de acero aleado) son los dos tipos básicos de tornillos de alta resistencia usados para todo tipo de estructuras, desde pequeños edificios hasta rascacielos y grandes puentes.

Los tornillos de alta resistencia pueden apretarse hasta que se alcanzan esfuerzos muy altos de tensión, de manera que las partes conectadas quedan fuertemente afianzadas entre la tuerca del tornillo y su cabeza, lo que permite que las cargas se transfieran principalmente por fricción.

En ocasiones se fabrican tornillos de alta resistencia a partir de acero A449 con diámetros mayores de 1½ pulg., que es el diámetro máximo de los A325 y A490. Estos tornillos pueden usarse también como pernos de anclaje de alta resistencia y para barras roscadas de diversos diámetros.

1.3 HISTORIA DE LOS TORNILLOS DE ALTA RESISTENCIA

En 1934, C. Batho y E. H. Bateman sostuvieron por primera vez que los tornillos de alta resistencia podrían emplearse satisfactoriamente para el ensamble de estructuras de acero, pero fue hasta 1947 que se estableció el *Research Council on Reverted and Bolted Structural Joints of the Engineering Foundation* (Consejo para la investigación de juntas estructurales remachadas y atornilladas) Este grupo publicó sus primeras especificaciones en 1951 y los tornillos de alta resistencia fueron aceptados rápidamente por arquitectos e ingenieros de puentes para estructuras sometidas a cargas, tanto estáticas como dinámicas. Convirtiéndose en el principal tipo de conector de campo, además se encontró que poseían muchas aplicaciones en conexiones de taller.

Una conexión hecha con tornillos y tuercas ordinarias puede no ser muy satisfactoria, ya que, cuando se le somete a cargas vibratorias las tuercas con frecuencia se aflojan. Este problema puede resolverse usando contratuerca, pero los tornillos modernos de alta resistencia proporcionan una solución más satisfactoria.

1.4 VENTAJAS DE LOS TORNILLOS DE ALTA RESISTENCIA

Parte del éxito de los tornillos de alta resistencia se debe a las ventajas siguientes:

1. Menor número de cuadrillas de trabajadores necesarias para atornillar, resultando un montaje de acero estructural más rápido
2. En comparación con los tornillos ordinarios, se requiere menor número de tornillos para proporcionar la misma resistencia.
3. Unas buenas juntas atornilladas pueden realizarlas trabajadores con mucho menor entrenamiento y experiencia que los necesarios para producir conexiones soldadas de calidad semejante. La instalación apropiada de tornillos de alta resistencia puede aprenderse en cuestión de horas.
4. No se requieren pernos de montaje que deben removerse después (dependiendo de las especificaciones) como en las juntas soldadas.
5. Se requiere equipo más barato para realizar conexiones atornilladas.

6. No existe riesgo de fuego ni peligro por cortocircuito en comparación con las juntas soldadas.
7. La resistencia a la fatiga es igual o mayor en las juntas atornilladas que la obtenida con juntas soldadas equivalentes.
8. Donde las estructuras se alteran o desensamblan posteriormente, los cambios en las conexiones son muy sencillos por la facilidad para quitar los tornillos.

1.5 TORNILLOS COMPLETAMENTE TENSADOS Y TORNILLOS APRETADOS SIN HOLGURA

Para los tornillos de alta resistencia, el proceso de tensado completamente es caro así como su inspección, sin embargo, según el LRFD no todos los tornillos de alta resistencia tienen que tensarse completamente.

Las especificaciones LRFD requieren que los tornillos que deban tensarse en forma completa, se identifiquen claramente en los planos. Estos son los tornillos usados en las conexiones tipo fricción y en las conexiones sujetas a tensión directa. Las conexiones tipo fricción se requieren cuando las cargas de trabajo ocasionan un gran número de cambios en los esfuerzos con la posibilidad de que se generen problemas de fatiga. En la sección J1.9 de las especificaciones LRFD se presenta una lista detallada de las conexiones que deben hacerse con tornillos completamente tensados; esta lista incluye: conexiones para soportes de maquinaria o para cargas vivas que produzcan impacto o inversión en el signo de los esfuerzos; empalmes de columnas en todas las estructuras de más de 60 m (200 pies) de altura; conexiones de todas las vigas y traveses a columnas y otras vigas o traveses de las que depende el arriostramiento de las columnas en estructuras de más de 38.1 m (125 pies) de altura, etc.

Otros tornillos requieren apretarse sólo hasta que quedan *apretados sin holgura* (“snugtight”). Esto se logra cuando todos los paños de una conexión están en contacto firme entre sí. En general se obtiene con el esfuerzo total realizado por un operario con una llave manual o el apretado que se efectúa después de unos pocos golpes con una llave de impacto. Obviamente hay algunas diferencias en los grados de apretado en estas condiciones. Los tornillos apretados sin holgura deben identificarse claramente tanto en los planos de diseño como en los de montaje. La tabla 1-1 (tabla J3.1 de la sexta parte del manual LRFD), presenta las tensiones necesarias para los sujetadores en conexiones tipo fricción y en conexiones sujetas a tensión directa. Para estar completamente tensados, los tornillos A325 y los A490 deben apretarse por lo menos al 70% de sus resistencias a la tensión mínima especificada.

El control de calidad especificado para la fabricación de los tornillos A325 y A490 es más estricto que para la de los tornillos A449. En consecuencia, independientemente del método para apretar, los tornillos A449 no pueden usarse en conexiones tipo fricción.

Es interesante observar que las tuercas usadas con los tornillos de alta resistencia, completamente tensados no necesitan precaución especial para asegurarlas. Una vez que estos tornillos se instalan y que la tuerca se ha apretado lo suficiente para producir la tensión requerida, casi no hay tendencia de las tuercas a aflojarse. Sin embargo, existen unos pocos casos en los que se aflojan bajo fuertes cargas vibratorias, para ello, reemplazar los tornillos por otros más largos junto con dos tuercas totalmente apretadas o soldar las tuercas a los tornillos son soluciones que aparentemente han dado resultados satisfactorios.

TABLA 1-1 TENSIÓN^a REQUERIDA EN LOS TORNILLOS PARA CONEXIONES TIPO FRICCIÓN Y PARA CONEXIONES SUJETAS A TENSIÓN DIRECTA.

Tamaño del Tornillo (plg)	Tornillo A325	Tornillo A490
½	12	15
5/8	19	24
¾	28	35
7/8	39	49
1	51	64
1 1/8	56	80
1 ¼	71	102
1 3/8	85	121
1 ½	103	148

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

1.6 MÉTODOS PARA TENSAR COMPLETAMENTE LOS TORNILLOS DE ALTA RESISTENCIA

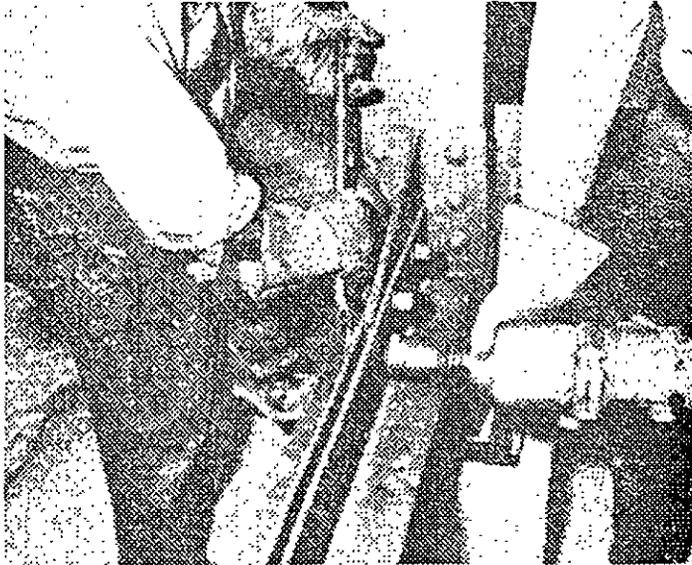
Para los tornillos completamente tensados existen varios métodos para apretarlos. Estos métodos, incluido el método del giro de la tuerca, el de la llave calibrada y el uso de tornillos de diseño alternativo, así como los indicadores directos de tensión, los permite sin preferencia las especificaciones LRFD

Método del giro de la tuerca. Los tornillos se aprietan sin holgura y luego se les da un giro de 1/3 o de una vuelta completa, dependiendo de la longitud de éstos y de la inclinación de las superficies entre sus cabezas y tuercas. (La magnitud del giro puede controlarse fácilmente marcando la posición apretada sin holgura con pintura o crayón).

Método de la llave calibrada. En este método los tornillos se aprietan con una llave de impacto ajustada para detenerse cuando se alcanza el par necesario para lograr la tensión deseada de acuerdo con el diámetro y la clasificación de la ASTM del tornillo. Es

necesario que las llaves se calibren diariamente y que se usen rondanas endurecidas. Deben protegerse los tornillos del polvo y de la humedad en la obra.

Indicador directo de tensión. El indicador directo de tensión consiste en una rondana endurecida con protuberancias en una de sus caras en forma de pequeños arcos. Los arcos se aplanan conforme se aprieta el tornillo. La magnitud de la abertura en cualquier momento es una medida de la tensión en el tornillo. En los tornillos completamente tensados las aberturas deben medir 0.015 pulg. o menos.



Apriete la tuerca de un tornillo de alta resistencia con una llave neumática de impacto.
(Cortesía de la *Bethlehem Steel Corporation*)

Tornillos de diseño alternativo. Además de los métodos anteriores existen algunos tornillos de diseño alternativo que pueden tensarse satisfactoriamente. Los tornillos con extremos rasurados que se extienden más allá de la porción roscada son un ejemplo. Se usan boquillas especiales en las llaves para apretar las tuercas hasta que se degollan los extremos rasurados.

Para ninguno de los métodos de apretar mencionados antes se especifica una tensión máxima para el tornillo. Esto implica que el tornillo puede apretarse a la carga más alta que no lo rompa y que aún así trabaje con eficiencia. Si el tornillo se rompe, se coloca otro sin mayores consecuencias. Debe notarse que las tuercas son más fuertes que el tornillo y que éste se romperá antes de que la tuerca se fracture.

En situaciones de fatiga, donde los miembros están sujetos a fluctuaciones constantes de las cargas, es muy conveniente la conexión tipo fricción. Si la fuerza que debe soportarse es menor que la resistencia a la fricción, por lo que ninguna fuerza queda aplicada a los tornillos, ¿cómo sería posible entonces tener una falla por fatiga?. La conexión tipo fricción es un estado límite de servicio, ya que se basa en cargas de trabajo;

en una conexión así no se permite que las cargas de trabajo excedan a la resistencia permisible por fricción.

Otros casos en que es muy conveniente utilizar las conexiones tipo fricción son: juntas en las que los tornillos se usan con agujeros holgados, juntas en las que los tornillos se usan con agujeros acanalados con las cargas aplicadas paralelamente a la dirección del acanalamiento, juntas sujetas a considerables inversiones de la fuerza y juntas en las que los tornillos, junto con soldaduras, resisten el cortante sobre la *superficie de contacto* común de las partes conectadas.

1.7 CONEXIONES TIPO FRICCIÓN Y TIPO APLASTAMIENTO

Cuando los tornillos de alta resistencia se tensan por completo, las partes conectadas quedan abrazadas fuertemente entre sí; se tiene entonces una considerable resistencia al deslizamiento en la superficie de contacto. Esta resistencia es igual a la fuerza al apretar multiplicada por el coeficiente de fricción.

Si la fuerza cortante es menor que la resistencia permisible por fricción, la conexión se denomina tipo fricción. Si la carga excede a la resistencia por fricción, habrá un deslizamiento entre los miembros con un posible degollamiento de los tornillos y al mismo tiempo las partes conectadas empujarán sobre los tornillos como se muestra en la figura 1.1.

Las superficies de las juntas, incluidas las adyacentes a las rondanas, deben estar libres de escamas, polvo, rebabas y otros defectos que puedan impedir un contacto pleno entre las partes. Es necesario que las superficies de las partes conectadas tengan pendientes no mayores de 1 en 20 con respecto a las cabezas y tuercas de los tornillos a menos que se usen rondanas biseladas. En juntas tipo fricción las superficies de contacto también deben estar libres de aceite, pintura y lacas.

Si las superficies de contacto están galvanizadas, el factor de deslizamiento se reducirá a casi la mitad del valor correspondiente a las superficies limpias de costras de laminación.

El factor de deslizamiento puede mejorarse bastante si las superficies se sujetan a un cepillado manual o a un sopleteado con arena. Sin embargo, estos tratamientos no incrementan la resistencia al deslizamiento frente a cargas permanentes donde aparentemente se manifiesta un comportamiento de escurrimiento plástico.²

Las especificaciones AASHTO de 1983 permiten la galvanización si las superficies así tratadas se rayan con cepillos de alambre o se someten a un sopleteado con arena después de la galvanización y antes del montaje.

Las especificaciones ASTM permiten la galvanización de los tornillos A325, pero no la de los A490. Existe el peligro de que este acero de alta resistencia se vuelva frágil por la posibilidad de que le penetre hidrógeno durante el proceso de galvanización.

Si se logran condiciones especiales en la superficie de contacto (superficies sopleteadas o superficies sopleteadas y después recubiertas con capas especiales resistentes al deslizamiento) para aumentar la resistencia al deslizamiento, el proyectista puede incrementar los valores usados aquí hasta alcanzar los indicados por el *Research Council on Structural Joints* (Consejo de investigación de juntas estructurales) en la sexta parte del manual LRFD.

1.8 JUNTAS MIXTAS

En ocasiones los tornillos pueden usarse en combinación con soldaduras y otras veces en combinación con remaches (como cuando se añaden a viejas conexiones remachadas para permitirles recibir mayores cargas) Las especificaciones LRFD contienen algunas reglas específicas para tales situaciones.

Tornillos en combinación con soldaduras. Para construcciones nuevas no se usan tornillos ordinarios A307 ni los de alta resistencia, en conexiones tipo aplastamiento, para compartir la carga con soldadura. (Antes de que la resistencia última de la conexión se alcance, los pernos se deslizarán y la soldadura tendrá que tomar una proporción mayor de la carga; la proporción exacta es difícil de determinar). En tales circunstancias la soldadura tendrá que diseñarse para resistir la carga total.

Si los tornillos de alta resistencia se diseñan para juntas tipo fricción, se puede permitir que compartan la carga con la soldadura. Si se tuvieran que efectuar alteraciones soldadas a una estructura diseñada con juntas tipo fricción, las soldaduras tendrán que diseñarse sólo para la resistencia adicional requerida.

Tornillos de alta resistencia en combinación con remaches. Se permite que los tornillos de alta resistencia compartan la carga con remaches en construcciones nuevas o en modificaciones de conexiones ya existentes que se hayan diseñado como tipo fricción. (La ductilidad de los remaches permite que ambos tipos de sujetadores trabajen en conjunto).

1.9 TAMAÑOS DE AGUJEROS PARA TORNILLOS

Además de los agujeros de tamaño estándar para tornillos y remaches que son 1/16 pulg. de mayor diámetro que los correspondientes tornillos y remaches, hay tres tipos de agujeros agrandados: holgados, de ranura corta y de ranura larga. Los agujeros holgados en ocasiones son muy útiles para acelerar el proceso de montaje; además, permiten ajustes para lograr la verticalidad de la estructura durante el montaje de ésta. La tabla 1-2 (J3.5 del manual LRFD), proporciona las dimensiones nominales de los diversos tipos de agujeros agrandados permitidos para los diferentes tamaños de conectores.

Los casos en que pueden usarse los diversos tipos de agujeros agrandados se describen a continuación.

Los agujeros holgados pueden usarse en todas las placas de una conexión, siempre que la carga aplicada no exceda a la resistencia permisible al deslizamiento. No deben utilizarse en juntas tipo aplastamiento. Es necesario usar rondanas endurecidas sobre estos agujeros holgados en las placas exteriores.

Los agujeros de ranura corta pueden usarse independientemente de la dirección de la carga aplicada si la resistencia permisible por deslizamiento es mayor que la fuerza aplicada. Si la carga se aplica en una dirección aproximadamente normal (entre 80° y 100°) a la ranura, estos agujeros pueden usarse en algunas o todas las capas de las conexiones por aplastamiento. Es necesario usar rondanas (endurecidas si se usan tornillos de alta resistencia) sobre los agujeros de ranura corta en las capas exteriores.

TABLA 1.2 DIMENSIONES NOMINALES DE AGUJEROS

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

Los agujeros de ranura larga pueden usarse en cualquiera, pero sólo en una de las partes conectadas y en cualquier superficie de contacto en conexiones tipo fricción o tipo aplastamiento. En las juntas tipo fricción estos agujeros pueden usarse en cualquier dirección, pero en las juntas de tipo aplastamiento las cargas deben ser normales (entre 80° y 100°) a los ejes de los agujeros. Si se usan agujeros de ranura larga en una capa exterior es necesario cubrirlos con rondanas o con una barra continua. En conexiones con tornillos de alta resistencia las rondanas o la barra no tienen que ser endurecidas, pero deben ser de material estructural y su espesor no debe ser menor de 5/16 pulg.

1.10 TRANSMISIÓN DE CARGA Y TIPOS DE JUNTAS

Los siguientes párrafos presentan algunos de los tipos elementales de juntas atornilladas sujetas a fuerza axial (o sea que las cargas pasan por el centro de gravedad del grupo de conectores). Para cada uno de esos tipos de juntas se analizan los métodos de transmisión de carga.

Con referencia figura 1.1a. Se supone que las placas mostradas están conectadas con un grupo de tornillos apretados sin holgura (los tornillos no están lo suficientemente apretados como para oprimir fuertemente las placas). Si se supone que hay poca fricción entre las placas, éstas se deslizarán un poco debido a las cargas aplicadas que se muestran. En consecuencia, las cargas en las placas tenderán a degollar a los conectores en el plano entre las placas y a apoyarse contra los dados de los pernos como se muestra en la figura. Estos conectores se encuentran entonces en condiciones de *corte simple y aplastamiento*. Estos deben tener suficiente resistencia para soportar esas fuerzas satisfactoriamente y los miembros que forman la junta deben ser lo bastante fuertes para prevenir su desgarramiento por los conectores.

Si se usan tornillos ordinarios A307 que no se aprietan con la presión necesaria para generar grandes tensiones de confianza, por lo que las especificaciones consideran esta situación como sin resistencia a la fricción.

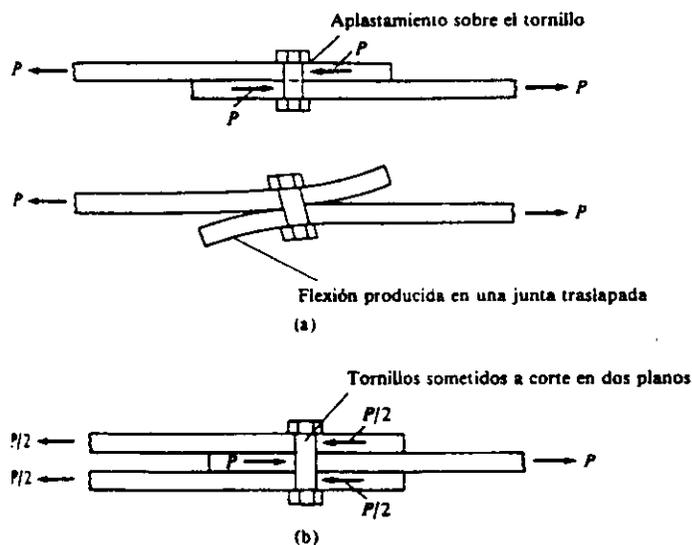


Figura 1.1 (a) Junta traslapada. (b) Junta a tope.

Los tornillos de alta resistencia completamente tensados forman una clase aparte. Si se usan los métodos para apretar descritos anteriormente se obtiene una tensión confiable en los tornillos que dan como resultado grandes fuerzas al apretar y una gran resistencia confiable por fricción al deslizamiento. A menos que las cargas por transmitirse sean mayores que la resistencia por fricción, las fuerzas totales se resisten por fricción y los tornillos no quedan sometidos ni a corte ni a aplastamiento. Si la carga excede a la resistencia por fricción habrá un deslizamiento, quedando los tornillos sometidos a corte y a aplastamiento.

1.10.1 Junta traslapada

La junta mostrada figura 1.1a se denomina junta traslapada. Este tipo de junta tiene el inconveniente de que el eje de gravedad de la fuerza en un miembro no es colineal con el eje de gravedad de la fuerza en el otro miembro, por lo que se presenta un par que causa una flexión que no es deseable en la conexión. Por esta razón, la junta traslapada, que se usa sólo para conexiones menores, debe diseñarse con dos conectores por lo menos en cada línea paralela a la longitud del miembro para minimizar la posibilidad de una falla por flexión.

1.10.2 Junta a tope

Una junta a tope se forma cuando se conectan tres miembros como se muestra en la figura 1.1b. Si la resistencia al deslizamiento entre los miembros es insignificante, los miembros se deslizarán un poco y tenderán a degollar simultáneamente a los tornillos en los dos planos de contacto entre los miembros. Los miembros se apoyan sobre los tornillos y se dice que éstos se encuentran sometidos a cortante doble y aplastamiento. La junta a tope tiene dos ventajas principales sobre la junta traslapada, éstas son:

1. Los miembros se arreglan en forma tal que la fuerza cortante P se reparte en dos partes, por lo que la fuerza en cada plano es sólo la mitad de la que se tendría en un solo plano si se usara la junta traslapada. Desde el punto de vista del cortante la capacidad de carga de un grupo de tornillos en cortante doble es teóricamente doble que la del mismo número de tornillos en cortante simple.
2. Se tiene una condición de carga más simétrica. (La junta a tope proporciona una condición de simetría si los miembros externos son del mismo espesor y resisten las mismas fuerzas. El resultado es una reducción o eliminación de la flexión descrita para la junta traslapada).

1.10.3 Conexiones de plano doble

En este tipo de conexiones los tornillos están sujetos a cortante simple y aplastamiento, pero el momento flexionante no se presenta; en la figura 1.2a se muestra un colgante con este tipo de conexión en la que los tornillos están sujetos a cortante simple en dos planos diferentes.



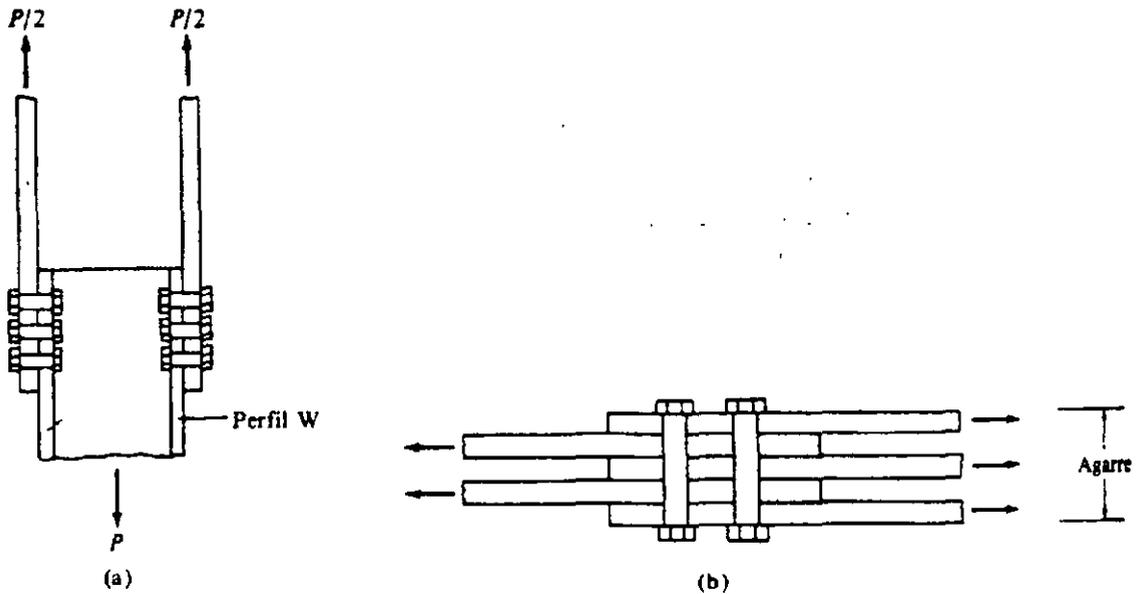


Figura 1.2 (a) Conexión de un colgante. (b) Pernos en cortante múltiple.

1.10.4 Otros casos

En general las conexiones atornilladas constan de juntas a tope o traslapadas o alguna combinación de éstas, pero existen también otros casos. Por ejemplo, se tienen ocasionalmente juntas en las que se conectan más de tres miembros y los tornillos quedan sometidos a cortante múltiple (figura 1.2b). Aunque los tornillos de esta conexión están sometidos a cortante en más de dos planos, la práctica usual es considerar no más de un cortante doble para el cálculo de la resistencia. No parece físicamente posible que ocurra una falla por cortante en tres o más planos simultáneamente.

1.11 FALLAS EN JUNTAS ATORNILLADAS

La figura 1.3 muestra varias maneras como pueden ocurrir las fallas en juntas atornilladas, es conveniente que, para diseñar adecuadamente las juntas atornilladas es necesario entender claramente estas posibilidades. Estas se describen a continuación:

1. La posibilidad de falla en una junta traslapada por corte del tornillo en el plano entre los miembros (cortante simple) se muestra en la figura 1.3a.
2. La figura 1.3b muestra la posibilidad de una falla a tensión de una de las placas a través del agujero de un tornillo.
3. La figura 1.3c muestra la posible falla del tornillo o de la placa por aplastamiento entre ambos.

4. La figura 1.3d muestra otro posible desgarramiento del miembro.
5. La figura 1.3e se muestra la falla por cortante doble en dos planos del tornillo.

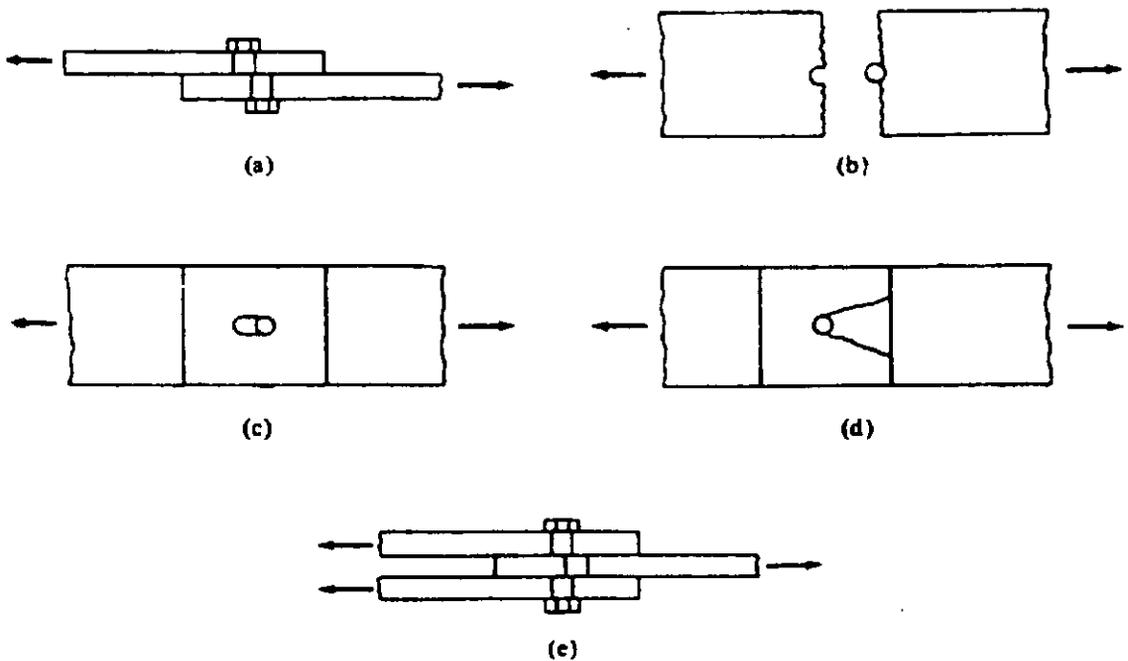


Figura 1.3 (a) Falla de un tornillo por cortante simple. (b) Falla de la placa por tensión. (c) Falla de la placa por aplastamiento. (d) Falla de la placa por cortante detrás del perno. (e) Falla de una junta a tope por cortante doble.

1.12 SEPARACIÓN Y DISTANCIAS A BORDES DE TORNILLOS

Antes de estudiar lo relativo a la separación entre tornillos y la distancia a los bordes de éstos es necesario aclarar primero algunos términos. Las siguientes definiciones se presentan para un grupo de tornillos en una conexión y se ilustran en la figura 1.4.

El *paso* es la distancia centro a centro entre tornillos en una dirección paralela al eje del miembro.

El *gramil* es la distancia centro a centro entre hileras de tornillos perpendicular al eje del miembro.

La *distancia del borde* es la distancia del centro de un tornillo al borde adyacente de un miembro.

La *distancia entre tornillos* es la distancia más corta entre tornillos sobre la misma o diferentes hileras de gramiles.

1.12.1 Separación mínima

Los tornillos deben colocarse a una distancia suficiente entre si para permitir su instalación eficiente y prevenir fallas por tensión en los miembros entre los tornillos. La especificación LRFD-J3.9 estipula una distancia mínima centro a centro para agujeros holgados o de ranura, igual a no menos de $2 \frac{2}{3}$ diámetros (de preferencia $3d$). Si medimos a lo largo de una línea de transmisión de fuerza, esta distancia debe incrementarse. En este caso la distancia no debe ser menor que $3d$ si la resistencia por aplastamiento R_n se determina con cualquiera de las siguientes expresiones: $2.4 dt F_u$ y $2.0 dt F_u$. De otra manera, la distancia mínima centro a centro entre agujeros estándar debe determinarse con la expresión que sigue, en la que P es la fuerza transmitida por un sujetador a la parte crítica, ϕ es igual a 0.75, t es el espesor de la parte crítica conectada y d_h es el diámetro del agujero de tamaño estándar.

$$\text{Distancia mínima centro a centro} = \frac{P}{\phi F_u t} + \frac{d_h}{2}$$

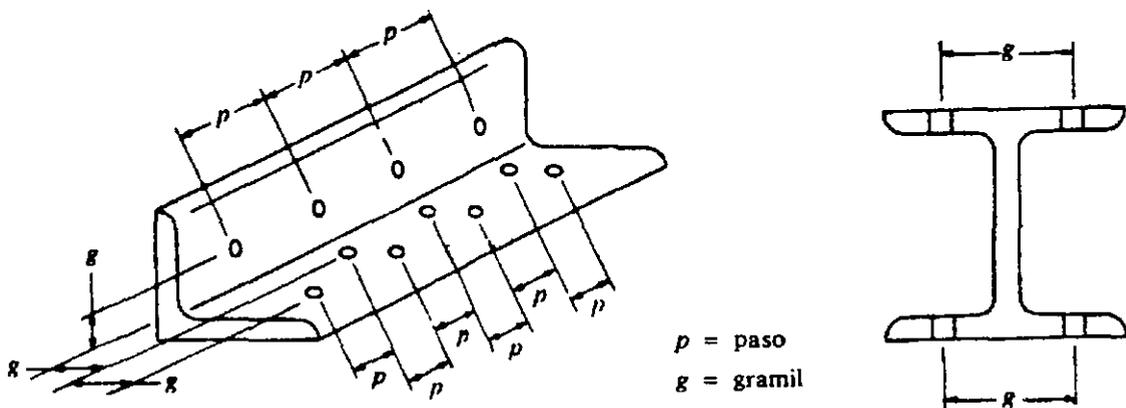


Figura 1.4

Tabla 1-3 VALORES DEL INCREMENTO C_1 , DE ESPACIAMIENTO PARA DETERMINAR LAS SEPARACIONES MÍNIMAS DE AGUJEROS AGRANDADOS.

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

*Cuando la longitud de la ranura es menor que la máxima permitida en la tabla 1.2 C_1 puede reducirse por la diferencia entre la longitud máxima y la real de la ranura.

Si los agujeros son holgados o ranurados la distancia mínima centro a centro se determina con la expresión anterior más el incremento aplicable C_1 dado en la tabla 1-3 (tabla J3.6 del manual LRFD). La distancia libre entre esos agujeros agrandados nunca debe ser menor que el diámetro del tornillo asociado con ellos.

1.12.2 Distancia mínima al borde

Los tornillos nunca deben colocarse muy cerca de los bordes de un miembro por dos razones principales. El punzonamiento de los agujeros muy cercanos a los bordes puede ocasionar que el acero opuesto al agujero se abombe o se agriete. La segunda razón se aplica a los extremos de los miembros donde existe el peligro de que el sujetador desgarre al metal. La práctica común consiste en colocar el sujetador a una distancia mínima del borde de la placa igual a 1.5 o 2.0 veces el diámetro del sujetador, de manera que el metal en esa zona tenga una resistencia al cortante igual por lo menos a la de los sujetadores. Para tener una información más precisa al respecto, es necesario consultar las especificaciones vigentes. La especificación LRFD-J4.10 estipula que la distancia entre el centro de un agujero estándar y el borde de la parte conectada no debe ser menor que los valores aplicables, dados en la tabla 1-4 (tabla J3.7 del manual LRFD) ni que el valor obtenido con la fórmula (cuando sea aplicable) dada en el siguiente párrafo.

En la dirección de la fuerza transmitida, la especificación LRFD establece que la distancia mínima al borde no debe ser menor que $1\frac{1}{2}d$ cuando la resistencia por aplastamiento R_n se determine con alguna de las dos expresiones siguientes:

- (1) $2.4 dt F_u$
- (2) $2.0 dt F_u$

De otra manera, la distancia mínima al borde se debe determinar con la fórmula siguiente.

Distancia mínima al borde en la dirección de la fuerza transmitida

$$= \frac{P}{\phi F_u t} \quad \text{con } \phi = 0.75$$

TABLA 1-4 DISTANCIAS MÍNIMAS A BORDES PARA AGUJEROS ESTÁNDAR.
(Centro del agujero estándar^a al borde de la parte conectada)

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

^a Para los agujeros agrandados o de ranura, véase la tabla 1.5

^b Todas Las distancias al borde en esta columna pueden reducirse 1/8 pulg. cuando el agujero está en un punto en donde el esfuerzo no excede el 25% de la resistencia de diseño máxima del elemento.

^c Estos valores pueden ser 1 ¼ pulg. en los extremos de ángulos de conexión para vigas.

Si los agujeros son holgados o rasurados, la distancia mínima al borde no debe ser menor que el valor requerido para un agujero estándar más un incremento C_2 obtenido en la tabla 1.5 (tabla J3.8 del manual LRFD). Otro valor de distancia mínima al borde lo proporcionan las especificaciones LRFD para conexiones de extremo atornillado a almas de vigas y diseñadas para tomar sólo reacciones cortantes de la viga.

TABLA 1.5 VALORES DEL INCREMENTO C_2 PARA DISTANCIAS AL BORDE DE AGUJEROS AGRANDADOS
Distancia máxima al borde.

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

* Cuando la longitud de la ranura es menor que la máxima permitida (véase la tabla 1.2), C_2 puede reducirse por un medio de la diferencia entre la longitud máxima y la real de la ranura.

1.12.3 Distancias máximas al borde

Muchas especificaciones proporcionan distancias máximas a las que los tornillos pueden colocarse del borde de una conexión. Según la especificación LRFD-J3.11 esta distancia máxima es de 12 veces el espesor de la placa, pero sin exceder de 6 pulg. Si los tornillos se colocan muy lejos de los bordes, pueden aparecer aberturas entre los miembros conectados. En la sección E4 de las especificaciones se dan límites para el paso y distancias al borde de juntas atornilladas en miembros de acero sin pintar, expuestos a la intemperie. Pueden considerarse también separaciones máximas en miembros a compresión para que no ocurra el pandeo local entre los tornillos.

Los agujeros no pueden punzonarse muy cerca de la unión del alma con el patín en una viga o de la unión de los lados en un ángulo. Estos pueden taladrarse, pero esta operación por su alto costo, debe evitarse a menos que se trate de una situación extraordinaria. Aun cuando puedan taladrarse los agujeros en esos lugares, puede resultar muy difícil e incómodo colocar y apretar los tornillos debido al poco espacio disponible.

1.13 CONEXIONES TIPO APLASTAMIENTO, CARGAS QUE PASAN POR EL CENTRO DE GRAVEDAD DE LA CONEXIÓN

Resistencia al cortante. En las conexiones tipo aplastamiento se supone que las cargas por transmitirse son mayores que la resistencia a la fricción generada al apretar los tornillos; como consecuencia se presenta un pequeño deslizamiento entre los miembros conectados, quedando los tornillos sometidos a corte y aplastamiento. La resistencia de diseño de un tornillo en cortante simple es igual a ϕ veces la resistencia nominal a cortante (klb/pulg^2) del tornillo multiplicada por el área de su sección transversal. Los valores de ϕ dados por las especificaciones LRFD son de 0.65 para tornillos de alta resistencia y de 0.60 para tornillos ordinarios A307.

Las resistencias nominales a cortante de tornillos se proporcionan en la tabla J3.2 de las especificaciones LRFD. Para los tornillos A325 los valores son 54 klb/pulg^2 si las cuerdas no están excluidas de los planos de cortante y 72 klb/pulg^2 si las cuerdas están excluidas. (Para los tornillos A490 los valores son 67.5 y 90 klb/pulg^2). La resistencia a cortante de un tornillo en cortante doble se considera que es igual a dos veces su resistencia a cortante simple.

En la práctica del diseño en lo que respecta a la exclusión o no de las cuerdas de los planos de cortante, si se usan tornillos y tamaños de miembros normales, las cuerdas casi siempre quedarán excluidas de los planos de cortante, un criterio conservador es suponer que las cuerdas no están excluidas en el plano cortante.

Resistencia al aplastamiento. La resistencia de diseño de un tornillo por aplastamiento es igual a ϕ veces la resistencia nominal por aplastamiento de la parte conectada (en klb/pulg^2) multiplicada por el diámetro del tornillo y por el espesor del

miembro que se apoya en el tornillo. (Para tornillos y remaches abocardados, debe deducirse un medio de la profundidad del abocardado, de acuerdo con la especificación LRFD J3.2). Cuando la distancia llamada L en la dirección de la fuerza desde el centro de un agujero holgado o regular (o desde el centro del extremo de un agujero rasurado), hasta el borde de una parte conectada no es menor que $1\frac{1}{2}$ veces el diámetro d del tornillo y la distancia centro a centro de los agujeros no es menor que $3d$ y se usan dos o más tornillos en la dirección de la línea de fuerza, la resistencia por aplastamiento es:

$$\phi R_n = \phi 2.4d t F_u \text{ para agujeros estándar de ranura corta, } \phi = 0.75$$

$$\phi R_n = \phi 2.0d t F_u \text{ para agujeros de ranura larga perpendicular a la carga, } \phi = 0.75$$

Si las deformaciones alrededor de un agujero no son de consecuencia para el diseño, las dos expresiones anteriores pueden reemplazarse por

$$\phi R_n = \phi 3.0d t F_u \quad \text{con } \phi = 0.75$$

Aunque la resistencia de diseño por aplastamiento de un tornillo con una distancia al extremo pequeña se reduzca, *las resistencias de los otros tornillos de la conexión no se reducen*. El valor de ϕR_n para un solo tornillo o para dos o más en la línea, *cada uno con una distancia al extremo menor que $1\frac{1}{2}d$* , se determina con la siguiente expresión:

$$\phi R_n = \phi L t F_u \quad \text{con } \phi = 0.75$$

Las pruebas hechas en juntas atornilladas han demostrado que ni los tornillos ni el metal en contacto con éstos fallan realmente por aplastamiento. Sin embargo, estas pruebas han demostrado que la eficiencia de las partes conectadas en tensión y compresión se ve afectada por la magnitud de los esfuerzos de aplastamiento. Por ello, las resistencias nominales por aplastamiento dadas por las especificaciones LRFD tienen valores arriba de los cuales, la resistencia de las partes conectadas resulta afectada. En otras palabras esos esfuerzos de diseño por aplastamiento aparentemente tan altos no son en realidad esfuerzos de aplastamiento, sino más bien índices de las eficiencias de las partes conectadas. Si se permiten esfuerzos de aplastamiento mayores que los valores dados los agujeros se alargan aproximadamente más de $\frac{1}{4}$ pulg. y afectan la resistencia de las conexiones.

Resistencia mínima de las conexiones. Las especificaciones LRFD (sección J1.5) establecen que, excepto para celosías, tensores y largueros de pared, las conexiones deben tener resistencias de diseño suficientes para soportar cargas factorizadas de por lo menos 10 klb.

Los valores proporcionados para la resistencia de tornillos, ya sean de tipo fricción o tipo aplastamiento, pueden tenerse de la tablas *Shear Design load in kips* (Cargas de diseño por cortante en klb) y *Bearing Design load in kips* (Cargas de diseño por aplastamiento en klb) contenidas en la quinta parte del manual LRFD.

1.14 CONEXIONES TIPO FRICCIÓN, CARGAS QUE PASAN POR EL CENTRO DE GRAVEDAD DE LA CONEXIÓN

Las conexiones tipo fricción son muy útiles en los casos en donde los miembros están sujetos a cargas constantemente fluctuantes. *Las conexiones tipo fricción deben revisarse por cargas de servicio y por cargas factorizadas.*

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

Si los tornillos se aprietan a las tensiones requeridas por las conexiones tipo fricción (véase la tabla 1-1), es poco probable que éstos se apoyen sobre las placas que están conectando. Las pruebas muestran que es poco probable que ocurra un deslizamiento, excepto que exista un cortante calculado por lo menos del 50% de la tensión total del tornillo. Esto significa que los tornillos tipo fricción no están sometidos a cortante; sin embargo, las especificaciones LRFD proporcionan resistencias permisibles por cortante (en realidad son valores permisibles para la fricción en las superficies de contacto) de modo que el proyectista pueda tratar las conexiones tipo fricción de la misma manera como lo hace en las conexiones tipo aplastamiento. Estas especificaciones suponen que los tornillos trabajan a cortante sin aplastamiento y las resistencias nominales por cortante de los tornillos de alta resistencia están indicadas en la tabla 1-6 (tabla J3.4 del manual). $\phi = 1.0$ excepto para agujeros de ranura larga con la carga paralela a la ranura en cuyo caso es igual a 0.85.

TABLA 1.6 RESISTENCIA NOMINAL POR CORTANTE EN KLB/PULG² DE TORNILLOS DE ALTA RESISTENCIA^a EN CONEXIONES TIPO FRICCIÓN.

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

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

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

En la exposición anterior relativa a las juntas tipo fricción no se mencionó el caso posible de que durante el montaje las juntas se conecten con tornillos y que al levantar

éstos, su propio peso empuje a los tornillos contra los lados de los agujeros antes de apretar éstos en definitiva y someterlos entonces a corte y aplastamiento.

1.15 EJEMPLOS

EJEMPLO 1.15.1

Determine la resistencia de diseño P_u de la conexión tipo aplastamiento mostrada en la figura 1.5. Considérese acero A36, tornillos A325 de 7/8 pulg., agujeros de tamaño estándar, cuerdas excluidas del plano de corte, distancias al borde $> 1 \frac{1}{2} d$ distancias centro a centro de agujeros $> 3d$.

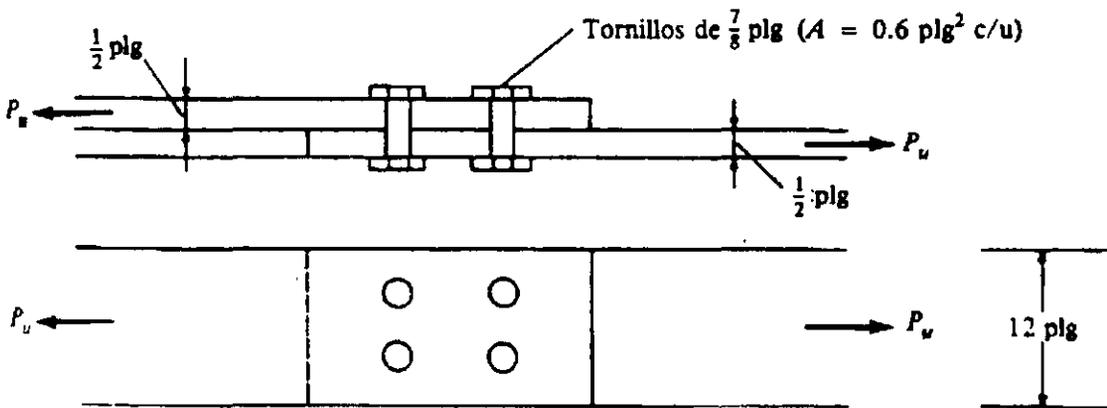


Figura 1.5

$$A_g = \left(\frac{1}{2}\right)(12) = 6.0 \text{ pulg}^2$$

$$A_n = 6.00 - (2)(1.0)(1/2) = 5.0 \text{ pulg}^2 = A_e$$

$$P_u = \phi_t F_y A_g = (0.9)(36)(6.0) = 194.4 \text{ klb}$$

$$P_u = \phi_t F_u A_e = (0.75)(58)(5.0) = 217.5 \text{ klb}$$

Resistencia de diseño de tornillos en cortante simple y aplastamiento sobre 1/2 pulg.

$$P_u = \phi(0.6)(72)(4) = (0.65)(0.6)(72)(4) = 112.3 \text{ klb} \leftarrow$$

$$P_u = \phi 2.4 d t F_u = (0.75)(2.4)(7/8)(1/2)(58)(4) = 182.7 \text{ klb}$$

$$P_u \text{ de diseño} = 112.3 \text{ klb}$$

EJEMPLO 1.15.2

¿Cuántos tornillos A325 de $\frac{3}{4}$ pulg. en agujeros de tamaño estándar con cuerdas excluidas del plano de corte se requieren para la conexión tipo aplastamiento mostrado en la figura 1.6? Considere acero A36, distancias al borde $> 1\frac{1}{2}d$ distancia centro a centro de agujeros $> 3d$.

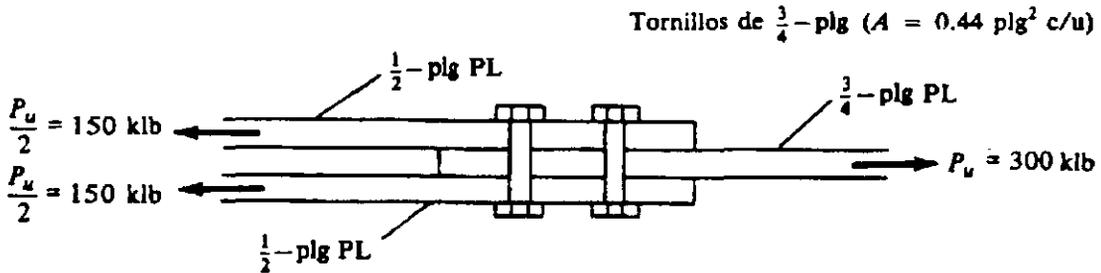


Figura 1.6

Solución. Tornillos en cortante doble y aplastamiento sobre $\frac{3}{4}$ pulg..

Resistencia de diseño

$$A \text{ cortante por tornillo} = (0.65) (2) (0.44) (72) = 41.2 \text{ klb} \leftarrow$$

$$\text{Por aplastamiento por tornillo} = (0.75) (2.4) (3/4) (3/4) (58) = 58.7 \text{ klb}$$

$$\text{Número de tornillos requeridos} = \frac{300}{41.2} = 7.3$$

Use 8 o 9 tornillos (dependiendo del arreglo)

Cuando se atornillan cubre placas a los patines de secciones W los tornillos deben tomar el cortante longitudinal en el plano ubicado entre las placas y los patines. El esfuerzo cortante longitudinal en la viga de la figura 1.7 resistido por un cubre placa y el patín del perfil W, puede determinarse con la expresión $f_v = VQ/Ib$. La fuerza cortante total a través del patín en 1 pulg. de longitud es igual a $(b)(1)(VQ/Ib) = VQ/I$.

