

139



**Universidad Nacional Autónoma  
de México**

**Facultad de Ingeniería**

**PROBLEMAS TÍPICOS DEL DISEÑO DE ESTRUCTURAS  
DE ACERO RESUELTOS POR EL MÉTODO DE ESTADOS  
LÍMITE**

**Tesis Profesional**

para obtener el Título de  
**INGENIERO CIVIL**

p r e s e n t a

**OMAR SALEH CAMBEROS**

**México, D. F.**

**1988**



Universidad Nacional  
Autónoma de México



## **UNAM – Dirección General de Bibliotecas Tesis Digitales Restricciones de uso**

### **DERECHOS RESERVADOS © PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL**

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

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

## I N D I C E

	Página
I - Introducción .....	1
II - Conexiones .....	13
III - Miembros en Tensión .....	42
IV - Miembros en Compresión .....	49
V - Miembros en Flexión .....	66
VI - Miembros en Flexocompresión .....	80
VII - Conclusiones .....	84
APENDICE - Referencias .....	87

## **I.- INTRODUCCION .**

## I.- INTRODUCCION.

### I.1- Antecedentes históricos.

En todas las construcciones hechas por el hombre, han estado siempre presentes estructuras de uno u otro tipo. Sin embargo, la aplicación de métodos cuantitativos al diseño estructural es relativamente reciente. Solo desde hace poco más de un siglo se han diseñado estructuras revisando en forma más o menos completa los esfuerzos en sus miembros.

Antiguamente, las construcciones se proyectaban con bases empíricas exclusivamente, a partir de la experiencia obtenida en construcciones anteriores y de la intuición basada en la observación de la naturaleza.

En los primeros siglos de nuestra era, los intentos de sistematización del proceso de diseño condujeron al establecimiento de reglas geométricas que debían aplicarse para determinados materiales y elementos estructurales, con el fin de asegurar su estabilidad. Esta manera de proceder prevaleció hasta la época del Renacimiento, cuando el método experimental se popularizó y se comenzó a realizar experimentos, para deducir de ellos reglas prácticas de validez general. Como ejemplos pueden citarse los traba-

jos de Galileo Galilei y de Leonardo Da Vinci, quienes llevaron a cabo experimentos para determinar la resistencia de cables y barras, aunque no desarrollaron teorías adecuadas para explicar los resultados de sus pruebas. Tales teorías vinieron mucho más tarde, y su incorporación a los procedimientos de diseño ha sido muy lenta.

A principios del siglo pasado, cuando los conceptos de resistencia de materiales estaban ya muy avanzados, el desarrollo de la teoría de la elasticidad generó la tendencia a calcular los esfuerzos en las distintas partes de las estructuras con dicha teoría, y a tratar de limitarlos a ciertas fracciones de la resistencia de los materiales. Este procedimiento se ha usado tradicionalmente desde entonces, y sigue siendo empleado en la actualidad.

Durante la década de 1950-60, habiéndose reconocido las limitaciones de los métodos elásticos, se hicieron esfuerzos para desarrollar otros que estuvieran basados en el comportamiento inelástico de los materiales, dando como resultado los métodos de análisis plástico. Estos métodos permiten determinar la resistencia máxima de las estructuras que fallan dúctilmente, al formarse un número de articulaciones plásticas suficiente para convertir a la estructura en un mecanismo sin capacidad para resistir cargas. Sin embargo, los métodos de análisis plás-

tico han perdido popularidad debido a la proliferación de las computadoras digitales, y a la facilidad con que permiten resolver estructuras usando los métodos de análisis elástico.

En los últimos <sup>años</sup>, con la intención de mejorar la metodología del diseño, diversos códigos y reglamentos de construcción han adoptado procedimientos de dimensionamiento basados en el criterio de Estados Límite, según el cual, una estructura o parte de ella deja de ser útil cuando alcanza un estado, llamado estado límite, en que deja de cumplir la función para la cual fue diseñada. Este criterio hace un planteamiento más claro de los objetivos del proceso de diseño, y permite incorporar consideraciones probabilistas para el tratamiento de las incertidumbres inherentes al diseño estructural.