La especificación LRFD-E4 estipula una separación máxima permisible para tornillos usados en las placas externas de miembros armados; igual al espesor de la placa externa más delgada multiplicado por $127/\sqrt{F_y}$ o bien 12 pulg.; rige el menor valor. El espaciamiento de las parejas de dos tornillos por la fuerza cortante que debe tomarse por pulgada en una sección específica. Los espaciamientos teóricos variarán de acuerdo con la variación de la fuerza cortante externa a lo largo del claro

EJEMPLO 1.15.3

En una cierta sección de la viga con cubre placa mostrada en la figura 1.7, la fuerza cortante externa factorizada V_u es de 275 klb. Determine la separación requerida entre tornillos A325 de 7/8 pulg. usados en una conexión tipo aplastamiento. Suponga que se cumplen los requisitos de distancia al borde de centro a centro ($1\frac{1}{2}d$ y $3d$) y que las cuerdas en los tornillos están excluidas del plano de corte. El acero es A36

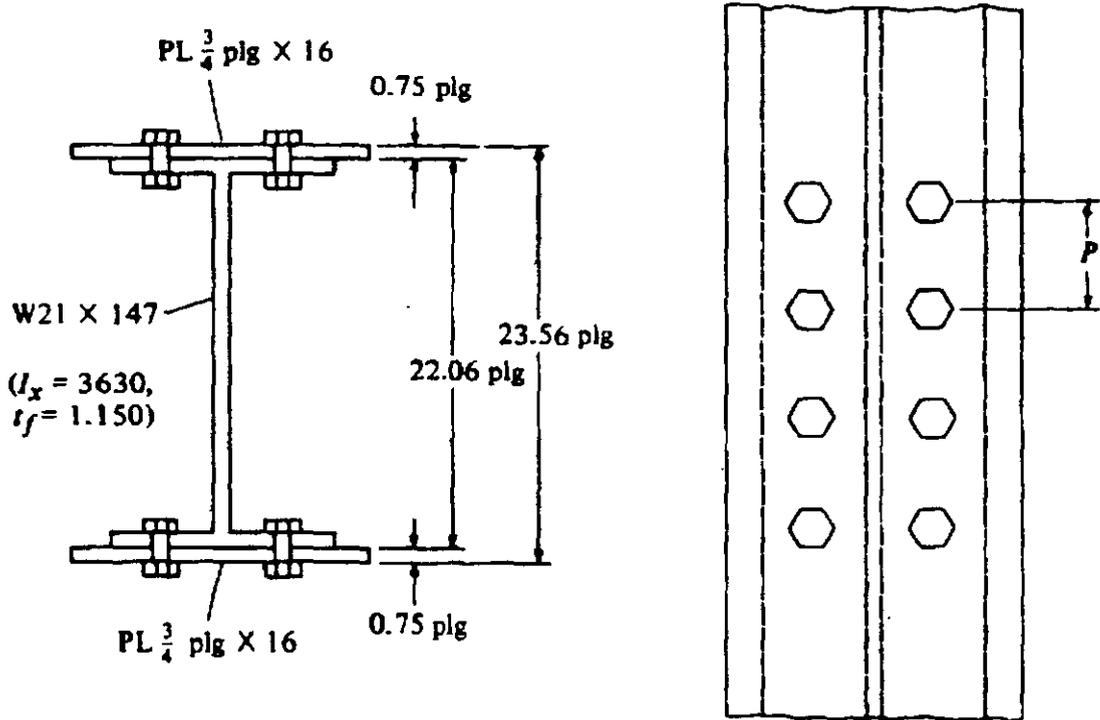


Figura 1.7

Solución:

$$I_x = 3630 + (2)(16 \times \frac{3}{4})(11.405)^2 = 6752 \text{ pulg}^4$$

$$\text{Cortante factorizado por pulgada} = \frac{V_u Q}{I}$$

$$= \frac{(275)(16 \times \frac{3}{4} \times 11.405)}{6752} = 5.574 \text{ klb/pulg}$$

Tornillos en cortante simple y aplastamiento sobre 0.75 pulg.

$$\text{Por cortante para dos tornillos} = (2)(0.65)(0.6)(72) = 56.16 \text{ klb} \leftarrow$$

$$\text{Por aplastamiento para dos tornillos} = (2) (0.75) (2.4) (7/8) (3/4) (58) = 56.16 \quad 137 \text{ klb}$$

$$p = \frac{56.16}{5.574} = 10.07 \text{ pulg. (consideremos 10 pulg. centro a centro)}$$

$$\text{m\u00e1ximo } p = \frac{3}{4} \frac{127}{\sqrt{36}} = 15.88 \text{ pulg. o 12 pulg.}$$

Coloque los tornillos a 10 pulg. centro a centro

Se ha supuesto que las cargas aplicadas a una conexi\u00f3n tipo aplastamiento se dividen por igual entre los tornillos. Para que esta distribuci\u00f3n sea correcta las placas deben ser perfectamente r\u00edgidas y los tornillos perfectamente el\u00e1sticos, pero en realidad las placas conectadas son tambi\u00e9n el\u00e1sticas y sufren deformaciones que afectan a los esfuerzos en los tornillos. El efecto de esas deformaciones es ocasionar una distribuci\u00f3n muy compleja de carga en el intervalo el\u00e1stico.

Si las placas se suponen completamente r\u00edgidas e indeformables, todos los tornillos se deformar\u00e1n igualmente y tendr\u00e1n los mismos esfuerzos. Esta situaci\u00f3n se muestra en la de la figura 1.8a. En realidad las cargas que resisten los tornillos de un grupo nunca son iguales (en el intervalo el\u00e1stico) cuando hay m\u00e1s de dos tornillos en una l\u00ednea. Si las placas son deformables, los esfuerzos as\u00ed como sus deformaciones decrecer\u00e1n de los extremos de la conexi\u00f3n hacia el centro, como se muestra en la figura 1.8b. El resultado es que los elementos m\u00e1s esforzados de la placa superior se hallar\u00e1n sobre los menos esforzados de la placa inferior y viceversa. El deslizamiento ser\u00e1 m\u00e1ximo en los tornillos extremos y m\u00ednimo en los tornillos centrales. Los tornillos extremos tendr\u00e1n entonces esfuerzos mucho mayores que los tornillos centrales.

Entre mayor sea el espaciamiento de los tornillos en una conexi\u00f3n, mayor ser\u00e1 la variaci\u00f3n de sus esfuerzos debido a la deformaci\u00f3n de la placa; por ello es muy conveniente el uso de juntas compactas, ya que as\u00ed se reduce la variaci\u00f3n de los esfuerzos en los tornillos. Ser\u00eda interesante considerar un m\u00e9todo te\u00f3rico (aunque no pr\u00e1ctico) para igualar los esfuerzos en los tornillos. Te\u00f3ricamente se tendr\u00eda que reducir escalonadamente el espesor de la placa hacia su extremo en proporci\u00f3n al esfuerzo decreciente. Este procedimiento, que se muestra en la figura 1.8c, tender\u00e1 a igualar las deformaciones de las placas y los esfuerzos en los tornillos. Un procedimiento similar consistir\u00e1 en trabajar las placas traslapadas.

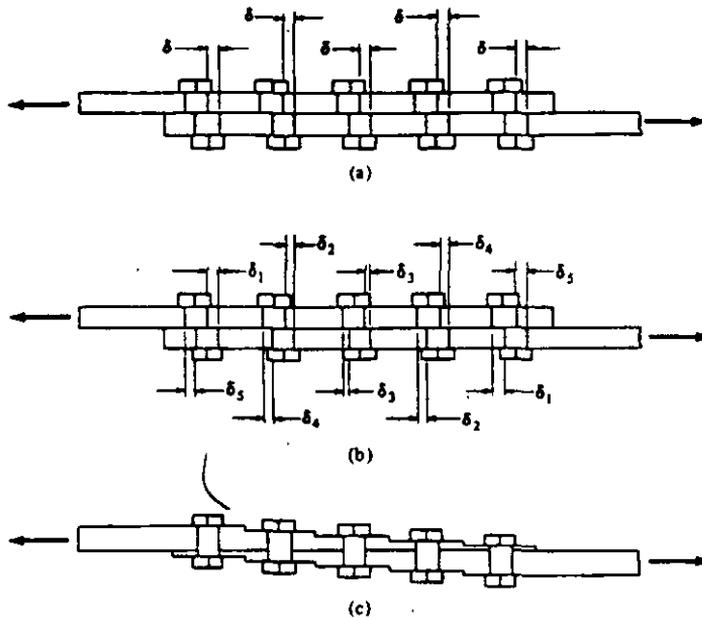


Figura 1.8 (a) Suponiendo placas no deformables. (b) Suponiendo placas deformables. (c) Junta escalonada (impráctica)

El cálculo de los esfuerzos elásticos exactos en un grupo de tornillos, tomando en cuenta la deformación de la placa es un problema tedioso. Por otra parte el análisis basado en la teoría plástica resulta muy simple. En esta teoría los tornillos extremos se suponen estar en su punto de esfuerzo de fluencia. Si la carga total en la conexión se incrementa, los tornillos extremos se deformarán sin resistir carga adicional, los tornillos siguientes en la línea incrementarán sus esfuerzos hasta que se alcance también en ellos el esfuerzo de fluencia, etc. El análisis plástico parece justificar hasta cierto punto la hipótesis de placas rígidas e iguales esfuerzos en los tornillos, que se hace en la práctica del diseño. Esta hipótesis se usa en los problemas de ejemplo.

Cuando se tienen sólo unos cuantos tornillos en una línea, la teoría plástica de esfuerzos iguales da muy buenos resultados, pero cuando existe un gran número de tornillos en una línea, la situación cambia. Las pruebas han demostrado claramente que los tornillos extremos fallan antes de que tenga lugar una redistribución total.³

Es común que las especificaciones exijan un mínimo de dos o tres tornillos para las juntas sometidas a cargas. La razón para ello es que un simple conector puede fallar, ya sea por una instalación defectuosa o por debilidad del material, etc.; si se usan varios conectores, los efectos de uno defectuoso se podrán superar.

EJEMPLO 1.15.4

Este ejemplo presenta el diseño de una conexión tipo fricción para una junta traslapada. Primero se determina el número de tornillos requeridos para el estado límite de deslizamiento nulo por carga de servicio. Luego se calcula el número de tornillos requeridos para el estado límite por carga factorizada, suponiendo que se vence la resistencia al deslizamiento y que los tornillos quedan sujetos a corte y aplastamiento.

Se desea diseñar una conexión tipo fricción para las placas mostradas en la figura 1.9 para resistir las cargas axiales de servicio $P_D = 30$ klb y $P_L = 50$ klb usando tornillos A325 de 1 pulg. de alta resistencia con cueras excluidas del plano de corte y con agujeros de tamaño estándar; $L > 1\frac{1}{2}d$ y distancia centro a centro de tornillo $> 3d$.

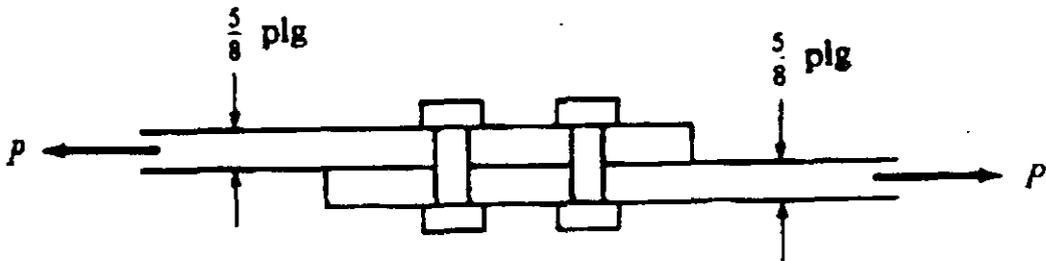


Figura 1.9

Solución:

Diseño de la conexión tipo fricción (carga de servicio)

Tornillos en cortante simple sin aplastamiento

Resistencia de un tornillo

En cortante doble = $(\phi) (0.785) (17) = (1.0) (0.785) (17) = 13.35$ klb

Número de tornillos necesarios = $\frac{80}{13.35} = 5.99$ consideremos 6

Diseño como conexión tipo aplastamiento (cargas factorizadas)

$P_u = (1.2) (30) + (1.6) (50) = 116$ klb

Tornillo en corte simple y aplastamiento sobre 5/8 pulg.

Resistencia de un tornillo en cortante doble = $(0.65) (0.785) (72) = 36.8$ klb ←

Resistencia de aplastamiento de un tornillo = $(0.75) (2.4) (1.0) (5/8) (58) = 65.25$ klb

$$\text{Número de tornillos necesarios} = \frac{116}{36.8} = 3.5$$

Use 6 tornillos

EJEMPLO 1.15.5

La conexión mostrada en la figura 1.10 está hecha con tornillos A325 de 7/8 pulg tipo aplastamiento en agujeros de tamaño estándar con las cuerdas excluidas del plano de corte. La viga y las placas de nudo son de acero A36. Revise:

- las resistencias a la tensión de la sección W y de las placas,
- la resistencia de los tornillos en cortante doble y aplastamiento y
- la resistencia del bloque de cortante de las áreas sombreadas de la sección W mostradas en la parte (b) de la figura.

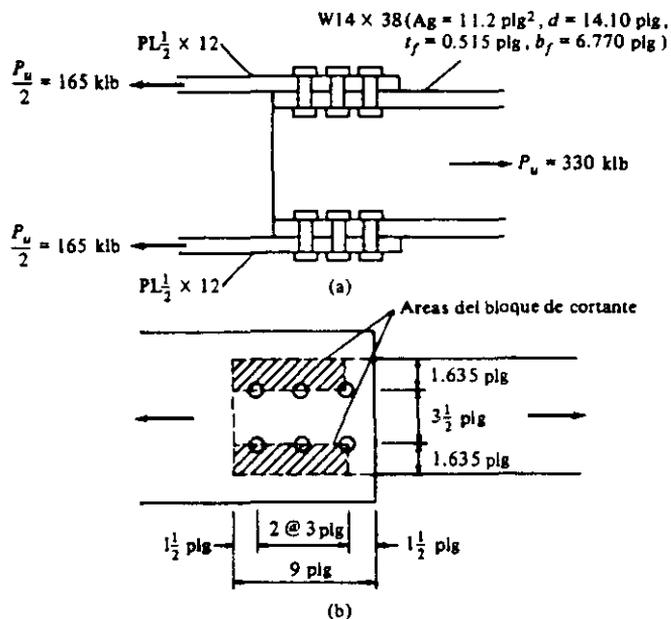


Figura 1.10

- Resistencia de diseño a tensión de la sección W

$$P_u = \phi_t F_y A_g = (0.9)(36)(11.2) = 362.9 \text{ klb} > 330 \text{ klb}$$

Bien

$$A_n = 11.2 - (4)(1)(0.515) = 9.14 \text{ pulg}^2$$

$$U = 0.85 \text{ ya que } b_f < 2/3 d$$

$$A_e = U A_n = (0.85)(9.14) = 7.77 \text{ pulg}^2$$

$$P_u = \phi_t F_u A_e = (0.75)(58)(7.77) = 338 \text{ klb} > 330 \text{ klb} \quad \text{Bien}$$

Resistencia de diseño a tensión de las placas de nudo

$$P_u = \phi_t F_y A_g = (0.9)(36)(1/2 \times 12)(2) = 388.8 \text{ klb} > 330 \text{ klb} \quad \text{Bien}$$

$$A_n \text{ de 2 placas} = [(1/2)(12) - (2)(1)(1/2)]2 = 10 \text{ pulg}^2 \leftarrow$$

$$0.85 A_g = (0.85)(1/2)(12)(2) = 10.2 \text{ pulg}^2$$

$$P_u = \phi_t F_u A_n = (0.75)(58)(10) = 435 \text{ klb} > 330 \text{ klb} \quad \text{Bien}$$

(b) Tornillos en cortante doble y aplastamiento sobre 1/2 pulg.

Resistencia de diseño de los tornillos

$$\text{En cortante doble} = (0.65)(0.6)(72)(12) = 337 \text{ klb} > 330 \text{ klb} \quad \text{Bien}$$

Resistencia de diseño por aplastamiento

$$\text{De los tornillos} = (0.75)(2.4)(7/8)(1/2)(58)(12) = 548.1 \text{ klb} > 330 \text{ klb} \quad \text{Bien}$$

(c) Resistencia del bloque de cortante para la sección W

Fractura por tensión y fluencia por cortante

$$P_{bt} = \phi [F_u A_{nt} + 0.6 F_y A_{vg}]$$

$$= 0.75 [(58)(1/2)(1.635 - 1/2 \times 1) + (0.6)(36)(71/2)(1/2)] 4$$

$$= 341.8 \text{ klb} > 330 \text{ klb}$$

Bien

Fractura por cortante y fluencia por tensión

$$P_{bt} = \phi [F_u A_{tg} + 0.6 F_u A_{nt}] \text{ obsérvese que hay } 2 \frac{1}{2} \text{ agujeros en el área neta del plano de corte mostrado en la figura 1.10b}$$

$$= 0.75 [(36)(1.635)(1/2) + (0.6)(58)(7.5 - 2.5 \times 1)(1/2)] 4$$

$$= 349 \text{ klb} > 330 \text{ klb}$$

Bien

Los cálculos para conexiones con tornillos ordinarios A307 se hacen casi exactamente igual que para las conexiones tipo aplastamiento con tornillos de alta resistencia. Las únicas diferencias son que los valores de la resistencia por cortante son mucho menores y que el factor ϕ por cortante para tornillos A307 es igual a 0.60 en vez del 0.65 usado para tornillos de alta resistencia. Las especificaciones LRFD no permiten el diseño de juntas tipo fricción si se usan tornillos comunes.

Referencias

- ¹ C. Batho y E.H. Bateman, *Investigations on Bolts and Bolted Joints* (Investigaciones sobre tornillos y juntas atornilladas), H.M. Stationery Office (Londres, 1934).
- ² J.W. Fisher y J.H.A. Struik, *Guide to Design Criteria for Bolted and Riveted Joints* (Guía para los criterios de diseño de juntas atornilladas y remachadas), (Nueva York: John Wiley & Sons, 1974), Págs. 205-206.
- ³ *Trans. ASCE* 105 (1940, Pág. 1193).



FACULTAD DE INGENIERÍA UNAM
DIVISIÓN DE EDUCACIÓN CONTINUA

"Tres décadas de orgullosa excelencia" 1971 - 2001

CURSOS ABIERTOS

CA029 APLICACIÓN DE NORMAS Y ESPECIFICACIONES DE USO EN MÉXICO PARA EL DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE ACERO

Del 23 de junio al 4 de julio del 2003

Tema

Ayudas de diseño

Normas técnicas complementarias para
diseño y construcción de estructuras
metálicas

EXPOSITOR: M. EN I. HÉCTOR SOTO RODRÍGUEZ
PALACIO DE MINERÍA
JULIO DEL 2003

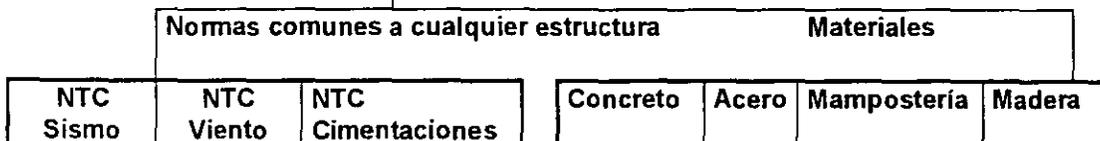
**REGLAMENTO DE CONSTRUCCIONES
PARA EL DISTRITO FEDERAL**
Versión 2002
(últimas revisiones: 1987, 1993, 1995 y 2002)

**TITULO VI
SEGURIDAD ESTRUCTURAL
DE LAS CONSTRUCCIONES**
*(revisión de artículos comprendidos entre
el 172 y 240)*

Disposiciones generales
Características generales de
las edificaciones
Criterios de diseño
estructural
Cargas muertas
Cargas vivas
Diseño por sismo
Diseño por viento
Diseño de Cimentaciones
Construcciones dañadas
Obras provisionales y
modificaciones
Pruebas de carga

**NORMAS TÉCNICAS
COMPLEMENTARIAS
(NTC-RCDF-2002)**

NORMAS NUEVAS
NTC-Diseño y Construcción de Puentes
Urbanos
NTC- Criterios y Acciones para el Diseño
Estructural de las Edificaciones



Propuesta sometida al Gobierno del Distrito Federal para su aprobación oficial.
El responsables de la actualización del RCDF y las NTC correspondientes es el Comité
Técnico Asesor de Seguridad Estructural del Gobierno del Distrito Federal.

ACTUALIZACIÓN DEL REGLAMENTO DE CONSTRUCCIONES PARA EL DISTRITO FEDERAL Y SUS NORMAS TÉCNICAS COMPLEMENTARIAS

La última revisión completa del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal y de sus Normas Técnicas Complementarias se hizo en 1987. Desde ese entonces se han presentado cambios en las tendencias mundiales sobre el diseño de estructuras algunos de los cuales se tomaron en cuenta en la revisión que se hizo en 1993 y 1995. Dado que han transcurrido más de doce años desde la última revisión completa y que hay aspectos sobre el diseño y construcción de estructuras reportados en la literatura mundial que ayudarían a mejorar su comportamiento y la seguridad de las mismas, el Comité Técnico Asesor en Seguridad Estructural recomendó al Gobierno del Distrito Federal que se actualizara dicha normativa.

Recientemente, se efectuó una **revisión completa** de los Títulos VI del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, de las Normas Técnicas Complementarias para el Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto, Madera, Mampostería, Estructuras Metálicas, Cimentaciones, así como de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo y por Viento.

Adicionalmente, se incorporará la Norma Técnica Complementaria para Diseño y Construcción de Puentes Urbanos, así como las Normas Técnicas Complementarias sobre Criterios y Acciones para Diseño.

En relación con el Reglamento de Construcciones, los artículos que se revisarán a través del Comité Asesor son los comprendidos entre el 172 y el 240, correspondientes al Título VI, Seguridad Estructural de las Construcciones. Incluye los capítulos Disposiciones Generales, Características de las edificaciones, Criterios de diseño estructural, Cargas muertas, cargas vivas, Diseño por sismo, Diseño por viento, Diseño de cimentaciones, Construcciones dañadas, Obras provisionales y modificaciones, Pruebas de carga. Es posible que algunos de los artículos sean transferidos a las Normas Técnicas correspondientes y se elaboren nuevas Normas para incluir criterios y acciones para diseño.

Al actualizar el Reglamento y sus Normas Técnicas Complementarias se revisaron los requisitos de manera de aclarar su interpretación, y de simplificar y facilitar su aplicación mediante criterios optativos. Con los mismos objetivos se incluyeron en las Normas figuras aclaratorias, así como versiones gráficas de algunas ecuaciones difíciles de evaluar en condiciones de la práctica profesional.

Se cambiaron algunas fórmulas y especificaciones, de manera de hacerlas congruentes con el sistema oficial de unidades y medidas en el país (Sistema internacional).

En algunas Norma se revisaron y se modificaron los contenidos de manera de facilitar su consulta.

Aunque es previsible que el enfoque básico de las diferentes Normas Técnicas Complementarias no cambie, si se espera incluir algunas recomendaciones complementarias y modificar otras existentes.

A continuación se describen de manera breve las principales modificaciones de fondo que se hicieron en cada una de las Normas Técnicas Complementarias.

Recientemente, la Sociedad Mexicana de Ingeniería Estructural, A.C (SMIE) presentó los cambios propuestos de las Normas Técnicas Complementarias de Diseño en materia de Diseño estructural y del Título Sexto del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, para difundirla entre la comunidad ingenieril y sus miembros.

NTC- Estructuras de concreto.

En cuanto a las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto se contempla incluir aspectos relacionados con el empleo de los concretos de alta resistencia y la durabilidad de las estructuras de concreto, revisar los estados límite de falla y de servicio, los requisitos complementarios, las disposiciones para elementos estructurales comunes, marcos dúctiles, losas planas, concreto presforzado, incluyendo las disposiciones relacionadas con las losas postensadas con tendones no adheridos, concreto prefabricado, simple y ligero, así como las recomendaciones relacionadas con los aspectos constructivos de estas estructuras.

NTC- Estructuras de madera

La revisión de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Madera incluirá los capítulos Principios generales de diseño, Resistencia de diseño de miembros de madera maciza, Resistencia de diseño de placas de madera contrachapada, Deflexiones, Elementos de unión, Ejecución de obras, Resistencia al fuego. Así mismo, se revisarán algunos valores que caracterizan a algunas especies de madera.

NTC- Estructuras de mampostería

En la actualización de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Mampostería, se introducirán nuevos materiales como los multiperforados, se revisarán los valores de las resistencias mecánicas de los morteros, se revisarán los sistemas estructurales a base de muros de mampostería incluyendo muros confinados y muros reforzados interiormente, los procedimientos de diseño, en especial la fuerza cortante resistida por la mampostería y los procedimientos de construcción.

NTC- Estructuras metálicas

En cuanto a las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras Metálicas se introducirán artículos nuevos sobre unidades y materiales,

NTC- Estructuras metálicas

En cuanto a las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras Metálicas se introducirán artículos nuevos sobre unidades y materiales, se incluirán recomendaciones para el diseño de vigas de sección compuesta, conexiones semirrígidas o parcialmente restringidas, y se añadirán nuevos procedimientos de análisis de segundo orden. Se revisarán los aspectos relacionados con Propiedades geométricas, Resistencia, Conexiones, Estructuras dúctiles, Estados límite de servicio y se estudiará la conveniencia de incluir un capítulo sobre de uso de dispositivos amortiguadores de energía en el diseño sísmico de estructuras.

NTC-Cimentaciones

En la revisión y actualización de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Cimentaciones se le dará énfasis a la actualización de la zonificación geotécnica del Distrito Federal y áreas aledañas y a las normas relativas a técnicas de reconocimiento; se introducirán normas respecto a pruebas de campo y laboratorio para el estudio de propiedades dinámicas de los suelos, revisión de los criterios para tomar en cuenta la fricción negativa, el diseño de cimentaciones sobre pilotes de fricción, el efecto de escala en pilas, ampliación de las normas relacionadas con nuevas tecnologías de construcción.

NTC- Sismo

En las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo se le dará atención especial a los capítulos Espectros para diseño sísmico, Reducción de fuerzas sísmicas, Factor de comportamiento sísmico, Condiciones de regularidad, así como a lo relacionado con los Métodos de análisis simplificado, estático y dinámico.

NTC-Viento

En cuanto a las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Viento se actualizarán los capítulos de Diseño, Método estático de diseño por viento, Diseño de elementos de recubrimiento, Empujes dinámicos paralelos al viento, Efecto de vórtices periódicos sobre estructuras principales.

Estados límite de interés, tanto de falla como de servicio.

Combinaciones de carga que deben tomarse en cuenta al estudiar cada estado límite. Factores de carga.

Fórmulas y procedimientos para determinar la resistencia de diseño correspondiente a cada estado límite de falla. Factores de resistencia.

Métodos para revisar la estructura en condiciones de servicio.

DISEÑO DE MIEMBROS ESTRUCTURALES Y CONEXIONES, SEGÚN LAS NTC-RCDF-2003

El dimensionamiento de los miembros estructurales y conexiones de edificios de acero se efectuará conforme a los **estados límite de falla y de servicio.**

Estados límite de falla	{	<ul style="list-style-type: none"> Tensión Compresión Flexión Cortante Flexocompresión Flexotensión Etc.
Estados límite de servicio	{	<ul style="list-style-type: none"> Deformaciones y desplazamientos laterales Agrietamientos Vibraciones Expansiones y contracciones Corrosión Fatiga Etc.

Estados límite de falla.

De acuerdo con el criterio de estados límite de falla, las estructuras deben dimensionarse de modo que la resistencia de diseño de toda sección con respecto a cada fuerza o momento interno que en ella actúe, sea igual o mayor que el valor de diseño de dicha fuerza o momentos internos.

Las resistencias de diseño deben incluir el factor de resistencia FR, las fuerzas y momentos internos de diseño se obtienen multiplicando por el factor de carga correspondiente los valores de dichas fuerzas y momentos internos calculados bajo las acciones especificadas en el Título Sexto del RCDF y NTC sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones.

Estados límite de servicio.

Las NTC-2002 incluyen tablas con los desplazamientos verticales y laterales máximos permisibles en edificios industriales, bodegas y otras construcciones similares, incluyendo los casos en que hay grúas viajeras.

Así mismo, se indican los parámetros principales que deben tenerse en cuenta al efectuar un estudio de vibraciones en sistemas de piso compuestos acero-concreto. Las vibraciones dependen, fundamentalmente, de las acciones que las producen y de las características dinámicas del sistema de piso: frecuencia natural, amortiguamiento, masa y rigidez.

Las respuestas de la estructura quedarán limitadas a valores tales que su funcionamiento en condiciones de servicio sea satisfactorio.

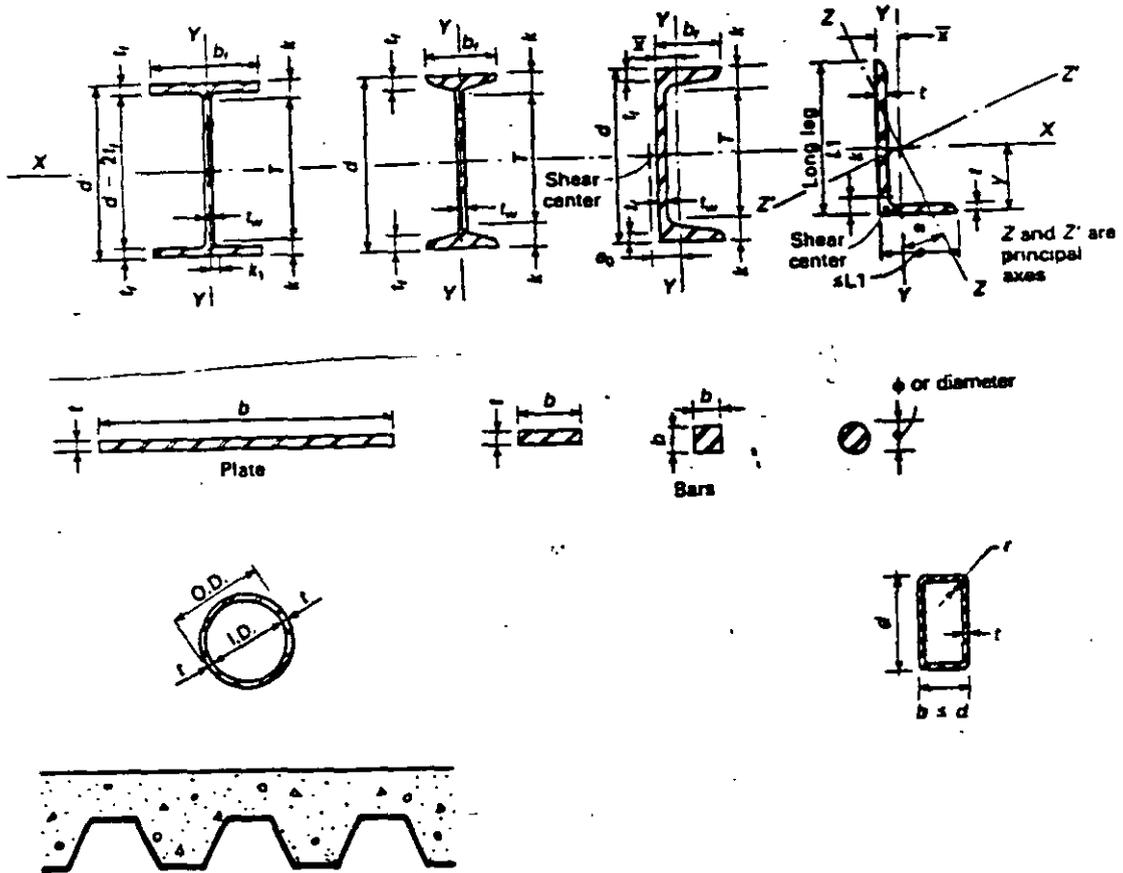


Fig. Materiales para estructuras de acero

Los materiales que se utilizan en estructuras de acero están sujetos a normas y especificaciones precisas de fabricación, las cuales se verifican a través de un sistema riguroso de control de calidad, que permite la clasificación del producto, la identificación de su composición química y la correspondencia con la norma particular correspondiente.

En esta sección se incluyen los tipos de acero estructural, remaches, tornillos, materiales de aportación y fundentes para soldadura, y conectores de corte de barra con cabeza para construcción compuesta, que pueden emplearse en estructuras de acero; se indican sus propiedades mecánicas más importantes. Se señala en cada caso, la norma de la *American Society of Testing Materials (ASTM)* o de la *American Welding Society (AWS)*.

Acción/Medida	Sistema Métrico Decimal SMD	Sistema Internacional SI
Fuerza	Kg (kilogramos)	N (newtons)
Longitud	cm (centímetros)	mm (milímetros)
Momento	Kg-cm	N-mm
Esfuerzo	Kg/cm ²	MPa (megapascuales)
1N = 0.102 Kg 1Nmm = 102 kg-mm 1MPa = 10.19 Kg/cm ²		

Fig. Unidades empleadas en las NTC-2002

En las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras Metálicas del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal-2002, se conservan las unidades del Sistema Métrico Decimal (SMD) ordinario, pero se incluyen, además, las del Sistema Internacional (SI), como unidades principales.

Siempre que es posible, las ecuaciones están escritas en forma adimensional, cuando no lo es, junto a las expresiones en sistema métrico decimal usual se escribe, entre paréntesis, las expresiones equivalentes en sistema internacional (SI); en este caso, las unidades son las indicadas en la tabla anterior.

Tabla. Valores de $E F_y$ para diferentes aceros estructurales

Tipo de acero		F_y			$E F_y$
NOM ^a	ASTM ^b	Kg/cm ²	MPa	ksi	(adimensional)
B-254	A36	2 530	250	36	28.4
B-99	A529	2 950	290	42	26.3
B-282	A242	2 950	290	42	26.3
		3 235	320	46	25.1
		3515	345	50	24.1
B-284	A572	2 950	290	42	26.3
		3 515	345	50	24.1
		4 220	415	60	22.0
		4 570	450	65	21.1
	A992	3 515	345	50	24.1
B-177	A53	2 460	240	35	28.8
B-199	A500	3 235	320	46	25.1
B-200	A501	2 530	250	36	28.4
	A588	3 515	345	50	24.1
	A913	3 515-4 920	345-483	50-70	24.1-20.4

NOTAS:

a. NOM es Norma Oficial Mexicana

b. ASTM es American Society for Testing and Materials

c. Valor mínimo garantizado del esfuerzo correspondiente al límite inferior de fluencia del material.

 $E = 2.039 \times 10^6 \text{ Kg/cm}^2 = 200\,000 \text{ MPa} = 29\,000 \text{ ksi}$.

Tabla. Valores de $\sqrt{E/F_y}$ para diferentes aceros estructurales

Tipo de acero		F_y^c			$\sqrt{E/F_y}$
NOM ^a	ASTM ^b	Kg/cm ²	MPa	ksi	(adimensional)
B-254	A36	2 530	250	36	28.4
B-99	A529	2 950	290	42	26.3
B-282	A242	2 950	290	42	26.3
		3 235	320	46	25.1
		3 515	345	50	24.1
B-284	A572	2 950	290	42	26.3
		3 515	345	50	24.1
		4 220	415	60	22.0
		4 570	450	65	21.1
	A992	3 515	345	50	24.1
B-177	A53	2 460	240	35	28.8
B-199	A500	3 235	320	46	25.1
B-200	A501	2 530	250	36	28.4
	A588	3 515	345	50	24.1
	A913	3 515-4 920	345-483	50-70	24.1-20.4

NOTAS:

a. NOM es Norma Oficial Mexicana

b. ASTM es American Society for Testing and Materials

c. Valor mínimo garantizado del esfuerzo correspondiente al límite inferior de fluencia del material.

 $E = 2.039 \times 10^6 \text{ Kg/cm}^2 = 200\,000 \text{ MPa} = 29\,000 \text{ ksi}$.

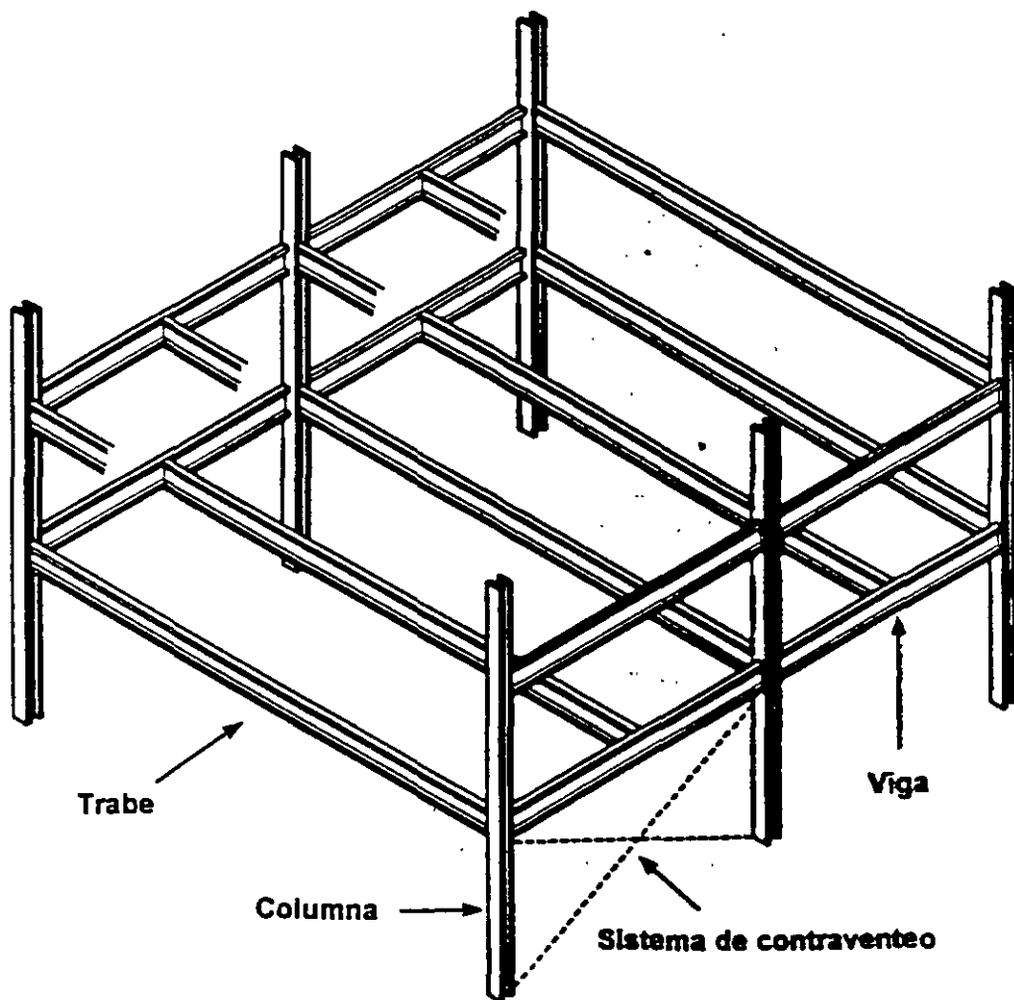
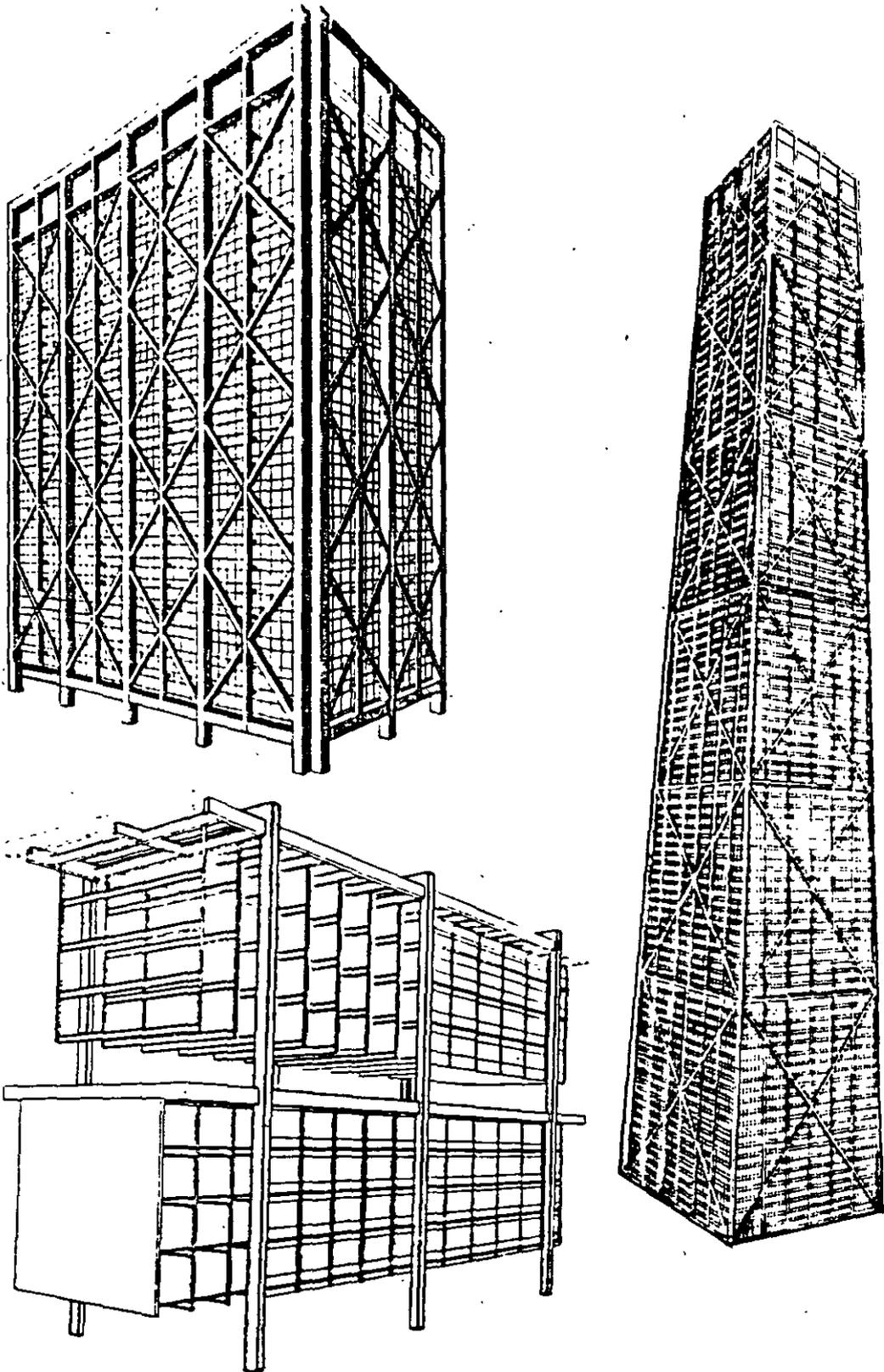


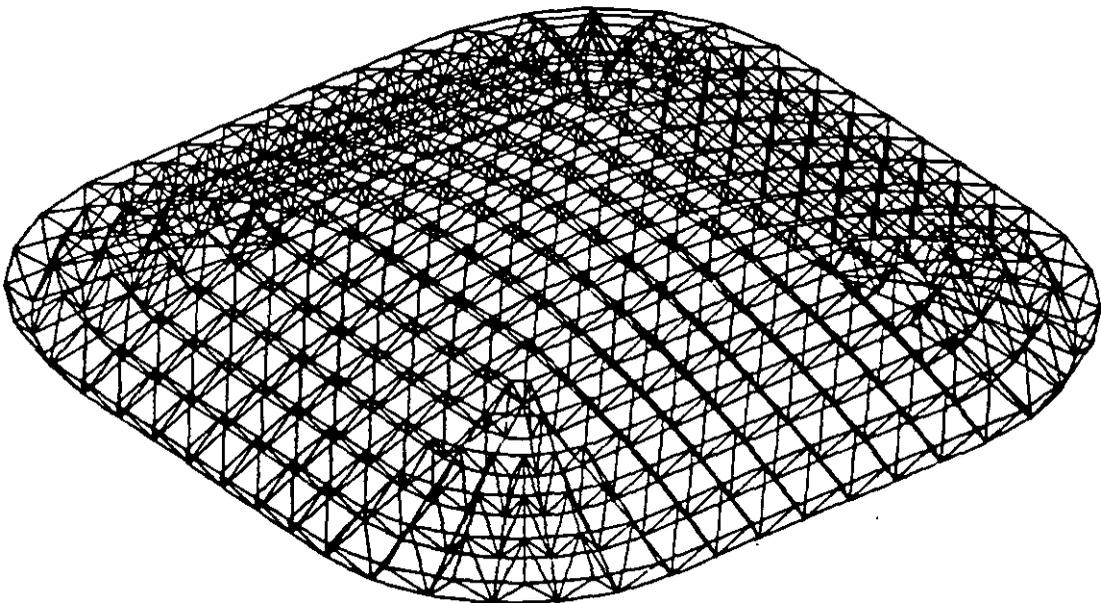
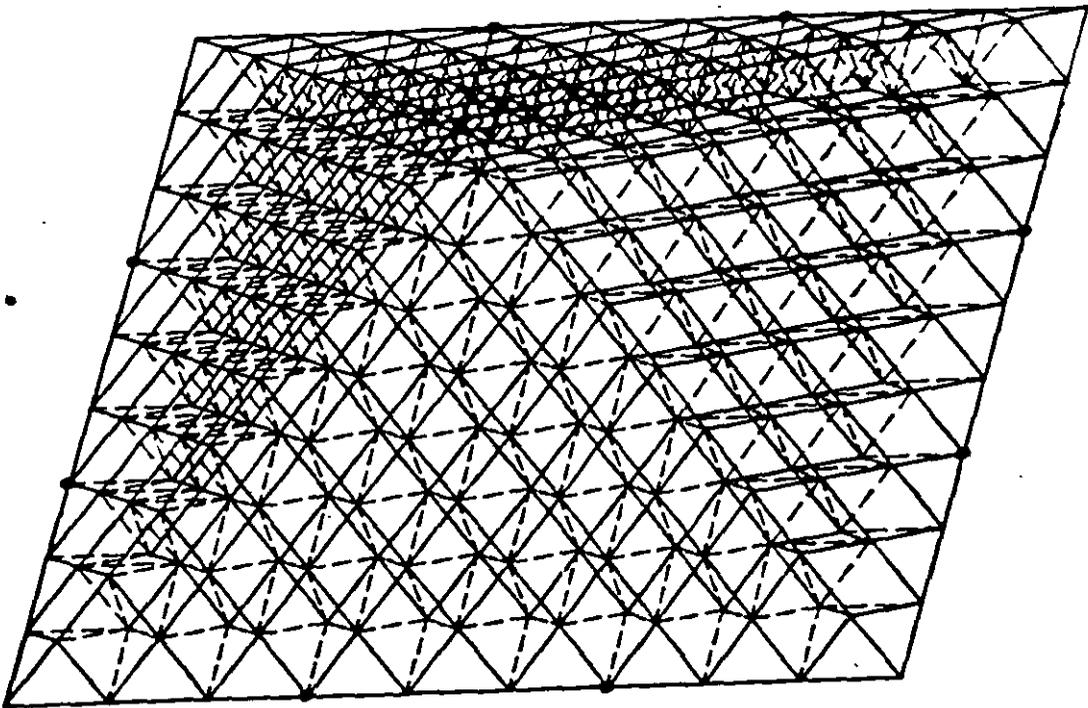
Fig. Alcance de las normas modelo para diseño de estructuras de acero

En las normas modelo se presentan disposiciones para diseño y construcción de estructuras de acero para edificios urbanos y fabriles

El campo de aplicación de las Normas abarca todas las estructuras de acero para edificaciones entre las que se encuentran edificios para habitación y oficinas, salones de espectáculo y otros lugares de reunión, estructuras fabriles, almacenes, supermercados. Buena parte de las construcciones mencionadas es de alguno de los dos tipos siguientes: uno o dos niveles, y grandes claros, o de varios pisos, con claros reducidos.



**Fig. Campo de aplicación de las NTC-2002
Estructuras de mediana y gran altura.**



**Fig. Estructuras espaciales o tridimensionales para grandes claros.
Campo de aplicación de las NTC-2002.**

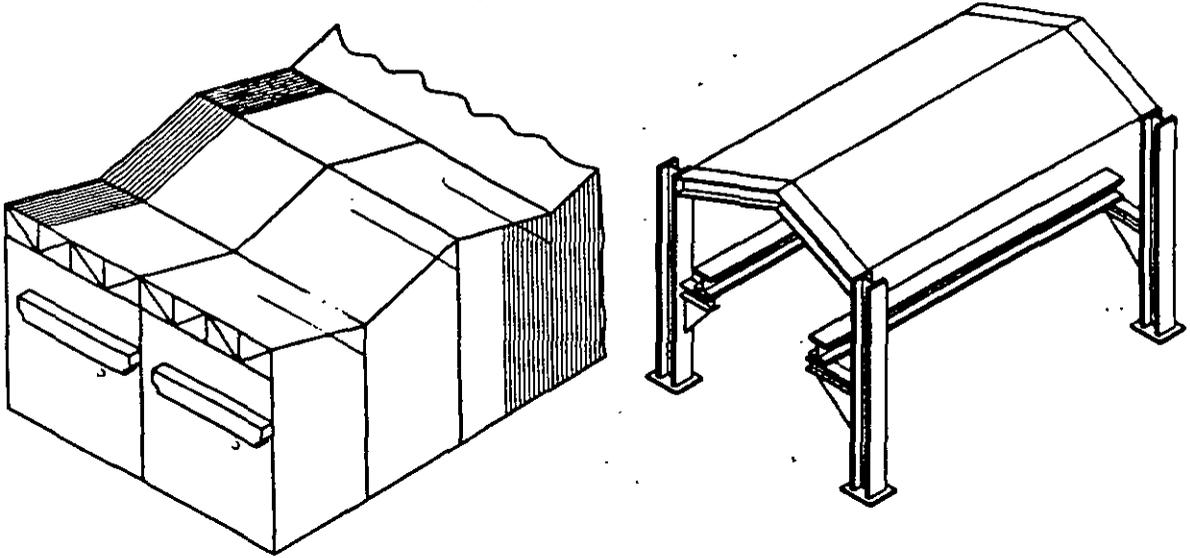


Fig. Alcance de las normas modelo para diseño de estructuras de acero
Estructura de acero para edificios fabriles

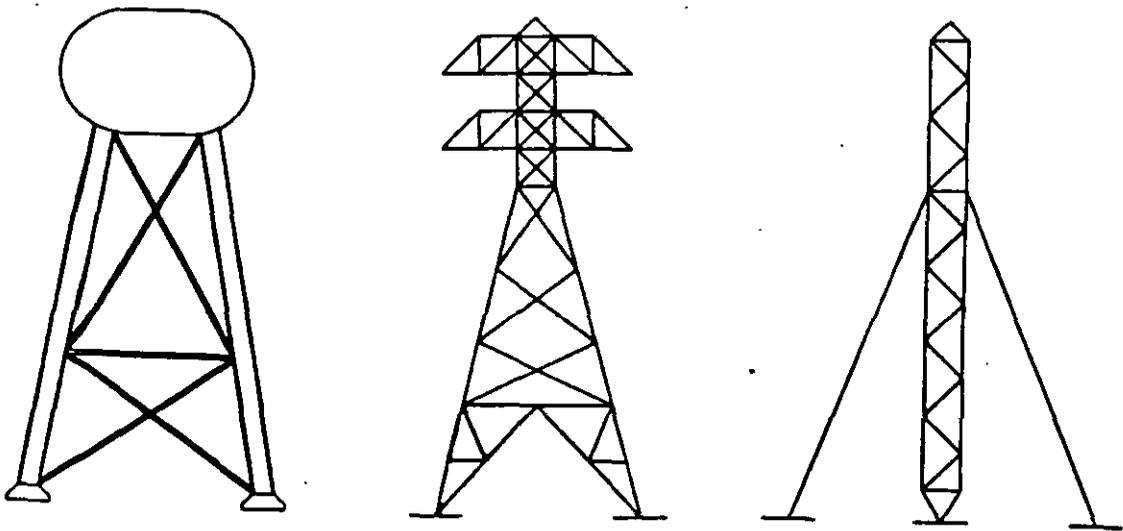


Fig. Campo de aplicación de las normas modelo para diseño de estructuras de acero
Estructuras especiales (no ordinarias)

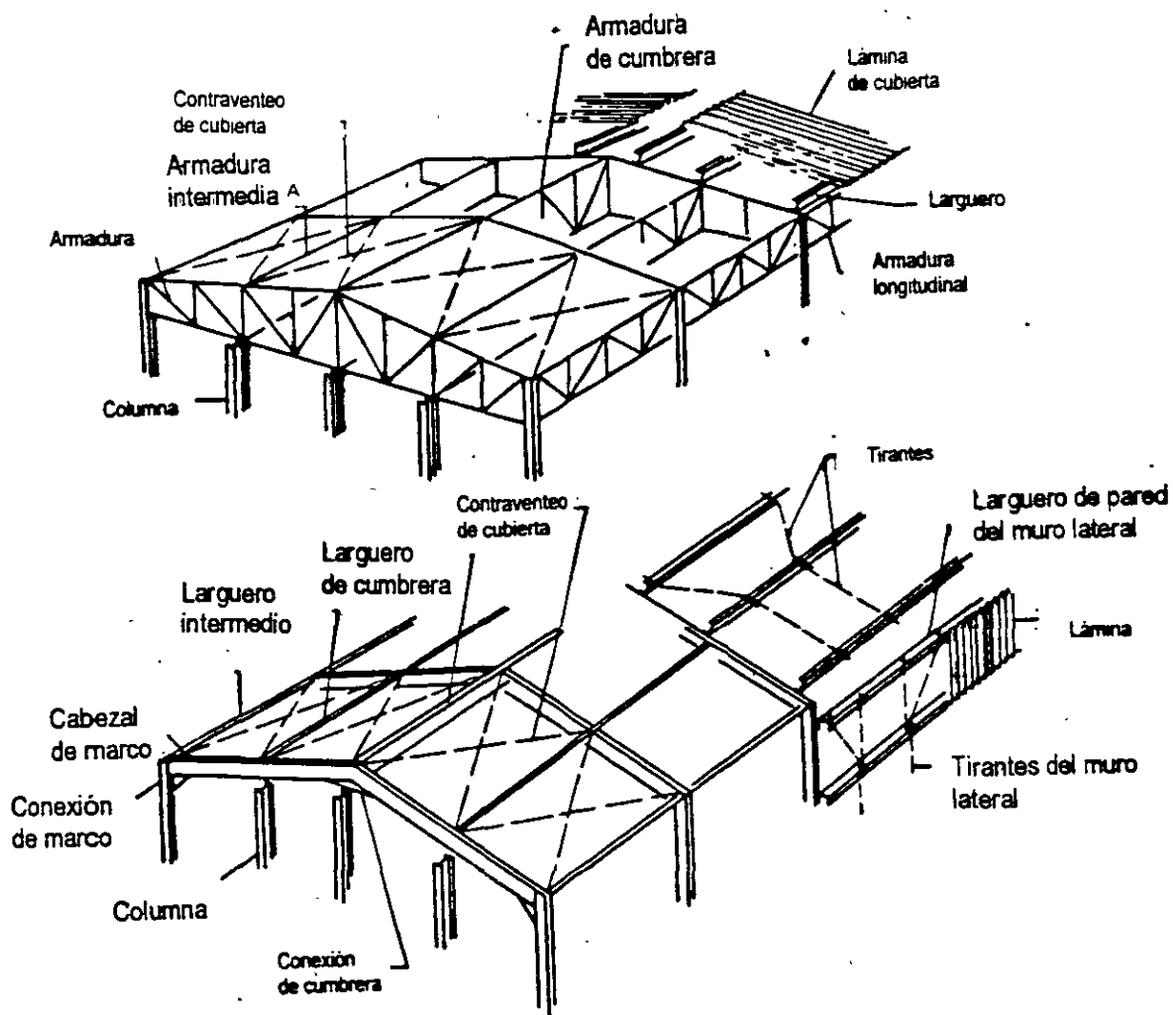


Fig. Alcance de las normas modelo para diseño de estructuras de acero
Estructura de acero para edificios fabriles

Las normas también se aplican a naves industriales, con o traves cantil para grúas, con áreas grandes libres, donde se efectúan procesos típicos de una línea de producción industrial.

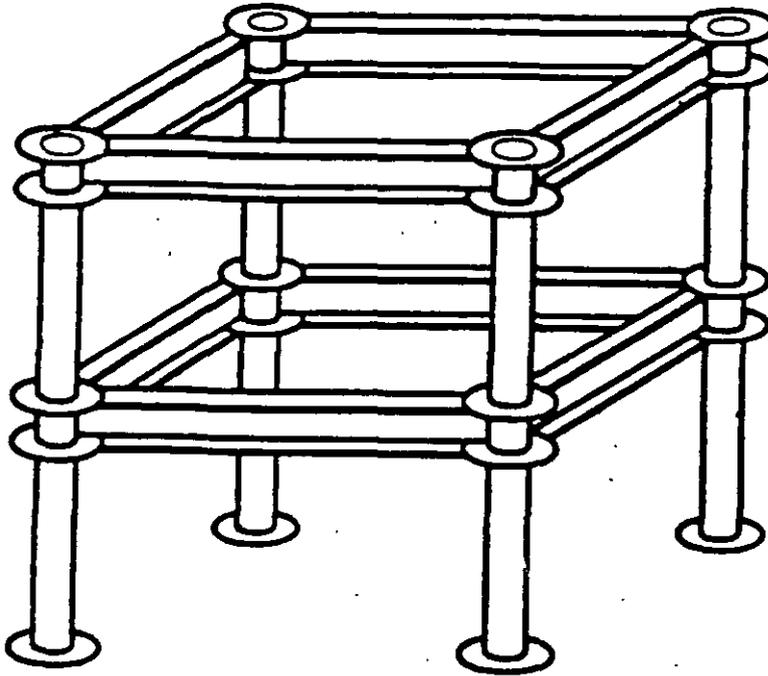


Fig. Estructura tubular para edificio de oficinas

Las normas incluyen modelo disposiciones para el diseño de estructuras formadas por miembros huecos, de sección transversal cuadrada, rectangular o circular, su uso es muy frecuente en nuestro medio, por sus propiedades estructurales convenientes y su aspecto arquitectónico.

En noviembre de 2000, el *American Institute of Steel Construction (AISC)* editó la primera versión de las "*Load and Resistance Factor Design Specification for Steel Hollow Structural Sections*" (*Especificaciones para Diseño por Factores de Carga y Resistencia de Secciones de Acero Estructurales Huecas*).

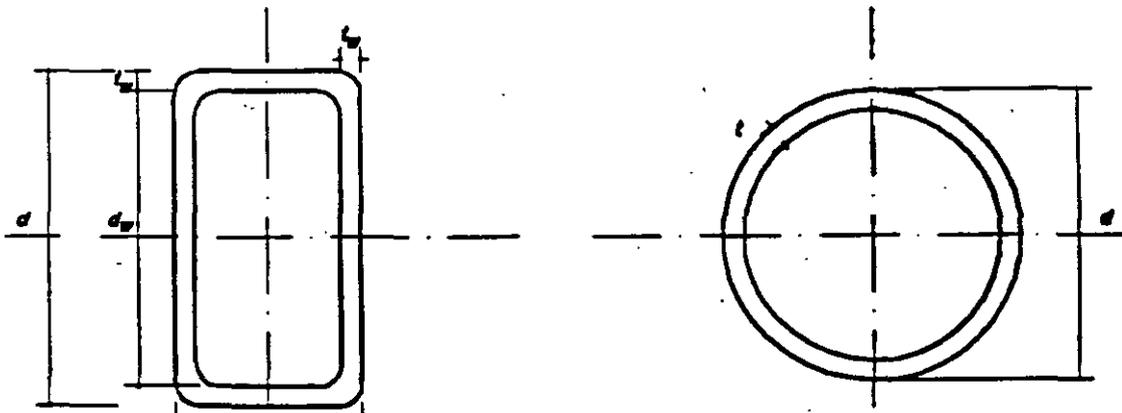


Fig. Secciones estructurales huecas (*Hollow Structural Sections*)

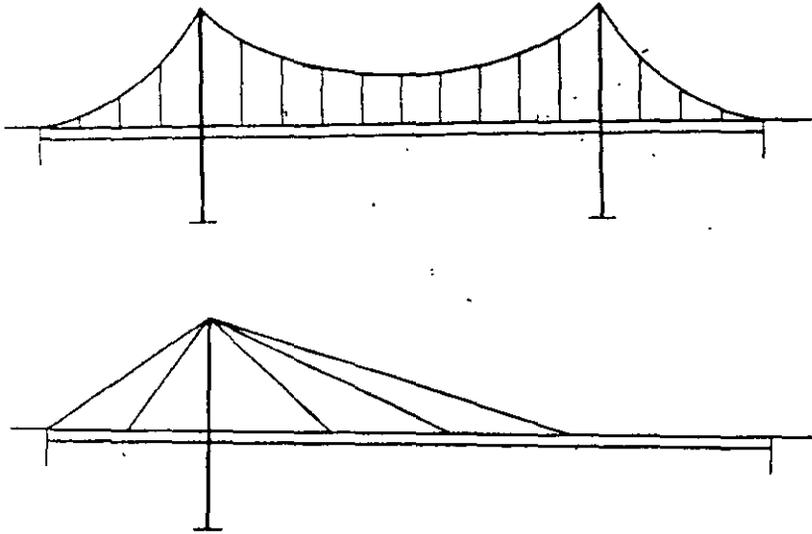
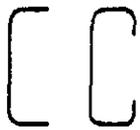


Fig. Campo de aplicación de las normas modelo para diseño de estructuras de acero
Estructuras especiales (no ordinarias)

Para el diseño y construcción de estructuras de acero especiales, o de características poco comunes, pueden requerirse reglas o recomendaciones adicionales.



a) Canales



b) Zetas



c) Secciones "I" formadas por dos canales



d) Ángulo



e) Secciones omega

Fig. Diversos perfiles de lámina delgada formados en frío

Para el diseño de perfiles de lámina delgada formados en frío, se recomienda las "**Specifications for the Design of Cold Formed Steel Structural**" del **American Iron and Steel Institute (AISI)** Estos perfiles se emplean en estructuras de claros cortos y cargas inferiores a las de estructuras convencionales, y tienen un campo de aplicación en diversos proyectos de ingeniería: estructuras ligeras, puentes peatonales, casetas, etc.

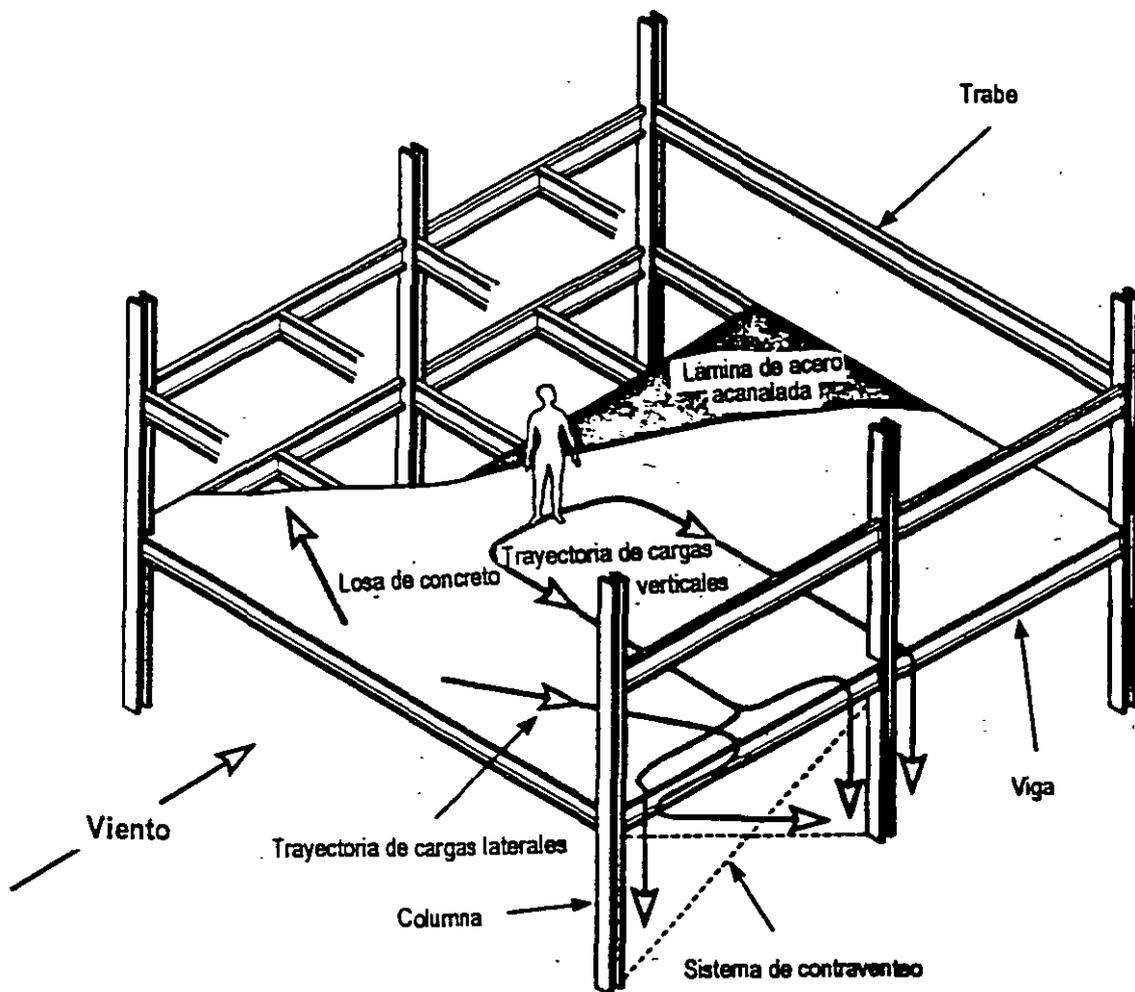


Fig. Requisitos básicos de una construcción

Toda construcción debe contar con una estructura que tenga características adecuadas para asegurar su **estabilidad** bajo cargas verticales y que le proporcione **resistencia y rigidez suficientes** para resistir los efectos combinados de las cargas verticales y de las horizontales (sismo o viento) que actúen en cualquier dirección.

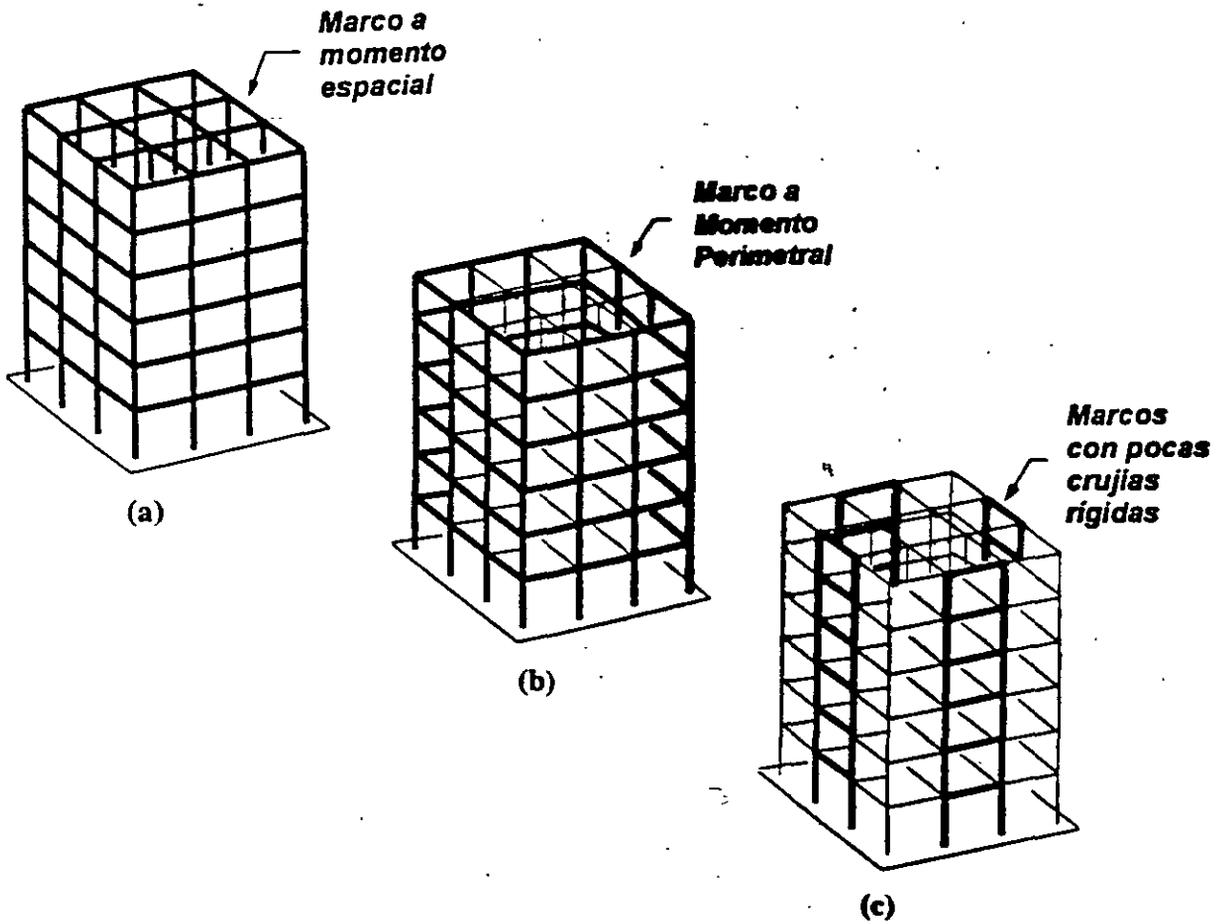


Fig. Marco espacial, marco perimetral y una estructura con pocas crujeas rígidas.

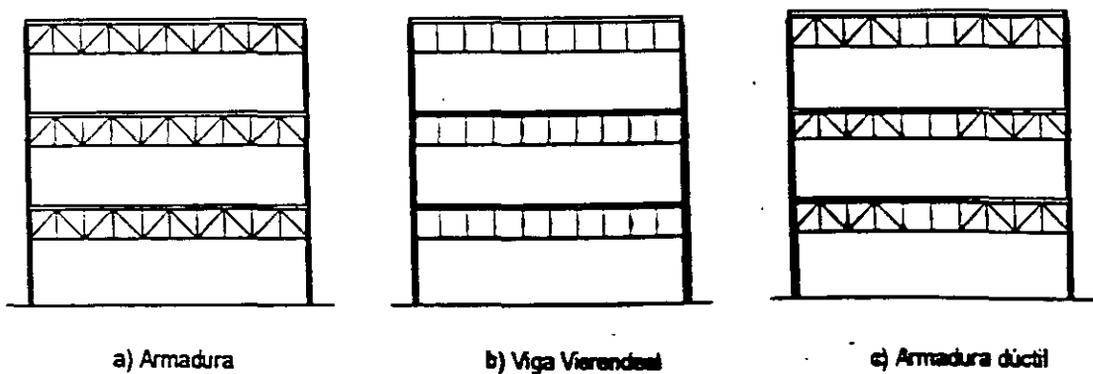
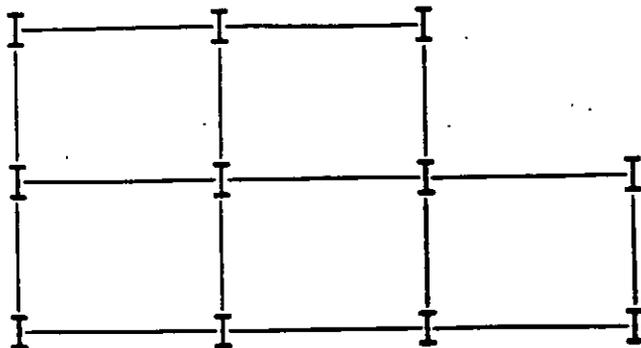
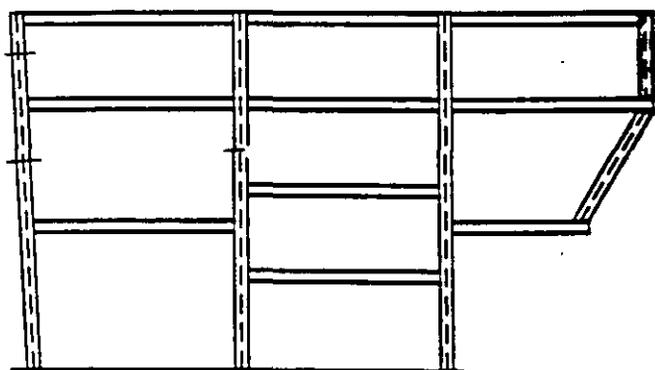


Fig. Marcos a momento con armaduras

Fig. Estructuras regulares



Planta



Elevación

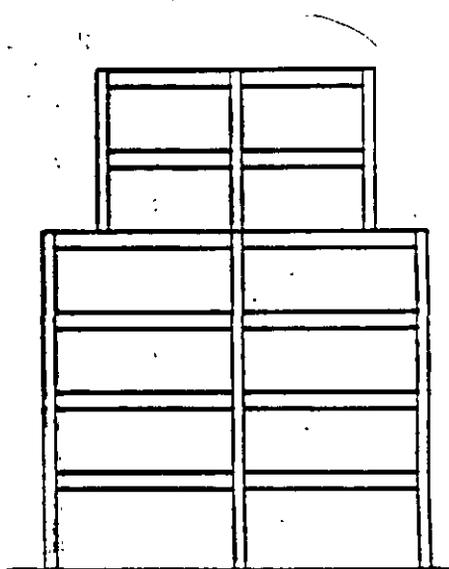
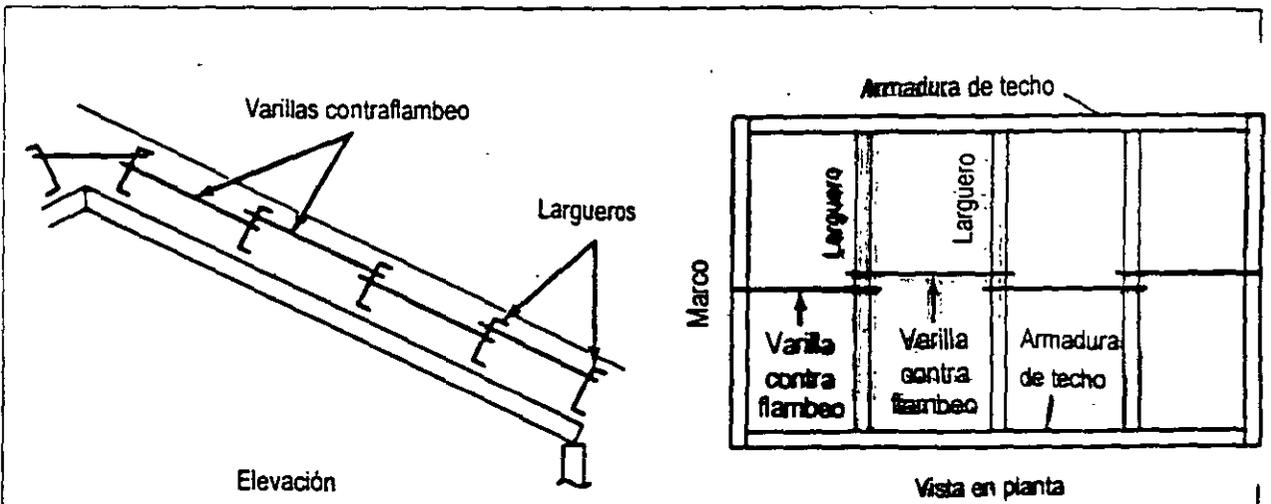


Fig. Estructuras irregulares

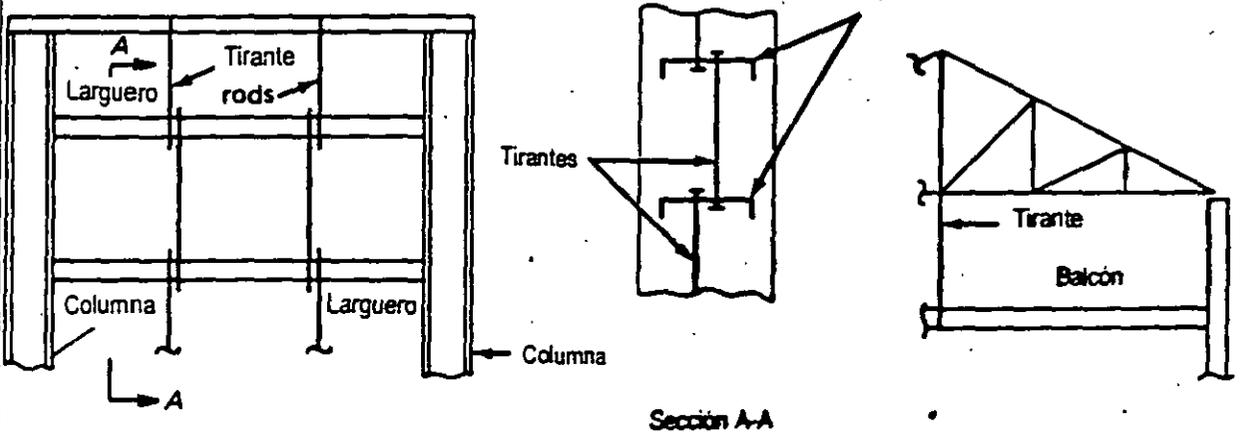
Estructuras formadas por elementos que no forman marcos planos, cuando éstos no pueden considerarse paralelos entre sí, cuando los sistemas de piso no tienen suficiente rigidez o resistencia adecuadas, cuando zonas importantes de los entrepisos carecen de diafragmas horizontales, cuando la geometría de los marcos planos difiere substancialmente de unos a otros, cuando las alturas de las columnas que forman parte de un mismo entrepiso son apreciablemente diferentes, o cuando se presentan simultáneamente dos o más de estas condiciones.

Ejemplos de estructuras irregulares:

- Cines
- Teatros
- Auditorios
- Construcciones industriales
- Edificios modernos



(a) Armadura de techo



(b) Sistema muro

(c)

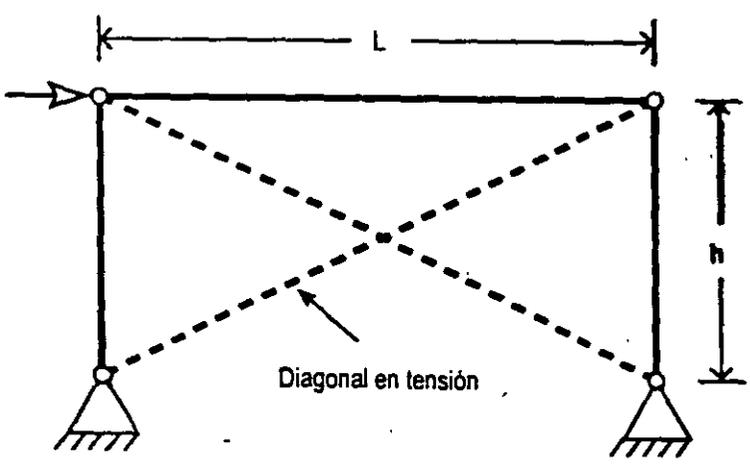


Fig. Uso de miembros en tensión

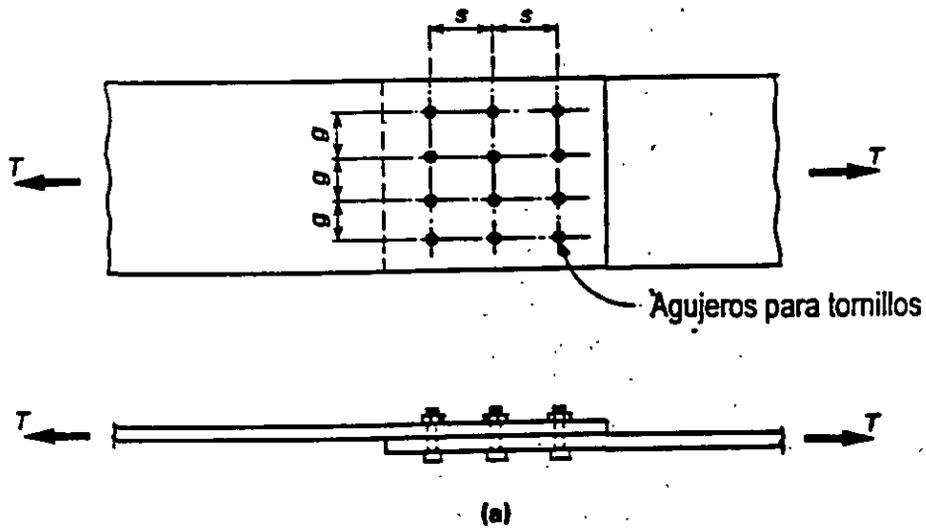
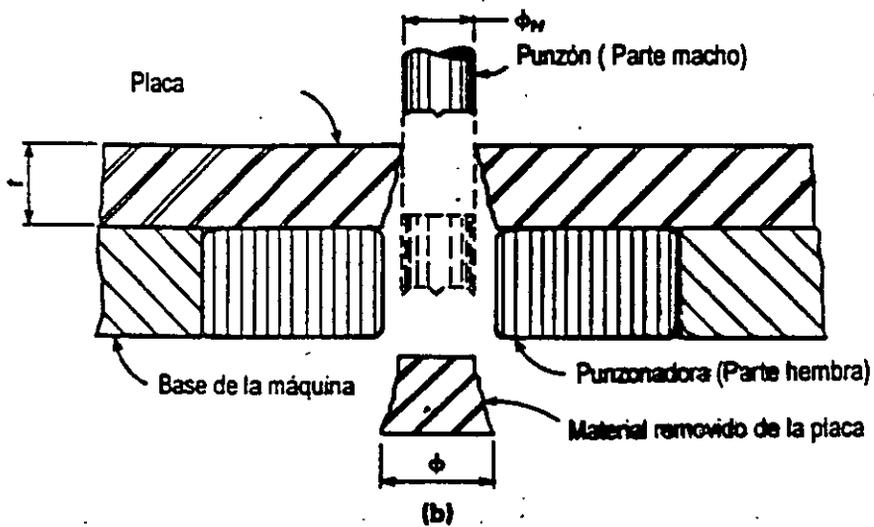


Fig. Placas en tensión



- ϕ_c = Tamaño nominal de tornillos o remaches
- ϕ_w = Tamaño nominal del agujero = $\phi_c + 1.6$ mm
- ϕ = Tamaño efectivo del agujero
- $\Delta A = -\phi$ por agujero

Fig. Pérdida de material por el punzonado de agujeros

1. Flujo plástico en el área total

En este modo de falla, se presenta la fluencia del área total. La longitud total del miembro fluye y la falla es por deformación excesiva.

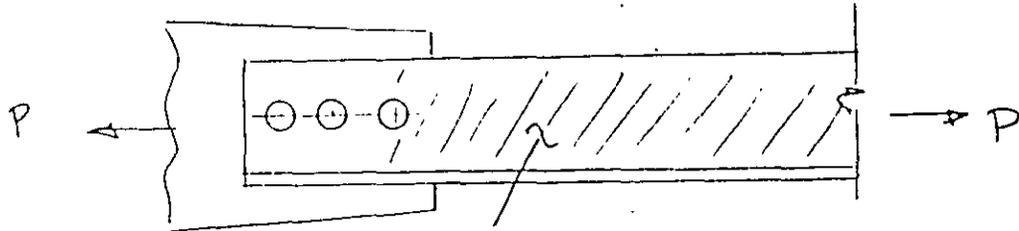


Fig. Flujo plástico en la sección total
(Yield of Gross Section)

2. Fractura en la sección neta

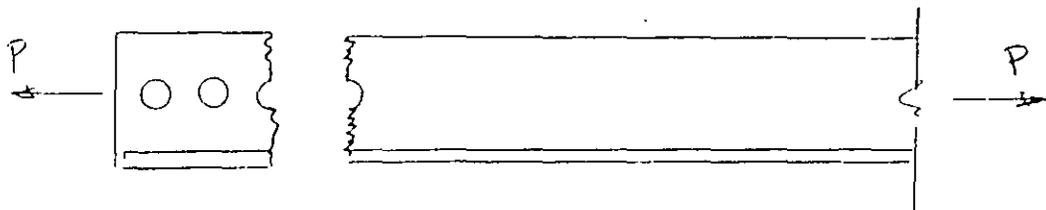


Fig. Fractura en la sección neta
(Fracture of Net Section)

3. Ruptura por cortante y tensión combinadas

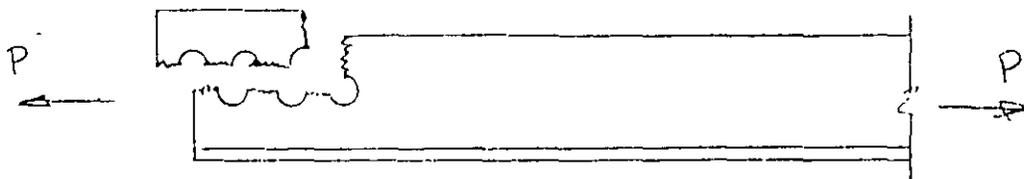
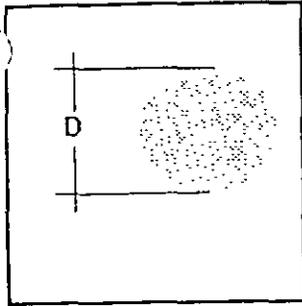


Fig. Ruptura por cortante y tensión combinadas
(Block Shear Rupture)

A-36 $F_y = 2530 \text{ kg/cm}^2$

QS 38.1



Area	11.40	cm ²
Peso/m	9.00	Kg
I _x	10.34	cm ⁴
S _x	5.43	cm ³
r _x	0.95	cm

RESISTENCIA A TENSION = 25.96 Ton

D = 3.81 cm

Especificaciones
del DDF

3.1 Miembros en tensión

3.1.2 Resistencia de diseño

a) Estado límite de flujo plástico en la sección total

$$R_t = A_t F_y F_R \quad (3.1.1)$$

$$F_R = 0.90$$

$$R_t = 11.40 \times 2530 \times 0.90 \times 10^{-3} = 25.96 \text{ Ton}$$

b) Estado límite de fractura en la sección neta

$$R_t = A_e F_u F_R \quad (3.1.2)$$

$$F_R = 0.75$$

$$R_t = 11.40 \times 4.080 \times 0.75 = 34.9 \text{ Ton}$$

La resistencia de diseño R_t de un elemento en tensión es la menor de los valores determinados anteriormente.

$F_y = 2\,530 \text{ kg/cm}^2$ (250 MPa, 36 ksi)
 $k = 1.0, L = 6\text{m } L = 9\text{m } L = 12\text{m}$

**RESISTENCIA DE DISEÑO EN TENSION
 BARRAS REDONDAS
 NTC-2003**

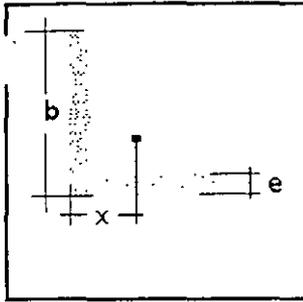
Designación D OS		A	r	Resistencia de diseño Rt (ton)	
mm	in	(cm ²)	(cm)	$R_{t1}=0.9A_tF_y$	$R_{t2}=0.75A_eF_u$
38.1	1 1/2	11.401	0.953	26.0	34.9
41.3	1 5/8	13.380	1.033	30.5	40.9
44.5	1 3/4	15.518	1.113	35.3	47.5
47.7	1 7/8	17.813	1.193	40.6	54.5
50.8	2	20.268	1.270	46.2	62.0
57.2	2 1/4	25.652	1.430	58.4	78.5
60.3	2 3/8	28.580	1.508	65.1	87.5
63.5	2 1/2	31.668	1.588	72.1	96.9
66.7	2 5/8	34.913	1.668	79.5	106.8
69.9	2 3/4	38.320	1.748	87.3	117.3
73.0	2 7/8	41.881	1.825	95.4	128.2
76.2	3	45.605	1.905	103.8	139.6
82.5	3 1/4	53.518	2.063	121.9	163.8
88.9	3 1/2	52.069	2.223	118.6	159.3
95.2	3 3/4	71.253	2.380	162.2	218.0
101.6	4	81.073	2.540	184.6	248.1

NOTAS:

La esbeltez no influye en la resistencia de los miembros en tensión por lo que, desde ese punto de vista, no es necesario establecer ningún límite; si el elemento es una varilla o un cable, puede tener una esbeltez cualquiera. A los cables y a las varillas se les suele dar una pretensión para evitar vibraciones y deflexiones excesivas.

A-36 $F_y = 2530 \text{ kg/cm}^2$

L 152 x 12



Area	37.00	cm ²
Peso/m	29.20	Kg
I _x	822.00	cm ⁴
S _x	75.20	cm ³
i _x	4.71	cm
Z _x	136.00	cm ³
I _z	3.00	cm ⁴
J	20.90	cm ⁴
C _a	352.00	cm ⁶

RESISTENCIA A TENSION = 84.25 Ton

b = 15.20 cm

e = 1.27 cm

x = 4.27 cm

Especificaciones del DDF

3.1 Miembros en tensión 3.1.2 Resistencia de diseño

ANGULO DE LADOS IGUALES APS ó LI 152x12.7 mm (6x1/2in)

a) Estado límite de flujo plástico en la sección total

$$R_t = A_t F_y F_R \quad (3.1.1)$$

$$F_R = 0.90$$

$$R_t = 37.1 \times 2530 \times 0.90 = 84.5 \text{ Ton}$$

b) Estado límite de fractura en la sección neta

$$R_t = A_e F_u F_R \quad (3.1.2)$$

$$F_R = 0.75$$

$$R_t = 37.1 \times 4080 \times 0.75 = 113.5 \text{ Ton}$$

La resistencia de diseño R_t de un elemento en tensión es la menor de los valores determinados anteriormente, $R_t = 84.5 \text{ Ton}$.

Deberá revisarse que la relación de esbeltez del miembro no exceda la indicada en las NTC-RDF-2003.

$F_y = 2\,530 \text{ kg/cm}^2$ (250 MP, 36 ksi)
 $k = 1.0, L = 1 \text{ m } L=2 \text{ m } L=3 \text{ m}$

**RESISTENCIA DE DISEÑO EN TENSION
 ANGULOS SENCILLOS DE LADOS IGUALES**

NTC - RDF - 2003

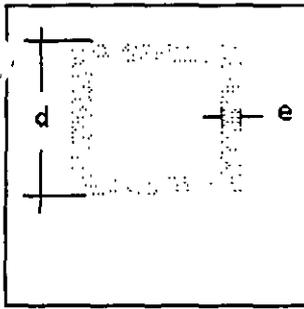
Designación Tamaño x espesor APS o LI		A_t	r_z	Resistencia de diseño R_t (Ton)		Relación de esbeltez $\left(\frac{KL}{r}\right)$		
mm x mm	in x in	(cm^2)	(cm)	$R_{t1}=0.9A_tF_y$	$R_{t2}=0.75A_cF_u$	L = 1 m	L = 2 m	L = 3m
76 x 5	3 x 3/16	7.03	1.51	16.0	21.5	66.2	132.5	198.7
76 x 6	3 x 1/4	9.29	1.49	21.2	28.4	67.1	134.2	201.3
76 x 8	3 x 5/16	11.48	1.47	26.1	35.1	68.0	136.1	204.1
76 x 10	3 x 3/8	13.61	1.47	31.0	41.6	68.0	136.1	204.1
76 x 11	3 x 7/16	15.68	1.47	35.7	48.0	68.0	136.1	204.1
76 x 13	3 x 1/2	17.74	1.47	40.4	54.3	68.0	136.1	204.1
76 x 16	3 x 5/8	21.68	1.47	49.4	66.3	68.0	136.1	204.1
89 x 5	3 1/2 x 3/16	8.36	1.76	19.0	25.6	56.8	113.6	170.5
89 x 6	3 1/2 x 1/4	10.90	1.76	24.8	33.4	56.8	113.6	170.5
89 x 8	3 1/2 x 5/16	13.48	1.75	30.7	41.2	57.1	114.3	171.4
89 x 10	3 1/2 x 3/8	16.00	1.74	36.4	49.0	57.5	114.9	172.4
89 x 13	3 1/2 x 1/2	20.97	1.73	47.7	64.2	57.8	115.6	173.4
102 x 6	4 x 1/4	12.52	2.00	28.5	38.3	50.0	100.0	150.0
102 x 8	4 x 5/16	15.48	2.00	35.2	47.4	50.0	100.0	150.0
102 x 10	4 x 3/8	18.45	1.98	42.0	56.5	50.5	101.0	151.5
102 x 11	4 x 7/16	21.35	1.98	48.6	65.3	50.5	101.0	151.5
102 x 13	4 x 1/2	24.19	1.98	55.1	74.0	50.5	101.0	151.5
102 x 16	4 x 5/8	29.74	1.98	67.7	91.0	50.5	101.0	151.5
102 x 19	4 x 3/4	35.10	1.95	79.9	107.4	51.3	102.6	153.8
127 x 10	5 x 3/8	23.29	2.52	53.0	71.3	39.7	79.4	119.0
127 x 11	5 x 7/16	26.97	2.52	61.4	82.5	39.7	79.4	119.0
127 x 13	5 x 1/2	30.65	2.49	69.8	93.8	40.2	80.3	120.5
127 x 16	5 x 5/8	37.81	2.48	86.1	115.7	40.3	80.6	121.0
127 x 19	5 x 3/4	44.77	2.48	101.9	137.0	40.3	80.6	121.0
152 x 10	6 x 3/8	28.13	3.05	64.1	86.1	32.8	65.6	98.4
152 x 11	6 x 7/16	32.65	3.02	74.3	99.9	33.1	66.2	99.3
152 x 13	6 x 1/2	37.10	2.99	84.5	113.5	33.4	66.9	100.3
152 x 14	6 x 9/16	41.48	2.99	94.4	126.9	33.4	66.9	100.3
152 x 16	6 x 5/8	45.87	2.98	104.4	140.4	33.6	67.1	100.7
152 x 19	6 x 3/4	54.45	2.98	124.0	166.6	33.6	67.1	100.7
152 x 22	6 x 7/8	62.77	2.97	142.9	192.1	33.7	67.3	101.0
152 x 25	6 x 1	70.97	2.96	161.6	217.2	33.8	67.6	101.4

NOTA:

Las dimensiones y propiedades de los perfiles se han tomado del M - IMCA, Tomo I.

A-36 $F_y = 2530 \text{ kg/cm}^2$

2 L 127 x 9



d = 12,70 cm

e = 0,95 cm

Area	46,40	cm ²
Peso/m	36,60	Kg
I _x	1.094,99	cm ⁴
S _x	172,44	cm ³
r _x	4,86	cm
I _y	1.094,99	cm ⁴
S _y	172,44	cm ³
r _y	4,86	cm
Z _x	207,34	cm ³
Z _y	207,34	cm ³
J	1.541,12	cm ⁴

RESISTENCIA A TENSION = 105,65 Ton

Especificaciones del DDF

3.1 Miembros en tensión 3.1.2 Resistencia de diseño

a) Estado límite de flujo plástico en la sección total

2 ANGULOS DE LADOS IGUALES APS o LI EN CAJÓN*

$$R_t = A_t F_y F_R \quad (3.1.1)$$

$$F_R = 0.90$$

$$R_t = 2 \times 23.29 \times 2530 \times 0.90 \times 10^{-3} = 106.1 \text{ Ton}$$

b) Estado límite de fractura en la sección neta

$$R_t = A_e F_u F_R \quad (3.1.2)$$

$$F_R = 0.75$$

$$R_t = 46.58 \times 4.080 \times 0.75 = 142.5 \text{ Ton}$$

Nomenclatura de perfiles según IMCA y AHMSA.

Véase página 46 y 47, M-IMCA.VI.

La resistencia de diseño R_t de un elemento en tensión es la menor de los valores determinados anteriormente, $R_t = 106.1 \text{ Ton}$.

$F_y = 2\,530 \text{ kg/cm}^2$ (250 MPa, 36 ksi)
 $k = 1.0, L = 1.0 \text{ m}, L = 2.0 \text{ m y } L = 3.0 \text{ m}$

**RESISTENCIA DE DISEÑO EN TENSION
 2 ANGULOS DE LADOS IGUALES
 EN CAJON
 NTC-RDF-2002**

Designación tamaño x espesor LI		A_t	r	Resistencia de diseño R_t (Ton)		Relación de esbeltez $\left(\frac{KL}{r}\right) < 200$		
mm x mm	ln x in	(cm ²)	(cm)	$R_{t1} = 0.9A_tF_y$ <small>Flujo plástico en la sección total</small>	$R_{t2} = 0.75A_eF_u$ <small>Fractura en la sección neta</small>	L = 1 m	L = 2 m	L = 3 m
102 x 6	4 x 1/4	25.04	5.63	57.0	76.6	24.5	49.0	73.5
102 x 8	4 x 5/16	30.96	5.51	70.5	94.7	24.5	49.0	73.5
102 x 10	4 x 3/8	36.9	5.42	84.0	112.9	24.5	49.0	73.5
102 x 11	4 x 7/16	42.7	5.32	97.2	130.7	24.5	49.0	73.5
102 x 13	4 x 1/2	48.38	5.23	110.2	148.0	24.5	49.0	73.5
102 x 16	4 x 5/8	59.48	5.00	135.4	182.0	24.5	49.0	73.5
102 x 19	4 x 3/4	70.2	4.82	159.8	214.8	24.5	49.0	73.5
127 x 10	5 x 3/8	46.58	6.89	106.1	142.5	19.7	39.4	59.1
127 x 11	5 x 7/16	53.94	6.79	122.8	165.1	19.7	39.4	59.1
127 x 13	5 x 1/2	61.3	6.70	139.6	187.6	19.7	39.4	59.1
127 x 16	5 x 5/8	75.62	6.46	172.2	231.4	19.7	39.4	59.1
127 x 19	5 x 3/4	89.54	6.28	203.9	274.0	19.7	39.4	59.1
152 x 10	6 x 3/8	56.26	8.37	128.1	172.2	16.4	32.9	49.3
152 x 11	6 x 7/16	65.3	8.26	148.7	199.8	16.4	32.9	49.3
152 x 13	6 x 1/2	74.2	8.17	169.0	227.1	16.4	32.9	49.3
152 x 14	6 x 9/16	82.96	8.04	188.9	253.9	16.4	32.9	49.3
152 x 16	6 x 5/8	91.74	7.95	208.9	280.7	16.4	32.9	49.3
152 x 19	6 x 3/4	108.9	7.71	248.0	333.2	16.4	32.9	49.3
152 x 22	6 x 7/8	125.54	7.53	285.9	384.2	16.4	32.9	49.3
152 x 25	6 x 1	141.94	7.35	323.2	434.3	16.4	32.9	49.3

NOTAS:

La resistencia de diseño R_t de un miembro en tensión es el menor de los valores correspondientes a los estados límite de flujo plástico en la sección total y de fractura en el área neta.