El procedimiento para dimensionar de acuerdo con los conceptos de estados límite se conoce como Diseño por Resistencia Última, y consiste en dimensionar los elementos estructurales de manera que tengan una resistencia determinada. Las fuerzas y momentos producidos por las cargas a que están sujetas las estructuras se calculan, en general, con métodos elásticos. Las resistencias de los miembros, por otra parte, se determinan tomando en cuenta el comportamiento inelástico de los materiales.

El diseño por resistencia última es cada vez más común. El Instituto Americano de la Construcción en A-

cero (AISC) lo ha adoptado en sus especificaciones de 1986 (Load and Resistance Factor Design Specification for Structural Steel Buildings), en las cuales se basa el presente trabajo, y cuyos aspectos sobresalientes se comentan a continuación.

## I.2- Las especificaciones AISC 1986.

En 1986 el AISC puso en vigor sus especificaciones para el diseño por estados límite, como alternativa a las publicadas en 1978, que se basan en el criterio de esfuerzos admisibles.

La formulación de estas normas se ha hecho a partir de: (1) Un modelo probabilístico para la determinación de los factores de carga y de resistencia, (2) La calibración del método contra las especificaciones de 1978, y (3) La evaluación de los criterios resultantes, a la luz de las experiencias con construcciones anteriores.

Se consideran estados límite de dos tipos:

- a) Estados Límite de Falla.- Que corresponden al agotamiento definitivo de la capacidad de carga de una estructura o de cualquiera de sus partes.
- b) Estados Límite de Servicio.- Que se relacionan con situaciones que afectan el correcto funcionamiento de las estructuras sin disminuir su capacidad para soportar cargas.



La revisión de los estados límite de falla consiste en comprobar que se cumpla la siguiente desigualdad:

$$\sum \gamma Q_n \leq \phi R_n$$

es decir que, para cada elemento de una estructura, debe verificarse que las fuerzas internas de diseño sean menores o iguales que las resistencias de diseño. Las primeras resultan de multiplicar los elementos mecánicos obtenidos del análisis estructural ( $Q_n$ ) por factores de carga ( $\gamma$ ), y las segundas se obtienen multiplicando las resistencias nominales ( $R_n$ ) por factores reductivos de resistencia ( $\phi$ ).

La confiabilidad de una estructura depende tanto de los factores de carga como de los de resistencia que para ella se estipulen.

Los factores de carga toman en cuenta la incertidumbre relativa a las cargas reales a que están sujetas las estructuras, y a la exactitud de los métodos de cálculo. Los factores de reducción de resistencia toman en cuenta los siguientes aspectos:

- a) La variabilidad de la resistencia de los materiales.
- b) Posibles variaciones en las dimensiones geométricas de los miembros.
- c) El tipo de falla, y sus consecuencias.

Las combinaciones de diseño y los factores de carga que estipula el AISC son los siguientes:

1.4 D

1.2 D + 1.6 L

1.2 D + 0.5 L + 1.5 E

1.2 D + 0.5 L + 1.3 W

0.9 D + 1.3 W

donde :

D = Carga muerta

L = Carga viva

E = Acción debida a sismo

W = Acción debida a viento

Como puede verse, el AISC especifica un factor de carga diferente para cada una de las acciones en una misma combinación. Esto da como resultado una confiabilidad más uniforme, pues se asignan factores de carga mayores a las acciones con un mayor grado de incertidumbre en su evaluación; perdiéndose, sin embargo, la simplicidad que representa el utilizar un solo factor de carga por combinación.

Por otra parte, el AISC prescribe también factores de reducción de resistencia para los distintos elementos estructurales y diversos estados límite. A continuación se listan los casos más comunes.