La relación de esbeltez L/r de miembros en tensión se determina con su longitud libre L . En las NTC-2002 se indica que la relación de esbeltez L/r de miembros en tensión puede tener cualquier valor, pero conviene que no exceda de 240 en miembros principales ni de 300 en contraventeos y otros miembros secundarios, especialmente cuando estén sometidos a cargas que puedan ocasionar vibraciones.

$F_y = 2\,530 \text{ kg/cm}^2$ (250 MPa, 36 ksi)
 $k = 1.0, L = 1.0 \text{ m}, L = 2.0 \text{ m y } L = 3.0 \text{ m}$

**RESISTENCIA DE DISEÑO EN TENSION
 2 ANGULOS DE LADOS IGUALES
 EN CAJON
 NTC-RDF-2002**

Designación tamaño x espesor LI		A_t	r	Resistencia de diseño R_t (Ton)		Relación de esbeltez $\left(\frac{KL}{r}\right) < 200$		
mm x mm	ln x in	(cm ²)	(cm)	$R_{t1}=0.9A_tF_y$ <small>Flujo plástico en la sección total</small>	$R_{t2}=0.75A_nF_u$ <small>Fractura en la sección neta</small>	L = 1 m	L = 2 m	L = 3 m
102 x 6	4 x 1/4	25.04	5.63	57.0	76.6	24.5	49.0	73.5
102 x 8	4 x 5/16	30.96	5.51	70.5	94.7	24.5	49.0	73.5
102 x 10	4 x 3/8	36.9	5.42	84.0	112.9	24.5	49.0	73.5
102 x 11	4 x 7/16	42.7	5.32	97.2	130.7	24.5	49.0	73.5
102 x 13	4 x 1/2	48.38	5.23	110.2	148.0	24.5	49.0	73.5
102 x 16	4 x 5/8	59.48	5.00	135.4	182.0	24.5	49.0	73.5
102 x 19	4 x 3/4	70.2	4.82	159.8	214.8	24.5	49.0	73.5
127 x 10	5 x 3/8	46.58	6.89	106.1	142.5	19.7	39.4	59.1
127 x 11	5 x 7/16	53.94	6.79	122.8	165.1	19.7	39.4	59.1
127 x 13	5 x 1/2	61.3	6.70	139.6	187.6	19.7	39.4	59.1
127 x 16	5 x 5/8	75.62	6.46	172.2	231.4	19.7	39.4	59.1
127 x 19	5 x 3/4	89.54	6.28	203.9	274.0	19.7	39.4	59.1
152 x 10	6 x 3/8	56.26	8.37	128.1	172.2	16.4	32.9	49.3
152 x 11	6 x 7/16	65.3	8.26	148.7	199.8	16.4	32.9	49.3
152 x 13	6 x 1/2	74.2	8.17	169.0	227.1	16.4	32.9	49.3
152 x 14	6 x 9/16	82.96	8.04	188.9	253.9	16.4	32.9	49.3
152 x 16	6 x 5/8	91.74	7.95	208.9	280.7	16.4	32.9	49.3
152 x 19	6 x 3/4	108.9	7.71	248.0	333.2	16.4	32.9	49.3
152 x 22	6 x 7/8	125.54	7.53	285.9	384.2	16.4	32.9	49.3
152 x 25	6 x 1	141.94	7.35	323.2	434.3	16.4	32.9	49.3

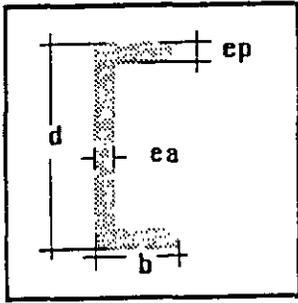
NOTAS:

La resistencia de diseño R_t de un miembro en tensión es el menor de los valores correspondientes a los estados límite de flujo plástico en la sección total y de fractura en el área neta.

La relación de esbeltez L/r de miembros en tensión se determina con su longitud libre L . En las NTC-2002 se indica que la relación de esbeltez L/r de miembros en tensión puede tener cualquier valor, pero conviene que no exceda de 240 en miembros principales ni de 300 en contraventeos y otros miembros secundarios, especialmente cuando estén sometidos a cargas que puedan ocasionar vibraciones.

A-36 $F_y = 2530 \text{ kg/cm}^2$

CE 150 x 12



b = 4.90 cm

ep = 0.87 cm

d = 15.20 cm

ea = 0.51 cm

Area	15.50	cm ²
Peso/m	12.20	Kg
I _x	545.00	cm ⁴
S _x	71.70	cm ³
r _x	5.93	cm
I _y	28.80	cm ⁴
S _y	8.00	cm ³
r _y	1.36	cm
Z _x	84.10	cm ³
Z _y	16.30	cm ³
J	3.33	cm ⁴
C _a	1.270.00	cm ⁶

RESISTENCIA A TENSION = 35.29 Ton

3.1 Miembros en tensión

3.1.2 Resistencia de diseño

CANAL CPS o CE 152x12.20(6x8.20)*

a) Estado límite de flujo plástico en la sección total

$$R_t = A_t F_y F_R \quad (3.1.1)$$

$$F_R = 0.90$$

$$R_t = 15.50 \times 2530 \times 0.90 \times 10^{-3} = 35.3 \text{ Ton}$$

b) Estado límite de fractura en la sección neta

$$R_t = A_e F_u F_R \quad (3.1.2)$$

$$F_R = 0.75$$

$$R_t = 15.50 \times 4.080 \times 0.75 = 47.4 \text{ Ton}$$

*Designación de perfiles según IMCA. Véase página 52, M-IMCA-VI.

La resistencia de diseño R_t de un elemento en tensión es la menor de los valores determinados anteriormente, $R_t = 35.3 \text{ Ton}$.

Fy = 2 530 kg/cm² (250 Mpa, 36 ksi)

Fu = 4 080 kg/cm² (400 Mpa, 58 ksi)

L = 300 cm Kx = Ky = 1.0

**RESISTENCIA DE DISEÑO A TENSION
DE CANALES
NTC-RDF-2003**

Designación d x peso CPS, CE o C					A	R _{t1}	R _{t2}	
mm	x	kg/m	in	x	lb/ft	(cm ²)	(Ton)	(Ton)
76	x	6.1	3	x	4.1	7.68	17.49	23.50
76	x	7.44	3	x	5	9.42	21.45	28.83
76	x	8.93	3	x	6	11.29	25.71	34.55
102	x	8.04	4	x	5.4	10.06	22.91	30.78
102	x	10.79	4	x	7.25	13.68	31.15	41.86
127	x	9.97	5	x	6.7	12.58	28.64	38.49
127	x	13.39	5	x	9	16.97	38.64	51.93
152	x	12.2	6	x	8.2	15.42	35.11	47.19
152	x	15.63	6	x	10.5	19.81	45.11	60.62
152	x	19.35	6	x	13	24.58	55.97	75.21
152	x	23.07	6	x	15.5	29.42	66.99	90.03
178	x	14.58	7	x	9.8	18.39	41.87	56.27
178	x	18.23	7	x	12.25	23.10	52.60	70.69
178	x	21.95	7	x	14.75	27.87	63.46	85.28
203	x	17.11	8	x	11.5	21.68	49.37	66.34
203	x	20.46	8	x	13.75	25.94	59.07	79.38
203	x	27.9	8	x	18.75	35.42	80.65	108.39
203	x	31.62	8	x	21.25	40.32	91.81	123.38
229	x	19.8	9	x	13.4	25.30	57.61	77.42
229	x	22.1	9	x	15	28.20	64.21	86.29
229	x	29.3	9	x	20	37.30	84.93	114.14
254	x	22.76	10	x	15.3	28.97	65.96	88.65
254	x	29.76	10	x	20	37.94	86.39	116.10
254	x	37.2	10	x	25	47.42	107.98	145.11
254	x	44.64	10	x	30	56.90	129.56	174.11
305	x	30.8	12	x	20.7	39.29	89.46	120.23
305	x	37.2	12	x	25	47.42	107.98	145.11
305	x	44.64	12	x	30	56.90	129.56	174.11
381	x	50.3	15	x	33.9	64.00	145.73	195.84
381	x	59.1	15	x	40	75.30	171.46	230.42
381	x	73.6	15	x	50	93.70	213.35	286.72

$F_y = 2\,530 \text{ kg/cm}^2 (250 \text{ MPa}, 36 \text{ Ksi})$
 $k = 1.0, L = 1.0 \text{ m } L = 2.0 \text{ m } L = 3.0 \text{ m}$

**RESISTENCIA DE DISEÑO EN TENSION
SECCIONES Te**

NTC-RDF-2003

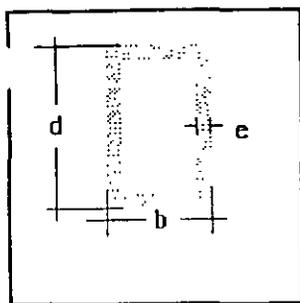
Designación d x peso TR		A_t	r_y	Resistencia de diseño		Relación de esbeltez $\left(\frac{KL}{r}\right) < 300$		
mm x mm	in x in	(cm ²)	(cm)	$R_{t1} = 0.9A_t F_y$	$R_{t2} = 0.75A_e F_u$	L = 1 m	L = 2 m	L = 3 m
127 x 9.0	5.0 x 6	11.4	1.99	26.0	34.9	50.3	100.5	150.8
127 x 11.2	5.0 x 7.5	14.3	2.06	32.6	43.8	48.5	97.1	145.6
127 x 12.7	5.0 x 8.5	16.1	2.14	36.7	49.3	46.7	93.5	140.2
127 x 14.2	5.0 x 9.5	18.1	2.22	41.2	55.4	45.0	90.1	135.1
127 x 16.4	5.0 x 11	20.9	3.36	47.6	64.0	29.8	59.5	89.3
127 x 19.3	5.0 x 13	24.6	3.45	56.0	75.3	29.0	58.0	87.0
127 x 22.5	5.0 x 15	28.5	3.49	64.9	87.2	28.7	57.3	86.0
127 x 24.6	5.0 x 16.5	31.3	3.20	71.3	95.8	31.3	62.5	93.8
127 x 29.0	5.0 x 19.5	37.0	3.15	84.2	113.2	31.7	63.5	95.2
127 x 33.6	5.0 x 22.5	42.8	3.15	97.5	131.0	31.7	63.5	95.2
127 x 36.5	5.0 x 24.5	46.5	2.99	105.9	142.3	33.4	66.9	100.3
127 x 40.0	5.0 x 27	51.0	3.01	116.1	156.1	33.2	66.4	99.7
127 x 44.7	5.0 x 30	56.9	3.06	129.6	174.1	32.7	65.4	98.0
127 x 50.6	5.0 x 34	64.5	3.10	146.9	197.4	32.3	64.5	96.8
127 x 57.2	5.0 x 38.5	72.9	3.15	166.0	223.1	31.7	63.5	95.2
127 x 65.3	5.0 x 44	83.2	3.22	189.4	254.6	31.1	62.1	93.2
127 x 74.4	5.0 x 50	94.8	3.28	215.9	290.1	30.5	61.0	91.5
127 x 83.6	5.0 x 56	106.5	3.35	242.5	325.9	29.9	59.7	89.6

NOTA:

$r_{mn} = r_y$

A-36 $F_y = 2530 \text{ kg/cm}^2$

OR 64 x 64 x 4



b = 6,40 cm

e = 0,48 cm

d = 6,40 cm

Especificaciones del DDF.

Area	10,80	cm ²
Peso/m	8,30	Kg
I _x	61,10	cm ⁴
S _x	19,10	cm ³
i _x	2,38	cm
I _y	61,10	cm ⁴
S _y	19,10	cm ³
i _y	2,38	cm
Z _x	23,40	cm ³
Z _y	23,40	cm ³
J	102,00	cm ⁴

RESISTENCIA A TENSION = 24,59 Ton

3.1 Miembros en tensión 3.1.2 Resistencia de diseño

TUBO CUADRADO OR*
64x4.8(2.5x0.188 in)

a) Estado limite de flujo plástico en la sección total

$$R_t = A_t F_y F_R \quad (3.1.1)$$

$$F_R = 0.90$$

$$R_t = 10.80 \times 2.53 \times 0.90 = 24.6 \text{ Ton}$$

b) Estado limite de fractura en la sección neta

$$R_t = A_e F_u F_R \quad (3.1.2)$$

$$F_R = 0.75$$

$$R_t = 10.80 \times 4.08 \times 0.75 = 33.0 \text{ Ton}$$

*Nomenclatura según IMCA. Véanse páginas 104 y 105, M-IMCA-VI.

La resistencia de diseño R_t de un elemento en tensión es la menor de los valores determinados anteriormente ($R_t = 24.6 \text{ Ton}$).

Estos tubos se producen con acero de alta resistencia ($F_y > 2530 \text{ Kg/cm}^2$).

$F_y = 2\,530 \text{ kg/cm}^2$ (250 MPa, 36 Ksi)
 $k = 1.0, L = 1.0, L = 2.0 \text{ m}, L = 3.0 \text{ m}$

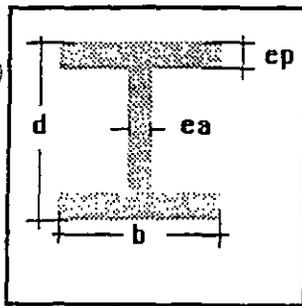
**RESISTENCIA DE DISEÑO EN TENSION
TUBOS CUADRADOS**

Designación Tamaño x espesor OR		A_t	r	Resistencia de diseño R_t (Ton)		Relación de esbeltez $\left(\frac{KL}{r}\right)$		
mm x mm	in x in	(cm^2)	(cm)	$R_{t1}=0.9A_tF_y$	$R_{t2}=0.75A_eF_u$	L = 1 m	L = 2 m	L = 3 m
25 x 2.4	1.0 x 0.10	2.07	0.92	4.7	6.3	108.7	217.4	326.1
25 x 3.7	1.0 x 0.147	2.68	0.87	6.1	8.2	114.9	229.9	344.8
38 x 2.8	1.5 x 0.110	3.74	1.42	8.5	11.4	70.4	140.8	211.3
38 x 3.2	1.5 x 0.125	4.17	1.40	9.5	12.8	71.4	142.9	214.3
51 x 2.8	2.0 x 0.110	5.11	1.93	11.6	15.6	51.8	103.6	155.4
51 x 3.2	2.0 x 0.125	5.79	1.92	13.2	17.7	52.1	104.2	156.3
51 x 4.0	2.0 x 0.156	6.97	1.88	15.9	21.3	53.2	106.4	159.6
51 x 4.8	2.0 x 0.188	8.19	1.84	18.6	25.1	54.3	108.7	163.0
51 x 6.4	2.0 x 0.250	10.26	1.76	23.4	31.4	56.8	113.6	170.5
64 x 3.2	2.5 x 0.125	7.40	2.44	16.8	22.6	41.0	82.0	123.0
64 x 3.6	2.5 x 0.141	8.26	2.42	18.8	25.3	41.3	82.6	124.0
64 x 4.8	2.5 x 0.188	10.58	2.36	24.1	32.4	42.4	84.7	127.1
64 x 6.4	2.5 x 0.250	13.48	2.28	30.7	41.2	43.9	87.7	131.6
76 x 3.2	3.0 x 0.125	9.01	2.95	20.5	27.6	33.9	67.8	101.7
76 x 4.8	3.0 x 0.188	13.00	2.90	29.6	39.8	34.5	69.0	103.4
76 x 6.4	3.0 x 0.250	16.71	2.79	38.0	51.1	35.8	71.7	107.5
76 x 8.0	3.0 x 0.313	20.10	2.72	45.8	61.5	36.8	73.5	110.3
89 x 3.2	3.5 x 0.125	10.62	3.47	24.2	32.5	28.8	57.6	86.5
89 x 4.0	3.5 x 0.156	13.00	3.45	29.6	39.8	29.0	58.0	87.0
89 x 4.8	3.5 x 0.188	15.40	3.40	35.1	47.1	29.4	58.8	88.2
89 x 6.4	3.5 x 0.250	19.90	3.33	45.3	60.9	30.0	60.1	90.1
89 x 7.9	3.5 x 0.313	24.06	3.25	54.8	73.6	30.8	61.5	92.3
102 x 4.8	4.0 x 0.188	17.87	3.91	40.7	54.7	25.6	51.2	76.7
102 x 6.4	4.0 x 0.250	23.16	3.84	52.7	70.9	26.0	52.1	78.1
102 x 8.0	4.0 x 0.313	28.13	3.76	64.1	86.1	26.6	53.2	79.8
102 x 9.5	4.0 x 0.375	32.77	3.68	74.6	100.3	27.2	54.3	81.5
102 x 12.7	4.0 x 0.500	41.03	3.53	93.4	125.6	28.3	56.7	85.0
127 x 4.8	5.0 x 0.188	22.71	4.95	51.7	69.5	20.2	40.4	60.6
127 x 6.4	5.0 x 0.250	29.61	4.88	67.4	90.6	20.5	41.0	61.5
127 x 8.0	5.0 x 0.313	36.19	4.80	82.4	110.7	20.8	41.7	62.5
127 x 9.5	5.0 x 0.375	42.45	4.72	96.7	129.9	21.2	42.4	63.6
127 x 12.7	5.0 x 0.500	53.94	4.57	122.8	165.1	21.9	43.8	65.6

NOTAS:

A-36 $F_y = 2530 \text{ kg/cm}^2$

VIGA DE 3 PLACAS SOLDADAS



Area	217,43	cm ²
Peso/m	170,51	Kg
I_x	506.991,31	cm ⁴
S_x	8.818,77	cm ³
i_x	48,29	cm
I_y	17.739,30	cm ⁴
S_y	873,86	cm ³
i_y	9,03	cm
Z_x	9.823,61	cm ³
Z_y	1.327,89	cm ³
J	127,17	cm ⁴
C_x	57.019,836	cm ⁶

RESISTENCIA A TENSION = 495,09 Ton

b = 40,60 cm

ep = 1,59 cm

d = 114,98 cm

ea = 0,79 cm

Especificaciones del DDF

3.1 Miembros en tensión
3.1.2 Resistencia de diseño

PEFIL IS*

406x16/1118x8 o 16x0.625/44x0.312

a) Estado límite de flujo plástico en la sección total

$$R_t = A_t F_y F_R \quad (3.1.1)$$

$$F_R = 0.90$$

$$R_t = 217.43 \times 2.53 \times 0.90 = 495.1 \text{ Ton}$$

b) Estado límite de fractura en la sección neta

$$R_t = A_e F_u F_R \quad (3.1.2)$$

$$F_R = 0.75$$

$$R_t = 217.43 \times 4.08 \times 0.75 = 665.3 \text{ Ton}$$

*Designación de perfiles de acuerdo con IMCA, Pág. 88, V-1.

Las propiedades de diseño tabuladas en el M-IMCA difieren muy poco respecto a las calculadas por el programa Acero-Fácil.

La resistencia de diseño R_t de un elemento en tensión es la menor de los valores determinados anteriormente ($R_t = 495.1 \text{ Ton}$).

Fy = 2 530 kg/cm² (250 Mpa, 36 ksi)

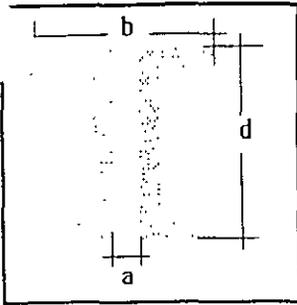
Fu = 4 080 kg/cm² (400 Mpa, 58 ksi)

**RESISTENCIA A TENSION
DE TRES PLACAS SOLDADAS
NTC-RDF-2003**

Designación $\frac{b_f \times t_f}{h \times t_w}$		A	R _{t1}	R _{t2}
mm x mm	in x in	(cm ²)	(Ton)	(Ton)
mm x mm	in x in			
406 x 16	16 x 0.625	218.10	496.61	667.39
1118 x 8	44 x 0.312			
406 x 19	16 x 0.750	243.90	555.36	746.33
1118 x 8	44 x 0.312			
406 x 22	16 x 0.875	269.70	614.11	825.28
1118 x 8	44 x 0.312			
406 x 25	16 x 1.000	295.50	672.85	904.23
1118 x 8	44 x 0.312			
406 x 32	16 x 1.250	347.10	790.35	1062.13
1118 x 8	44 x 0.312			
406 x 38	16 x 1.500	398.70	907.84	1220.02
1118 x 8	44 x 0.312			
406 x 44	16 x 1.750	450.30	1025.33	1377.92
1118 x 8	44 x 0.312			
406 x 16	16 x 0.625	245.20	558.32	750.31
1219 x 10	48 x 0.375			
406 x 19	16 x 0.750	271.00	617.07	829.26
1219 x 10	48 x 0.375			
406 x 22	16 x 0.875	296.80	675.81	908.21
1219 x 10	48 x 0.375			
406 x 25	16 x 1.000	322.60	734.56	987.16
1219 x 10	48 x 0.375			
406 x 32	16 x 1.250	374.20	852.05	1145.05
1219 x 10	48 x 0.375			
406 x 38	16 x 1.500	425.80	969.55	1302.95
1219 x 10	48 x 0.375			
406 x 44	16 x 1.750	477.40	1087.04	1460.84
1219 x 10	48 x 0.375			

A-36 $F_y = 2530 \text{ kg/cm}^2$

2 CE 150 x 12



Area	31.00	cm ²
Peso/m	24.40	Kg
I_x	1.090.00	cm ⁴
S_x	143.40	cm ³
r_x	5.93	cm
I_y	158.04	cm ⁴
S_y	29.27	cm ³
r_y	2.26	cm
J	6.66	cm ⁴
C_a	2.540	cm ⁶

RESISTENCIA A TENSION = 70,59 Ton

b = 10,80 cm

d = 15,20 cm

a = 1,00 cm

Especificaciones del DDF

3.1 Miembros en tensión 3.1.2 Resistencia de diseño

2 CANALES EN ESPALDA CPS o CE
152x12.2(6x8.20)

a) Estado limite de flujo plástico en la sección total

$$R_t = A_t F_y F_R \quad (3.1.1)$$

$$F_R = 0.90$$

$$R_t = 31.0 \times 2.53 \times 0.90 = 70.6 \text{ Ton}$$

b) Estado limite de fractura en la sección neta

$$R_t = A_e F_u F_R \quad (3.1.2)$$

$$F_R = 0.75$$

$$R_t = 31.0 \times 4.08 \times 0.75 = 94.9 \text{ Ton}$$

La resistencia de diseño R_t de un elemento en tensión es la menor de los valores determinados anteriormente ($R_t = 70.6 \text{ Ton}$).

La separación de las canales NO afecta la resistencia de diseño.

Fy = 2 530 kg/cm² (250 Mpa, 36 ksi)

Fu = 4 080 kg/cm² (400 Mpa, 58 ksi)

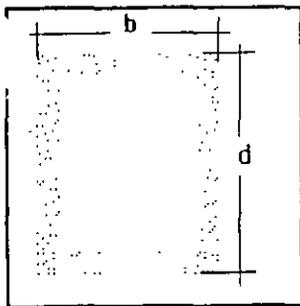
**RESISTENCIA DE DISEÑO A TENSION
DE CANALES EN ESPALDA**

NTC-RDF-2003

Designación d x peso CPS, CE o C						A	R _{t1}	R _{t2}
mm	x	kg/m	in	x	lb/ft	(cm ²)	(Ton)	(Ton)
76	x	6.1	3	x	4.1	15.36	34.97	47.00
76	x	7.44	3	x	5	18.84	42.90	57.65
76	x	8.93	3	x	6	22.58	51.41	69.09
102	x	8.04	4	x	5.4	20.12	45.81	61.57
102	x	10.79	4	x	7.25	27.36	62.30	83.72
127	x	9.97	5	x	6.7	25.16	57.29	76.99
127	x	13.39	5	x	9	33.94	77.28	103.86
152	x	12.2	6	x	8.2	30.84	70.22	94.37
152	x	15.63	6	x	10.5	39.62	90.21	121.24
152	x	19.35	6	x	13	49.16	111.94	150.43
152	x	23.07	6	x	15.5	58.84	133.98	180.05
178	x	14.58	7	x	9.8	36.78	83.75	112.55
178	x	18.23	7	x	12.25	46.20	105.20	141.37
178	x	21.95	7	x	14.75	55.74	126.92	170.56
203	x	17.11	8	x	11.5	43.36	98.73	132.68
203	x	20.46	8	x	13.75	51.88	118.13	158.75
203	x	27.9	8	x	18.75	70.84	161.30	216.77
203	x	31.62	8	x	21.25	80.64	183.62	246.76
229	x	19.8	9	x	13.4	50.60	115.22	154.84
229	x	22.1	9	x	15	56.40	128.42	172.58
229	x	29.3	9	x	20	74.60	169.86	228.28
254	x	22.76	10	x	15.3	57.94	131.93	177.30
254	x	29.76	10	x	20	75.88	172.78	232.19
254	x	37.2	10	x	25	94.84	215.95	290.21
254	x	44.64	10	x	30	113.80	259.12	348.23
305	x	30.8	12	x	20.7	78.58	178.93	240.45
305	x	37.2	12	x	25	94.84	215.95	290.21
305	x	44.64	12	x	30	113.80	259.12	348.23
381	x	50.3	15	x	33.9	128.00	291.46	391.68
381	x	59.1	15	x	40	150.60	342.92	460.84
381	x	73.6	15	x	50	187.40	426.71	573.44

A-36 $F_y = 2530 \text{ kg/cm}^2$

2 CE 150 x 12



Area	31.00 cm ²
Peso/m	24.40 Kg
I _x	1.090.00 cm ⁴
S _x	143.40 cm ³
i _x	5.93 cm
I _y	459.36 cm ⁴
S _y	93.75 cm ³
i _y	3.85 cm
Z _x	168.38 cm ³
Z _y	109.56 cm ³
J	897.75 cm ⁴

RESISTENCIA A TENSION = 70,59 Ton

b = 9,80 cm

ep = 0,87 cm

d = 15,20 cm

ea = 0,25 cm

Especificaciones del DDF

3.1 Miembros en tensión

3.1.2 Resistencia de diseño

2 CANALES EN CAJÓN CPS o CE
152x12.2(6x8.20)

a) Estado límite de flujo plástico en la sección total

$$R_t = A_t F_y F_R \quad (3.1.1)$$

$$F_R = 0.90$$

$$R_t = 31.0 \times 2.53 \times 0.90 = 70.6 \text{ Ton}$$

b) Estado límite de fractura en la sección neta

$$R_t = A_e F_u F_R \quad (3.1.2)$$

$$F_R = 0.75$$

$$R_t = 31.0 \times 4.08 \times 0.75 = 94.9 \text{ Ton}$$

La resistencia de diseño R_t de un elemento en tensión es la menor de los valores determinados anteriormente ($R_t = 70.6 \text{ Ton}$).

La resistencia de diseño de las dos canales en cajón es la misma que la de dos canales en espalda.

Fy = 2 530 kg/cm² (250 Mpa, 36 ksi)

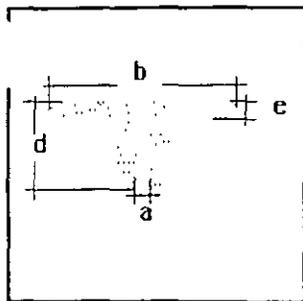
Fu = 4 080 kg/cm² (400 Mpa, 58 ksi)

**RESISTENCIA DE DISEÑO A TENSION
DE CANALES EN CAJON
NTC-RDF-2003**

Designación d x peso CPS, CE o C						A	R _{t1}	R _{t2}
mm	x	kg/m	in	x	lb/ft	(cm ²)	(Ton)	(Ton)
76	x	6.1	3	x	4.1	15.36	34.97	47.00
76	x	7.44	3	x	5	18.84	42.90	57.65
76	x	8.93	3	x	6	22.58	51.41	69.09
102	x	8.04	4	x	5.4	20.12	45.81	61.57
102	x	10.79	4	x	7.25	27.36	62.30	83.72
127	x	9.97	5	x	6.7	25.16	57.29	76.99
127	x	13.39	5	x	9	33.94	77.28	103.86
152	x	12.2	6	x	8.2	30.84	70.22	94.37
152	x	15.63	6	x	10.5	39.62	90.21	121.24
152	x	19.35	6	x	13	49.16	111.94	150.43
152	x	23.07	6	x	15.5	58.84	133.98	180.05
178	x	14.58	7	x	9.8	36.78	83.75	112.55
178	x	18.23	7	x	12.25	46.20	105.20	141.37
178	x	21.95	7	x	14.75	55.74	126.92	170.56
203	x	17.11	8	x	11.5	43.36	98.73	132.68
203	x	20.46	8	x	13.75	51.88	118.13	158.75
203	x	27.9	8	x	18.75	70.84	161.30	216.77
203	x	31.62	8	x	21.25	80.64	183.62	246.76
229	x	19.8	9	x	13.4	50.60	115.22	154.84
229	x	22.1	9	x	15	56.40	128.42	172.58
229	x	29.3	9	x	20	74.60	169.86	228.28
254	x	22.76	10	x	15.3	57.94	131.93	177.30
254	x	29.76	10	x	20	75.88	172.78	232.19
254	x	37.2	10	x	25	94.84	215.95	290.21
254	x	44.64	10	x	30	113.80	259.12	348.23
305	x	30.8	12	x	20.7	78.58	178.93	240.45
305	x	37.2	12	x	25	94.84	215.95	290.21
305	x	44.64	12	x	30	113.80	259.12	348.23
381	x	50.3	15	x	33.9	128.00	291.46	391.68
381	x	59.1	15	x	40	150.60	342.92	460.84
381	x	73.6	15	x	50	187.40	426.71	573.44

A-36 $F_y = 2530 \text{ kg/cm}^2$

2 L 76 x 6



Area	18,64	cm ²
Peso/m	14,60	Kg
I _x	103,40	cm ⁴
S _x	18,94	cm ³
I _{x'}	2,36	cm
I _y	806,12	cm ⁴
S _y	69,49	cm ³
I _{y'}	6,58	cm
J	2,66	cm ⁴
Ca	11,24	cm ⁶

RESISTENCIA A TENSION = 42,44 Ton

b = 23,20 cm

e = 0,64 cm

d = 7,60 cm

a = 8,00 cm

Especificaciones del DDF:

3.1 Miembros en tensión 3.1.2 Resistencia de diseño

2 ANGULOS DE LADOS IGUALES EN ESPALDA APS o LI*
76x6.4(3x1/4 in)

a) Estado límite de flujo plástico en la sección total

$$R_t = A_t F_y F_R \quad (3.1.1)$$

$$F_R = 0.90$$

$$R_t = 18.64 \times 2.53 \times 0.90 = 42.44 \text{ Ton}$$

b) Estado límite de fractura en la sección neta

$$R_t = A_e F_u F_R \quad (3.1.2)$$

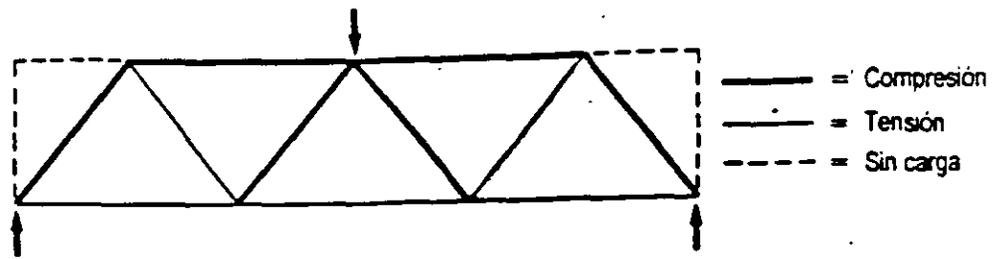
$$F_R = 0.75$$

$$R_t = 18.64 \times 4.08 \times 0.75 = 57.04 \text{ Ton}$$

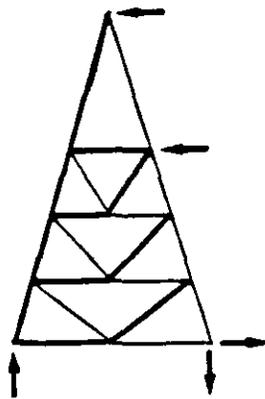
*Nomenclatura según IMCA. Véanse páginas 46 y 47, M-IMCA-VI.

La resistencia de diseño R_t de un elemento en tensión es la menor de los valores determinados anteriormente ($R_t = 42.44 \text{ Ton}$).

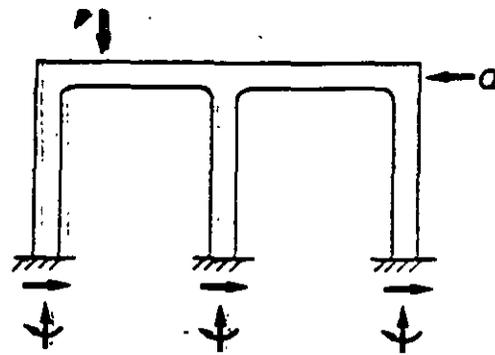
La separación de las canales NO afecta la resistencia de diseño.



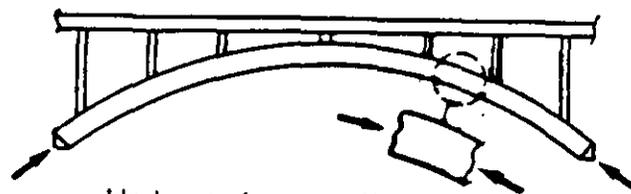
(f) Armadura



(g) Torre



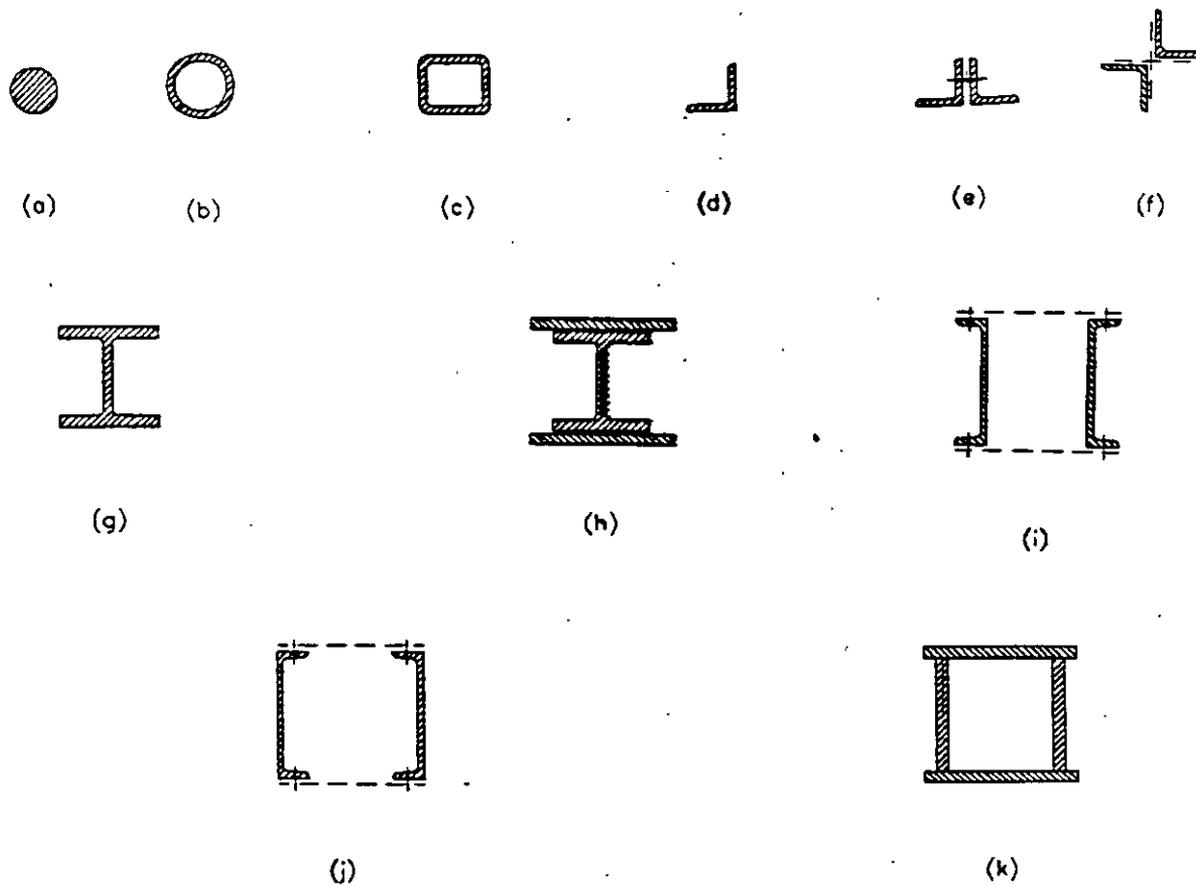
(h) Marco



Idealmente, la compresión es axial en todas las secciones transversales

(i) Arco

Fig. Diversos miembros en compresión



En la figura se muestra una gran variedad de secciones estructurales que se utilizan frecuentemente como columnas. No todas tienen características favorables, pero tienen alguna otra que las hace convenientes para usos específicos.

Las secciones estructurales huecas (tubos circulares, cuadrados o rectangulares) se usan con mucha frecuencia en la actualidad, por sus propiedades geométricas favorables y su aspecto arquitectónico; su inconveniente son las conexiones con el resto de la estructura.

La sección que se usa con mayor frecuencia en armaduras de techo, es la formada por dos ángulos de lados iguales en espalda, esta sección es particularmente económica cuando se utilizan placas de conexión sencillas.

Ocasionalmente se usan secciones formadas por dos canales en espalda; su desventaja es que tienen un radio de giro pequeño alrededor del eje Y-Y. Una sección formada por dos canales en cajón constituye una elección conveniente, debido a que tienen características geométricas favorables alrededor de sus dos ejes principales y centroidales, igual que la sección en cajón hecha con cuatro placas soldadas.

Fig. Secciones típicas utilizadas como miembros en compresión.

$$F_y = 2\,530 \text{ Kg/cm}^2 \quad (36 \text{ ksi o } 250 \text{ MPa})$$

Valores del parámetro de esbeltez de columnas λ
Acero NOM-B-254 (ASTM A36)

K/r	λ										
1	0.01	35	0.39	69	0.77	103	1.15	136	1.52	169	1.89
2	0.02	36	0.40	70	0.78	104	1.16	137	1.53	170	1.90
3	0.03	37	0.41	71	0.80	105	1.18	138	1.55	171	1.92
4	0.04	38	0.43	72	0.81	106	1.19	139	1.56	172	1.93
5	0.06	39	0.44	73	0.82	107	1.20	140	1.57	173	1.94
6	0.07	40	0.45	74	0.83	108	1.21	141	1.58	174	1.95
7	0.08	41	0.46	75	0.84	109	1.22	142	1.59	175	1.96
8	0.09	42	0.47	76	0.85	110	1.23	143	1.60	176	1.97
9	0.10	43	0.48	77	0.86	111	1.24	144	1.61	177	1.98
10	0.11	44	0.49	78	0.87	112	1.25	145	1.62	178	1.99
11	0.12	45	0.50	79	0.88	113	1.27	146	1.64	179	2.00
12	0.13	46	0.52	80	0.90	114	1.28	147	1.65	180	2.02
13	0.15	47	0.53	81	0.91	115	1.29	148	1.66	181	2.03
14	0.16	48	0.54	82	0.92	116	1.30	149	1.67	182	2.04
15	0.17	49	0.55	83	0.93	117	1.31	150	1.68	183	2.05
16	0.18	50	0.56	84	0.94	118	1.32	151	1.69	184	2.06
17	0.19	51	0.57	85	0.95	119	1.33	152	1.70	185	2.07
18	0.20	52	0.58	86	0.96	120	1.34	153	1.71	186	2.08
19	0.21	53	0.59	87	0.97	121	1.36	154	1.72	187	2.09
20	0.22	54	0.60	88	0.99	122	1.37	155	1.74	188	2.11
21	0.24	55	0.62	89	1.00	123	1.38	156	1.75	189	2.12
22	0.25	56	0.63	90	1.01	124	1.39	157	1.76	190	2.13
23	0.26	57	0.64	91	1.02	125	1.40	158	1.77	191	2.14
24	0.27	58	0.65	92	1.03	126	1.41	159	1.78	192	2.15
25	0.28	59	0.66	93	1.04	127	1.42	160	1.79	193	2.16
26	0.29	60	0.67	94	1.05	128	1.43	161	1.80	194	2.17
27	0.30	61	0.68	95	1.06	129	1.44	162	1.81	195	2.18
28	0.31	62	0.69	96	1.08	130	1.46	163	1.83	196	2.20
29	0.32	63	0.71	97	1.09	131	1.47	164	1.84	197	2.21
30	0.34	64	0.72	98	1.10	132	1.48	165	1.85	198	2.22
31	0.35	65	0.73	99	1.11	133	1.49	166	1.86	199	2.23
32	0.36	66	0.74	100	1.12	134	1.50	167	1.87	200	2.24
33	0.37	67	0.75	101	1.13	135	1.51	168	1.88		
34	0.38	68	0.76	102	1.14						

NOTAS:

λ = Parámetro de esbeltez de la columna (adimensional)

$$\lambda = \frac{KL}{r} \sqrt{\frac{F_y}{\pi^2 E}} = 0.0112 KL/r$$

$\frac{KL}{r}$ = relación de esbeltez efectiva máxima de la columna (adimensional)

E = Módulo de elasticidad del acero = $2.039 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$ (29 000 ksi o 200 000 MPa)

$$F_y = 3\,515 \text{ Kg/cm}^2 \quad (50 \text{ Ksi o } 345 \text{ MPa})$$

Valores del parámetro de esbeltez de columnas λ
Acero NOM-B-254 (ASTM A36)

K/r	λ								
1	0.01	35	0.46	69	0.91	103	1.36	136	1.80
2	0.03	36	0.48	70	0.92	104	1.37	137	1.81
3	0.04	37	0.49	71	0.94	105	1.39	138	1.82
4	0.05	38	0.50	72	0.95	106	1.40	139	1.83
5	0.07	39	0.51	73	0.96	107	1.41	140	1.85
6	0.08	40	0.53	74	0.98	108	1.43	141	1.86
7	0.09	41	0.54	75	0.99	109	1.44	142	1.87
8	0.11	42	0.55	76	1.00	110	1.45	143	1.89
9	0.12	43	0.57	77	1.02	111	1.47	144	1.90
10	0.13	44	0.58	78	1.03	112	1.48	145	1.91
11	0.15	45	0.59	79	1.04	113	1.49	146	1.93
12	0.16	46	0.61	80	1.06	114	1.50	147	1.94
13	0.17	47	0.62	81	1.07	115	1.52	148	1.95
14	0.18	48	0.63	82	1.08	116	1.53	149	1.97
15	0.20	49	0.65	83	1.10	117	1.54	150	1.98
16	0.21	50	0.66	84	1.11	118	1.56	151	1.99
17	0.22	51	0.67	85	1.12	119	1.57	152	2.01
18	0.24	52	0.69	86	1.14	120	1.58	153	2.02
19	0.25	53	0.70	87	1.15	121	1.60	154	2.03
20	0.26	54	0.71	88	1.16	122	1.61	155	2.05
21	0.28	55	0.73	89	1.17	123	1.62	156	2.06
22	0.29	56	0.74	90	1.19	124	1.64	157	2.07
23	0.30	57	0.75	91	1.20	125	1.65	158	2.09
24	0.32	58	0.77	92	1.21	126	1.66	159	2.10
25	0.33	59	0.78	93	1.23	127	1.68	160	2.11
26	0.34	60	0.79	94	1.24	128	1.69	161	2.13
27	0.36	61	0.81	95	1.25	129	1.70	162	2.14
28	0.37	62	0.82	96	1.27	130	1.72	163	2.15
29	0.38	63	0.83	97	1.28	131	1.73	164	2.16
30	0.40	64	0.84	98	1.29	132	1.74	165	2.18
31	0.41	65	0.86	99	1.31	133	1.76	166	2.19
32	0.42	66	0.87	100	1.32	134	1.77	167	2.20
33	0.44	67	0.88	101	1.33	135	1.78	168	2.22
34	0.45	68	0.90	102	1.35			200	2.64

NOTAS:

λ = Parámetro de esbeltez de la columna (adimensional)

$$\lambda = \frac{KL}{r} \sqrt{\frac{F_y}{\pi^2 E}} = 0.0132 \frac{KL}{r}$$

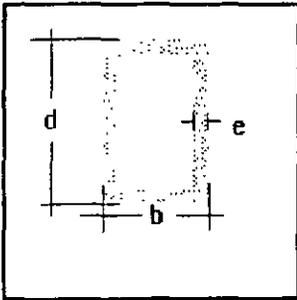
$\frac{KL}{r}$ = relación de esbeltez efectiva máxima de la columna (adimensional)

E = Módulo de elasticidad del acero = $2.039 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$ (29 000 ksi o 200 000 MPa)

A-36 $F_y = 2530 \text{ kg/cm}^2$

OR 102 x 51 x 6

CARGA DE DISEÑO = 5,00 Ton



Area	16,90	cm ²
Peso/m	13,10	Kg
I_x	199,00	cm ⁴
S_x	39,00	cm ³
r_x	3,43	cm
I_y	65,10	cm ⁴
S_y	25,50	cm ³
r_y	1,96	cm
Z_x	51,40	cm ³
Z_y	31,20	cm ³
J	165,98	cm ⁴

Resistencia a Compresión en X = 17,10 Ton

Resistencia a Compresión en Y = 6,87 Ton

$L_x = 400,00 \text{ cm}$ $K_x = 1,00$

$(KL/r)_x = 116,62$

$L_y = 400,00 \text{ cm}$ $K_y = 1,00$

$(KL/r)_y = 204,08$

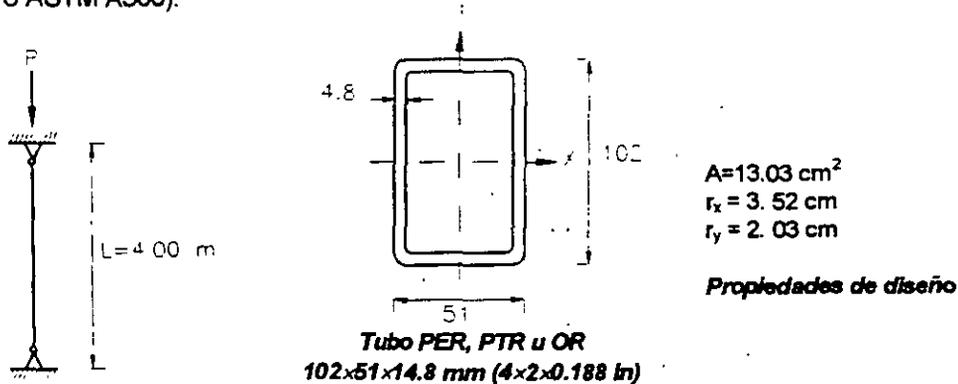
b = 5,10 cm

e = 0,64 cm

d = 10,20 cm

Especificaciones del DDF

Ejemplo MC-31. Determinar, de acuerdo con las Especificaciones AISC-ASD-1989, AISC-LRFD-1993 y normas NTC-2 000, la carga de compresión axial permisible y las resistencias de diseño de una columna PER, PTR u OR 102x51x4.8 mm (4x2x0.188 in) de 4.00 m de longitud. Los extremos de la columna pueden considerarse articulados para flexión alrededor de los ejes X-X y Y-Y. El esfuerzo de fluencia del acero es $F_y = 3\,230 \text{ kg/cm}^2$ (acero NOM-B-199 Grado B o ASTM A500).



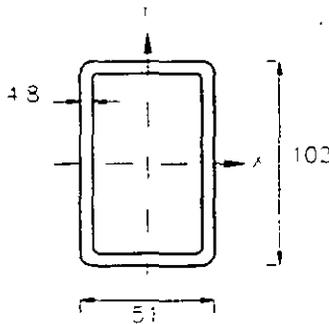
Elevación

Columna del ejemplo MC-31
Acotaciones en mm

SOLUCIÓN:

1. Especificaciones AISC-ASD-1989

Clasificación de la sección. Relaciones ancho grueso



Sección transversal
Acotaciones en mm

Placas horizontales (patines):

$$\frac{b}{t} = \frac{5.08 - 3 \times 0.48}{0.48} = 7.6 < \frac{2\,000}{\sqrt{F_y}} = \frac{2\,000}{\sqrt{3\,230}} = 35.2$$

Placas verticales (almas):

$$\frac{b}{t} = \frac{10.16 - 3 \times 0.48}{0.48} = 18.2 < \frac{2\,000}{\sqrt{F_y}} = \frac{2\,000}{\sqrt{3\,230}} = 35.2$$

La sección no es esbelta, de manera que no hay problemas de pandeo local

2. Relaciones de esbeltez

Como se trata de una columna biarticulada, el factor de longitud efectiva K , se toma igual a 1.0. $K_x = K_y = 1.0$ (valores teóricos y de diseño de los factores de longitud efectiva)

$$\left(\frac{Kl}{r}\right)_x = \frac{1 \times 400}{3.52} = 114 \qquad \left(\frac{Kl}{r}\right)_y = \frac{1 \times 400}{2.03} = 197$$

Es crítica la esbeltez alrededor del eje de menor momento de inercia (eje Y-Y).

3. Coeficiente de columna (relación de esbeltez que separa el pandeo elástico del inelástico)

Para perfiles laminados de acero $F_y = 3\,230 \text{ kg/cm}^2$ (46 ksi), el coeficiente de pandeo, C_c es:

Como la mayor relación de esbeltez es mayor que C_c , el esfuerzo de compresión axial permisible F_a se determina con la ecuación (E-2) de las Especificaciones AISC-ASD-1989.

* Si el radio de la esquina no se conoce, el ancho plano puede tomarse igual al ancho total de la sección menos tres veces su grueso.

$$F_a = \frac{12\pi^2 E}{23(Kl/r)^2} = \frac{12\pi^2 \times 2.039 \times 10^6}{23 \times 197^2} = 271 \text{ kg/cm}^2$$

Luego, la capacidad de carga de la columna, bajo condiciones de servicio, es

$$P = A F_a = 13.03 \times 271 \times 10^{-3} = 3.5 \text{ ton}$$

En la página 3-52, parte 3, Diseño de columnas del M-AISC- ASD-1989, para un tubo 4x2x3/16 in, con $F_y = 36 \text{ ksi}$, y longitud efectiva $Kl=13 \text{ ft}$ se indica una carga concéntrica permisible de 8 kips, aproximadamente igual a 3.6 ton.

2. Especificaciones AISC-LRFD-1993

1. Clasificación de la sección. Relaciones ancho-groeso

Placas horizontales (patines):

$$\frac{b}{t} = \frac{5.08}{0.48 - 2 \times 0.48} = 8.6 < \frac{1595}{\sqrt{F_y}} = \frac{1595}{\sqrt{3230}} = 28$$

Placas verticales (almas):

$$\frac{b}{t} = \frac{10.16 - 2 \times 0.48}{0.48} = 19.2 < \frac{5370}{\sqrt{F_y}} = \frac{5370}{\sqrt{3230}} = 94.5$$

De acuerdo con la Tabla B.5.1, la sección es compacta; no hay problemas de pandeo local.

2. Relaciones de esbeltez

Del inciso anterior:

$$\left(\frac{Kl}{r}\right)_x = 114 < \left(\frac{Kl}{r}\right)_y = 197$$

Es crítico el pandeo alrededor del eje de menor momento de inercia (eje Y-Y)

3. Cálculo de λ_c (parámetro de esbeltez de columna)

$$\lambda_c = \frac{Kl}{\pi} \sqrt{\frac{F_y}{E}} = \frac{197}{\pi} \sqrt{\frac{3230}{2.039 \times 10^6}} = 2.5$$

4. Esfuerzo crítico

Como las relaciones ancho grueso de los elementos que forman la sección transversal de la columna, son menores que los valores λ_c de la sección B5.1, el esfuerzo crítico se determina mediante la ecuación (E2-3), ya que λ_c es mayor que 1.5.

$$F_{cr} = \left(\frac{0.877}{\lambda_c}\right) F_y = \left(\frac{0.877}{2.5}\right) 3230 = 453 \text{ kg/cm}^2$$

5. Resistencia de diseño en compresión axial

$$\phi_c P_n = \phi_c A_g F_{cr}$$

donde:

ϕ_c es un factor de reducción de la resistencia = 0.85 (adimensional), A_g es el área de la sección transversal, en cm^2 y F_{cr} es el esfuerzo crítico, en kg/cm^2

$$\phi_c A_g F_{cr} = 0.85 \times 13.03 \times 453 \times 10^{-3} = 5 \text{ ton}$$

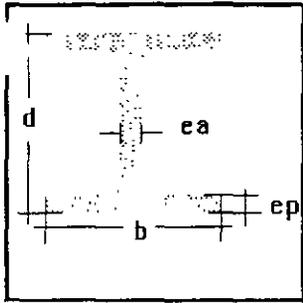
La resistencia de diseño $\phi_c P_n$ de la columna es 5 ton. En la pág. 2-45 de la parte 2 Diseño de columnas, del M-AISC-LRFD-1986, primera edición, para un tubo estructural 4x2x0.188 in (102x51x5 mm), de acero $F_y=46 \text{ ksi}$ (3 525 kg/cm^2), y longitud efectiva $Kl=13 \text{ ft}$ (3.95 m), se indica una resistencia de diseño axial de 11 kips, es decir 5 ton. En la nueva edición del M-AISC- LRFD-1993, no se incluye la resistencia de diseño en compresión de este tubo.

* El acero de la columna de este ejemplo es $F_y = 3230 \text{ kg/cm}^2$ ($F_y = 46 \text{ ksi}$)

A-36 $F_y = 2530 \text{ kg/cm}^2$

IR 100 x 19.3

CARGA DE DISEÑO = 15.00 Ton



Area	24.70	cm ²
Peso/m	19.30	Kg
I_x	475.00	cm ⁴
S_x	89.60	cm ³
r_x	4.39	cm
I_y	160.00	cm ⁴
S_y	31.10	cm ³
r_y	2.55	cm
Z_x	103.00	cm ³
Z_y	47.80	cm ³
J	6.29	cm ⁴
C_a	3.780.00	cm ⁶

Resistencia a Compresión en X = 33.60 Ton

Resistencia a Compresión en Y = 15.92 Ton

b = 10.30 cm

ep = 0.88 cm

d = 10.60 cm

ea = 0.71 cm

$L_x = 400.00 \text{ cm}$ $K_x = 1.00$

$(KL/r)_x = 91.12$

$L_y = 400.00 \text{ cm}$ $K_y = 1.00$

$(KL/r)_y = 156.86$

Especificaciones del DDF

3.2 MIEMBROS EN COMPRESIÓN

3.2.2.1 Estado límite de inestabilidad por flexión

$$R_c = \frac{F_y}{\left[1 + \lambda^{2n} - 0.15^{2n}\right]^{1/n}} A_t F_R \leq F_y A_t F_R$$

donde:

$$\lambda = \frac{KL}{r} \sqrt{\frac{F_y}{\pi^2 E}}$$

Relaciones de esbeltez

Con $L_x = L_y = 400$, $K_x = K_y = 1.0$

$$\left(\frac{KL}{r}\right)_x = \frac{1 \times 400}{4.39} = 91.1$$

$$\left(\frac{KL}{r}\right)_y = \frac{1 \times 400}{2.55} = 156.9$$

$$\lambda_x = \frac{91.1}{\pi} \sqrt{\frac{2530}{2.039 \times 10^6}} = 1.02$$

$$\lambda_y = \frac{156.9}{\pi} \sqrt{\frac{2530}{2.039 \times 10^6}} = 1.76$$

$$R_{cx} = \frac{2530 \times 24.70 \times 0.90 \times 10^{-3}}{\left[1 + 1.02^{2.8} - 0.15^{2.8}\right]^{1.4}} = 34.20 \text{ Ton}$$

$$F_y A_t F_R = 2.53 \times 24.70 \times 0.90 = 56.2 \text{ Ton}$$

Rige $R_{cx} = 34.20 \text{ Ton}$ contra 33.60 Ton (Acero-Fácil)

$$R_{cy} = \frac{2530 \times 24.70 \times 0.90 \times 10^{-3}}{\left[1 + 1.76^{2.8} - 0.15^{2.8}\right]^{1.4}} = 15.9 \text{ Ton} \leq F_y A_t F_R = 56.2 \text{ Ton}$$

Rige $R_{cy} = 15.90 \text{ Ton}$ contra 15.92 Ton (Acero Fácil)

Los resultados obtenidos con el programa de acero fácil coinciden con los cálculos hechos a mano.

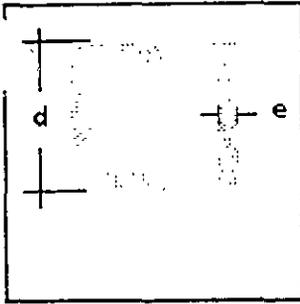
$$R_{cx} = 34.20 \text{ Ton}$$

$$R_{cy} = 15.90 \text{ Ton}$$

A-36 $F_y = 2530 \text{ kg/cm}^2$

2 L 102 x 6

CARGA DE DISEÑO = 40,00 Ton



d = 10,20 cm

e = 0,64 cm

Área	25,20	cm ²
Peso/m	19,60	Kg
I _x	392,47	cm ⁴
S _x	76,95	cm ³
r _x	3,95	cm
I _y	392,47	cm ⁴
S _y	76,95	cm ³
r _y	3,95	cm
Z _x	91,65	cm ³
Z _y	91,65	cm ³
J	559,18	cm ⁴

Resistencia a Compresión en X = 56,39 Ton

Resistencia a Compresión en Y = 56,39 Ton

L_x = 100,00 cm K_x = 1,00

(KL/r)_x = 25,34

L_y = 100,00 cm K_y = 1,00

(KL/r)_y = 25,34

3.2 MIEMBROS EN COMPRESIÓN

3.2.2.1 Estado límite de inestabilidad por flexión

DOS ANGULOS DE LADOS IGUALES EN CAJÓN APS ó LI 102X6 mmm (4x1/4in)

Especificaciones del DDF.

$$R_c = \frac{F_y}{\left[1 + \lambda^{2n} - 0.15\lambda^{2n}\right]^{1/n}} A_t F_R \leq F_y A_t F_R$$

$$\lambda = \frac{KL}{r} \sqrt{\frac{F_y}{\pi^2 E}}$$

Propiedades geométricas de la sección armada

A = 25 20 cm²
 $r_x = r_y = 3 95 \text{ cm}$

Relaciones de esbeltez
 Con L_x = L_y = 100 cm. K_x = K_y = 1.0, K_xL/r_x = KL/r_y

$$\left(\frac{KL}{r}\right)_x = \frac{1 \times 100}{3.95} = 25.3$$

$$\lambda_x = \frac{25.3}{\pi} \sqrt{\frac{2530}{2.039 \times 10^6}} = 0.284$$

$$R_{c_x} = R_{c_y} = \frac{2530 \times 25.20 \times 0.90 \times 10^{-3}}{\left[1 + 0.284^{2.8} - 0.15 \cdot 0.284^{2.8}\right]^{1/1.4}} = 56.1 \text{ Ton}$$

$$F_y A_t F_R = 2.53 \times 25.20 \times 0.90 = 57.4 \text{ Ton}$$

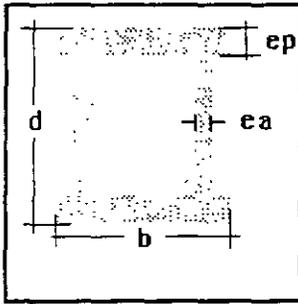
Por lo tanto, $R_{c_x} = 56.1 \text{ Ton}$ contra 56.39 Ton (Acero-Fácil)

Los resultados obtenidos con el programa de acero fácil coinciden con los cálculos hechos a mano.

A-36 $F_y = 2530 \text{ kg/cm}^2$

VIGA DE 4 PLACAS SOLDADAS

CARGA DE DISEÑO = 300,00 Ton



Area	142,00	cm ²
Peso/m	111,36	Kg
I_x	37.946,83	cm ⁴
S_x	1.764,97	cm ³
r_x	16,35	cm
I_y	21.740,50	cm ⁴
S_y	1.449,37	cm ³
r_y	12,37	cm
Z_x	2.100,50	cm ³
Z_y	1.639,00	cm ³
J	41.789,41	cm ⁴

Resistencia a Compresión en X = 318,39 Ton

Resistencia a Compresión en Y = 311,54 Ton

b = 30,00 cm

ep = 1,00 cm

d = 43,00 cm

ea = 1,00 cm

$L_x = 400,00 \text{ cm}$ $K_x = 1,00$

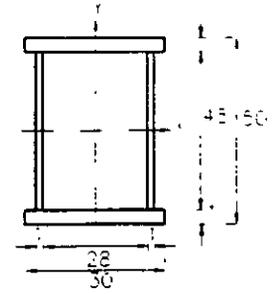
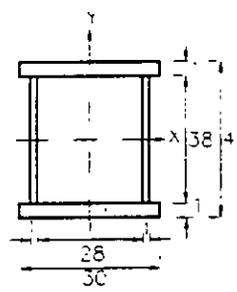
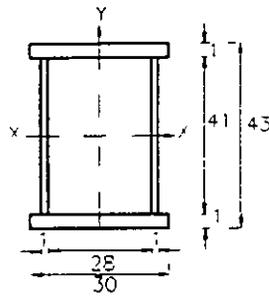
$(KL/r)_x = 24,47$

$L_y = 400,00 \text{ cm}$ $K_y = 1,00$

$(KL/r)_y = 32,33$

Especificaciones del DDF

Ejemplo MC-28. Determinar, de acuerdo con las Normas NTC-2 000, la capacidad máxima a compresión axial de la columna de sección en cajón, de 4 m de longitud, y de acero NOM-B-254 (ASTM A36), que se localiza sobre el eje 3 entre los niveles 1 y 2 del marco que se muestra en la figura.



Vigas

**Secciones transversales
Acotaciones en cm**

Columna del ejemplo MC-28

SOLUCIÓN:

1. Características geométricas de las secciones transversales de las columnas y vigas
Columna C-1

$$A = 2(30+41)1.0 = 142.0 \text{ cm}^2 \quad (\text{Peso} = 0.785 \times 142 = 111.5 \text{ kg/m})$$

$$I_x = \frac{2 \times 30 \times 1^3}{12} + 2 \times 30 \times 1 \times 21^2 + \frac{2 \times 1 \times 41^3}{12} = 37\,952 \text{ cm}^4 \quad r_x = \sqrt{\frac{37\,952}{142}} = 16.35 \text{ cm}$$

$$I_y = \frac{2 \times 30^3 \times 1}{12} + \frac{2 \times 1^3 \times 41}{12} + 2 \times 1 \times 41 \times 14.5^2 = 21\,747 \text{ cm}^4 \quad r_y = \sqrt{\frac{21\,747}{142}} = 12.38 \text{ cm}$$

Columna C-2

$$I_x = \frac{2 \times 30 \times 1^3}{12} + 2 \times 30 \times 1 \times 19.5^2 + \frac{2 \times 1 \times 38^3}{12} = 31\,965 \text{ cm}^4$$

Viga V-1

$$I_x = \frac{2 \times 30 \times 1^3}{12} + 2 \times 30 \times 1 \times 24.5^2 + \frac{2 \times 1 \times 48^3}{12} = 54\,452 \text{ cm}^4$$

Relaciones de esbeltez

$K_y = 1.0$ (valor recomendado para marcos contraventados)

$$\frac{K_y L}{r_y} = \frac{1 \times 400}{12.38} = 32.3$$

Determinación de K_x ,

$$G = \frac{\sum \left(\frac{I}{L} \right)_e}{\sum \left(\frac{I}{L} \right)_v}$$

En el nudo 1, $G_1 = 1.0$ (la columna está empotrada en e: apoyo inferior)

$$G_2 = \frac{\frac{37\,952}{400} + \frac{31\,965}{400}}{\frac{2 \times 54\,452}{700}} = 1.12$$

Por tratarse de un marco contraventeado se utiliza el nomograma de la figura a. Con $G_1 = 1.0$ y $G_2 = 1.12$ se obtiene $K_x = 1.34$

Luego:

$$\frac{K_x L}{r_x} = \frac{1.34 \times 400}{16.35} = 32.8 > \frac{K_y L}{r_y} = 32.3$$

Rige el pandeo alrededor del eje de mayor momento de inercia

2. Clasificación de la sección para determinar el estado límite crítico:

Revisión por pandeo local. De la tabla 2.3.1 de las NTC-2000, la relación ancho/grueso de los elementos planos correspondientes a secciones tipo 1, 2 ó 3, es:

$$\left(\frac{b}{t} \right)_{\max} = 1.47 \sqrt{E \cdot F_y} = 1.47 \sqrt{2.039 \times 10^6 / 2\,530} = 41.7$$

La mayor relación b/t de la sección es: $b/t = 41/1 = 41$

Como $41 < (b/t)_{\max}$, no hay pandeo local (sección tipo 1, 2 ó 3).

El estado límite crítico será el de inestabilidad por flexión, la resistencia de diseño en compresión axial se determina con la ecuación (3.2.1), de las NTC-2 000.

$$R_c = \frac{F_y}{\left[1 + \lambda^{2n} - 0.15^{2n} \right]^{1/n}} A_t F_R \leq F_y A_t F_R \quad , \quad F_R = 0.90 \quad n = 1.4$$

Las placas que componen la columna se obtienen cortándolas con oxígeno de placas más grandes

Parámetro de esbeltez de la columna

$$\lambda = \frac{Kl}{r} \sqrt{\frac{F_y}{\pi^2 E}} = 32.8 \sqrt{\frac{2\,530}{\pi^2 \times 2.039 \times 10^6}} = 0.368$$

Por lo tanto:

$$R_c = \frac{2\,530 \times 142 \times 0.90 \times 10^{-3}}{\left[1 + 0.368^{2 \times 1.4} - 0.15^{2 \times 1.4} \right]^{1/1.4}} = 311 \text{ ton} < 2\,530 \times 142 \times 0.90 \times 10^{-3} = 323.2 \text{ ton}$$

CONCLUSIÓN:

La resistencia de diseño en compresión axial de la columna de sección en cajón es:

$$R_c = 311 \text{ ton}$$

Ejemplo PG-1. Determinar las propiedades geométricas de la sección cruciforme que se muestra en la figura. Calcular las cargas críticas de pandeo por flexión P_{crx} , P_{cely} y por torsión P_{cr} . Tomar $E = 2.039 \times 10^6 \text{ Kg/cm}^2$ (200 000 MPa ó 29 000 ksi) y $G = 784 000 \text{ Kg/cm}^2$ (77 200 MPa ó 11 155 Kg/cm²)

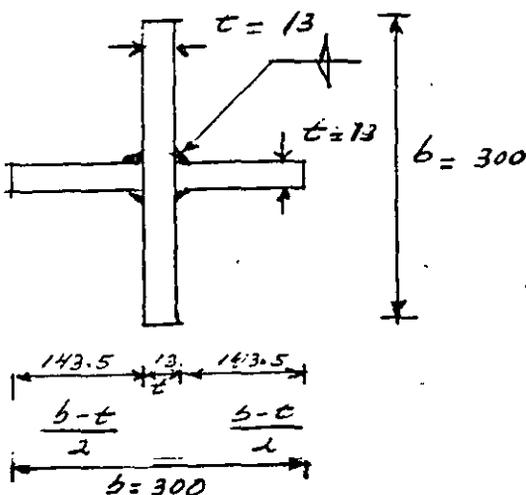


Fig. Sección cruciforme del ejemplo.
Acotaciones en mm.

SOLUCIÓN:

Área de la sección transversal, A

$$A = bt + 2 \left(\frac{b-t}{2} \right) t = bt + bt - t^2 = 2bt - t^2 = (2b - t)t$$

$$A = (2 \times 30 - 1.27) 1.27 = 74.59 \text{ cm}^2$$

Momentos de inercia alrededor de los ejes centroidales y principales X-X y Y-Y.

$$I_x = I_y = \frac{1}{12} t b^3 + \frac{2}{12} \left(\frac{b-t}{2} \right) t^3 = \frac{t}{12} [b^3 + (b-t)^2] = \frac{1.27}{12} [30^3 + (30 - 1.27) 1.27^2] = 2 862 \text{ cm}^4$$

$$I_x = I_y = \frac{1}{12} [30^3 + (30 - 1.3) 1.3^2] = 2254 \text{ cm}^4$$

Radio de giro polar, r_0

$$r_0 = \frac{I_x + I_y}{A} = \frac{2I}{A}$$

Constante de torsión de Saint Venant, J

$$J = \frac{1}{3} \left[bt^3 + 2 \left(\frac{b-t}{2} \right) t^3 \right] = \frac{t^3}{3} (b + b - t) = \frac{t^3}{3} (2b - t)$$

$$J = \frac{1.3^3}{3} (2 \times 30 - 1.3) = 43.0 \text{ cm}^4$$

Constante de torsión por alabeo, C_a

$$C_a = 0$$

La rigidez al alabeo de secciones cruciformes es despreciable.

Cargas críticas de pandeo por flexión P_{crx} , P_{cry} y P_{crz} .

Como los dos momentos de inercia centroidales y principales son iguales,

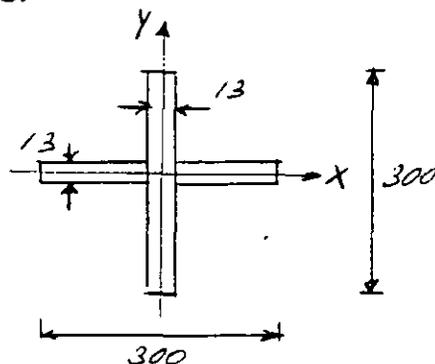
$$P_{crx} = P_{cry} = \frac{\pi^2 EI}{(KL)^2} = \frac{\pi^2 \times 2.039 \times 10^3 \times 2930}{(1 \times 400)^2} = 368.5 \text{ Ton}$$

Carga crítica de pandeo por torsión, P_{crz}

$$P_{crz} = \frac{GJ}{r_o^2} = \frac{787500 \times 43 \times 10^{-3}}{76.84} = 440.7 \text{ Ton}$$

Nótese que la carga de pandeo por torsión es independiente de la longitud de la columna y por consiguiente de sus condiciones de apoyo.

RESULTADOS:



$$\begin{aligned} A &= 74.59 \text{ cm}^2 \\ I_x &= I_y = 2862 \text{ cm}^4 \\ J &= 43.0 \text{ cm}^4 \\ C_a &= 0 \\ P_{crx} &= P_{cry} = 369 \text{ Ton} \\ P_{crz} &= 440.7 \text{ Ton} \end{aligned}$$

La Guía Práctica Nacional para Diseño de Estructuras de Acero, Héctor Soto Rodríguez, 2003, contiene ayudas de diseño que muestran las propiedades a la torsión

Fu = 4 080 kg/cm² (400 Mpa, 58 ksi)
 Fy = 2 530 kg/cm² (250 Mpa, 36 ksi)
 L = 300 cm Kx = Ky = 1.0

**CARGAS CRÍTICAS DE PANDEO ELÁSTICO
 CANALES CPS, CE o C**

Designación						Cargas críticas de pandeo por			
						flexión		flexotorsión	
d x peso						Pcry	Pcrx	Pcrz	PFI
mm	x	Kg/m	in	x	lb/ft	Ton	Ton	Ton	Ton
76	x	6.10	3	x	4.10	1.86	14.89	997.88	14.82
76	x	7.44	3	x	5.00	2.33	16.75	1328.50	16.68
76	x	8.93	3	x	6.00	2.88	19.54	2312.57	19.49
102	x	8.04	4	x	5.40	2.98	35.37	1360.93	35.13
102	x	10.79	4	x	7.25	4.09	41.88	2685.83	41.73
127	x	9.97	5	x	6.70	4.47	68.87	2091.83	68.38
127	x	13.39	5	x	9.00	5.96	81.91	3766.57	81.57
152	x	12.20	6	x	8.20	6.52	120.99	2894.78	120.08
152	x	15.63	6	x	10.50	8.10	140.53	4600.74	139.85
152	x	19.35	6	x	13.00	10.24	161.02	8267.63	160.56
152	x	23.07	6	x	15.50	11.92	181.77	17922.31	181.52
178	x	14.58	7	x	9.80	9.12	196.37	3815.43	194.75
178	x	18.23	7	x	12.25	11.17	224.30	5895.25	223.08
178	x	21.95	7	x	14.75	13.03	252.20	9599.96	251.36
203	x	17.11	8	x	11.50	12.10	300.61	5234.22	298.13
203	x	20.46	8	x	13.75	13.96	315.08	7354.87	313.32
203	x	27.90	8	x	18.75	18.61	406.71	15869.67	405.58
203	x	31.62	8	x	21.25	20.95	444.54	26603.28	443.79
229	x	19.80	9	x	13.40	15.83	440.50	7242.44	436.96
229	x	22.10	9	x	15.00	17.08	467.33	8716.25	464.25
229	x	29.30	9	x	20.00	20.64	550.06	16401.89	548.15
254	x	22.76	10	x	15.30	21.22	627.29	9592.91	622.24
254	x	29.76	10	x	20.00	26.15	734.33	15494.16	730.72
254	x	37.20	10	x	25.00	31.27	848.79	26630.16	846.35
254	x	44.64	10	x	30.00	36.67	958.63	44911.39	956.98
305	x	30.80	12	x	20.70	36.11	1200.61	18802.65	1192.46
305	x	37.20	12	x	25.00	41.60	1340.21	25432.63	1333.49
305	x	44.64	12	x	30.00	47.84	1507.73	37465.48	1502.64
381	x	50.30	15	x	33.90	72.89	2906.83	54791.17	2893.92
381	x	59.10	15	x	40.00	81.39	3197.51	72336.10	3186.79
381	x	73.60	15	x	50.00	94.81	3667.08	116696.72	3659.62

NOTAS.

$P_{cry} = \pi^2 E I_x / (K_y L_y)^2$

$P_{crx} = \pi^2 E I_x / (K_x L_x)^2$

$P_{crz} = \{[\pi^2 E C_a / (K_t L_t)^2] + GJ\} / r^2 o$

$PFI = 1/2H \{P_{crx} + P_{crz} - [P_{crx} + P_{crz} - 4HP_{crx}P_{crz}]^{1/2}\}$

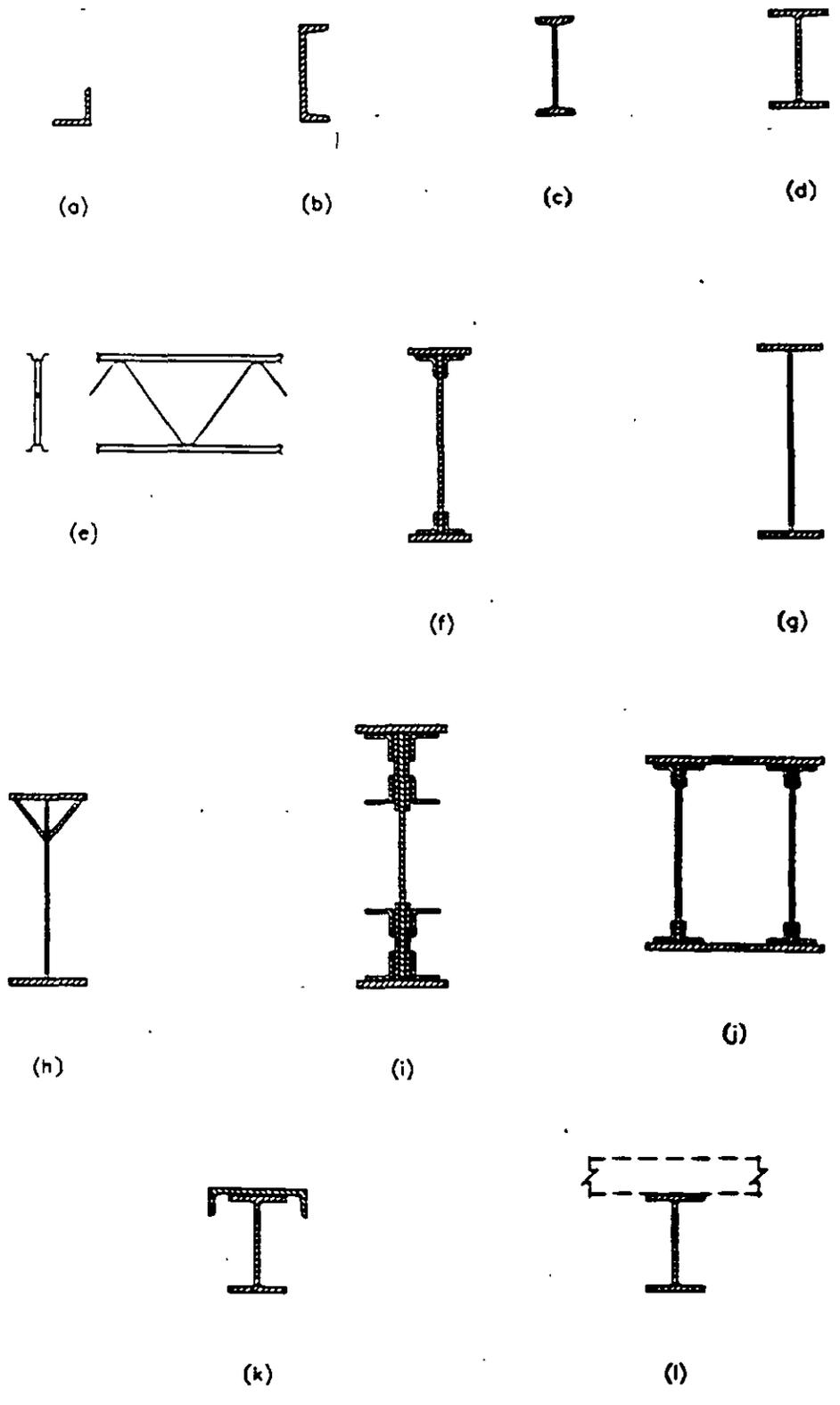


Fig. Secciones estructurales típicas para miembros en flexión.

3.3 Miembros en flexión (vigas y traves armadas)

Esta sección es aplicable a vigas laminadas, vigas formadas con lámina delgada y traves hechas con placas soldadas, de sección I o en cajón, con dos ejes de simetría, cargadas en uno de los planos planos de simetría, y a canales con las cargas situadas en un plano paralelo al alma que pasa por el centro de torsión o restringidas contra la rotación alrededor del eje longitudinal en las secciones en las que están aplicadas las cargas y en los apoyos.

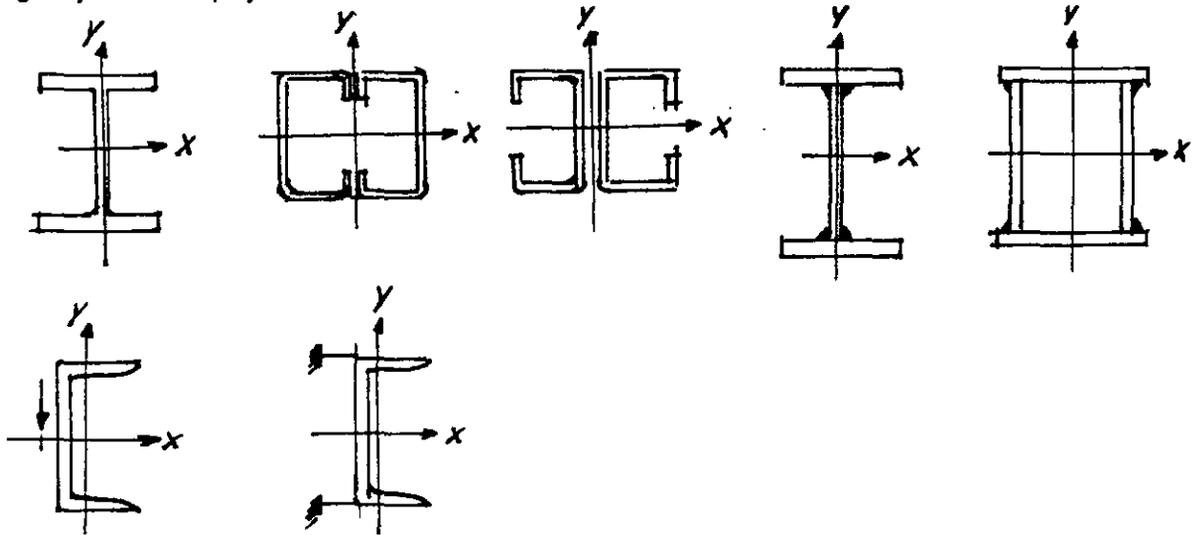
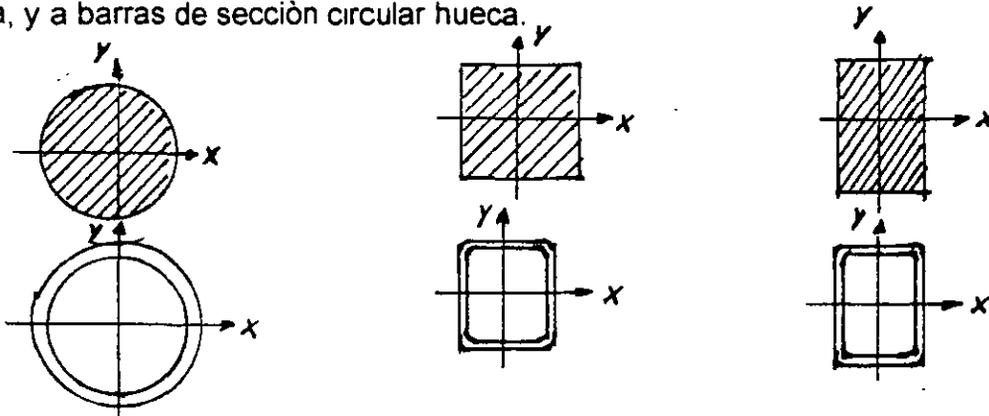
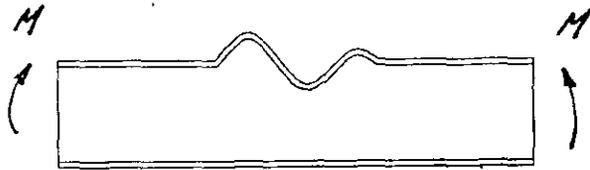


Fig. Miembros en flexión

También es aplicable a barras de sección transversal maciza, circular, cuadrada o rectangular, estas últimas flexionadas alrededor de su eje de menor momento de inercia, y a barras de sección circular hueca.

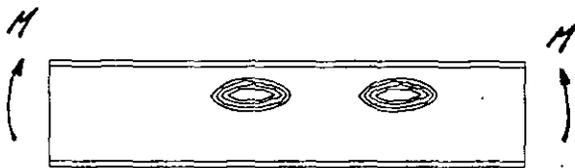


Todos los elementos mencionados trabajan principalmente en flexión, producida por cargas transversales o por momentos aplicados en sus extremos; la flexión se presenta, casi siempre, acompañada por fuerzas cortantes.



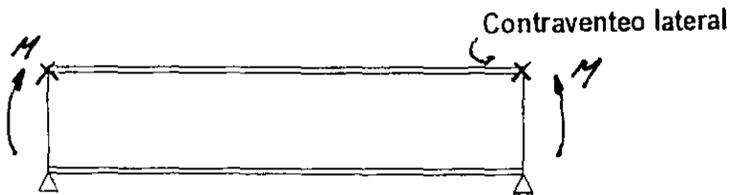
A-A

Fig. Pandeo local del patín
(Flange Local Buckling, FLB)

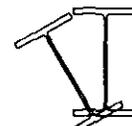
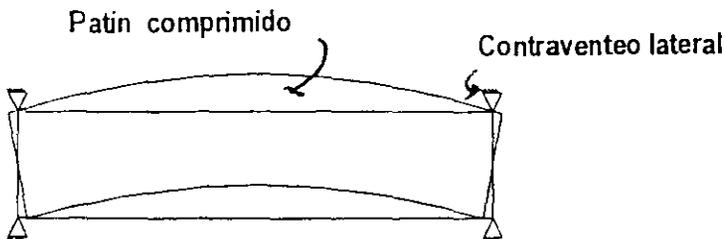


A-A

Fig. Pandeo local del alma
(Web Local Buckling, WLB)



Desplazamiento torsional
Desplazamiento lateral



A-A

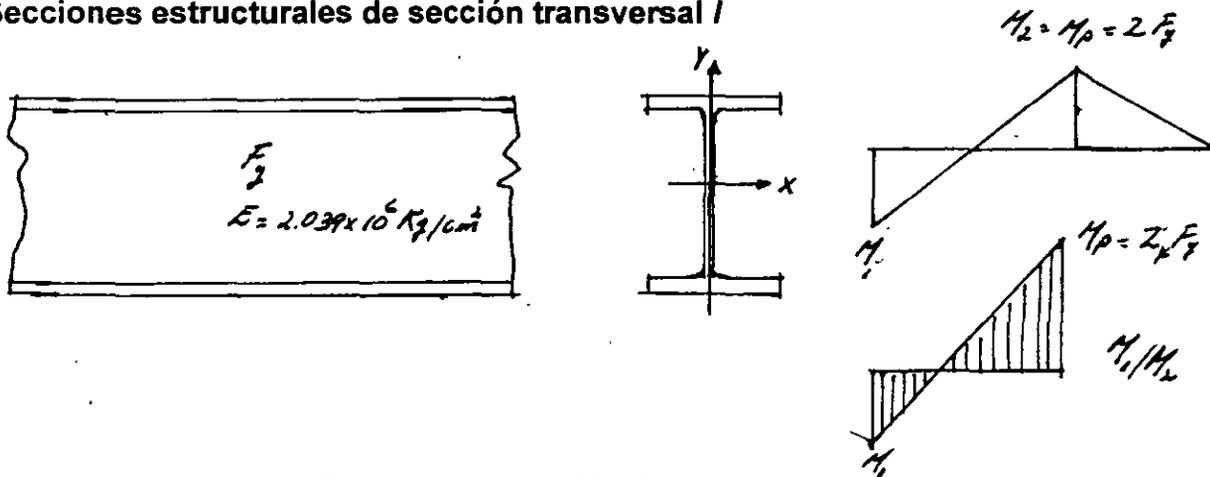
Patín en tensión

Fig. Pandeo por flexotorsión
(Lateral Torsional Buckling, LTB)

Miembros en flexión
Determinación de L_p

L_p = Longitud máxima no soportada lateralmente para la que el miembro puede desarrollar todavía el momento plástico M_p , y conservarlo durante las rotaciones necesarias para la formación del mecanismo de colapso.

Secciones estructurales de sección transversal I



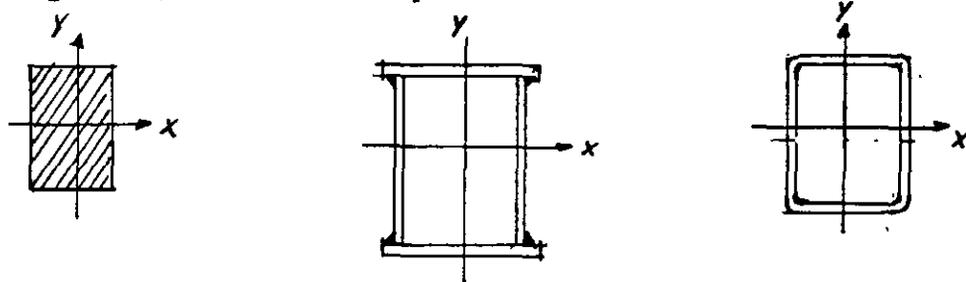
$$L_p = \left[0.12 + 0.076 \left(\frac{M_1}{M_2} \right) \right] \left(\frac{E}{F_y} \right) r_y$$

(3.3.13)

$$L_p = 806 \left[0.12 + 0.076 \left(\frac{M_1}{M_2} \right) \right] r_y \quad (\text{acero NOM-B-254 o ASTM A36})$$

$$L_p = 580 \left[0.12 + 0.076 \left(\frac{M_1}{M_2} \right) \right] r_y \quad (\text{acero ASTM A572, Grado 50})$$

Secciones rectangulares, macizas o en cajón



Continuación....

$$L_p = \left[0.17 + 0.10 \left(\frac{M_1}{M_2} \right) \right] \left(\frac{E}{F_y} \right) r_y \geq 0.10 \left(\frac{E}{F_y} \right) r_y$$

$$L_p = 806 \left[0.17 + 0.10 \left(\frac{M_1}{M_2} \right) \right] r_y \geq 80.6 r_y \quad (\text{acero NOM-B-254 o ASTM A36})$$

$$L_p = 580 \left[0.17 + 0.10 \left(\frac{M_1}{M_2} \right) \right] r_y \geq 58 r_y \quad (\text{acero ASTM A572, Grado 50})$$

donde:

E = Módulo de elasticidad del acero, Kg/cm^2

F_y = Esfuerzo de fluencia del acero, Kg/cm^2

M_1 = El menor de los momentos en los extremos del tramo no soportado lateralmente

M_2 = El mayor de los momentos en los extremos del tramo no soportado lateralmente; es con frecuencia el momento plástico resistente del miembro en estudio ($M_p = Z_x F_y$).

r_y = Radio de giro alrededor del eje de menor momento de inercia, cm

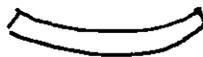
Sí:

$M_1/M_2 = +$ El segmento de viga entre puntos soportados lateralmente se flexiona en curvatura doble }



Curvatura doble

$M_1/M_2 = -$ El segmento de viga entre puntos soportados lateralmente se flexiona en curvatura simple



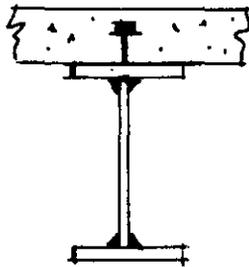
Curvatura simple

Miembros en flexión

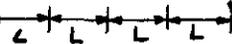
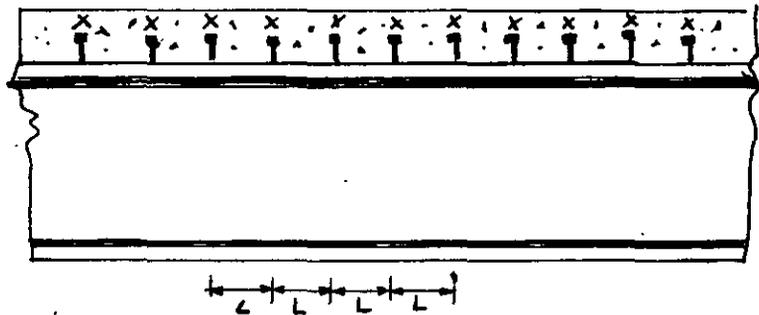
3.3 2.1 Miembros en los que el pandeo lateral no es crítico ($L \leq L_u$)

Secciones laminadas o hechas con tres placas soldadas

El sistema de piso proporciona soporte lateral en forma continua al patín superior de las vigas, o existen soportes laterales con separaciones L no mayor que L_u .



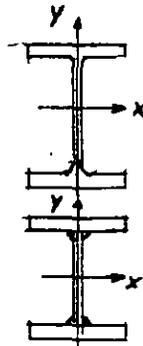
Sección transversal



x : Soporte lateral

Corte longitudinal

Viga soportada lateralmente



Propiedades mecánicas:

F_y, E y G

Propiedades geométricas:

I_y, Z, J, C_a

Sección transversal

Perfil estructural laminado o sección hecha con tres placas soldadas

Fig. Vigas en las que el pandeo lateral no es crítico

$$L_u = \frac{\sqrt{2\pi}}{X_u} \sqrt{\frac{E C_a}{G J}} \sqrt{1 + \sqrt{1 + X_u^2}}$$

donde:

$$X_u = 4.293 C \frac{Z F_y}{G J} \sqrt{\frac{C_a}{I_y}}$$

Continuación....

$E = 2.039 \times 10^6 \text{ Kg/cm}^2$ (200 000 MPa ò 29 000 ksi)

$G =$ Modulo de elasticidad al esfuerzo cortante del acero, Kg/cm^2

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} = \frac{E}{2(1+0.30)} = \frac{E}{2.6} = \frac{2\,039 \times 10^6}{2.6}$$

$$G = 784\,000 \text{ Kg/cm}^2, 77\,200 \text{ MPa o } 11\,150 \text{ ksi}$$

$\nu =$ Relación de Poisson = 0.30 para el acero estructural

$J =$ Constante de torsión de Saint Venant, cm^4

El valor de J se obtiene de las tablas de dimensiones y propiedades de perfiles estructurales laminados IPR , IR o W , o también se puede obtener con la siguiente expresión.

$$J = \sum \frac{1}{3} b t^3 = \frac{1}{3} [2 b_f t_f^3 + (d - 2 t_f) t_w^3]$$

donde:

$b =$ Ancho de cada uno de los elementos planos que forman la sección, cm

$t =$ Grueso de cada uno de los elementos planos componentes de la sección, cm

$C_a =$ Constante de torsión por alabeo, cm^6 Su valor aparece en las tablas de propiedades a la torsión de perfiles IPR , IR o W , o para una sección fabricada con tres placas soldadas,

$$C_a = \frac{I_y d'^2}{4} = \frac{I_y (d - t_f)}{4}$$

donde:

$I_y =$ Momento de inercia alrededor del eje de menor momento de inercia, cm^4

$d' =$ Distancia entre centroides de los patines, cm

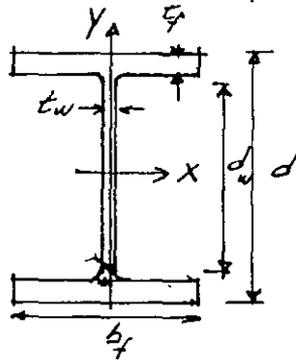
$d =$ Peralte total de la sección, cm

$t_f =$ Grueso de patines, cm

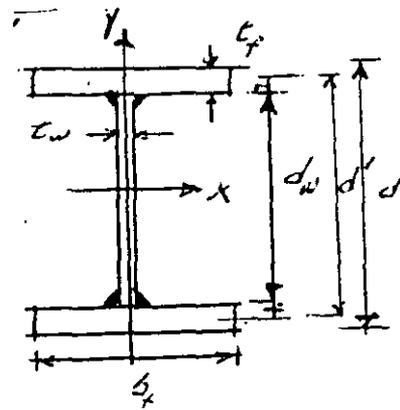
$Z_x =$ Módulo de sección plástico referido al eje X-X., cm^3

$$Z_x = b_f t_f (d_w + t_f) + \frac{d_w^2 t_w}{4}$$

Continuación....