Factor de ReducciónAplicación $\phi$ 

- |      |  |
|------|--|
| 1.00 | - Fluencia local ante cargas concentradas.   |
| 0.90 | - Flexión y cortante en vigas.<br>- Fluencia de miembros en tensión.<br>- Pandeo local en patines.   |
| 0.85 | - Compresión en columnas.  |
| 0.75 | - Fractura de miembros en tensión.<br>- Tensión en tornillos y remaches.<br>- Cortante en soldaduras de penetración incompleta.<br>- Soldaduras de filete (esfuerzos en el área efectiva). |
| 0.65 | - Cortante en tornillos (excepto A-307).   |
| 0.60 | - Cortante en tornillos A-307 .  |

Las resistencias de diseño se relacionan siempre con un estado límite específico, por lo que puede hablarse de tantas resistencias como estados límite de falla puedan presentarse. Para un miembro en tensión, por ejemplo, interesa conocer las resistencias asociadas con dos estados límite de falla : el de fluencia, y el de fractura.

Las especificaciones AISC 1986 permiten tanto el análisis elástico como el plástico, siempre y cuando se observen las disposiciones específicas para cada uno de ellos.

En vigas continuas y marcos rígidos analizados por métodos elásticos se permite la redistribución de momentos, a condición de que ningún momento se reduzca más de 10 %. De esta manera se corrige la incongruencia que proviene de analizar las estructuras sin considerar la redistribución inelástica de efectos internos.

Para fines de diseño, el AISC clasifica los perfiles de acero en tres categorías :

- 1) Secciones Compactas .- Capaces de desarrollar una distribución plástica de esfuerzos, sin que se presente pandeo local.
- 2) Secciones No Compactas.- Sus elementos en compresión pueden desarrollar

el esfuerzo de fluencia antes de que ocurra el pandeo local.

### 3) Secciones con Ele-

mentos Esbeltos.- Aquellas cuyos elementos en compresión se pandean antes de alcanzar el esfuerzo de fluencia.

Para que una sección califique como compacta, sus patines deben estar unidos con el alma o almas en forma continua, y las relaciones ancho/grueso de sus elementos en compresión no deben exceder ciertos valores límite especificados. Esta definición es más lógica que la de las normas de 1978 pues, de acuerdo con lo anterior, el que una sección sea o no compacta depende exclusivamente de sus propiedades intrínsecas, y no de condiciones particulares de diseño.

El diseño de vigas se basa en las ecuaciones generales para el cálculo del momento crítico de pandeo. Este procedimiento, aunque más apropiado, resulta también más laborioso que el diseño por esfuerzos permisibles.

El problema del pandeo lateral de vigas debe abordarse de dos maneras distintas, según que se recurra al análisis elástico o al análisis plástico. En diseños basados en un análisis elástico, es posible elegir entre una gama de posibles soluciones que van desde vigas muy ligeras, contraventadas en puntos cercanos unos de otros, hasta vigas pesadas con poco o ningún contraventeo. En estructuras analizadas plásticamente, las con-

diciones son diferentes, pues en las zonas en que se forman las articulaciones plásticas no hay más que una alternativa: proporcionar el contraventeo lateral necesario para evitar que ocurra el colapso por pandeo lateral antes de que aparezcan las articulaciones requeridas.

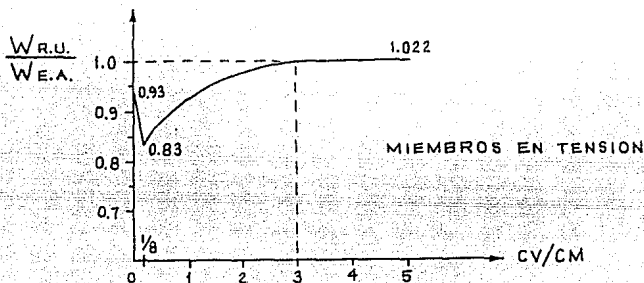
En lo referente al diseño de miembros en compresión, las normas AISC 1986 no introducen cambios significativos. La fórmula para calcular la resistencia de columnas cortas es una ecuación exponencial ajustada a resultados experimentales y calibrada con las disposiciones de 1978. La resistencia de columnas que fallan por pandeo elástico se calcula empleando la ecuación de Euler sin mayores modificaciones.