Perfil laminado IPR, IR o W



Perfil hecho con tres placas soldadas

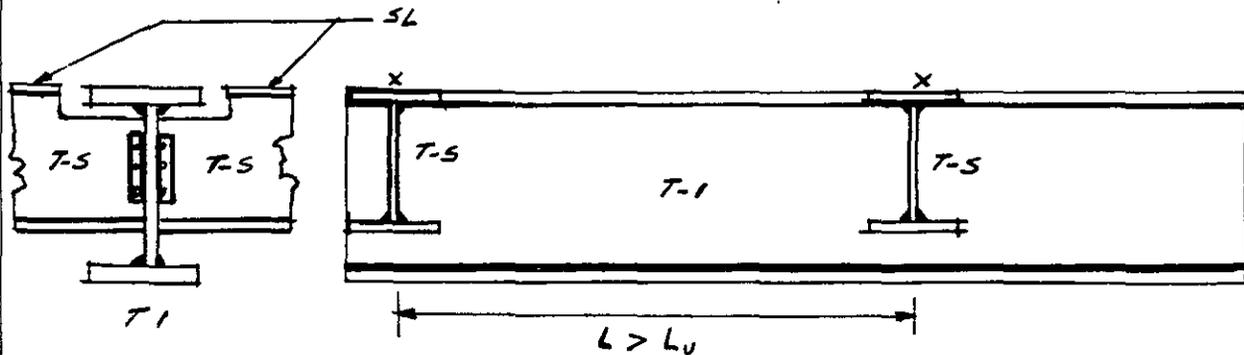
Fig. Nomenclatura de miembros de secciones transversal I

Miembros en flexión

3.3 2.1 Miembros en los que el pandeo lateral es crítico ($L > L_u$)

Secciones laminadas o hechas con tres placas soldadas

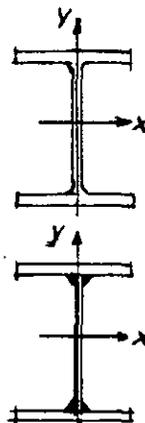
Corresponde al caso en que las secciones transversales de un miembro en flexión están provistas de soportes laterales con separaciones mayores que L_u .



x: Soporte lateral

Sección transversal

Corte longitudinal



Propiedades mecánicas:

F_y, E y G

Propiedades geométricas:

I_y, Z, J, C_a

**Sección transversal
Perfil estructural laminado o
sección hecha con tres placas soldadas**

Fig. Vigas en las que el pandeo lateral es crítico

$$L_u = \frac{\sqrt{2}\pi}{X_u} \sqrt{\frac{EC_a}{GJ}} \sqrt{1 + \sqrt{1 + X_u^2}}$$

Continuación....

donde:

$$X_u = 4.293 C \frac{Z F_y}{GJ} \sqrt{\frac{C_a}{I_y}}$$

$E = 2.039 \times 10^6 \text{ Kg/cm}^2$ (200 000 MPa ò 29 000 ksi)

$G = \text{Modulo de elasticidad al esfuerzo cortante del acero}$

$$G = 784\,000 \text{ Kg/cm}^2, 77\,200 \text{ MPa o } 10\,000 \text{ ksi}$$

$\nu = \text{Relación de Poisson} = 0.30$ para el acero estructural

$J = \text{Constante de torsión de Saint Venant, cm}^4$. Su valor se obtiene de las tablas de dimensiones y propiedades de perfiles estructurales laminados *IPR*, *IR* o *W*, o para secciones armadas,

$$J = \sum \frac{1}{3} b_i^3 = \frac{1}{3} [2b_f t_f^3 + (d - 2t_f) t_w^3]$$

donde:

$b = \text{Ancho de cada uno de los elementos planos que forman la sección, cm}$

$t = \text{Grueso de cada uno de los elementos planos que componen la sección, cm}$

$C_a = \text{Constante de torsión por torsión. Su valor aparece en las tablas de propiedades a la torsión de perfiles } IPR, IR \text{ o } W, \text{ o para una sección fabricada con tres placas soldadas,}$

$$C_a = \frac{I_y d^2}{4} = \frac{I_y (d - 2t_f)^2}{4}$$

$c = \text{Coeficiente que depende de la ley de variación del momento flexionante a lo largo del eje de la barra en flexión (adimensional)}$

$$c = \begin{cases} 0.60 + 0.40 M_1/M_2 \\ 0.60 + 0.40 M_1/M_2 \geq 0.4 \\ c = 1.0 \quad \text{si } M > M_2 \end{cases}$$

M_1 y $M_2 = \text{El menor y el mayor de los momentos en los extremos del tramo en estudio, tomados en valor absoluto.}$

$F_y = 3515 \text{ kg/cm}^2 \text{ (50 ksi o 345 MPa)}$

PERFILES IR, IPR o W
VALORES DE L_c , L_u , X_1 , X_2 , L_r , X_u , X_r , L_u y L_r

Designación peralte x peso d x b _r x peso		AISC-1989		AISC-LRFD-1999			RCDF-NTC-2002			
		L_c	L_u	X_1	X_2	L_r	X_u	X_r	L_u	L_r
mm x mm x kg/m	in x in x lb/ft	cm	cm	kg/cm ²	kg/cm ²	cm			cm	cm
406 x 387 46.1	16 x 51/2 x 26 31	150	123	103348	8.38381E-06	312	25.2	7.8	172	322
		150	156	121766	4.09937E-06	338	17.5	5.4	179	342
406 x 178 x 53.6 59.5 67.0 74.4 84.8	16 x 7 x 36 40 45 50 57	190	193	118990	4.23682E-06	433	17.6	5.5	230	440
		191	225	132582	2.60874E-06	449	13.7	4.3	237	461
		192	251	148475	1.69313E-06	463	11.1	3.5	241	476
		193	279	163960	1.12621E-06	475	9.1	2.8	245	496
		194	316	186032	6.92906E-07	511	7.2	2.2	252	526
406 x 254 x 99.7 114.6 132.4 148.8	16 x 10 x 67 77 89 100	279	422	164765	9.56055E-07	720	8.2	2.5	372	762
		280	483	188260	5.70737E-07	772	5.8	1.8	401	860
		282	550	216535	3.29214E-07	826	4.9	1.5	394	871
		285	617	241925	2.13491E-07	895	3.9	1.2	406	934
457 x 152 x 52.1 59.5 68.5	18 x 6 x 35 40 46	163	147	111714	6.20109E-06	350	21.7	6.7	190	359
		164	180	126883	2.2609E-06	334	13.0	4.0	221	431
		165	207	144716	1.95539E-06	382	12.1	3.8	203	400
457 x 191 x 74.4 81.8 89.3 96.7 105.7	18 x 7 1/2 x 50 55 60 65 71	204	242	134825	2.53786E-06	476	13.7	4.2	252	490
		205	267	148151	1.74321E-06	487	11.3	3.5	256	506
		206	293	160717	1.23981E-06	509	9.6	3.0	261	524
		207	316	173635	9.18555E-07	523	8.2	2.6	265	542
		208	340	188274	6.74004E-07	540	7.1	2.2	269	561
457 x 279 x 113.1 128.0 144.4 157.7 177.1	18 x 11 x 76 86 97 106 119	300	420	153060	1.32793E-06	753	9.7	3.0	393	788
		304	473	172395	8.25552E-07	795	7.7	2.4	403	831
		304	557	193158	5.26227E-07	833	6.1	1.9	412	877
		307	573	210060	3.83688E-07	882	5.3	1.6	420	915
		307	641	234266	2.48172E-07	935	4.2	1.3	433	980
533 x 165 x 65.5 74.4 84.8	21 x 6 1/2 x 44 50 57	177	144	108849	7.46738E-06	367	24.1	7.5	198	372
		178	171	121675	4.61019E-06	381	18.9	5.9	203	387
		178	206	137566	2.66552E-06	397	14.3	4.4	211	409
533 x 210 x 92.3 101.2 108.6	21 x 8 1/4 x 62 68 73	224	246	128036	3.24614E-06	509	15.4	4.8	273	525
		226	273	140444	2.21884E-06	529	12.9	4.0	276	540
		227	295	150081	1.69866E-06	538	11.2	3.5	281	556
610 x 178 x 81.8 92.3	24 x 7 x 55 62	191	153	107592	8.11631E-06	392	25.3	7.8	211	395
		192	178	119435	5.14121E-06	406	20.0	6.2	217	411
610 x 229 x 101.2 113.1	24 x 9 x 68 76	245	225	111926	5.8893E-06	526	21.0	6.5	287	543
		245	260	123894	3.74548E-06	552	16.6	5.2	297	569

Notas:

$$L_c = \frac{637 b_f}{\sqrt{F_y}} = 10.74 b_f$$

$$L_u = \frac{1410000}{\left(\frac{d}{A_f}\right) F_y} = \frac{401.14}{d/A_f}$$

$$X_1 = \frac{x}{S_x} \sqrt{\frac{EGJ_A}{2}}$$

$$X_2 = \frac{4C_w}{I_y} \left(\frac{S_x}{GJ}\right)^2$$

$$L_r = \frac{r_y X_1}{F_L} \sqrt{1 + \sqrt{1 + X_2 F_L^2}}$$

$$F_L = F_y - F_r$$

$$F_r = 705 \text{ kg/cm}^2$$

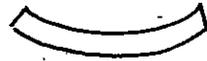
$$F_L = 2810 \text{ kg/cm}^2$$

$$X_u = 4.293 C \frac{ZF_y}{GJ} \sqrt{\frac{C_a}{I_y}}$$

$$X_r = \frac{4}{3} C \frac{ZF_y}{GJ} \sqrt{\frac{C_a}{I_y}}$$

$$L_u = \frac{\sqrt{2\pi}}{X_u} \sqrt{\frac{EC_a}{GJ}} \sqrt{1 + \sqrt{1 + X_u^2}}$$

$$L_r = \frac{\sqrt{2\pi}}{X_r} \sqrt{\frac{EC_a}{GJ}} \sqrt{1 + \sqrt{1 + X_r^2}}$$



Curvatura simple



Curvatura doble

L_p
LONGITUD MÁXIMA NO SOPORTADA LATERALMENTE PARA PERFILES IPR, IR ó W

$M_1/M_2 = 1.0 \quad F_y = 2\,530 \text{ Kg/cm}^2 \text{ (36 ksi ó 250 MPa)}$

Ecuaciones (3.3.13) y (F1-17), Normas NTC-2002 y AISC-LRFD-1999

Dimensiones				Dimensiones			
d x peso	d x peso	Radio de giro r_y	Longitud no soportada lateralmente L_p	d x peso	d x peso	Radio de giro r_y	Longitud no soportada lateralmente L_p
mm x kg/m	Pulg.xlb/ft	(cm)	(cm)	mm x kg/m	Pulg.xlb/ft	(cm)	(cm)
152 x 13.4	6 x 9	2.31	365	406 x 53.6	16 x 36	3.86	610
152 x 17.9	6 x 12	2.33	368	406 x 59.6	16 x 40	3.98	629
152 x 23.8	6 x 16	2.46	389	406 x 67.1	16 x 45	3.99	630
152 x 22.3	6 x 15	3.71	586	406 x 74.5	16 x 50	4.04	638
152 x 29.8	6 x 20	3.81	602	406 x 84.8	16 x 57	4.10	648
154 x 37.2	6 x 25	3.86	610				
203 x 14.9	8 x 10	2.13	336	457 x 74.4	18 x 50	4.20	663
203 x 19.3*	8 x 13	2.14	338	457 x 82.0	18 x 55	4.20	663
203 x 22.3	8 x 15	2.22	351	457 x 89.1	18 x 60	4.30	679
203 x 26.6	8 x 18	3.12	493	457 x 96.7	18 x 65	4.30	679
203 x 31.3	8 x 21	3.20	505	457 x 105.3	18 x 71	4.30	679
				457 x 112.9	18 x 76	6.60	1043
254 x 17.9*	10 x 12	1.99	314	457 x 128.1	18 x 86	6.70	1058
254 x 22.3*	10 x 15	2.05	324	457 x 144.3	18 x 97	6.70	1058
254 x 25.3*	10 x 17	2.15	340	457 x 157.5	18 x 106	6.80	1074
254 x 28.3*	10 x 19	2.22	351	457 x 177.8	18 x 119	6.80	1074
254 x 32.7	10 x 22	3.37	532				
254 x 38.7	10 x 26	3.45	545				
254 x 44.6	10 x 30	3.48	550				
305 x 20.8*	12 x 14	1.91	302				
305 x 23.8*	12 x 16	1.96	310				
305 x 28.3*	12 x 19	2.09	330				
305 x 32.7*	12 x 22	2.15	340				
305 x 38.7	12 x 26	3.83	605				
305 x 44.6	12 x 30	3.86	610				
305 x 52.1	12 x 35	3.91	618				
305 x 59.5	12 x 40	4.91	776				
305 x 67.0	12 x 45	4.94	780				
305 x 74.4	12 x 50	4.97	785				
356 x 44.6*	14 x 30	3.58	566				
356 x 50.6	14 x 34	3.70	584				
356 x 56.6*	14 x 38	3.78	597				
356 x 64.0	14 x 43	4.80	758				
356 x 71.4*	14 x 48	4.85	766				
356 x 78.9	14 x 53	4.88	771				

NOTAS:

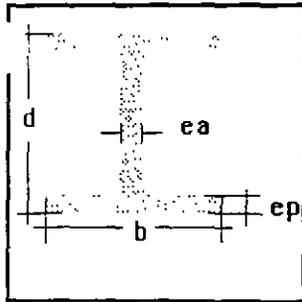
$$L_p = \left[0.12 + 0.076 \left(\frac{M_1}{M_2} \right) \right] \left(\frac{E}{F_y} \right) r_y$$

(3.3.13) y (F1-17)

A-36 $F_y = 2530 \text{ kg/cm}^2$

IR 250 x 22.3

MOMENTO DE DISEÑO = 3.00 Ton-m



Atea	28.40	cm ²
Peso/m	22.30	Kg
I_x	2.880,00	cm ⁴
S_x	227,00	cm ³
r_x	10,10	cm
I_y	122,00	cm ⁴
S_y	23,90	cm ³
r_y	2,07	cm
Z_x	263,00	cm ³
Z_y	37,90	cm ³
J	4,30	cm ⁴
C_a	18.600,00	cm ⁶

MOMENTO RESISTENTE = 3.28 Ton-m

Longitud libre sin arriostrar = 500,00 cm

Longitud máxima sin arriostrar $L_u = 204 \text{ cm}$

b = 10.20 cm

ep = 0.69 cm

d = 25.40 cm

ea = 0.58 cm

$M_1 = 0 \text{ Ton-m}$

Tipo de sección = 1

$M_2 = 3 \text{ Ton-m}$

Mintermedio = 0 Ton-m

Especificaciones
del DDF

Ejemplo V-44. Una viga empotrada en un extremo y libre en el otro, de 5 m de claro, debe soportar una carga concentrada de diseño en el extremo libre de 600 kg. Diseñar la viga utilizando un perfil IPR, IR ó W de acero NOM-B-254 (ASTM A36) y las Normas NTC-1995. El diseño en este ejemplo se hará exclusivamente por flexión. El extremo de la viga está soportado lateralmente.

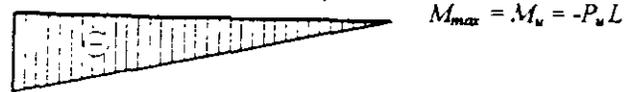
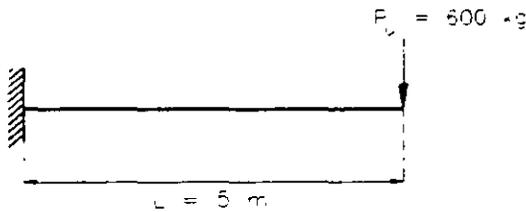


Diagrama de momentos flexionantes (ton-m)

Viga del ejemplo V-44

SOLUCIÓN:

1. Diseño por flexión

La condición que debe cumplirse es la siguiente:

$$M_R \geq M_u$$

Si la sección de la viga es compacta, el módulo de sección plástico necesario Z_x se calcula como:

$$Z_{x\text{ nec}} = \frac{M_u}{\phi_b F_y}$$

donde:

F_R es el factor de reducción de resistencia igual a 0.90 (adimensional), F_y es el esfuerzo de fluencia del acero ($F_y = 2530 \text{ kg/cm}^2$ para acero NOM-B-254 o ASTM A36).

$$Z_x = \frac{3 \times 10^5}{0.90 \times 2530} = 132 \text{ cm}^3$$

Un perfil IPR, IR ó W 152x18 (6x12) tiene un $Z_x = 136 \text{ cm}^3$, mayor que $Z_{x\text{ nec}} = 132 \text{ cm}^3$

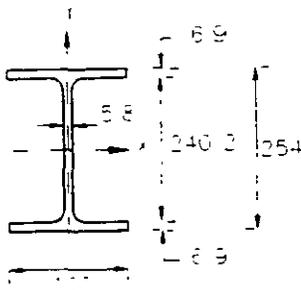
Sin embargo, al efectuar la revisión de este perfil, el momento resistente resultó menor que el momento de diseño, por lo que fue necesario proponer otra sección. La solución es el perfil IPR, IR ó W 254x22.3 (10x15) con un $Z_x = 262 \text{ cm}^3$, que se revisa a continuación.

2. Clasificación de la sección.

En la figura siguiente se indican las dimensiones del perfil seleccionado, acotadas en mm.

Relaciones límite ancho/grueso (Tabla 2.3.1. Normas NTC-1995)

Patines:



$$\frac{b_f}{2t_f} = \frac{10.2}{2 \times 0.69} = 7.4 < \frac{460}{\sqrt{F_y}} = \frac{460}{\sqrt{2530}} = 9.15$$

Alma:

$$\frac{T}{t_w} = \frac{25.4 - 2 \times 1.7}{0.58} = 38 < \frac{3500}{\sqrt{F_y}} = \frac{3500}{\sqrt{2530}} = 70$$

La sección es tipo 1.

Perfil IPR, IR ó W254x22.3(10x15)

Acotaciones en mm

Como primer paso se determina la longitud L_w para saber si el pandeo lateral es o no crítico. L_w se determina con la ecuación (3.3.13) o con la (3.3.15), ambas expresiones son válidas para secciones I o H, laminadas o soldadas.

$$L_w = \frac{\sqrt{2\pi}}{X_u} \sqrt{\frac{E C_u}{G J}} \sqrt{1 + \sqrt{1 + X_u^2}} \quad (3.3.13)$$

$$L_w = \frac{6.55}{X_u} \frac{d r_y}{t} \sqrt{1 + \sqrt{1 + X_u^2}} \quad (3.3.15)$$

donde:

$$X_u = 4.293 C \frac{Z F_y}{GJ} \sqrt{\frac{C_a}{I_y}} = 3.22 X_r \quad X_r = \frac{4}{3} C \frac{Z F_y}{GJ} \sqrt{\frac{C_a}{I_y}}$$

En las ecuaciones anteriores:

C_a es la constante de torsión por alabeo, en cm^6 , G , es el módulo de elasticidad al esfuerzo cortante del acero ($784\,000 \text{ kg/cm}^2$), J , es la constante de torsión de Saint Venant, en cm^4 , C , coeficiente que depende de la ley de variación del momento flexionante a lo largo del eje del elemento en flexión (adimensional), Z , es el módulo de sección plástico, en cm^3 , X_u y X_r coeficientes adimensionales, r , es el radio de giro alrededor del eje Y - Y, en cm y t , es el grueso del patín comprimido, en cm. Los valores de J y C_a se indican en las Ayudas de diseño, M-DEM-VII. Si no se dispone de este documento, las constantes de torsión J y C_a se pueden determinar de manera aproximada, utilizando las ecuaciones siguientes, que son válidas para secciones I ó H, laminados o soldadas:

$$J = \frac{1}{3} \sum b t^3 = \frac{1}{3} (2b_f t_f^3 + d' t_w^3) \quad \text{y} \quad C_a = \frac{I_y d'^2}{4}$$

donde:

b es el ancho de cada uno de los elementos planos que forman la sección, en cm, t es el grueso de cada uno de los elementos planos componentes de la sección, en cm, d' es la distancia entre los centroides de los patines, en cm ($d' = d - t_f$) e I_y es el momento de inercia de la sección con respecto al eje Y-Y, en cm^4 .

El perfil IPR, IR o W 254x22.3 (10x15), tiene las propiedades geométricas siguientes:

$$A = 28.5 \text{ cm}^2 \quad J = \frac{1}{3} (2 \times 10.2 \times 0.69^3) + \frac{1}{3} \times 24.02 \times 0.58^3 = 3.8 \text{ cm}^4 \quad I_y = 120 \text{ cm}^4 \quad Z_x = 262 \text{ cm}^3$$

$$r_y = 2.1 \text{ cm} \quad \text{y} \quad C_a = \frac{120(25.4 - 0.69)^2}{4} = 18\,318 \text{ cm}^6$$

Cálculo de L_u

Se utiliza la ecuación (3.3.13) de las NTC-1995

$$X_u = 4.293 C \frac{Z F_y}{GJ} \sqrt{\frac{C_a}{I_y}} = 3.22 X_r \quad X_r = \frac{4}{3} C \frac{Z F_y}{GJ} \sqrt{\frac{C_a}{I_y}}$$

Coficiente C

$$C = 0.60 + 0.40 M_1 / M_2 \quad C = 0.60 + 0.40 M_1 / M_2$$

M_1 y M_2 son el menor y el mayor de los momentos en los extremos del tramo en estudio, tomados en valor absoluto.

$$M_1 = 0, \text{ por lo tanto } C = 0.60$$

$$X_u = 4.293 \times 0.60 \frac{262 \times 2\,530}{784\,000 \times 3.8} \sqrt{\frac{18\,318}{120}} = 7.08$$

Luego.

$$L_u = \frac{\sqrt{2\pi}}{X_u} \sqrt{\frac{E C_a}{GJ}} \sqrt{1 + \sqrt{1 + X_u^2}} = \frac{\sqrt{2\pi}}{7.08} \sqrt{\frac{2.039 \times 10^6 \times 18\,318}{784\,000 \times 3.8}} \sqrt{1 + \sqrt{1 + 7.08^2}} = 200 \text{ cm}$$

$$L = 500 \text{ cm} > L_u = 200 \text{ cm}$$

Cálculo de L_r

$$L_r = \frac{\sqrt{2\pi}}{X_r} \sqrt{\frac{E C_a}{GJ}} \sqrt{1 + \sqrt{1 + X_r^2}}$$

$$X_u = 3.22 X_r \quad \text{ó} \quad X_r = \frac{X_u}{3.22} = \frac{7.08}{3.22} = 2.2$$

$$L_r = \frac{\sqrt{2\pi}}{2.2} \sqrt{\frac{2.039 \times 10^6 \times 18\,318}{784\,000 \times 3.8}} \sqrt{1 + \sqrt{1 + (2.2)^2}} = 418 \text{ cm}$$

Utilizando las expresiones simplificadas (3.3.15) y (3.3.16):

$$L_u = \frac{6.55}{X_u} \frac{dr_y}{t} \sqrt{1 + \sqrt{1 + X_u^2}} ; L_r = \frac{6.55}{X_r} \frac{dr_y}{t} \sqrt{1 + \sqrt{1 + X_r^2}}$$

donde:

$$X_u = 7.7C \left(\frac{d}{t} \right)^2 \frac{F_y}{E} = 3.22 X_r ; X_r = 2.4C \left(\frac{d}{t} \right)^2 \frac{F_y}{E}$$

$$X_u = 7.7 \times 0.6 \left(\frac{25.4}{0.69} \right)^2 \frac{2.530}{2.039 \times 10^6} = 7.77 ; X_r = \frac{7.77}{3.22} = 2.41$$

$$L_u = \frac{6.55 \times 25.4 \times 2.1}{7.77 \times 0.69} \sqrt{1 + \sqrt{1 + (7.77)^2}} = 194 \text{ cm}$$

$$L_r = \frac{6.55 \times 25.4 \times 2.1}{2.41 \times 0.69} \sqrt{1 + \sqrt{1 + (2.41)^2}} = 399 \text{ cm}$$

Puesto que $L = 500 \text{ cm} > L_r = 399 \text{ cm}$, el estado límite crítico es el de pandeo lateral elástico.

Cálculo del momento resistente.

El estado límite es de pandeo por flexotorsión y la sección es tipo 1, con dos ejes de simetría, de manera que el momento resistente nominal se calcula con la ecuación (3.3.9)

$$M_u = \frac{\pi E}{CL} \sqrt{I_y \left[\frac{J}{2.6} + \left(\frac{\pi}{L} \right)^2 C_a \right]} M_u = \frac{\pi \times 2.039 \times 10^6}{0.60 \times 500} \sqrt{120 \left[\frac{3.8}{2.6} + \left(\frac{\pi}{500} \right)^2 18\,318 \right]} \times 10^{-5} = 3.5 \text{ ton-m}$$

Puede utilizarse también la ecuación aproximada (3.3.10):

$$M_u = (1/C) \sqrt{M_{e1}^2 + M_{e2}^2}$$

donde:

$$M_{e1} = \frac{EAt}{(L r_y)} = \frac{2.039 \times 10^6 \times 28.5 \times 0.69}{\left(\frac{500}{2.1} \right)} \times 10^{-5} = 1.68 \text{ ton-m}$$

$$M_{e2} = \frac{4.7EAd}{(L r_y)^2} = \frac{4.7 \times 2.039 \times 10^6 \times 28.5 \times 25.4}{\left(\frac{500}{2.1} \right)^2} \times 10^{-5} = 1.22 \text{ ton-m}$$

Luego:

$$M_u = \frac{1}{0.60} \sqrt{1.68^2 + 1.22^2} = 3.46 \text{ ton-m}$$

En este caso las dos ecuaciones (3.3.9) y (3.3.10) proporcionan resultados prácticamente iguales.

Finalmente:

$$M_R = \phi M_u \\ M_R = 0.90 \times 3.46 = 3.1 \text{ ton-m} > M_u = 3 \text{ ton-m}$$

CONCLUSIÓN:

El perfil IPR, IR ó W 254×22.3 (10×15) es adecuado, de acuerdo con las consideraciones de diseño de las Normas NTC-1995. El problema puede resolverse mucho más rápidamente, sin calcular L_u y L_r , utilizando las ecuaciones 3.3.7 y 3.38 de las NTC-1995.

$$M_R = 1.15 F_R M_P \left(1 - \frac{0.28 M_P}{M_U} \right) \text{ pero no mayor que } F_R M_P \quad (3.3.7)$$

$$\text{Si } M_u \leq (2/3) M_P, \quad M_R = F_R M_U$$

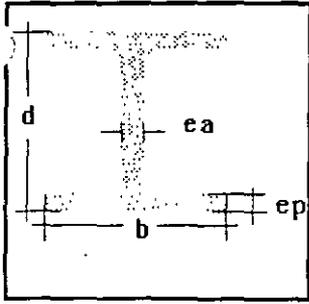
En este caso:

$$M_u = 3.5 \text{ ton-m (Se calculó arriba)} \\ M_P = Z F_y = 262 \times 2\,130 \times 10^{-5} = 6.63 \text{ ton-m} \\ M_u = 3.5 \text{ ton-m} < 2/3 M_P = 4.42 \text{ ton-m} \\ \therefore M_R = F_R M_u = 0.9 \times 3.5 = 3.15 \text{ ton-m}$$

A-36 $F_y = 2530 \text{ kg/cm}^2$

IR 250 x 32.7

MOMENTO DE DISEÑO = 84,00 Ton-m



b = 14,60 cm

ep = 0,91 cm

d = 25,80 cm

ea = 0,61 cm

Atea	41,80	cm ²
Peso/m	32,70	Kg
I_x	4.910,00	cm ⁴
S_x	381,00	cm ³
r_x	10,80	cm
I_y	475,00	cm ⁴
S_y	65,10	cm ³
r_y	3,37	cm
Z_x	426,00	cm ³
Z_y	99,90	cm ³
J	9,96	cm ⁴
C_a	73.500,00	cm ⁶

MOMENTO RESISTENTE = 9,70 Ton-m

Longitud libre sin arriostrar = 0,00 cm

Longitud máxima sin arriostrar $L_u = 243$ cm

$M_1 = 0$ Ton-m

Tipo de sección = 1

$M_2 = 0$ Ton-m

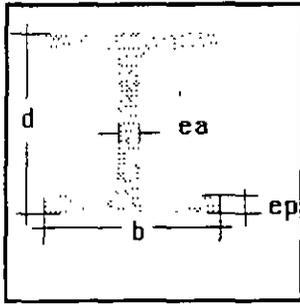
Mintermedio = 84 Ton-m

Especificaciones
del DDF

A-36 $F_y = 2530 \text{ kg/cm}^2$

IR 250 x 32.7

CARGA DE DISEÑO = 28,00 Ton



b = 14,60 cm

ep = 0,91 cm

d = 25,80 cm

ea = 0,61 cm

Area	41,80	cm ²
Peso/m	32,70	Kg
I_x	4.910,00	cm ⁴
S_x	381,00	cm ³
r_x	10,80	cm
I_y	475,00	cm ⁴
S_y	65,10	cm ³
r_y	3,37	cm
Z_x	426,00	cm ³
Z_y	99,90	cm ³
J	9,96	cm ⁴
C_a	73.500,00	cm ⁶

RESISTENCIA AL CORTANTE = 23,65 Ton

Especificaciones
del DDF

3 Miembros en flexión (vigas y trabes armadas)

3.3.2.2 Miembros en los que el pandeo lateral es crítico ($L > L_u$)

En vigas de sección transversal I o H , laminadas o hechas con tres placas soldadas, M_u , cuando el pandeo lateral se inicia en el intervalo elástico, es igual a:

$$M_u = \frac{\pi}{CL} \sqrt{EI_y GJ \left(\frac{\pi E}{L}\right)^2 I_y C_a} = \frac{\pi E}{CL} \sqrt{I_y \left[\frac{J}{2.6} + \left(\frac{\pi}{L}\right)^2 C_a \right]} \quad (3.3.6)$$

PERFIL IPR, IR o W 406x36.9(16x26)*

Propiedades geométricas de la sección:

$$I_y = 399 \text{ cm}^4$$

$$C_a = 151\,723 \text{ cm}^6$$

$$J = 10.8 \text{ cm}^4$$

Propiedades mecánicas del acero:

$$E = 2.039 \times 10^6 \text{ Kg/cm}^2 \text{ (200 000 MPa o 29 000 ksi)}$$

$$G = 784\,200 \text{ Kg/cm}^2 \text{ (77 200 MPa o 11 150 ksi)}$$

Nótese que en estas ecuaciones no interviene el esfuerzo de fluencia F_y .

Se sustituyen valores en las ecuaciones anteriores:

$$M_u = \frac{\pi}{1 \times 600} \sqrt{2.039 \times 10^6 \times 399 \times 784\,200 \times 10.8 + \left(\frac{2.039 \times 10^6 \pi}{600}\right)^2 \times 399 \times 151\,723 \times 10^{-5}} = 6.15 \text{ T-m}$$

Ó también:

$$M_u = \frac{2.039 \times 10^6 \pi}{1.0 \times 600} \sqrt{399 \left[\frac{10.8}{2.6} + \left(\frac{\pi}{600}\right)^2 151\,723 \right]} \times 10^{-5} = 6.15 \text{ T-m}$$

Con las dos ecuaciones se obtiene el mismo resultado.

Ejemplo V-45. Una viga libremente apoyada de 6 m de claro, debe soportar una carga concentrada de 4 ton, aplicada en la sección centra (centro del claro). Diseñar la viga escogiendo un perfil IPR, IR ó W, suponiendo que se encuentra soportada lateralmente en toda su longitud. Utilice acero NOM-B-254 (ASTM A36) y las Normas NTC-1995. La viga forma parte de una construcción del grupo B ($F_c=1.4$)

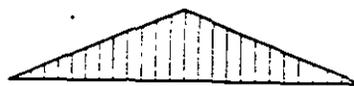
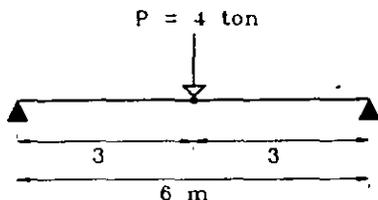


Diagrama de momentos flexionantes

Viga del ejemplo V-45

SOLUCIÓN:
Acciones de diseño

$$M_{un\acute{a}x} = \frac{F_c PL}{4} = \frac{1.4 \times 4 \times 6}{4} = 8.4 \text{ ton-m}$$

$$V_{un\acute{a}x} = \frac{F_c P}{2} = \frac{1.4 \times 4}{2} = 2.8 \text{ ton}$$

Diseño por flexión

Se supone, inicialmente, que la sección de la viga es tipo 1 ó 2. De la ecuación 3.3.1 de las Normas NTC-1995,

$$M_R = F_R M_p = F_R Z_x F_y$$

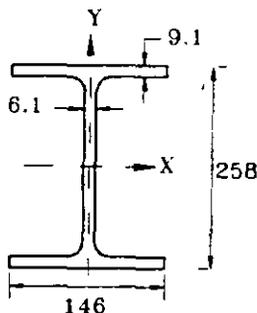
Se requiere un módulo de sección plástico Z_x no menor que el siguiente:

$$Z_{x\text{ nec}} = \frac{M_{un\acute{a}x}}{F_R F_y} = \frac{8.4 \times 10^3}{0.9 \times 2\ 530} = 369 \text{ cm}^3$$

Se propone un perfil IPR, IR ó W 254x32.9 (10x22), que tiene $Z_x = 426 \text{ cm}^3 > Z_{x\text{ nec}} = 369 \text{ cm}^3$.

Clasificación de la sección.

Las relaciones ancho/grueso de los patines y del alma no deben exceder los valores máximos admisibles de la Tabla 2.3.1 para secciones tipo 1. En la figura siguiente se indican las dimensiones del perfil IPR, IR o W seleccionado, acotadas en mm.



Patines:

$$\frac{b_f}{2t_f} = \frac{146}{2 \times 9.1} = 8.0 < \frac{460}{\sqrt{F_y}} = \frac{460}{\sqrt{2\ 530}} = 9.1$$

Alma:

$$\frac{d - 2k}{t_a} = \frac{258 - 2 \times 19}{6.1} = 36.1 < \frac{3\ 500}{\sqrt{F_y}} = \frac{3\ 500}{\sqrt{2\ 530}} = 69.6$$

Perfil IPR, IR ó W 254x32.9(10x22)
Acotaciones en mm

La sección es tipo 1. No hay problemas de pandeo local

Como la viga está soportada lateralmente en toda la longitud, no puede haber falla por pandeo lateral. Por lo tanto, la viga alcanzará el estado límite de resistencia en flexión cuando se deforme una articulación plástica en el centro del claro, que es la sección donde el momento flexionante es máximo. Como la viga es isostática, una articulación plástica la convierte en mecanismo.

$$M_R = F_R Z_x F_y = 0.9 \times 426 \times 2\,530 \times 10^{-5} = 9.7 \text{ ton-m} > M_u = 8.4 \text{ ton-m} \quad \text{Correcto}$$

La sección propuesta es adecuada. Esto era evidente, puesto que es compacta, está soportada lateralmente en toda su longitud, y tiene un Z_x mayor que el necesario.

Revisión por cortante.

La resistencia de diseño en cortante es:

$$\phi_v V_n = 0.9 V_n$$

donde:

$$V_n = 0.6 F_y A_w$$

Si se cumple la condición siguiente:

$$\frac{h}{t_a} < 1\,570 \sqrt{\frac{k}{F_y}}$$

$k = 5.0$ para vigas sin atiesadores transversales.

$$\frac{h}{t_a} = \frac{22}{0.51} = 36$$

$$1\,570 \sqrt{\frac{k}{F_y}} = 1\,570 \sqrt{\frac{5}{2\,530}} = 70 > \frac{h}{t_a} = 36$$

Finalmente:

$$V_n = 0.6 \times 2\,530 \times 25.8 \times 0.61 \times 10^{-3} = 24 \text{ ton} \gg V_{u \max} = 2.8 \text{ ton} \quad \text{Bien}$$

Como era de esperarse, la viga está muy sobrada por cortante.

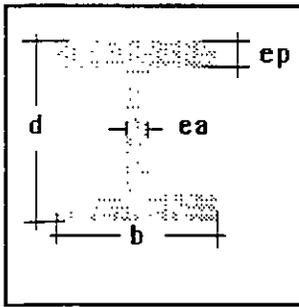
CONCLUSIÓN:

El perfil IPR, IR ó W 254×32.9(10×22) es adecuado.

A-36 $F_y = 2530 \text{ kg/cm}^2$

VIGA DE 3 PLACAS SOLDADAS

MOMENTO DE DISEÑO = 887.00 Ton-m



Area	166,00	cm ²
Peso/m	130,18	Kg
I_x	139.558,00	cm ⁴
S_x	3.987,37	cm ³
r_x	29,00	cm
I_y	5.213,83	cm ⁴
S_y	417,11	cm ³
r_y	5,60	cm
Z_x	4.522,25	cm ³
Z_y	641,50	cm ³
J	155,33	cm ⁴
C_a	6.027,191	cm ⁶

MOMENTO RESISTENTE = 102,97 Ton-m

Longitud libre sin arriostrar = 0,00 cm

Longitud máxima sin arriostrar $L_u = 395$ cm

b = 25,00 cm

ep = 2,00 cm

d = 78,00 cm

ea = 1,00 cm

$M_1 = 0$ Ton-m

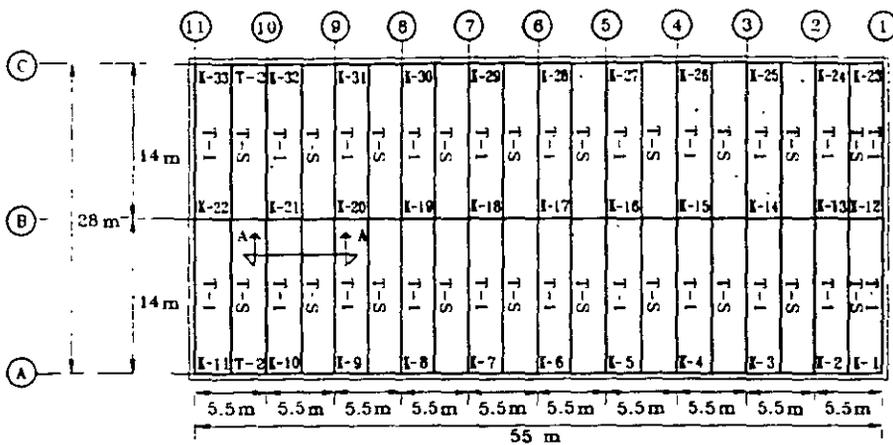
Tipo de sección = 1

$M_2 = 0$ Ton-m

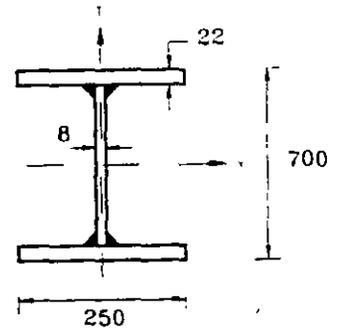
Mintermedio = 887 Ton-m

Especificaciones del DDF

Ejemplo V-49. Revisar, conforme a las Normas NTC-RCDF-2000, la viga secundaria T-S del sistema de piso de la estructura para un edificio. La viga se fabricó con tres placas soldadas de acero NOM-B-254 (ASTM A36), y forma parte de una construcción del grupo B. Se considera que el sistema de piso proporciona soporte lateral continuo al patín superior de la viga, mediante pernos conectores de cortante para formar la construcción compuesta completa.



Planta tipo de la estructura del edificio



Sección transversal Viga T-S

Viga del ejemplo V-49

SOLUCIÓN

1. Carga sobre la viga secundaria.

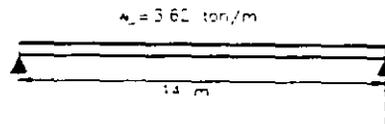
Del análisis de cargas del ejemplo V-20, se tiene:

Carga de trabajo muerta	C.M =	540	kg/m ²
Carga de trabajo viva	C.V =	400	
Carga total	CM+CV =	940	kg/m ²

2. Acciones de diseño

$$w_u = FC(CM + CV)b = 1.4 \times 0.94 \times 2.75 = 3.62 \text{ ton/m}$$

En la expresión anterior FC es el factor de carga para construcciones tipo B y b es el ancho tributario de la viga, en m. El claro de la viga T-S es de 14 m y de acuerdo con el tipo de conexiones utilizadas, la viga está libremente apoyada



Viga T-S

Elementos mecánicos factorizados (Fuerza cortante y momento flexionante)

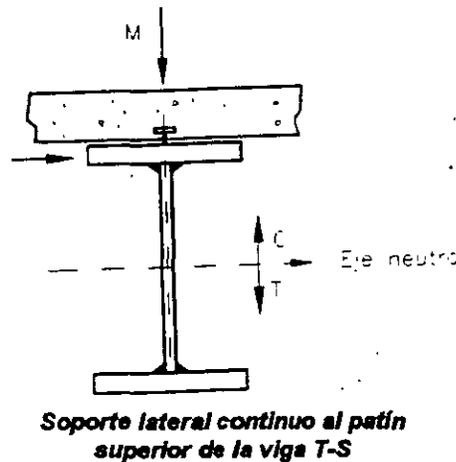
$$V_{\text{máx}} = \frac{w_u L}{2} = \frac{3.62 \times 14}{2} = 25.3 \text{ ton}$$

$$M_{\text{máx}} = \frac{w_u L^2}{8} = \frac{3.62 \times 14^2}{8} = 88.7 \text{ ton-m}$$

Como el sistema de piso proporciona soporte lateral continuo al patín superior de la viga, el pandeo lateral no es crítico. (Cuando un momento flexionante actúa, tiende a desplazar la viga en la dirección más débil. El pandeo lateral no es crítico porque la losa impide este desplazamiento, siempre y cuando se garantice que la

* Se tomó la carga viva de comunicación de peatones

unión losa/patín de compresión es adecuada). Los estados límite que deben revisarse son el agotamiento de la resistencia a la flexión en la sección crítica (como la viga es isostática no puede haber distribución de momentos), el de resistencia del alma a cortante, y el estado límite de servicio de deformaciones.



3. Diseño por flexión

La condición que se debe cumplir de acuerdo con el Artículo 3.3.2 es la siguiente:

$$M_R \geq M_u$$

Si la sección de la viga es tipo 1 o 2, el momento resistente se calcula mediante la ecuación siguiente:

$$\begin{aligned} M_R &= F_R Z F_y \\ M_R &\geq M_u \\ F_R Z F_y &= M_u \end{aligned}$$

Cálculo del módulo de sección plástico mínimo necesario:

$$Z = \frac{M_u}{F_R F_y} = \frac{88.7 \times 10^5}{0.9 \times 2\,530} = 3\,895 \text{ cm}^3$$

3.1 Características geométricas de la sección transversal de la viga.

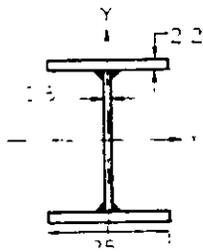
De la ayudas de diseño, M-DEM-VII, para miembros tipo I formados por placas, el momento de sección plástico se calcula con la ecuación siguiente:

$$Z_x = b_f t_f (d - t_f) + \frac{d^2 w t_w}{4} = 25 \times 2.2 (70 - 2.2) + \frac{65.6^2 \times 0.8}{4} = 4\,348 \text{ cm}^3 \approx Z_{x,nec} = 3\,895 \text{ cm}^3$$

(se podría disminuir la sección)

3.2 Clasificación de la sección

Para clasificar la sección como tipo 1 o 2, se revisan las relaciones ancho/grueso de patines y alma.

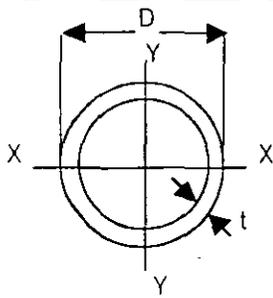


Sección transversal
Acotaciones en cm

$$\text{Patines: } \frac{b}{2t} = \frac{25}{2 \times 2.2} = 5.7 < 460 / \sqrt{F_y} = 460 / \sqrt{2\,530} = 9.2$$

$$\text{Alma: } \frac{d_a}{t_a} = \frac{70 - 2 \times 2.2}{0.8} = 82 > 3\,500 / \sqrt{F_y} = 3\,500 / \sqrt{2\,530} = 69.6$$

Los patines cumplen los requisitos de las secciones tipo 1, pero el alma no. El valor máximo de la relación peralte/grueso del alma para secciones tipo 2, de acuerdo con la Tabla 2.3.1, es:



$F_u = 4\,925 \text{ kg/cm}^2 (490 \text{ Mpa}, 70 \text{ ksi})$
 $F_y = 3\,520 \text{ kg/cm}^2 (350 \text{ Mpa}, 50 \text{ ksi})$
 $L = 300 \text{ cm} \quad k = 1.0$

RESISTENCIA DE DISEÑO DE TUBOS CIRCULARES DE PARED DELGADA, SOMETIDOS A COMPRESIÓN AXIAL

Si $0.115/F_y < D/t < 0.448 E/F_y$
 $92.6 < D/t < 361$

Designación D x t					Relación	At	Ao	Ae	Rn	
mm	x	mm	in	x	in	D/t	cm ²	cm ²	cm ²	Ton
610	x	6.35	24	x	0.250	96.06	120.42	107.16	107.389	2522.69
762	x	6.35	30	x	0.250	120.00	150.75	127.44	127.695	2530.25
762	x	7.92	30	x	0.312	96.21	187.63	166.90	167.134	2530.20
914	x	7.92	36	x	0.312	115.40	225.45	192.19	192.446	2533.71
914	x	9.53	36	x	0.375	95.91	270.79	241.07	241.299	2533.68
1067	x	9.53	42	x	0.375	111.96	316.6	271.70	271.955	2535.55
1219	x	9.53	48	x	0.375	127.91	363.11	302.95	303.204	2536.61
1422	x	9.53	56	x	0.375	149.21	422.88	342.69	342.944	2537.44
1422	x	12.70	56	x	0.500	111.97	562.29	482.54	482.797	2537.43
1524	x	9.53	60	x	0.375	159.92	453.42	363.08	363.327	2537.71
1524	x	12.70	60	x	0.500	120.00	602.98	509.74	509.992	2537.70

NOTAS:

At = Área total, no reducida, de su sección transversal, cm²

Ae = área neta efectiva de la sección transversal de un miembro, en cm²

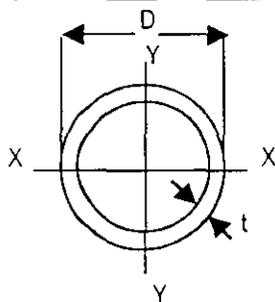
R = Parametro para determinar el área efectiva de la columna de sección transversal hueca (adimensional)

$$R = (F_y / 2F_e)^{1/2}$$

$$F_e = \pi^2 E / (K L / r)^2$$

$$A_o = [(0.037E / F_y(D/t)) + 2/3] A_t$$

$$A_e = [1 - (1 - R^2) (1 - A_o/A_t)] A_t$$



$F_u = 4\,925 \text{ kg/cm}^2$ (490 Mpa, 70 ksi)
 $F_y = 3\,520 \text{ kg/cm}^2$ (350 Mpa, 50 ksi)

RESISTENCIA DE DISEÑO DE MIEMBROS EN FLEXIÓN TUBOS CIRCULARES

Si $D/t \leq 0.071 (E/F_y) = 41.2$

Designación D x t						Relación	Zx	M _R
mm	x	mm	in	x	in	D/t	cm ³	Ton - m
114	x	6.02	4.5	x	0.237	18.94	59.00	1.87
114	x	8.56	4.5	x	0.337	13.32	78.40	2.48
114	x	11.13	4.5	x	0.438	10.24	95.16	3.01
114	x	13.49	4.5	x	0.531	8.45	108.27	3.43
114	x	17.12	4.5	x	0.674	6.66	124.67	3.95
141	x	6.55	5.56	x	0.258	21.53	100.00	3.17
141	x	9.53	5.56	x	0.375	14.80	136.45	4.32
141	x	12.70	5.56	x	0.500	11.10	169.79	5.38
141	x	15.88	5.56	x	0.652	8.88	198.16	6.28
141	x	19.05	5.56	x	0.750	7.40	221.94	7.03
168	x	7.11	6.63	x	0.280	23.63	155.94	4.94
168	x	10.97	6.63	x	0.432	15.31	224.37	7.11
168	x	14.27	6.63	x	0.562	11.77	274.90	8.71
168	x	18.26	6.63	x	0.719	9.20	327.14	10.36
168	x	21.93	6.63	x	0.864	7.66	367.71	11.65
219	x	6.35	8.63	x	0.250	34.49	245.72	7.78
219	x	7.04	8.63	x	0.277	31.11	269.83	8.55
219	x	8.18	8.63	x	0.322	26.77	308.62	9.78
219	x	10.31	8.63	x	0.406	21.24	377.66	11.96
219	x	12.70	8.63	x	0.500	17.24	450.03	14.26
219	x	15.09	8.63	x	0.594	14.51	517.23	16.39
219	x	18.25	8.63	x	0.719	12.00	598.57	18.96
219	x	20.62	8.63	x	0.812	10.62	654.28	20.73
219	x	22.23	8.63	x	0.875	9.85	689.67	21.85

NOTAS:

D = Diámetro exterior del tubo

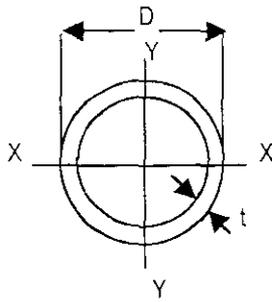
t = Espesor de la pared del tubo

$M_R = F_R M_p = F_R Z_x F_y$

$F_R = 0.90$

$Z_x = 1.12 S_x$

S_x = Módulo de sección elástico de la sección transversal completa



$F_u = 4\,925 \text{ kg/cm}^2$ (490 Mpa, 70 ksi)
 $F_y = 3\,520 \text{ kg/cm}^2$ (350 Mpa, 50 ksi)
 $a = 100 \text{ cm}$

**RÉSISTENCIA DE DISEÑO AL CORTANTE
TUBOS CIRCULARES**

$V_R = 0.3 F_R A F_y$

Sí $a/D \leq 3.2[(E/F_y)^2 / (D/t)^{2.5}]$ Y $D/t \leq 0.309 (E/F_y) = 249$

Designación D x t						Relación	Relación	$3.2(E F_y)^2$ (D/t) ^{2.5}	$V_R = 0.683 A$ Ton
Mm	x	mm	in	x	in	D/t	a/D		
457	x	6.35	18	x	0.250	71.97	2.19	24	61.40
457	x	7.92	18	x	0.312	57.70	2.19	42	76.32
457	x	11.13	18	x	0.438	41.06	2.19	99	106.48
457	x	12.70	18	x	0.500	35.98	2.19	138	121.08
457	x	14.27	18	x	0.562	32.03	2.19	185	135.56
457	x	19.05	18	x	0.750	23.99	2.19	381	179.01
457	x	23.83	18	x	0.938	19.18	2.19	667	221.49
508	x	6.35	20	x	0.250	80.00	1.97	19	68.35
508	x	9.53	20	x	0.375	53.31	1.97	52	101.93
508	x	12.70	20	x	0.500	40.00	1.97	106	134.97
508	x	15.09	20	x	0.504	33.66	1.97	163	159.60
508	x	20.62	20	x	0.812	24.64	1.97	357	215.64
610	x	6.35	24	x	0.250	96.06	1.64	12	82.25
610	x	9.53	24	x	0.375	64.01	1.64	33	122.78
610	x	12.70	24	x	0.500	48.03	1.64	67	162.77
610	x	14.27	24	x	0.562	42.75	1.64	90	182.41
610	x	17.48	24	x	0.668	34.90	1.64	149	222.23
610	x	24.61	24	x	0.969	24.79	1.64	351	309.12
762	x	6.35	30	x	0.250	120.00	1.31	7	102.96
762	x	7.92	30	x	0.312	96.21	1.31	12	128.15
762	x	9.53	30	x	0.375	79.96	1.31	19	153.87
762	x	12.70	30	x	0.500	60.00	1.31	39	204.19
762	x	15.88	30	x	0.625	47.98	1.31	67	254.23
762	x	19.05	30	x	0.750	40.00	1.31	106	303.69
914	x	7.92	36	x	0.312	115.40	1.09	8	153.98
914	x	9.53	36	x	0.375	95.91	1.09	12	184.95
914	x	12.70	36	x	0.500	71.97	1.09	24	245.61
914	x	15.88	36	x	0.625	57.56	1.09	43	306.02
914	x	19.05	36	x	0.750	47.98	1.09	67	365.81
914	x	22.23	36	x	0.875	41.12	1.09	99	425.37

NOTAS:

$V_R = 0.3 F_R A F_y = 0.3 \times 0.90 \times 2.530 \times A = 0.683 A$

V_R = Resistencia de diseño al cortante, en toneladas.

A = Área total de la sección transversal del miembro, en cm^2

a = Longitud del tramo de viga en fuerza cortante constante o casi cortante

$F_R = 0.90$

L = 600 cm C = 1.0

MOMENTO RESISTENTE NOMINAL
VIGAS IPR, IR o W

Designación D x t					ly	J	Ca	Mu	
mm	x	kg/m	in	x	lb/ft	cm ⁴	cm ⁴	cm ²	Ton - m
406	x	38.9	16	x	26	399	10.8	151723	6.15
406	x	46.2	16	x	31	516	19.1	198448	8.67
406	x	53.7	16	x	36	1020	22.5	392062	15.02
406	x	59.8	16	x	40	1203	32.9	464567	18.66
406	x	67.4	16	x	45	1365	46.2	534386	22.46
406	x	74.4	16	x	50	1548	63.3	609576	26.92
406	x	85.1	16	x	57	1794	92.4	714305	33.57
406	x	99.8	16	x	67	4953	99.5	1960312	72.07
406	x	114.5	16	x	77	5744	148.6	2306723	88.78
406	x	132.7	16	x	89	6785	226.9	2739066	112.06
406	x	148.9	16	x	100	7742	321.7	3195577	136.56
457	x	52.2	18	x	35	637	21.2	306131	10.96
457	x	59.8	18	x	40	795	33.7	386692	14.61
457	x	68.4	18	x	46	937	50.8	459196	18.52
457	x	74.5	18	x	50	1669	51.6	816349	28.34
457	x	82.0	18	x	55	1869	69.1	921078	33.23
457	x	89.1	18	x	60	2085	90.3	1033863	38.72
457	x	96.7	18	x	65	2281	114	1138592	44.18
457	x	105.3	18	x	71	2510	145	1262119	50.85
457	x	112.9	18	x	76	6327	118	3141870	97.39
457	x	128.1	18	x	86	7284	171	3652088	117.36
457	x	144.3	18	x	97	8366	244	4242867	141.57
457	x		18	x	106	81547	311	4672524	479.84
457	x	177.8	18	x	119	10531	441	5451278	195.70

NOTAS:

C = Coeficiente que depende de la ley de variación del momento flexionante a lo largo del eje de una barra en flexión (adimensional)

L = Distancia entre secciones de una viga soportada lateralmente, en cm

ly = Momento de inercia alrededor del eje Y - Y, en cm⁴

J = Constante de torsión de Saint Venant, en cm⁴

Ca = Constante de torsión por alabeo, en cm⁶

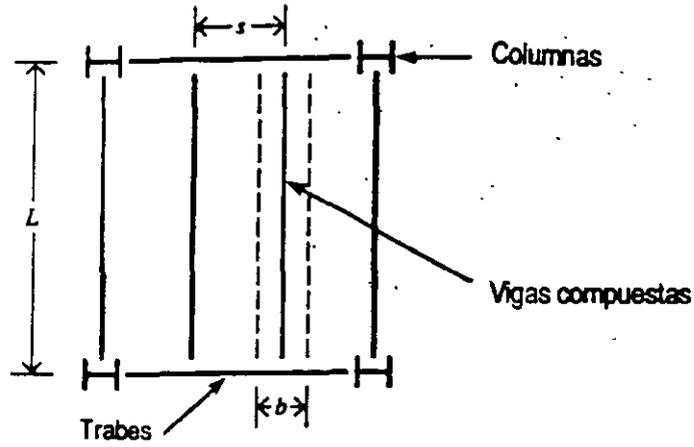


Fig. a) Planta típica de un sistema de piso compuesto acero-concreto.

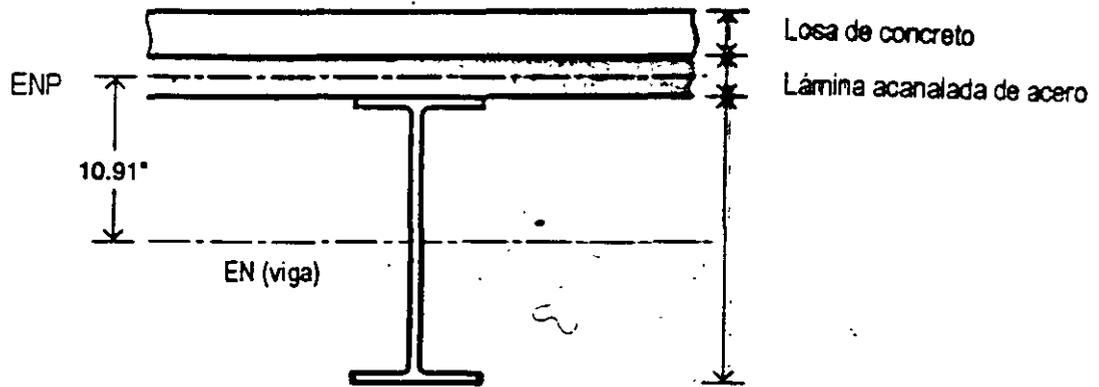


Fig. b) Sección transversal de la viga compuesta

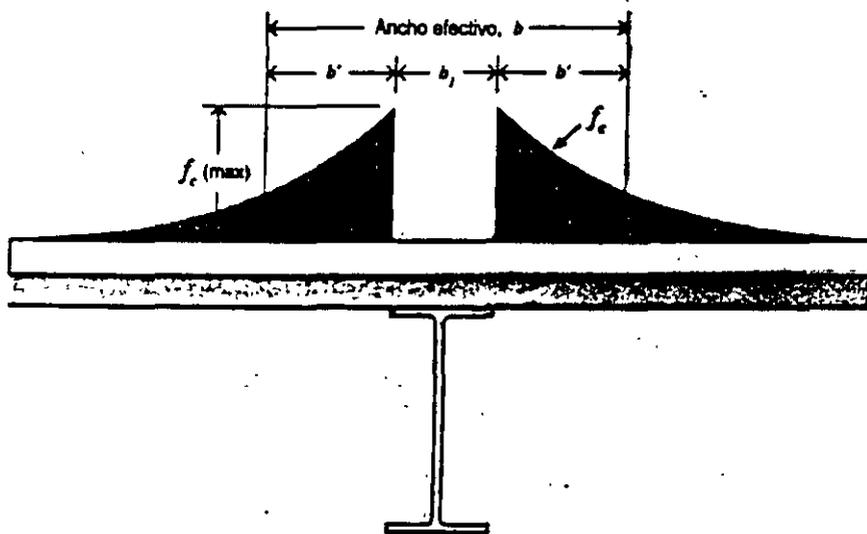
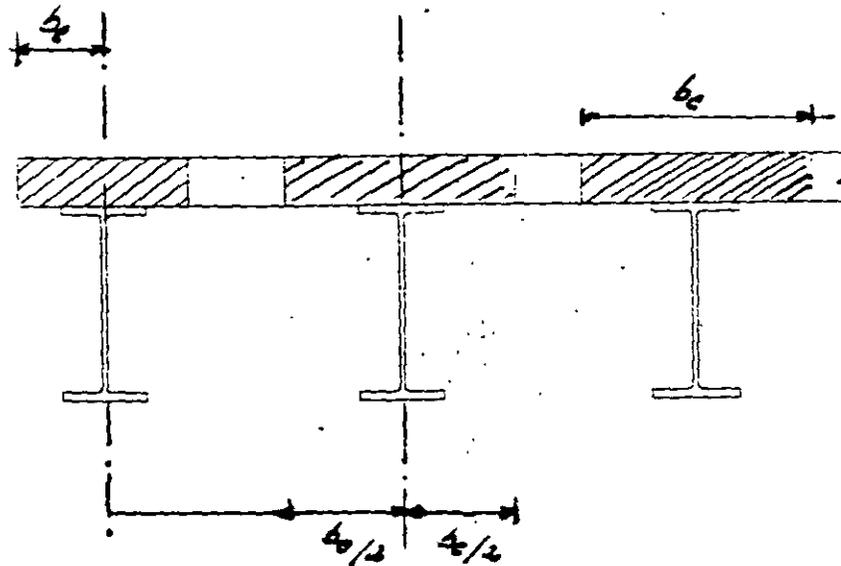


Fig. c) Distribución de esfuerzos de compresión en la losa de concreto.

Fig. Sistema de piso estructural utilizando vigas compuestas.



Sistema de piso compuesto acero-concreto ordinario para edificios

El ancho efectivo b_e de la losa de concreto, medido a cada lado del eje de la viga de acero, se toma igual al menor de las distancias siguientes:

- Un octavo del claro de la viga, medido entre centros de apoyos.
- La mitad de la distancia al eje de la viga adyacente.
- La distancia al borde de la losa.

El artículo 3.6.2.2 Ancho efectivo de las NTC-2002 omite el valor límite del ancho efectivo b_e , con base en el grueso de la losa de concreto reforzado. Los valores recomendados se basan en estudios teóricos y experimentales, así como en los códigos de construcción de otros países, que cubren el diseño de miembros compuestos.

Las mismas reglas de ancho efectivo son aplicables a vigas compuestas que soportan una losa de concreto reforzado que se extiende a ambos lados de la viga de acero.

Para simplificar el diseño, el ancho efectivo se basa en el claro total de la viga, entre centros de apoyos, para vigas libremente apoyadas o continuas.

3.6.2.2. Ancho efectivo de la losa de concreto.

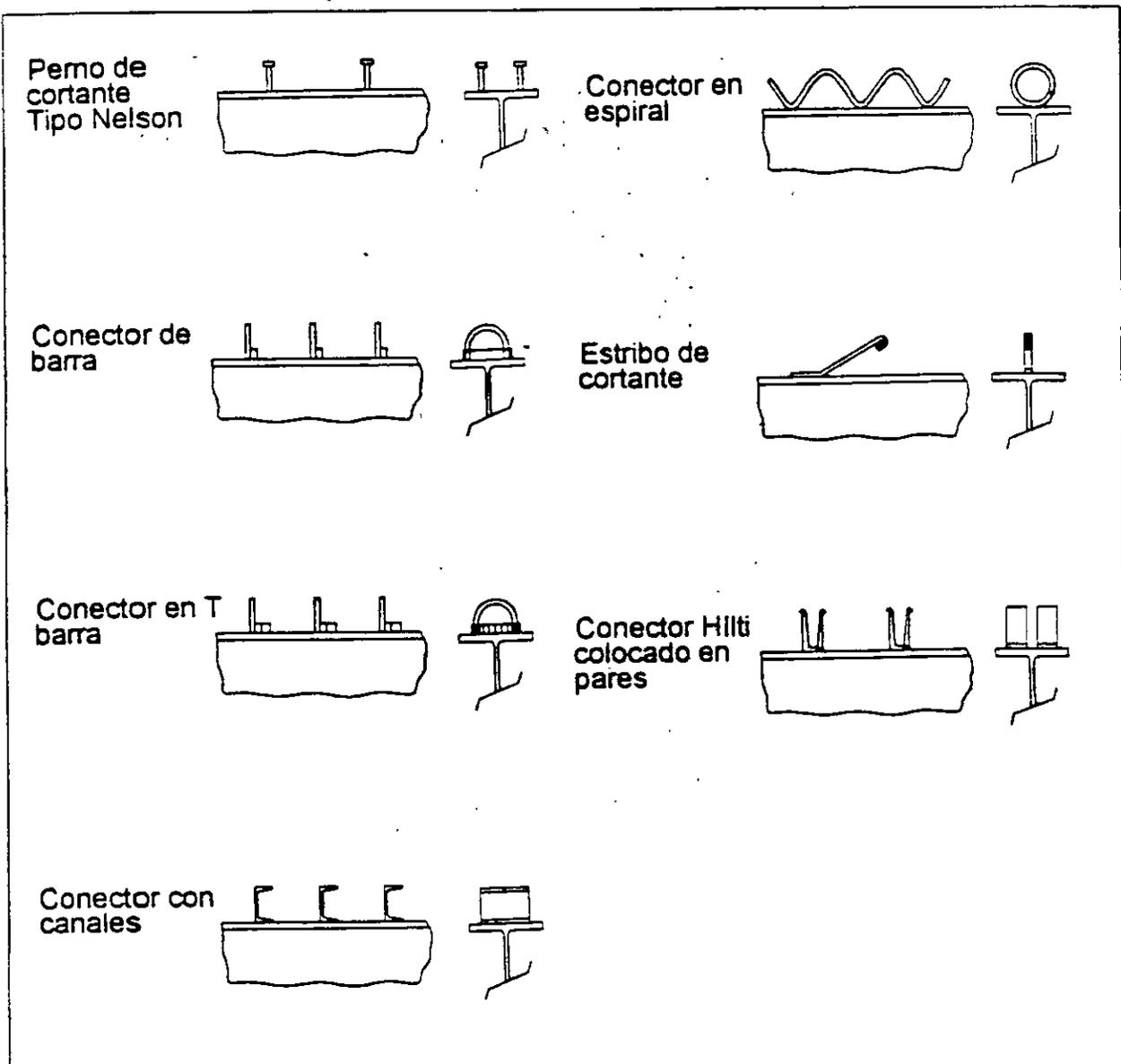


Fig. Conectores usuales en construcción compuesta por Enrique Martínez Romero, S.A

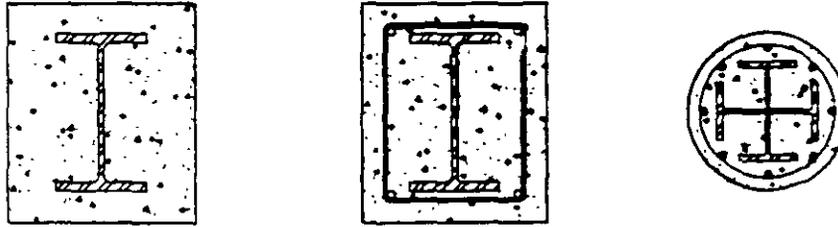
Los conectores de cortante reconocidos en las NTC- 2002, serán canales de aceros estructurales laminados en caliente, o barras de acero con cabeza cuya longitud, después de su instalación, o será menor de cuatro diámetros del vástago.

Existen otros tipos de conectores que han empleado especialistas en el diseño de estructuras compuestas acero-concreto y que se muestran en la figura. *Cortesía del M. C. Enrique Martínez Romero.* Estos conectores han demostrado un funcionamiento adecuado.

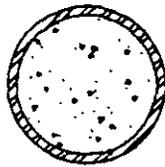
Los conectores de cortante deberán estar ahogados en losas hechas con un concreto de peso volumétrico no menor que 1500 Kg/m³.

3.6.5 Conectores de cortante

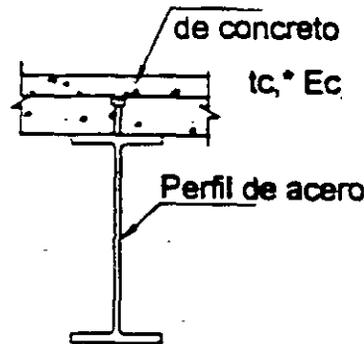
En esta sección se trata el diseño de miembros estructurales formados por perfiles de acero que trabajan en conjunto con elementos de concreto reforzado, o con recubrimientos o rellenos de este material.



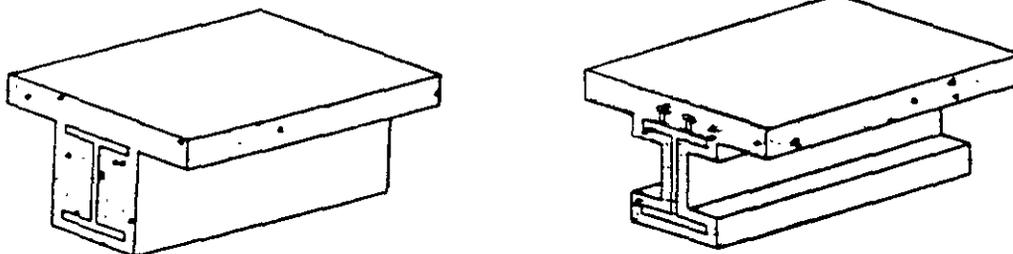
Columnas compuestas, formadas por perfiles de acero laminados tipo IPR, IR o W



Tubos circulares, cuadrados o rectangulares rellenos de concreto



Vigas o traveses que soportan una losa de concreto, interconectados de manera que los dos materiales trabajan en conjunto.



Vigas o traveses de acero ahogadas en concreto reforzado

3.6 Construcción compuesta

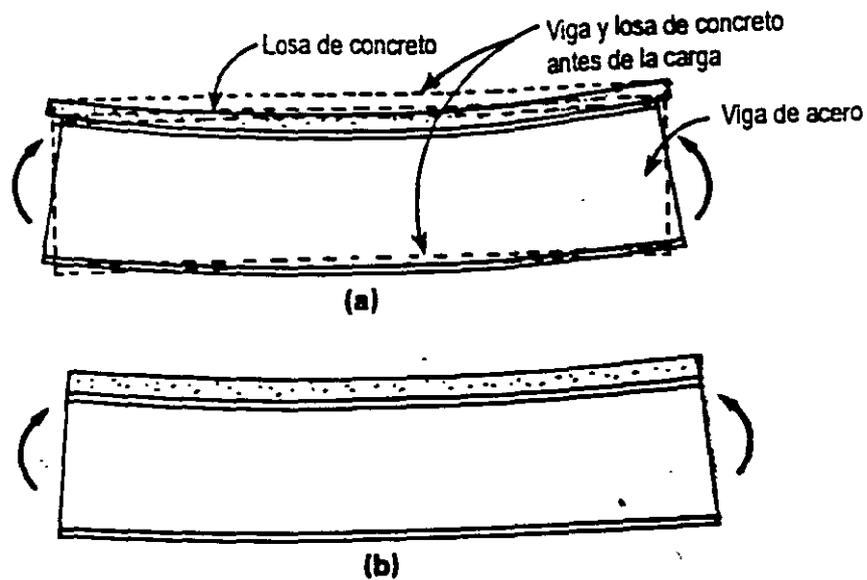


Fig. Vigas en flexión. a) viga no compuesta y b) viga compuesta.

En la Fig. a) se muestra la deflexión en la viga de acero, cuando ésta soporta una losa de concreto y los dos materiales trabajan por separado, sin ninguna conexión o anclaje mecánico.

Cuando la viga de acero y la losa de concreto se unen, comparten las cargas aplicadas en proporción a su rigidez, EI .

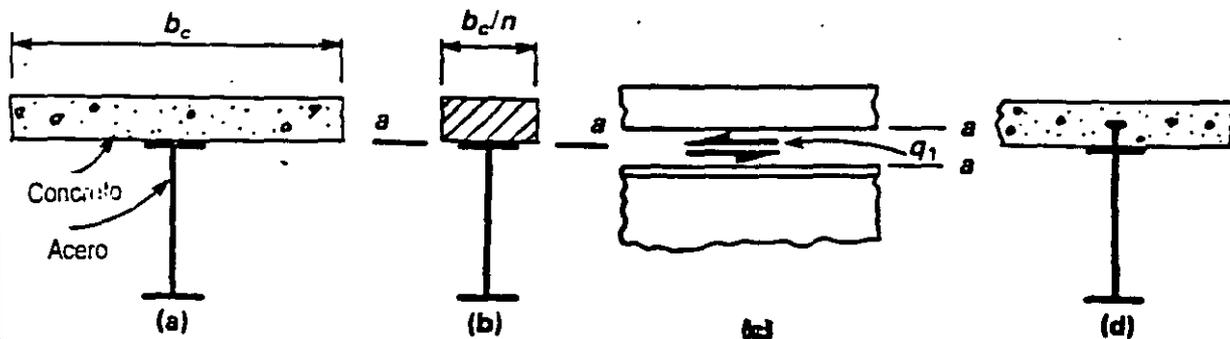


Fig. Sección compuesta. a) Viga que soporta una losa de concreto, b) Sección transformada, c) Flujo de cortante en la sección a-a y d) Conectores de cortante para formar la sección compuesta.

Cuando se une el concreto con el acero para trabajar en conjunto, los esfuerzos en la sección de acero serán n veces los del concreto.

Para propósitos de análisis estructural, se transforma el concreto en su equivalente en acero y se considera la sección compuesta como un miembro hecho completamente de acero estructural. Esta transformación se muestra en la Fig. b). Se sustituye un ancho equivalente de concreto por su equivalente en acero, de ancho b_c/n . La sección transformada tendrá el módulo de elasticidad del acero.

Se establece la condición de que en el nivel a-a, Fig. c), cualquier deformación en la superficie superior del acero es compatible mediante una deformación igual en la superficie inferior del elemento de concreto.

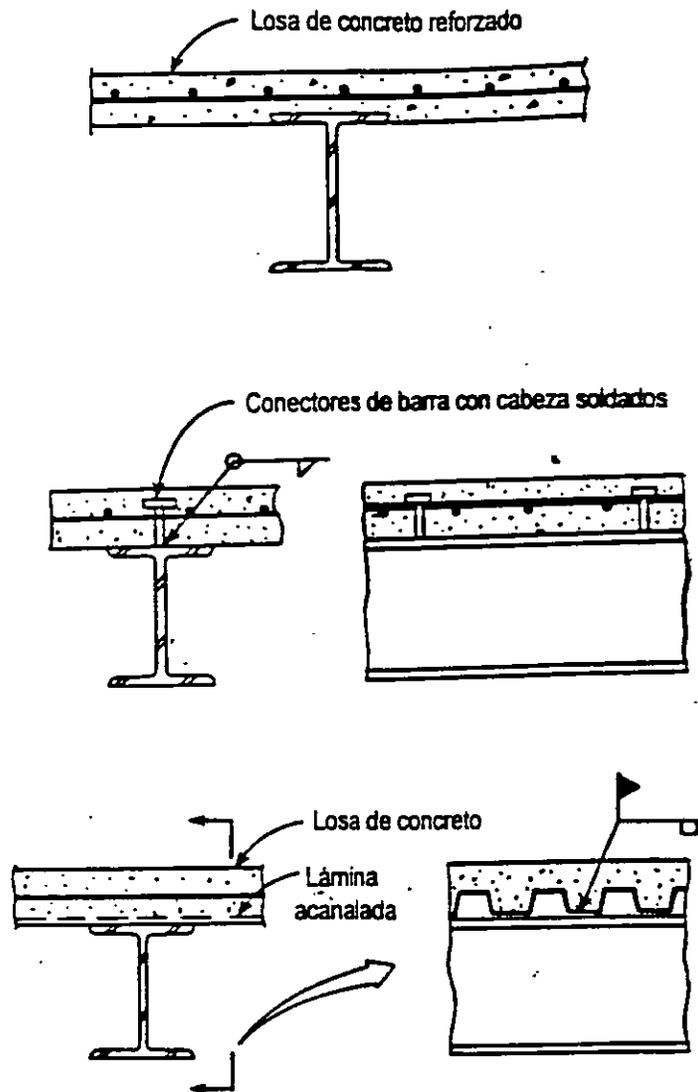


Fig. Detalles que proporcionan soporte lateral continuo a vigas compuestas que forman parte de sistemas de piso y de cubierta en edificios y puentes.

Muchas vigas que se utilizan en estructuras convencionales y en puentes soportan losas de concreto o sistemas de piso a base de losas de concreto con láminas de acero acanalada.

La figura muestra la manera en que las losas y sistemas de piso por sí mismas pueden proporcionar, con detalles sencillos, soporte lateral continuo a las vigas. Esto es especialmente válido para vigas libremente apoyadas. (En estructuras continuas, en la zona de los apoyos, el patín en compresión es el inferior). En estas condiciones, la distancia entre secciones de una viga soportadas lateralmente l , puede tomarse igual a cero.

Para símbolos de soldadura, véase la norma NOM-H-111 "Símbolos para soldadura y pruebas no destructivas".

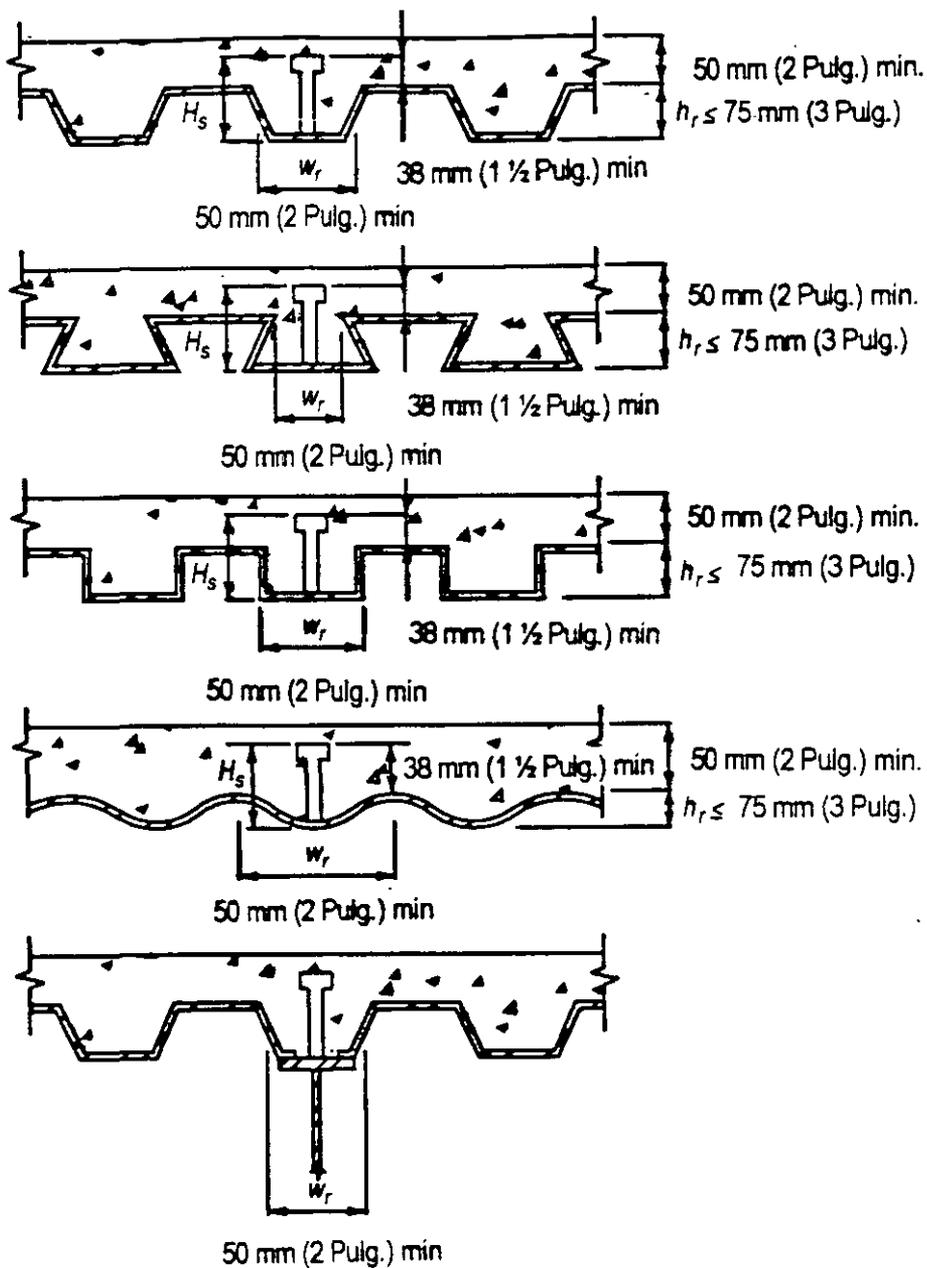


Fig. Requisitos de las láminas de acero acanaladas utilizadas con vigas compuestas.

Las láminas de acero acanaladas tendrán una altura nominal, h_r , no mayor de 75 mm (3 pulg.).

El ancho promedio de la nervadura w_r , no será menor de 50 mm (2 pulg.), pero para el cálculo se tomará un valor no mayor que el ancho real de la nervadura en la parte alta de la lámina.

Los conectores de cortante después de su instalación deberán sobresalir cuando menos 40 mm (1 1/2 pulg.) por arriba de la parte alta de la lámina de acero acanalada.

El grueso de la losa, arriba de la parte alta de la lámina de acero acanalada, no será menor de 50 mm (2 pulg.).

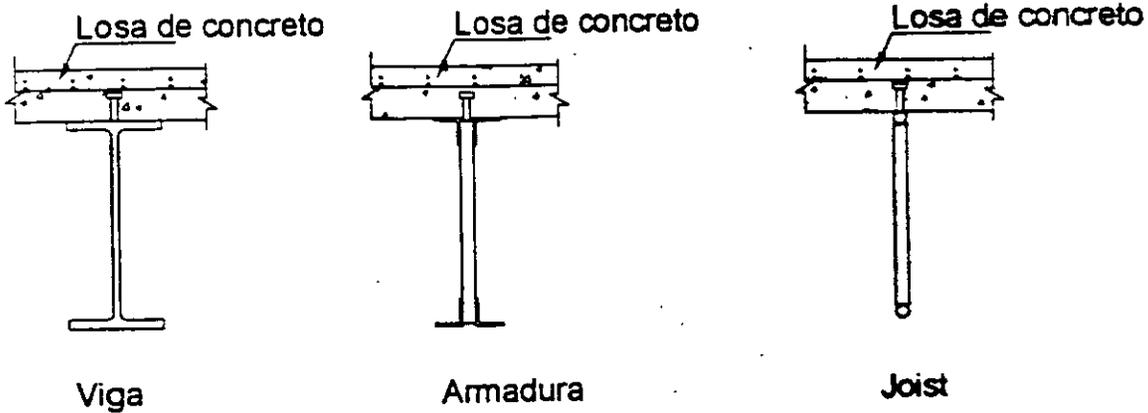


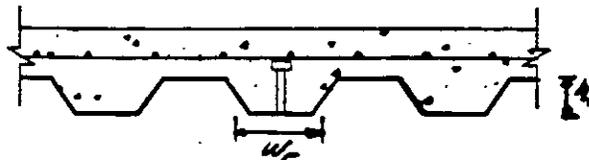
Fig. Viga, armadura y larguero de alma abierta que soportan una losa de concreto colada sobre una lámina de acero acanalada.

Resistencia de diseño :

$$M_{RC} = F_R M_a$$

La resistencia de diseño se determina según las disposiciones de los artículos 3.6.2.1 a 3.6.2.3, con las modificaciones siguientes:

Esta sección se aplica a láminas de acero acanaladas que tienen las siguientes dimensiones



Requisitos de la lámina de acero acanalada

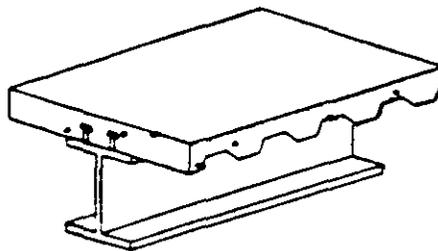
h_r = Altura nominal de las nervaduras

w_r = ancho medio de las nervaduras

Los conectores de cortante de barras de acero con cabeza tendrán un diámetro no mayor de 19 mm (3/4 pulg.), y se soldarán a la viga directamente o a través de la lámina, y una vez instalados, sobresaldrán no menos de 38 mm (1/12 pulg) del borde superior de la lámina.

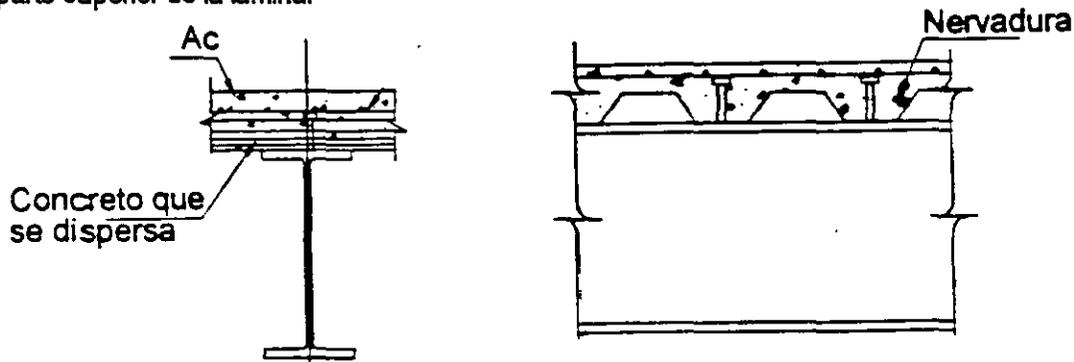


3. 6.2.4 Losa con lámina de acero acanalada

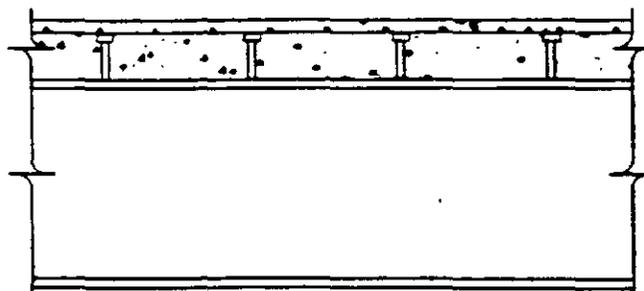


Nervaduras de la lámina de acero acanalada perpendiculares a la viga de acero

Cuando las nervaduras de la lámina de acero acanalada están orientadas perpendicularmente a la viga de acero, en el cálculo de las propiedades de la sección y de A_c se desprecia el concreto situado debajo de la parte superior de la lámina.

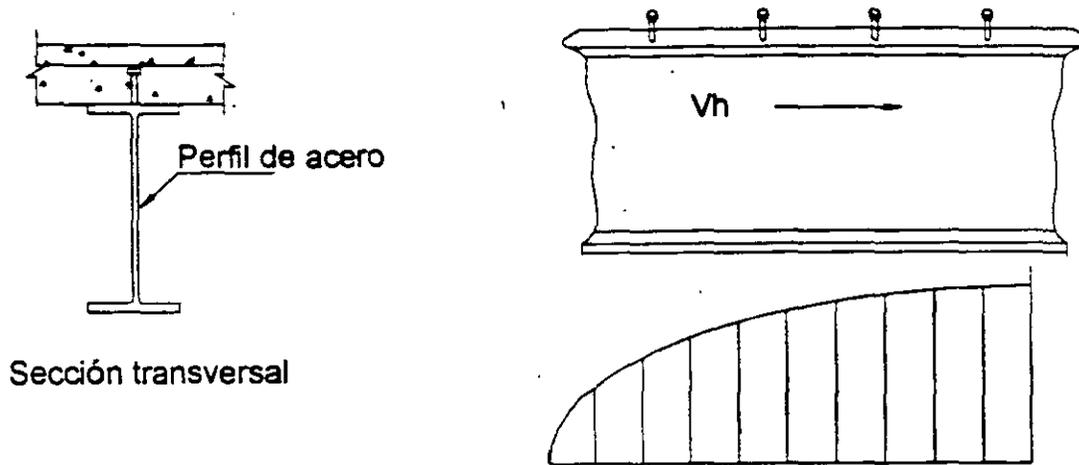


La separación de los conectores de cortante colocados a lo largo de la viga no debe ser mayor de 900 mm.



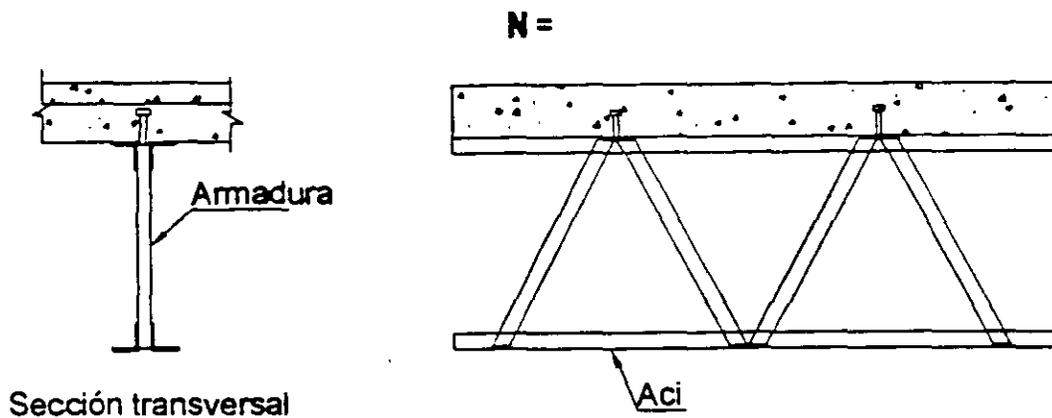
La resistencia nominal de un conector de cortante de barra con cabeza se obtiene multiplicando el valor estipulado en 3.6.5 por el factor de reducción siguiente:

**3.6.2.4 Losa con lámina de acero acanalada.
Nervaduras perpendiculares a la viga de acero**



Número de conectores de cortante en una viga compuesta

El número de conectores de cortante que se colocarán entre la sección de momento máximo, positivo o negativo, y la sección adyacente de momento nulo, será igual a la fuerza cortante horizontal calculada de acuerdo con la subsección 2 de esta sección dividida entre la resistencia nominal de cada conector. Véase subsección 3.0.4 y secciones b y c del artículo 3.6.2.4.,



Número de conectores de cortante en una armadura o larguero

En una armadura o larguero de alma abierta, deben colocarse los conectores de cortante necesarios para obtener un trabajo en construcción compuesta completa, de acuerdo con la fórmula:

$$Q_n = N Q_n = 1.3 A_{ci} F_y$$

donde.

N = Número de conectores colocados entre el punto de momento máximo y el punto más cercano de momento nulo

Q_n = Resistencia al corte de un conector

A_{ci} = Área de la sección transversal de la cuerda inferior de la armadura o larguero

4. Número de conectores de cortante

En las expresiones anteriores:

A_{sc} = Área de la sección transversal del vástago del conector

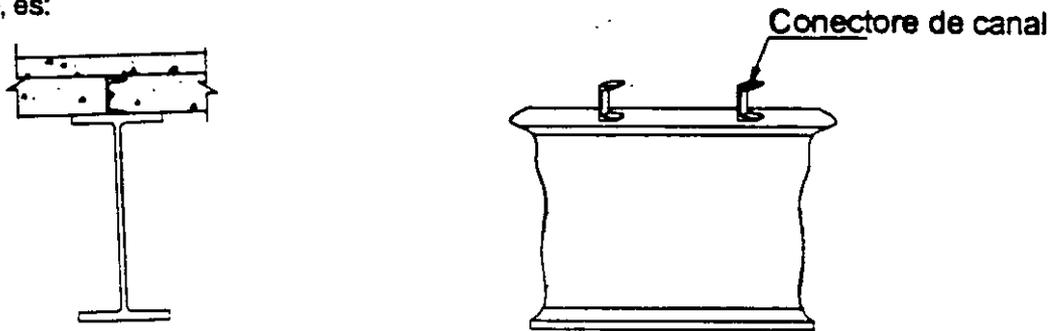
f_c = Resistencia especificada del concreto en compresión

F_u = Esfuerzo mínimo especificado de ruptura en tensión del acero del conector

E_c = módulo de elasticidad del concreto

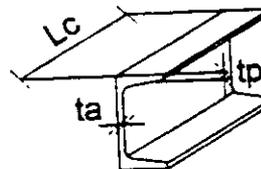
**3. Resistencia de conectores de barra de acero con cabeza
("headed steel studs")
Continuación**

La resistencia nominal de una canal ahogada en una losa maciza de concreto, utilizada como conector de cortante, es:



Conector de cortante de una canal embebida en una losa de concreto

$$Q_n = 0.3 (t_p + 0.5t_a) L_c$$



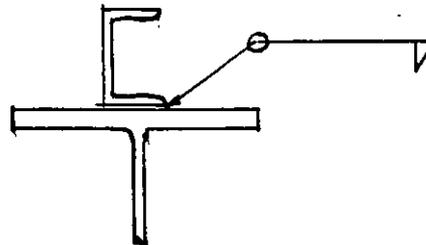
Canal

t_p = Grosor del patin de la canal

t_a = Grosor del alma de la canal

L_c = Longitud de la canal

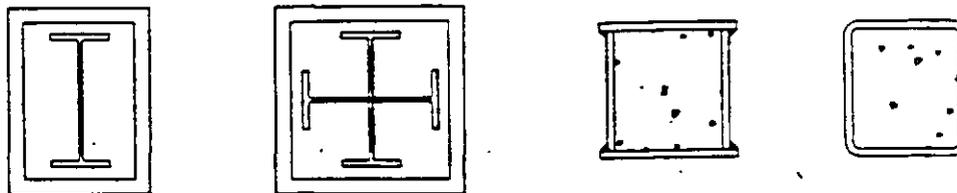
La resistencia de la soldadura que une los conectores con el patin de la viga de acero, será cuando menos, igual a la resistencia del conector.



Soldadura canal-viga de acero

4. Resistencia de conectores de cortante de canal

La resistencia de diseño R_c se determina con las ecuaciones 3.2.1, con $n = 1.4$, y 3.2.2 de la sección 3.2



Miembros de sección transversal I, H o rectangular hueca

$$R_c = \frac{F_y}{(1 + \lambda^{2n} - 0.15^{2n})^{1/n}} A_t F_R < F_y A_t F_y \quad (3.2.1)$$

donde:

F_y y E se sustituyen por los valores modificados F_{my} y E_m

$$F_{my} = F_y + C_1 + F_{yr} \frac{A_r}{A_t} + C_2 f'_c \frac{A_c}{A_t} \quad (3.6.1)$$

$$E_m = E + C_3 E_c \frac{A_c}{A_t} \quad (3.6.2)$$

A_c = Área de concreto

A_t = área del elemento de acero estructural

A_r = Área de las barras de refuerzo longitudinales

E = Módulo de elasticidad del acero

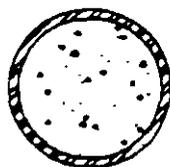
F_y = Esfuerzo de fluencia mínimo especificado del acero o del perfil o sección tubular

f_{yr} = Esfuerzo de fluencia mínimo especificado de las barras de refuerzo longitudinal

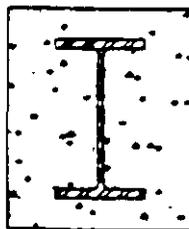
f'_c = Resistencia especificada del concreto en compresión

f^*_c = Resistencia nominal del concreto en compresión = $0.85f'_c$

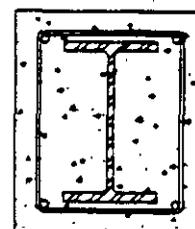
C_1 , C_2 y C_3 son coeficientes numéricos adimensionales, cuyos valores son:



$$C_1 = 1.0, C_2 = 0.85, C_3 = 0.17$$

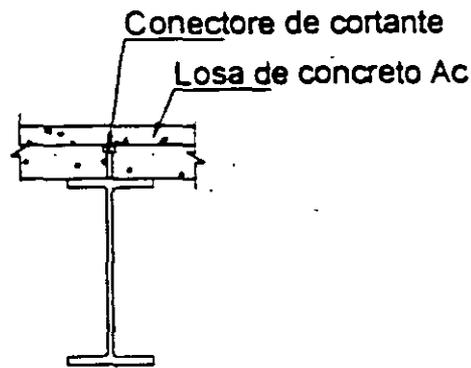


$$C_1 = 0.7, C_2 = 0.6, C_3 = 0.20$$

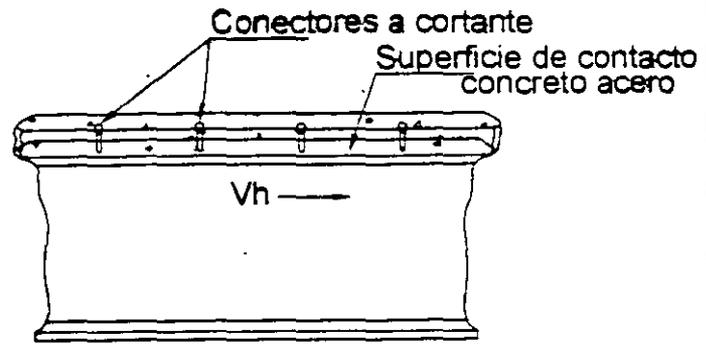


Valores de los coeficientes C_1 , C_2 y C_3

3.6.1.2 Resistencia de diseño de columnas compuestas comprimidas axialmente.



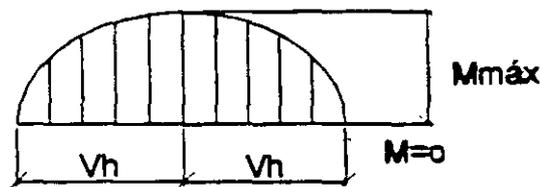
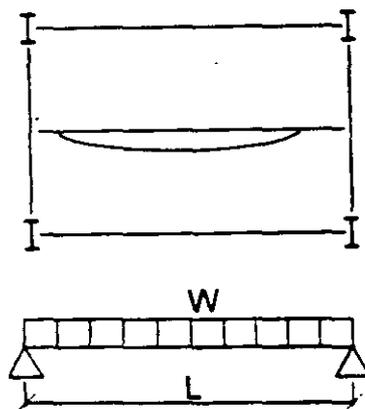
Sección transversal



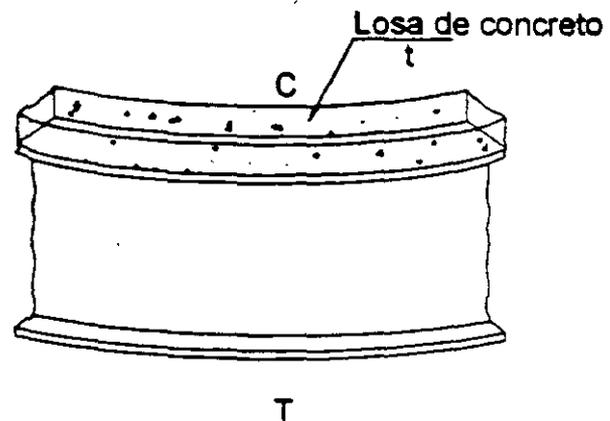
Corte longitudinal

Toda la fuerza cortante horizontal que se desarrolla en la superficie de contacto entre la viga de acero y la losa de concreto debe ser transmitida por los conectores de cortante.