En resumen, las expresiones que el AISC prescribe para el cálculo de resistencias son, en la mayoría de los casos, las mismas fórmulas que se utilizan en el diseño por esfuerzos admisibles, pero expresadas en términos de estados límite, es decir, vueltas a su forma original.

Para la formulación de las normas AISC 1986 se ha utilizado la experiencia en el comportamiento de las estructuras diseñadas con los criterios tradicionales. En efecto, como ya se ha mencionado, las especificaciones AISC de 1978 fueron usadas como patrón para calibrar las normas de diseño por estados límite. De ahí

que estas últimas no proporcionarán diseños radicalmente diferentes.

No obstante, las especificaciones AISC 1986 proporcionan, en general, diseños más económicos que los obtenidos siguiendo el criterio de esfuerzos admisibles. Esto se ilustra en la siguiente figura



La gráfica (tomada de la ref. 6) corresponde al diseño de miembros en tensión, y en ella se muestra la relación entre el peso que resulta del diseño por resistencia, y el que arroja el diseño por esfuerzos admisibles. En esta figura, el peso relativo está dado como función de la relación carga viva/carga muerta. Cuando este cociente es menor que 3, el diseño por estados límite resulta más económico. Se obtienen diseños idénticos cuando la relación carga viva / carga muerta es igual a 3, por ser ese valor el que se seleccionó como base para la calibración.

En la referencia 6 se muestran gráficas simila-

res para vigas y columnas.

Los capítulos siguientes contienen una serie de problemas de dimensionamiento resueltos de acuerdo con las especificaciones AISC de 1986.

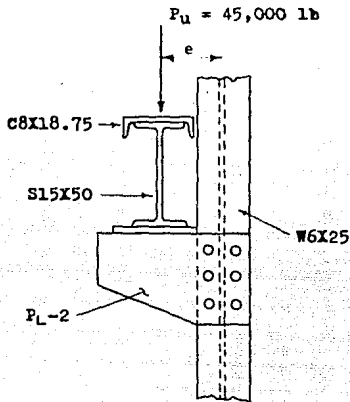
Dichos problemas se han elaborado esperando que sirvan como ayuda didáctica, por lo que algunos de ellos aparecen muy simplificados.



## II.- CONEXIONES .

PROBLEMA No. 1

Determinar el número de tornillos A-325 para la conexión mostrada. Calcular el espesor de las placas  $P_L-2$  de acero A-36.

1) Datos geométricos.

- $g = 3\frac{1}{2} \text{ in}$
- El diámetro de los tornillos es  $\frac{3}{4} \text{ in}$ .
- La separación de los tornillos es  $3 \text{ in}$ .
- Cálculo de la excentricidad:
  - $e = \text{medio patín} + \text{holgura} + \text{medio canal}$
  - $e = 3\frac{1}{16} + \frac{1}{2} + 4 = 7.562 \text{ in}$
- Los agujeros de las placas  $P_L-2$  serán estándar.

Ref. 1  
pag.1-36

2) Carga última.

La carga factorizada es:  $P_u = 45,000 \text{ lb}$

3) Resistencia de diseño de los tornillos.

- Al cortante simple:

$$\phi R_v = 0.65 (54,000)(0.4418) = 15,500 \text{ lb}$$

- Al aplastamiento: (suponiendo  $P_L-2 \geq 5/16"$ )

$$\phi R_p = 0.75 (2.4)(3/4)(5/16)(58,000) = 24,500 \text{ lb}$$

4) Momento de torsión en la junta.

$$M_u = 7.562(45,000) = 340,312 \text{ lb-in}$$

5) Cálculo del número aproximado de tornillos.

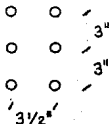
- Considerando únicamente la fuerza cortante:

$$N/\text{HILERA} = \frac{45,000}{15500 \times 4} = 0.73 \Rightarrow 1 \text{ Tornillo}$$

- Considerando únicamente el momento de torsión:

$$N/\text{HIL.} = \sqrt{\frac{6 M}{\text{PASO} \times \phi R_v \times \text{No. HILS.}}} = \sqrt{\frac{6(340,312)}{3(15500)(4)}} = 3.3$$

∴ Se hará un primer tanteo proponiendo 3 tornillos.  
por hilera.



Ref. 1  
pag.6-67

6) Revisión de la junta propuesta.

$$R'_y = \frac{V}{n} = \frac{45000}{12} = 3,750 \text{ lb}$$

$$R''_x = \frac{M Y}{2 \sum (x^2 + y^2)} = \frac{340,312 (3)}{2 [6(1.75)^2 + 4(3)^2]} = 9,388 \text{ lb}$$

$$R''_y = \frac{M X}{2 \sum (x^2 + y^2)} = 5,476 \text{ lb}$$

$$R = \sqrt{(5476 + 3750)^2 + (9388)^2} = 13,163 \text{ lb} < 15,500$$

7) Cálculo del espesor de las placas P -2.

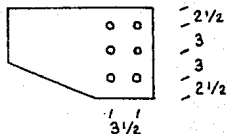
$$M_u \leq \phi M_n$$

Considerando  $\phi M_n = 0.9 P_y S$ , se tiene:

$$S_{REQ} = \frac{170,156}{0.9 (36,000)} = 5.25 \text{ in}^3$$

$$S = \frac{t b^2}{6} \quad t = \frac{5.25 (6)}{(11)^2} = 0.26 \text{ in}$$

Se usarán placas de 5/16" :  $t = 0.312 \text{ in}$



Ref. 1  
pag.5-89

Ref. 1  
pag.5-118

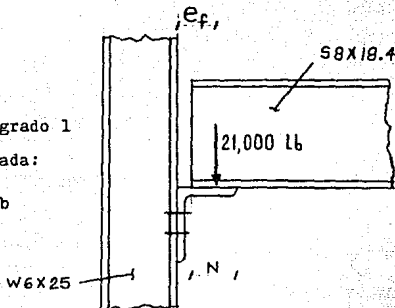
PROBLEMA No. 2

Dimensionar el ángulo de asiento para la conexión mostrada, y calcular el número de remaches requerido.

Datos.

- Acero A-36
- Remaches A502 grado 1
- Carga factorizada:

$$R_u = 21,000 \text{ lb}$$

1) Cálculo de la entrega mínima.

a) Por fluencia del alma.

$$R_u \leq \phi R_n \quad ; \quad \phi = 1.0$$

$$\phi R_n = (2.5K + N)F_y t_w$$

$$21 = (2.5 \times 1 + N)36 \times 0.25$$

$$N = \frac{21}{36 \times 0.25} - 2.5 = -0.17$$

Como puede observarse, el valor de la entrega no es el factor decisivo en este caso, por lo que la selección del ángulo deberá basarse en otras consideraciones.

Si se emplea un ángulo con una rama horizontal de 3 pulgadas, la entrega proporcionada será:

$$N = 3 - 1/2 = 2.5 \text{ in}$$

Ref. 1  
pag.6-77

b) Revisión de la entrega por pandeo del alma.

$$R_u \leq \phi R_n \quad ; \quad \phi = 0.75$$

Ref. 1  
pag.6-78

$$R_n = 68 t_w^2 \left[ 1 + 3 \left( \frac{N}{d} \right) \left( \frac{t_w}{t_f} \right)^{1.5} \right] \sqrt{F_y t_f / t_w}$$

para el perfil S-8X18.4 :  $t_w = 1/4"$  ,  $t_f = 7/16"$

$$\phi R_n = 68 (.75) (.25)^2 \left[ 1 + 3 \left( \frac{2.5}{8} \right) \left( \frac{16}{4 \times 7} \right)^{1.5} \right] \sqrt{36 \times \frac{28}{16}}$$

$$\phi R_n = 35.54 \text{ KIPS} > 21$$

∴ La entrega proporcionada es suficiente.