Cuando el concreto trabaja en compresión producida por flexión, la fuerza cortante horizontal que debe ser resistida entre el punto de momento positivo máximo y el punto donde el momento es nulo se toma igual al menor de los valores siguientes:

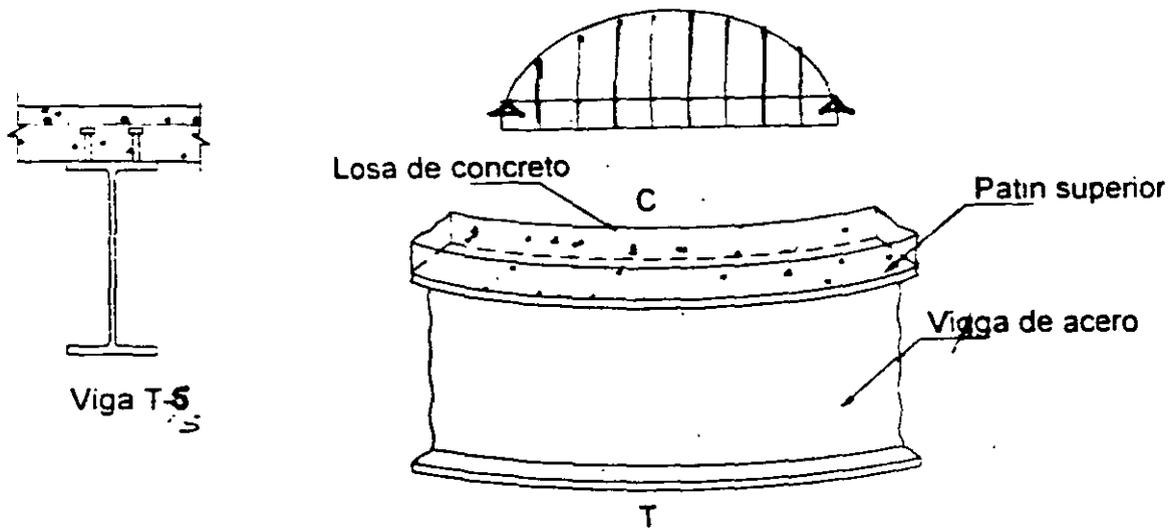


$$V_H = \begin{cases} 0.85 f_c \\ A_s F_y \\ Q_n \end{cases}$$

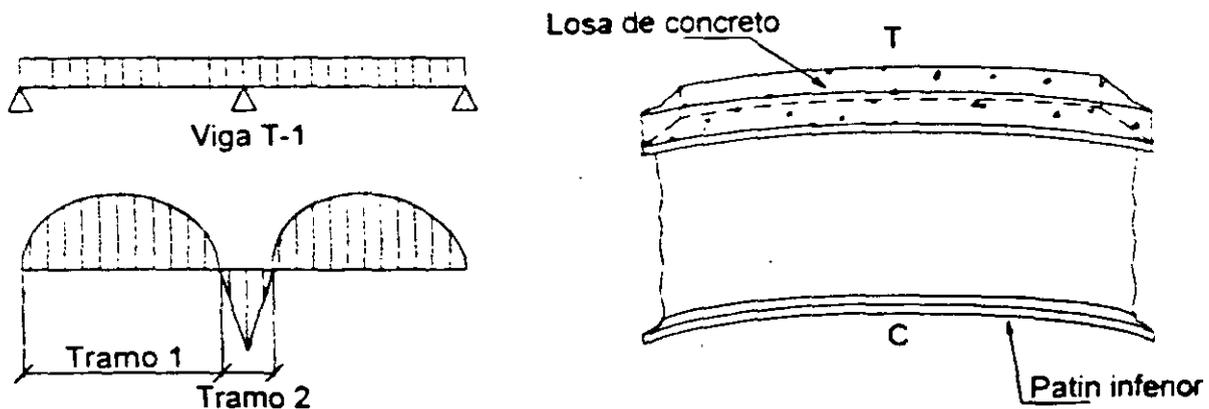


2. Fuerza cortante horizontal
3.6.5 Conectores de cortante

Si el sistema de piso proporciona soporte lateral al patín superior de las vigas, debe tenerse en cuenta que en algunos tramos el patín comprimido es el inferior.



Viga libremente apoyada. El patín en compresión es el superior
Momento flexionante positivo en todo el claro



Viga continua. El patín en compresión es el inferior.
Momentos flexionantes negativos en los apoyos

3.3.2 Resistencia de diseño en flexión
Miembros en los que el pandeo lateral no es crítico

En las expresiones anteriores:

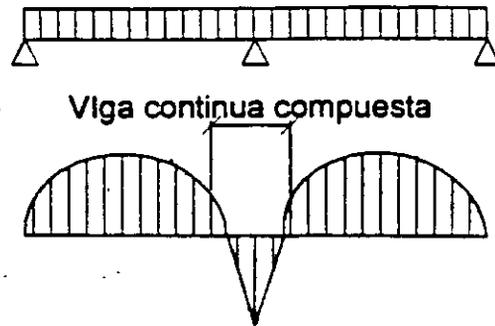
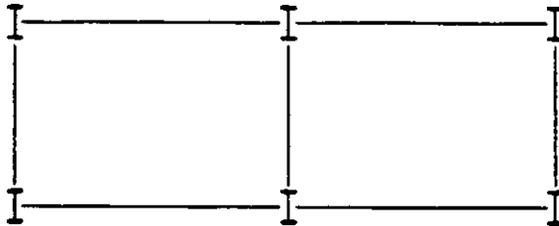
f_c = Resistencia especificada del concreto en compresión

A_c = Área efectiva de la losa de concreto

A_s = Área de la sección transversal del perfil de acero

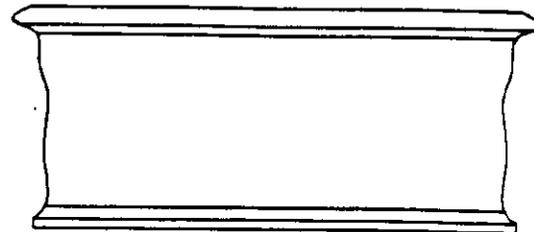
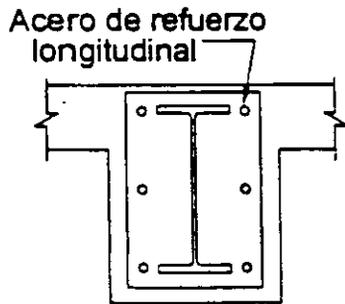
F_y = Esfuerzo de fluencia especificado del acero del perfil

Q_n = Suma de las resistencias nominales de los conectores de cortante colocados entre los puntos de momento máximo positivo y de momento nulo



Fuerza cortante horizontal en vigas continuas

En vigas continuas compuestas en las que el acero de refuerzo longitudinal de las zonas de momento negativo trabaja junto con el perfil de acero, la fuerza cortante horizontal que debe ser resistida entre los puntos de momento negativo máximo y de momento nulo se toma igual al menor de los valores:



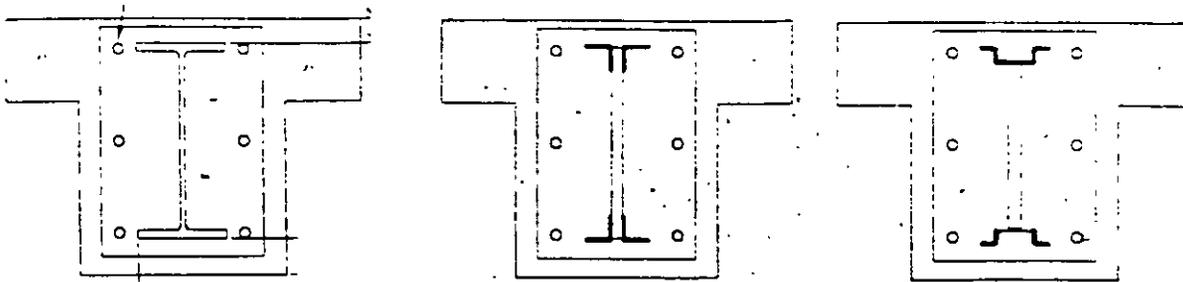
$$V_n \begin{cases} A_r F_{yr} \\ Q_n \end{cases}$$

El Segundo valor es aplicable únicamente a vigas que trabaja en construcción compuesta parcial.

A_r = área de las barras de refuerzo longitudinal en el ancho efectivo de la losa

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

2. Fuerza cortante horizontal 3.6.5 Conectores de cortante (Continuación)



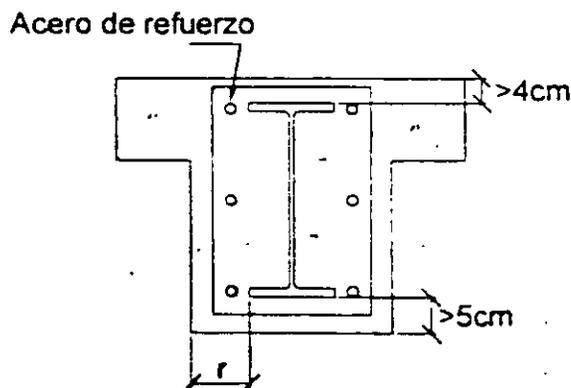
Viga, armadura y joist ahogado por completo en concreto.

Las vigas, armaduras y largueros de alma abierta (joist), ahogados por completo en concreto colado al mismo tiempo que la losa están interconectados con él por adherencia natural, de manera que trabajan en construcción compuesta sin necesidad de conectores de cortante.

Para que esta suposición sea correcta han de cumplirse los requisitos siguientes:

1. Estos elementos no están pintados.
2. El recubrimiento de concreto en los lados y en la parte inferior del elemento de acero debe ser, como mínimo, de 50 mm.
3. El borde superior del elemento de acero, está cuando menos, 40 mm, debajo del borde superior y 50 mm encima del borde inferior de la losa.

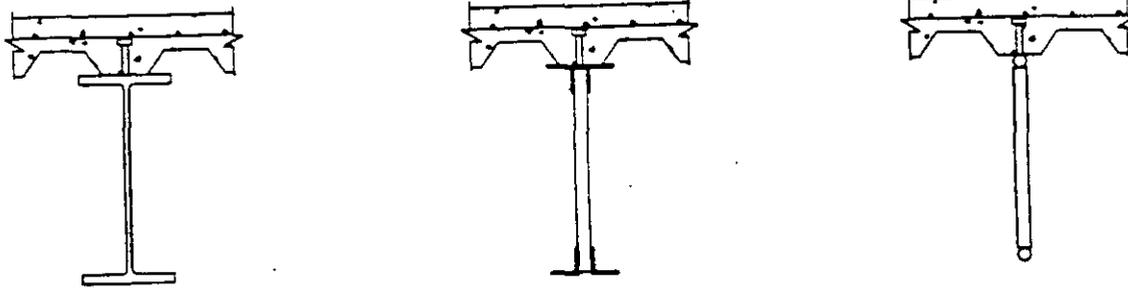
El concreto que rodea al elemento de acero está provisto de una malla u otro acero de refuerzo adecuado para evitar que se desconche.



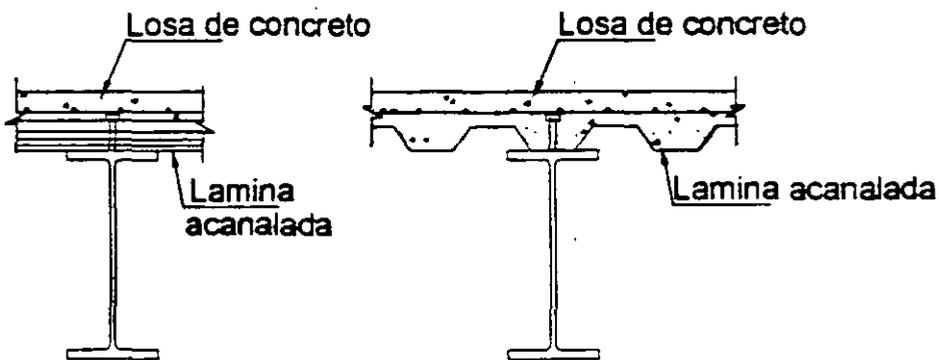
Condiciones que deben cumplir las vigas, armaduras y largueros de alma abierta para que trabajen en construcción compuesta, sin conectores de cortante.

Vigas, armaduras y largueros de alma abierta (joist) ahogados en concreto.

Este artículo se aplica a las siguientes miembros en flexión :

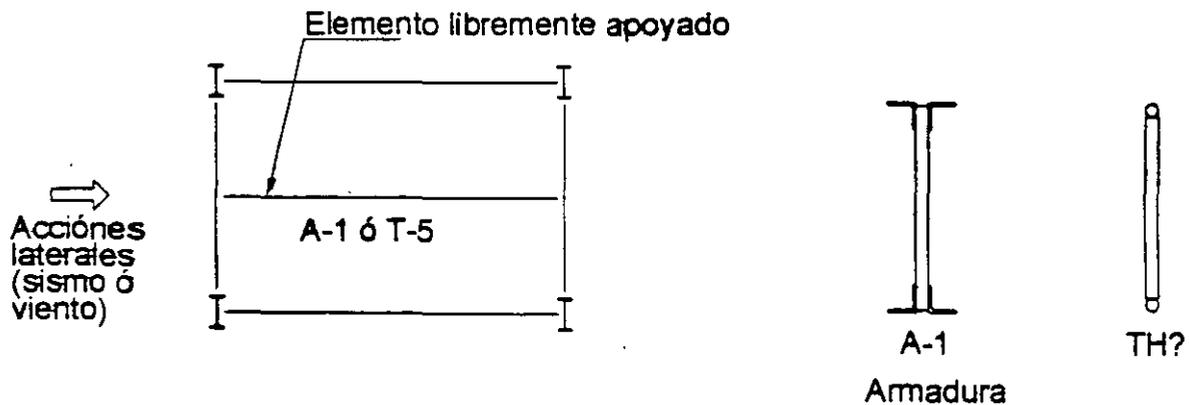


Vigas I, armaduras o largueros de alma abierta que soportan una losa de concreto

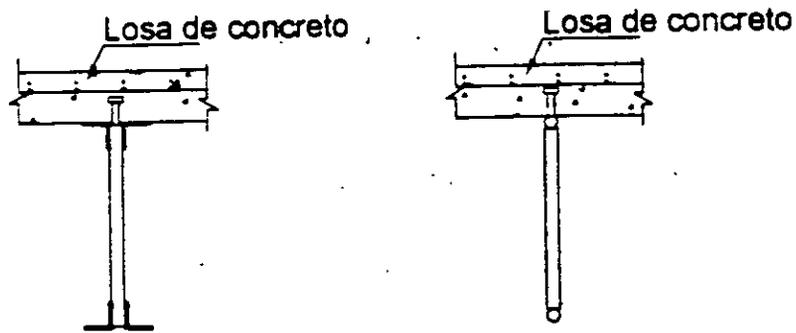


Vigas I con lámina de acero acanalada que soportan una losa de concreto

Las armaduras y largueros de alma abierta compuestos únicamente pueden utilizarse como elementos libremente apoyados. No deben formar parte del sistema resistente a cargas laterales.



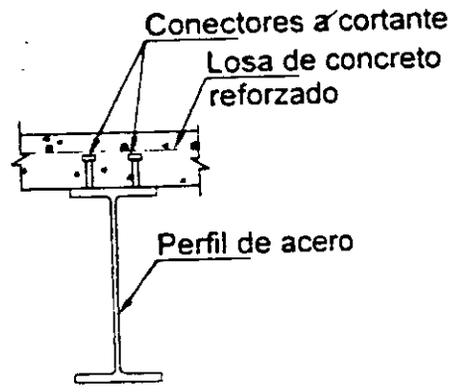
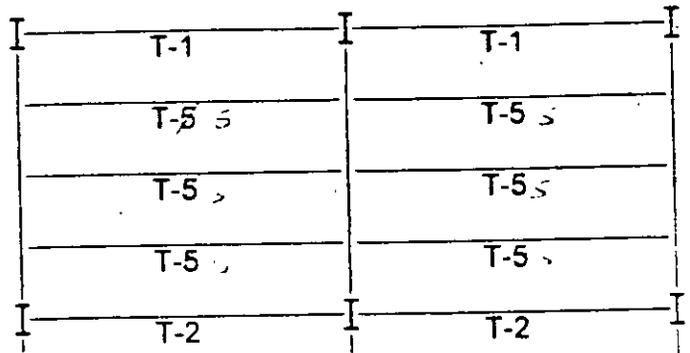
3.6.2 Miembros en flexión.
Alcance



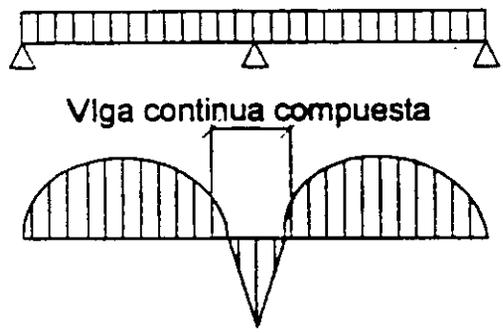
Armadura

Joist

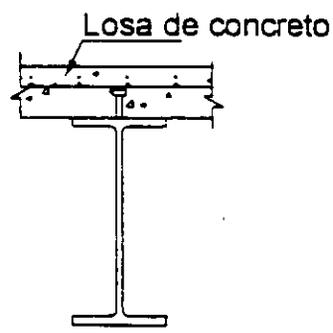
Armaduras y largueros de alma abierta ("joist") que soportan una losa de concreto reforzado



Vigas compuestas libremente apoyadas, unidas a la losa de concreto con conectores de cortante



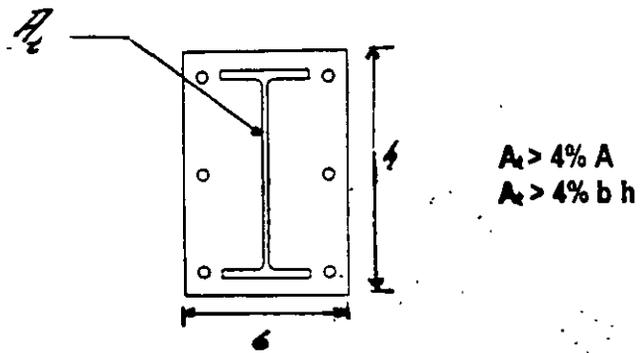
Viga continua compuesta



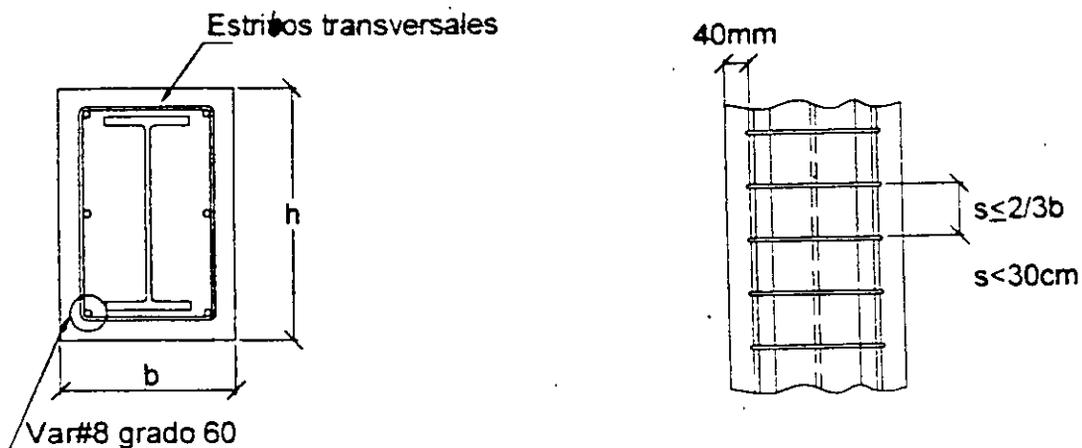
Viga

Vigas compuestas continuas, ligadas a la losa de concreto con conectores de cortante

3.6 Construcción compuesta (Continuación)



Columna compuesta
Perfil IPR, IR o W ahogado en concreto



$A_s \leq 0.09 \text{ cm}^2$ por cada 5 cm de separación entre barras

Requisitos del acero de refuerzo en columnas compuestas

Tabla . Requisitos del concreto

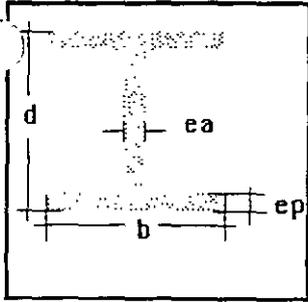
Resistencia a la compresión especificada del concreto f_c (Kg/cm ²)	Peso volumétrico del concreto
$200 (20 \text{ MPa}) < f_c < 550 (54)$	Normal
$f_c > 300$	Ligero

3.6.6.1 Miembros comprimidos.
Limitaciones

A-36 $F_y = 2530 \text{ kg/cm}^2$

IR 250 x 22.3

MOMENTO DE DISEÑO = 3,00 Ton-m



Área	28,40	cm ²
Peso/m	22,30	Kg
I_x	2.880,00	cm ⁴
S_x	227,00	cm ³
r_x	10,10	cm
I_y	122,00	cm ⁴
S_y	23,90	cm ³
r_y	2,07	cm
Z_x	263,00	cm ³
Z_y	37,90	cm ³
J	4,30	cm ⁴
C_a	18.600,00	cm ⁶

MOMENTO RESISTENTE = 3,28 Ton-m

Longitud libre sin arriostrar = 500,00 cm

Longitud máxima sin arriostrar $L_u = 204 \text{ cm}$

b = 10,20 cm

ep = 0,69 cm

d = 25,40 cm

ea = 0,58 cm

$M_1 = 0 \text{ Ton-m}$

Tipo de sección = 1

$M_2 = 3 \text{ Ton-m}$

Mintermedio = 0 Ton-m

Especificaciones del DDF

Ejemplo V-44. Una viga empotrada en un extremo y libre en el otro, de 5 m de claro, debe soportar una carga concentrada de diseño en el extremo libre de 600 kg. Diseñar la viga utilizando un perfil IPR, IR ó W de acero NOM-B-254 (ASTM A36) y las Normas NTC-1995. El diseño en este ejemplo se hará exclusivamente por flexión. El extremo de la viga está soportado lateralmente.

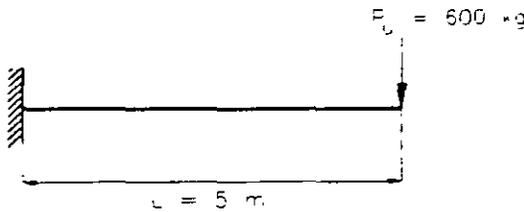


Diagrama de momentos flexionantes (ton-m)

Viga del ejemplo V-44

SOLUCIÓN:

1. Diseño por flexión

La condición que debe cumplirse es la siguiente:

$$M_R \geq M_u$$

Si la sección de la viga es compacta, el módulo de sección plástico necesario Z_x se calcula como:

$$Z_{x\text{ nec}} = \frac{M_u}{\phi_b F_y}$$

donde:

F_R es el factor de reducción de resistencia igual a 0.90 (adimensional), F_y es el esfuerzo de fluencia del acero ($F_y = 2530 \text{ kg/cm}^2$ para acero NOM-B-254 o ASTM A36).

$$Z_x = \frac{3 \times 10^5}{0.90 \times 2530} = 132 \text{ cm}^3$$

Un perfil IPR, IR o W 152x18 (6x12) tiene un $Z_x = 136 \text{ cm}^3$, mayor que $Z_{x\text{ nec}} = 132 \text{ cm}^3$

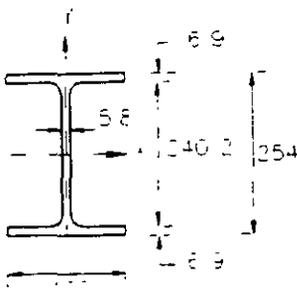
Sin embargo, al efectuar la revisión de este perfil, el momento resistente resultó menor que el momento de diseño, por lo que fue necesario proponer otra sección. La solución es el perfil IPR, IR o W 254x22.3 (10x15) con un $Z_x = 262 \text{ cm}^3$, que se revisa a continuación.

2. Clasificación de la sección.

En la figura siguiente se indican las dimensiones del perfil seleccionado, acotadas en mm.

Relaciones límite ancho/grueso (Tabla 2.3.1. Normas NTC-1995)

Patines:



$$\frac{b_f}{2t_f} = \frac{102}{2 \times 6.9} = 7.4 < \frac{460}{\sqrt{F_y}} = \frac{460}{\sqrt{2530}} = 9.15$$

Alma:

$$\frac{T}{t_w} = \frac{254 - 2 \times 17}{5.8} = 38 < \frac{3500}{\sqrt{F_y}} = \frac{3500}{\sqrt{2530}} = 70$$

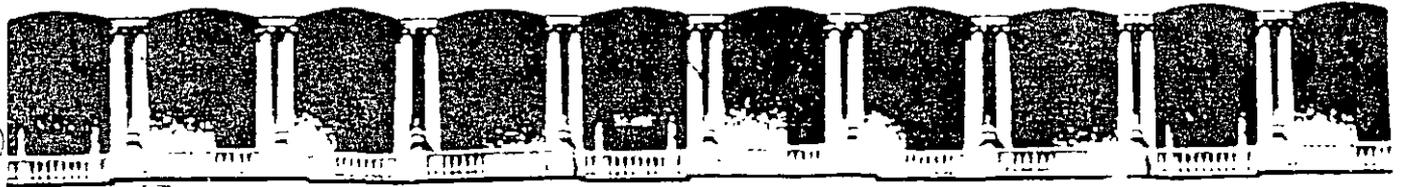
La sección es tipo 1.

Perfil IPR, IR ó W254x22.3(10x15)
Acotaciones en mm

Como primer paso se determina la longitud L_u para saber si el pandeo lateral es o no crítico. L_u se determina con la ecuación (3.3.13) o con la (3.3.15), ambas expresiones son válidas para secciones I o H, laminadas o soldadas.

$$L_u = \frac{\sqrt{2\pi}}{X_u} \sqrt{\frac{E C_a}{GJ}} \sqrt{1 + \sqrt{1 + X_u^2}} \quad (3.3.13)$$

$$L_u = \frac{6.55}{X_u} \frac{d r_y}{t} \sqrt{1 + \sqrt{1 + X_u^2}} \quad (3.3.15)$$



FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA

CURSOS ABIERTOS

CA029 APLICACIÓN DE NORMAS Y ESPECIFICACIONES DE USO EN MÉXICO PARA EL DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE ACERO

Del 23 de junio al 4 de julio del 2003

Tema

Fallas típicas y supervisión de estructuras
de acero

EXPOSITOR: ING. JOSÉ LUIS FLORES RUIZ
PALACIO DE MINERÍA
JULIO DEL 2003

IV.- DISEÑO DE UN SOLO ÁNGULO A TENSIÓN, COMPRESIÓN, FLEXIÓN Y FLEXOCOMPRESIÓN CON EL MÉTODO LRFD.

GENERALIDADES.

En el diseño de ángulos en las nuevas normas tiene mucha importancia la conexión del ángulo ya que si solamente esta conectada un ala del ángulo la resistencia en tensión o compresión difiere de manera importante comparada a que si el ángulo en sus extremos esta sujeta en sus dos alas.

En el caso de ángulos en compresión cuando solo esta sujeta una ala en sus extremos se presenta un fenómeno de flexocompresión biaxial, motivo por el cual se reduce considerablemente la capacidad de un ángulo en estas condiciones de apoyo extremo. A continuación se presentan las Normas del AISC del LRFD - 1999 para el correcto diseño de ángulos aislados.

Es necesario para el diseño de los ángulos en compresión revisar el pandeo local a través del valor λ igual a ancho entre espesor, en ángulos no hay λ_p ya que no hay secciones compactas según el AISC por lo que:

Si $\lambda < \lambda_r$ la sección no es compacta

Si $\lambda > \lambda_r$ la sección es esbelta y se tiene que introducir un factor de reducción Q.

**TABLA DE VALORES DE λ
PARA MIEMBROS DE UN SOLO ÁNGULO EQUIVALENTE A LA
TABLA 6 ADEL AISC - 1999**

Acero	A - 7	A - 36	A - 50
$F_y =$	2320 Kg/cm ²	2533 Kg/cm ²	3519 Kg/cm ²
$E =$	2040730 Kg/cm ²	2040730 Kg/cm ²	2040730 Kg/cm ²
$0.446 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	13.227	12.659	10.740
$0.54 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	16.015	15.327	13.003
$0.910 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	26.988	25.829	21.913

ESPECIFICACIONES PARA EL DISEÑO DE MIEMBROS DE UN SOLO ÁNGULO POR EL FACTOR DE CARGA Y RESISTENCIA.

1.

ALCANCES

Este documento contiene el criterio para el diseño por Factor de Carga y Resistencia (LRFD) para miembros de un solo ángulo rolado en caliente, con lados iguales o desiguales en tensión, cortante, compresión, flexión y para fuerzas combinadas. Es nuestro propósito que sea compatible con el suplemento de Especificaciones de Diseño por el Factor

S_c = módulo de sección elástica de la punta en compresión relacionada al eje de flexión.
 E = módulo de elasticidad

5.1.2.

Para el estado limite de fluencia cuando la punta del lado del ángulo esta en tensión

$$M_n = 1.5 M_y \quad (5-2)$$

Donde:

M_y = momento de fluencia alrededor al eje de flexión.

5.1.3.

Para el estado limite de pandeo con torsional lateral:

Cuando $M_{ob} \leq M_y$

$$M_n = \left[0.92 - 0.17 \frac{M_{ob}}{M_y} \right] M_{ob} \quad (5-3a)$$

Cuando $M_{ob} > M_y$

$$M_n = \left[1.92 - 1.17 \sqrt{\frac{M_{ob}}{M_y}} \right] M_y \leq 1.5 M_y \quad (5-3b)$$

Donde:

M_{ob} = Momento elástico de pandeo con torsional lateral, de la sección 5.2 o 5.3 cuando es aplicable.

5.2.

FLEXIÓN ALREDEDOR DE LOS EJES GEOMETRICOS

5.2.1.

- Miembros de ángulo a la flexión con torsión-lateral restringida a lo largo de su longitud, deberá ser diseñado en base a la flexión del eje geométrico con la resistencia flexionante nominal M_n limitado a lo previsto por las secciones 5.1.1. y 5.1.2.
- Para ángulos de lados iguales si la restricción de la torsión-lateral solo esta en el punto de momento máximo, el momento requerido será limitado hasta $\phi_b M_n$ por la sección 5.1. M_y será calculado usando el modulo de sección del eje geométrico y M_{ob} será sustituido por 1.25 veces M_{ob} calculado desde la ecuación 5-4.

5.2.2.

Miembros de ángulo con lados iguales sin restricción de torsión lateral sujetos a flexión aplicada en uno de los ejes geométricos son permitidas si son diseñadas considerando solamente el eje geométrico flexionante suministrado:

- El momento de fluencia será basado en el uso de 0.80 de el módulo de sección de los ejes geométricos.
- Con compresión máxima en las puntas de los lados del ángulo, la resistencia nominal de flexión M_n será determinada por lo previsto en la sección 5.1.1. y en la sección 5.1.3.

Donde:

a) Flexión en el eje mayor:

La resistencia nominal a la flexión M_n sobre el mayor eje principal será determinado por lo previsto en la sección 5.1.1. y para los lados en compresión en la sección 5.1.3.

Donde

$$M_{ob} = 4.9 \frac{I_z}{I^2} C_b \left[\sqrt{\beta_w^2 + 0.052 \left(\frac{lt}{r_z} \right)^2} + \beta_w \right] \quad (5-6)$$

I_z = momento de inercia en el eje menor principal

r_z = radio de giro para el eje menor principal

$$\beta_w = \left[\frac{1}{I_w} \int A z_0 (w^2 + z^2) dA \right] - 2z_0 \text{ sección especial de propiedades para ángulos con lados desiguales,}$$

donde es positivo para el lado corto en compresión y negativo para el lado mas grande en compresión (véase los comentarios para los valores mas comunes de ángulos de todas las medidas). Si el lado mas grande esta en compresión, en cualquier lugar a lo largo de la dimensión del miembro sin arriostrar, el valor negativo de β_w será usado.

Z_0 = coordenada a lo largo del eje z del centro del corte con respecto al centroide.

I_w = momento de inercia para el eje mayor principal.

b) Eje menor de torsión:

La resistencia nominal de diseño M_n sobre el eje menor principal será determinada por la sección 5.1.1. cuando cuando las puntas de los lados están en compresión y por la sección 5.1.2. cuando las puntas de los lados están en tensión.

6.

COMBINACIÓN DE FUERZAS

La ecuación de interacción será calculada para los ejes principales de flexión cualquiera, por adición de todos los términos máximos de axial y flexión o considerando el sentido de los esfuerzos de flexión y a los puntos de la sección transversal, los términos de flexión están, cualquiera de los dos, agregados o sustraídos para el termino de carga axial.

6.1.

MIEMBROS EN FLEXION Y COMPRESIÓN AXIAL

6.1.1.

La interacción de la flexión y la compresión axial aplicable a lugares específicos sobre la sección transversal será limitada por la ecuación 6-1 a y la ecuación 6-1 b:

Para $\frac{P_u}{\phi P_n} \geq 0.2$

$$\left[\frac{P_u}{\phi P_n} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{uw}}{\phi_b M_{nw}} + \frac{M_{uz}}{\phi_b M_{nz}} \right) \right] \leq 1.0 \quad (6-1a)$$

M_n = resistencia nominal a flexión para tensión o compresión de acuerdo con la sección 5, como sea apropiado. Use el modulo de sección para lugares específicos en la sección transversal y considere el tipo de esfuerzo.

$\phi = \phi_t$ = factor de resistencia para la tensión = 0.90

ϕ_b = factor de resistencia para la flexión = 0.90

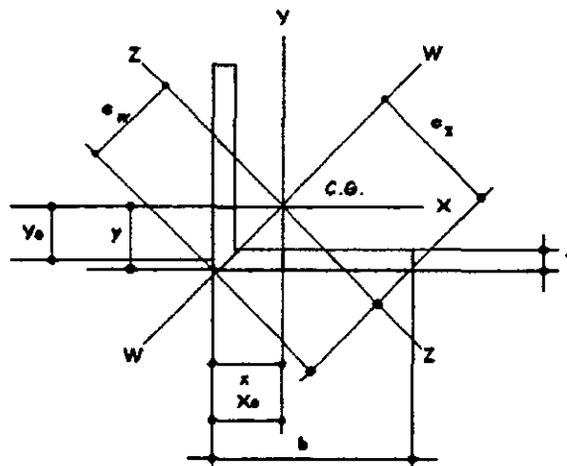
Para miembros sujetos a la flexión sobre los ejes geométricos, la evaluación de la resistencia requerida a la flexión será de acuerdo a las secciones 6.1.2. y 6.1.3.

Los efectos de segundo orden debido a la tensión axial y la interacción de la flexión están permitidos y son considerados en la determinación de M_n para su uso en las formulas 6-1a y 6-1b. En lugar de usar las formulas 6-1a y 6-1b se permite un análisis mas detallado de la interacción de la flexión y la tensión.

β_w VALORES PARA ÁNGULOS		
Tamaño del ángulo (in)	β_w (in)*	β_w (mm)*
9 x 4	6.54	166.11
8 x 6	3.31	84.07
8 x 4	5.48	139.17
7 x 4	4.37	110.99
6 x 4	3.14	79.76
6 x 3.5	3.69	93.73
5 x 3.5	2.40	60.96
5 x 3	2.99	75.94
4 x 3.5	0.87	22.10
4 x 3	1.65	41.91
3.5 x 3	0.87	22.10
3.5 x 2.5	1.62	41.15
3 x 2.5	0.86	21.84
3 x 2	1.56	39.62
2.5 x 2	0.85	21.59
Piernas iguales	0.00	0.0

* Tiene positivo o el valor negativo que dependen de la dirección de doblar (vea la figura C5.4)

EJEMPLO. Diseñar la capacidad de carga de un ángulo de lados iguales de $1\frac{1}{2}$ " x $\frac{1}{4}$ " de acero A-36. W y Z son los ejes principales que nos dan el menor y mayor radio de giro. Se propone para efectos de diseño una distancia de 1.00 m.



Ver tabla 1 de propiedades del MANUAL IMCA para ángulos de lados iguales.

$$F_{cr} = \left(\frac{0.877}{(1.53)^2} \right) \times 2530 = 947.84 \text{ Kg/cm}^2$$

Según ecuación (4-2) de las especificaciones.

El diseño de miembros con resistencia a la compresión será:

$$\phi_c P_n = 0.9 F_{cr} A_g$$

Según sección 4, compresión

$$\phi_c P_n = 0.9 \times 947.84 \times 4.4 = 3753.44 \text{ Kg. Pandeo flexionante}$$

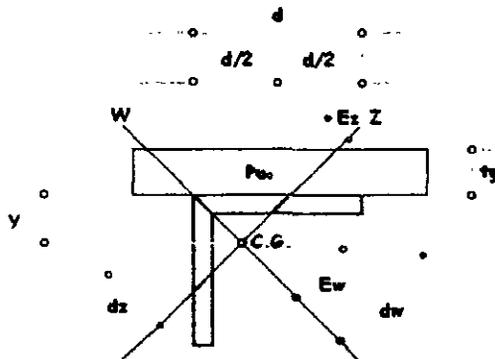
$\phi_c = 0.9$ se considera este valor solo en ángulos.

Nota: si se conectan las dos alas de el ángulo solo se requiere calcular hasta aquí.

Si solo se conecta una ala de el ángulo se hace necesario calcular lo siguiente:

FLEXOCOMPRESIÓN BIAXIAL, SECCIÓN 6.1.1

EL MOMENTO DEBIDO A LA EXCENTRICIDAD DE LA PLACA.



CALCULO DE LOS VALORES DE LAS DISTANCIAS GEOMÉTRICAS.

$$Dw = 0.7071(d) = 0.7071 \times 3.81 = 2.694 \text{ cm}$$

$$dz = \bar{y}\sqrt{2} = 1.19\sqrt{2} = 1.682 \text{ cm}$$

$$Ew = \frac{0.7071}{2}(Lg + tg) = \frac{0.7071}{2}(3.81 + 0.635) = 1.571 \text{ cm}$$

$$Ez = y\sqrt{2} - \frac{0.7071}{2}(d - tg) = 1.19\sqrt{2} - \frac{0.7071}{2}(3.81 - 0.635) = 0.56 \text{ cm}$$

De manera práctica suponemos, que el área de la placa que soporta el ángulo, debe de tener por lo menos la misma área de el ángulo y que debemos dejar, para efectos de la soldadura, que une la placa y el ángulo, un centímetro entre el borde de el ángulo y el borde de la placa, como se deduce de el siguiente diagrama:

$$Muz = B_1 Mntz$$

$$B_1 = \frac{Cm}{\left[1 - \frac{Pu}{Pez} \right]}$$

$$Mntz = EzxPu$$

$$Muz = B_1 Mntz = \left[\frac{Cm}{\left(1 - \frac{Pu}{Pez} \right)} \right] EzxPu; Cm = 1.0$$

Según ecuación (6-2) de las especificaciones.

$$\lambda_c = \frac{KL}{r\pi} \sqrt{\frac{Fy}{E}}$$

$$Pez = \frac{AgFy}{\lambda_c^2}$$

$$\lambda_c^2 = \left(\frac{KL}{r,\pi} \right)^2 \frac{Fy}{E}$$

$$\lambda_c^2 = \left(\frac{KL}{r,\pi} \right)^2 \frac{Fy}{E} = \left(\frac{1 \times 100}{0.73 \times \pi} \right)^2 \times \frac{2,530}{2'040,000} = 2.358$$

$$Pez = \frac{AgFy}{\lambda_c^2}$$

$$Pez = \frac{4.4 \times 2,530}{2.358} = 4,720.94 \text{ Kg}$$

Para el eje w

$$Muw = B_1 Mntw + B_2 Mlw$$

$$B_2 Mlw = 0$$

$$Muw = B_1 Mntw$$

$$B_1 = \frac{Cm}{\left[1 - \frac{Pu}{Pew} \right]}$$

$$Mntw = EwxPu$$

$$S_{cz} = \frac{I_z}{dz} = \frac{2.49}{1.6829} = 1.4796 \text{ cm}^3$$

Calculando M_{yz} para el eje z

$$M_{yz} = F_y S_{cz} = 2530 \times 1.4796 = 3743.39 \text{ Kg-cm}$$

Calculando S_{cw} para el eje w

$$S_{cw} = \frac{I_w}{dw} = \frac{8.74}{2.694} = 3.244 \text{ cm}^3$$

Calculando M_{yw} para el eje w

$$M_{yw} = F_y S_{cw} = 2530 \times 3.244 = 8207.32 \text{ Kg-cm}$$

SEGÚN SECCIÓN 5.3 FLEXIÓN ALREDEDOR DE LOS EJES PRINCIPALES

$$M_{ob} = C_b \frac{0.46Eb^2t^2}{L}$$

Según la ecuación (5.5) de las especificaciones.

$C_b = 1.0$ Conservadoramente

Aplicando la ecuación (5-5) de las especificaciones

$$M_{ob} = 1.0 \left(\frac{0.46 \times 2040730 \times (3.81)^2 \times (0.635)^2}{100} \right) = 54946.59 \text{ Kg-cm}$$

SEGÚN SECCIÓN 5.1.3 PARA EL ESTADO LIMITE DE PANDEO CON TORSIONAL LATERAL.

Cuando $M_{ob} \leq M_y$

$$M_n = \left[0.92 - 0.17 \left(\frac{M_{ob}}{M_y} \right) \right] M_{ob}$$

Según ecuación (5.3a) de las especificaciones

Cuando $M_{ob} > M_y$

$$M_n = \left[1.92 - 1.17 \sqrt{\frac{M_y}{M_{ob}}} \right] M_y \leq 1.5M_y$$

Según ecuación (5-3b) de las especificaciones.

Se hacen nominales los momentos en los dos ejes principales.

$$M_{nz} = 1.5 M_{yz} = 1.5 \times 3743.39 = 5615.08 \text{ Kg-cm}$$

$$\phi_c = 0.9$$

$$M_{nz} = 5615.08 \text{ Kg-cm}$$

$$M_{nw} = 12046.82 \text{ Kg-cm}$$

Sustituimos los valores y proponemos un valor de P_u para que se cumpla la igualdad

$$\frac{2050}{3753.44} + \frac{8}{9} \left[\frac{0.560 \times 2050 (1.0)}{0.9 \times 5615.08 \left(1 - \frac{2050}{4720.94}\right)} + \frac{1.571 \times 2050 (1.0)}{0.9 \times 12046.82 \left(1 - \frac{2050}{17863.20}\right)} \right] = 1$$

Hay que proponer P_u para que nos de $l = 1$ por tanteos

Sustituyendo

$$P_u = 2050 = 1.00$$

$$\frac{P_u}{\phi P_n} = \frac{2050}{3753.44} = 0.54 > 0.2 \quad \text{Supuesto}$$

$$P_u = 2050 \text{ Kg}$$

TABLA 5 DE VALORES DE DISTANCIAS GEOMETRICAS DE dw, dz, Ew, Ez y tg

Designación		tg		EJE W - W		EJE Z - Z	
tamaño y espesor t		cm	in.	dw	Ew	dz	Ez
mm x mm	in. x in.			cm	cm	cm	cm
19 x 3	3/4 x 1/8	0.318	1/8"	1.344	0.560	0.821	0.783
19 x 5	3/4 x 3/16	0.476	3/16"	1.344	0.841	0.933	0.428
22 x 3	7/8 x 1/8	0.318	1/8"	1.555	0.891	0.933	0.266
22 x 5	7/8 x 3/16	0.476	3/16"	1.555	0.947	1.047	0.436
25 x 3	1 x 1/8	0.476	3/16"	1.767	1.053	1.074	0.357
25 x 5	1 x 3/16	0.635	1/4"	1.767	1.110	1.145	0.484
25 x 6	1 x 1/4	0.635	1/4"	1.767	1.110	1.216	0.555
32 x 3	1 1/4 x 1/8	0.476	3/16"	2.262	1.301	1.258	0.293
32 x 5	1 1/4 x 3/16	0.635	1/4"	2.262	1.357	1.371	0.462
32 x 6	1 1/4 x 1/4	0.794	5/16"	2.262	1.413	1.442	0.59
38 x 3	1 1/2 x 1/8	0.476	3/16"	2.686	1.513	1.513	0.336
38 x 5	1 1/2 x 3/16	0.635	1/4"	2.686	1.569	1.583	0.462
38 x 6	1 1/2 x 1/4	0.794	5/16"	2.686	1.626	1.682	0.617
38 x 8	1 1/2 x 5/16	0.953	3/8"	2.686	1.682	1.753	0.745
38 x 10	1 1/2 x 3/8	1.111	7/16"	2.686	1.738	1.838	0.886
44 x 3	1 3/4 x 1/8	0.476	3/16"	3.111	1.726	1.725	0.335
44 x 5	1 3/4 x 3/16	0.635	1/4"	3.111	1.782	1.838	0.505
44 x 6	1 3/4 x 1/4	0.953	3/8"	3.111	1.894	1.909	0.688
44 x 8	1 3/4 x 5/16	1.111	7/16"	3.111	1.950	1.979	0.814
51 x 3	2 x 1/8	0.476	3/16"	3.606	1.973	1.979	0.342
51 x 5	2 x 3/16	0.794	5/16"	3.606	2.086	2.050	0.525
51 x 6	2 x 1/4	0.953	3/8"	3.606	2.142	2.121	0.652
51 x 8	2 x 5/16	1.270	1/2"	3.606	2.254	2.192	0.836
51 x 10	2 x 3/8	1.270	1/2"	3.606	2.254	2.305	0.949
64 x 4	2 1/2 x 5/32	0.635	1/4"	4.525	2.49	2.446	0.405
64 x 5	2 1/2 x 3/16	0.794	5/16"	4.525	2.546	2.474	0.489
64 x 6	2 1/2 x 1/4	0.953	3/8"	4.525	2.602	2.587	0.658
64 x 8	2 1/2 x 5/16	1.270	1/2"	4.525	2.715	2.658	0.841
64 x 10	2 1/2 x 3/8	1.429	9/16"	4.525	2.771	2.729	0.969
76 x 6	3 x 1/4	1.111	7/16"	5.373	3.083	3.012	0.714
76 x 8	3 x 5/16	1.270	1/2"	5.373	3.139	3.125	0.884
76 x 10	3 x 3/8	1.429	9/16"	5.373	3.196	3.196	1.011
76 x 11	3 x 7/16	1.746	11/16"	5.373	3.308	3.266	1.193
76 x 13	3 x 1/2	1.905	3/4"	5.373	3.364	3.337	1.32
76 x 16	3 x 5/8	2.222	7/8"	5.373	3.447	3.521	1.617

TABLA 3 PARA VALORES DE Q FACTOR DE REDUCCION PARA PANDEO LOCAL

Designación tamaño y espesor t		A-7	A-36	A-50
mm x mm	in. x in.	Q	Q	Q
76 x 6	3 x 1/4	1.00	1.00	0.94
76 x 8	3 x 5/16	1.00	1.00	1.00
76 x 10	3 x 3/8	1.00	1.00	1.00
76 x 11	3 x 7/16	1.00	1.00	1.00
76 x 13	3 x 1/2	1.00	1.00	1.00
76 x 16	3 x 5/8	1.00	1.00	1.00
89 x 5	3 1/2 x 3/16	0.88	0.86	0.78
89 x 6	3 1/2 x 1/4	0.96	0.94	0.87
89 x 8	3 1/2 x 5/16	1.00	1.00	0.98
89 x 10	3 1/2 x 3/8	1.00	1.00	1.00
89 x 13	3 1/2 x 1/2	1.00	1.00	1.00
102 x 6	4 x 1/4	0.90	0.88	0.80
102 x 8	4 x 5/16	1.00	0.99	0.94
102 x 10	4 x 3/8	1.00	1.00	1.00
102 x 11	4 x 7/16	1.00	1.00	1.00
102 x 13	4 x 1/2	1.00	1.00	1.00
102 x 16	4 x 5/8	1.00	1.00	1.00
102 x 19	4 x 3/4	1.00	1.00	1.00
152 x 10	6 x 3/8	0.95	0.94	0.86
152 x 11	6 x 7/16	0.98	0.97	0.90
152 x 13	6 x 1/2	1.00	1.00	0.97
152 x 14	6 x 9/16	1.00	1.00	0.99
152 x 16	6 x 5/8	1.00	1.00	1.00
152 x 19	6 x 3/4	1.00	1.00	1.00
152 x 22	6 x 7/8	1.00	1.00	1.00
152 x 25	6 x 1	1.00	1.00	1.00

LI
ANGULO DE LADOS IGUALES
PROPIEDADES