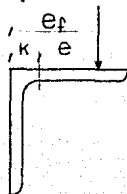
Además, en este caso se recomienda que la conexión sea resuelta a base de cuatro conectores como mínimo, lo cual obliga a utilizar un ángulo que admita doble gramil en la rama vertical. Por tanto, se propondrá un ángulo de 5 X 3 X t .

Para determinar el espesor del ángulo, el AISC recomienda que la carga se suponga aplicada a una distancia  $e_f$ , que se define como:

$$e_f = a + \frac{N}{2}$$

en este caso:  $e_f = 0.5 + \frac{2.5}{2} = 1.75 \text{ in}$

Por otra parte, se supone como sección crítica a flexión, la situada al pie del "acuerdo"



2) Revisión del ángulo.

Como primer tanteo se revisará un L de 5" X 3" X 5/8"

$$e = 1.75 - 1 = 0.75 \text{ in}$$

El momento flexionante será

$$M_u = e P_u = 0.75 \times 21,000 = 15,750 \text{ lb-in}$$

$$M_u \leq 0.9 F_y Z$$

$$Z_{nec} = \frac{M_u}{0.9 F_y} = \frac{15,750}{0.9 \times 36,000} = 0.49 \text{ in}^3$$

$$Z = \frac{bt^2}{4} \quad ; \quad b = \text{ancho de la columna} = 6\frac{1}{8} \text{ in}$$

$$t = \sqrt{\frac{0.49 \times 4}{6.125}} = 0.57 \text{ in} \doteq 5/8" \quad \text{O.K.}$$

Ref. 1  
pag. 1-54

Ref. 1  
pag. 6-45

3) Revisión de los remaches.

El momento actuante es

$$M_{ij} = 21,000 \times 1.75 = 36,750 \text{ lb-in}$$

La revisión se hará suponiendo que los esfuerzos se distribuyen como se ilustra en la siguiente figura:



Se está considerando aquí que solo los remaches de la primera hilera son efectivos pues, dado que el ángulo es muy flexible, estos fallarían mucho antes

Ref. 7  
pag. 843

de que los remaches de la hilera inferior alcanzaran su resistencia. Así, la máxima fuerza de tensión en cada remache resulta

$$T = \phi F_t A = 34,000(0.4418) = 15,020 \text{ lb}$$

Ref. 1  
pag.6-67

y buscando la posición del eje neutro se tiene:

$$2T = \bar{F}_y b \bar{Y}$$

$$2(15,020) = 36,000(6.125)\bar{Y}$$

$$\bar{Y} = 0.14 \text{ in}$$

luego el momento resistente será

$$M_R = \frac{\bar{F}_y b \bar{Y}^2}{2} + 2Td$$

$$M_R = \frac{36000(6.125)(0.14)^2}{2} + 2(15,020)(2.86)$$

$$M_R = 88,070 \text{ lb-in} > 36,750 \quad \text{O.K.}$$

Revisando ahora el esfuerzo cortante:

$$f_v = \frac{21,000}{4 \times 0.4418} = 11,883 \text{ lb/in}^2 < \phi \bar{F}_v = 23,400$$

Ref. 1  
pag.6-67

∴ Se usará como asiento un L de 5" X 3" X 5/8", y cuatro remaches A502-1 de 3/4".



PROBLEMA No. 3

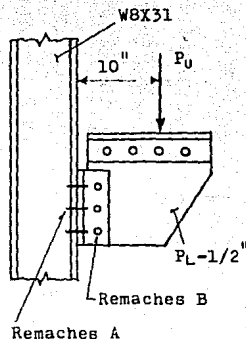
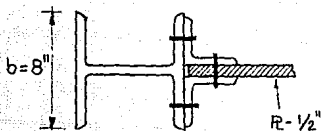
Dimensionar los ángulos verticales de la conexión mostrada. Calcular el diámetro y el número de remaches A y B.

El acero es A242 y los remaches son A-502 grado 1.

- 1) La carga factorizada es:

$$P_U = 26,000 \text{ lb}$$

- 2) La dimensión de los ángulos está limitada por el ancho del patín de la columna.



Por tanto, el ancho máximo de los ángulos será  $7\frac{1}{2}$  in

puede usarse: 2 JL de  $3\frac{1}{2} \times 3\frac{1}{2} \times t$

o bien: 2 JL de  $3 \times 3 \times t$

Se usará la segunda alternativa.

- 3) Cálculo del gramil.

gramil de la columna =  $5\frac{1}{2}$  in

gramil de los ángulos =  $1\frac{3}{4}$  in

Se forzará el gramil de la columna a 4 in, respetando el gramil de los ángulos.

- 4) El diámetro máximo de remache que puede usarse en los ángulos es  $7/8$ ". Se revisarán aquí remaches de  $3/4$ ".

Ref. 5  
pags. 48  
y 58

Ref. 5  
pag. 48

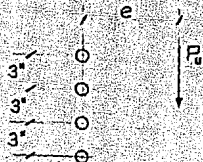
5) Cálculo de los remaches B.

Estos remaches están sujetos a cortante diecto y por torsión. Se hará un primer tanteo suponiendo 4 remaches.

La excentricidad vale:

$$e = 10 - g$$

$$e = 10 - 1\frac{3}{4} = 8\frac{1}{4} \text{ in}$$



Para este arreglo de tornillos y la excentricidad dada, de tablas (Manuales AISC) se obtiene:

$$C = \frac{P_u}{\phi R_v} = 1.30$$

Por otra parte, la capacidad de cada remache trabajando a cortante doble es:

$$\phi R_v = 20,700 \text{ lb}$$

Por tanto, la máxima carga excéntrica que esta conexión soporta es

$$P_u = C \times \phi R_v$$

$$P_u = 1.3 \times 20,700 = 26,910 \text{ lb} > 26,000$$

luego, la conexión propuesta es adecuada.

El análisis anterior se ha hecho por el método de resistencia última; sin embargo, el AISC permite también el uso del método vectorial tradicional.

Distancia mínima al borde:

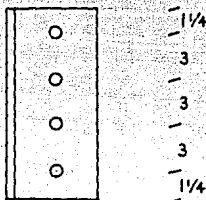
$$d_{min} = 1\frac{1}{4} \text{ in}$$

Ref. 1  
pag.5-63  
Ref. 2  
pag.4-62

Ref. 1  
pag.5-6

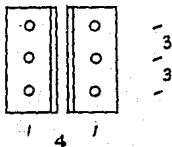
Ref. 1  
pag.5-89

Ref. 1  
pag.6-72



6) Cálculo de los remaches A.

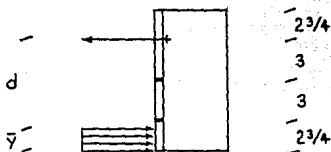
Estos están sujetos a cortante y tensión simultáneamente. Como primer tanteo se propondrán 6 remaches de  $3/4$ ".



El momento actuante vale:

$$M_u = 26,000 \times 10 = 260,000 \text{ lb-in}$$

Se supondrá que los esfuerzos se distribuyen como se muestra en la siguiente figura



esto es, considerando que solo los remaches de la primera hilera son efectivos. Así, la fuerza de tensión en cada uno de ellos será:

$$T = \phi F_t A = 34,000 \times 0.4418 = 15,020 \text{ lb}$$

Ref. 7  
pag.843

Ref. 1  
pag.6-67

Para encontrar la posición del eje neutro:

$$2T = b \bar{y} F_y$$

$$2(15,020) = 6(\bar{y})36,000 \quad \Rightarrow \quad \bar{y} = 0.14 \text{ in}$$

el momento resistente es entonces

$$M = \frac{b F_y \bar{y}^2}{2} + 2T d$$

$$M_R = \frac{6(36,000)(0.14)^2}{2} + 2(15,020)(8.61)$$

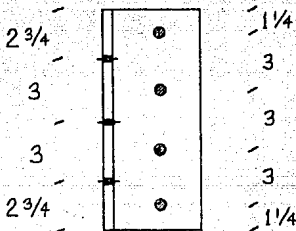
$$M_R = 260,800 \text{ lb-in} > 260,000 \quad \text{O.K.}$$

Se revisará ahora el esfuerzo cortante:

$$f_v = \frac{26,000}{6 \times 0.4418} = 9,808 \text{ lb/in}^2 < 23,400 \quad \text{O.K.}$$

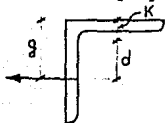
Ref. 1  
pag. 6-67

Por tanto, la conexión se hará como se muestra en la siguiente figura.



7) Revisión del ángulo.

Se ha propuesto un ángulo de 3 X 3 X 1/2".

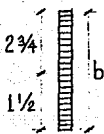


$$M = F d$$

$$d = g - K = 1\frac{3}{4} - 1\frac{1}{16} = 1\frac{15}{16}''$$

$$M = 15,020 \times 1\frac{15}{16} = 14,062 \text{ lb-in}$$

Ref. 1  
pag.1-56



$$Z_{\text{nec.}} = \frac{M}{\phi F_y} = \frac{14,062}{0.9 \times 50,000} = 0.31 \text{ in.}$$

Ref. 1  
pag.6-45

$$t = \sqrt{\frac{4 \times 0.31}{4.25}} = 0.53 \text{ in} \doteq 0.5$$

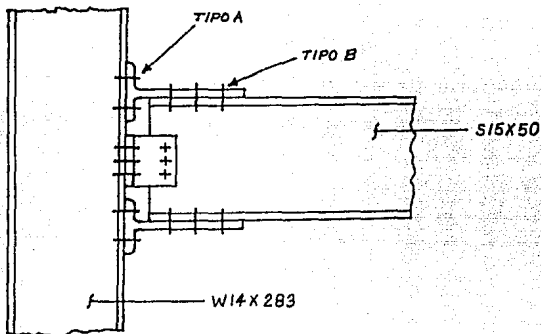
∴ El ángulo es adecuado.

PROBLEMA No. 4

Determinar el número de sujetadores tipo A y tipo B de la conexión mostrada, suponiendo que los primeros son de acero A502-1 y los segundos son A-325. Así mismo, seleccionar la viga de enlace. Considérese un diámetro de 7/8" para todos los sujetadores. Las piezas por conectar son de acero A-36.

El momento último es:  $M_u = 1'750,000 \text{ lb-in}$

Ref. 1  
pag.6-25



## 1) Hipótesis.

La fuerza cortante es tomada por los ángulos espalda con espalda conectados al alma.

El momento flexionante es transmitido por las viguetas recortadas, y es equivalente a un par de fuerzas cuyos valores son:

$$F = \frac{M_u}{d} = \frac{1'750,000}{15} = 116,667 \text{ lb}$$

## 2) Remaches A.

Los remaches del patín superior trabajarán a tensión, y la resistencia de cada uno de ellos es:

$$\phi F_t A = 33,800 (0.6013) = 20,324 \text{ lb}$$

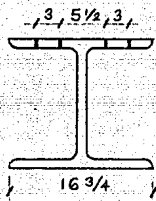
Ref. 1  
pag.6-67

y el número de remaches requerido:

$$N = \frac{116,667}{20,324} = 5.74$$

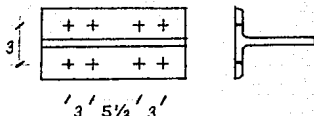
Para que la conexión sea simétrica, se usarán 8 remaches.

GRAMILES EN  
LA COLUMNA



Ref. 5  
pag.66

GRAMILES EN  
LA VIGA DE  
ENLACE.



Ref. 5  
pag. 56

## 3) Tornillos B.

Estos tornillos trabajan al cortante simple. Como todavía no se conocen las dimensiones de la viga recortada, se supondrá que ésta tiene un espesor de alma no menor de 5/16", para revisar por aplastamiento.

Resistencia a cortante:  $\phi C_v = 21,100 \text{ lb}$

Ref. 1  
pag.5-5

Resistencia por aplastamiento:  $\phi C_p = 28,500 \text{ lb}$

$\therefore$  Rige la resistencia a cortante.

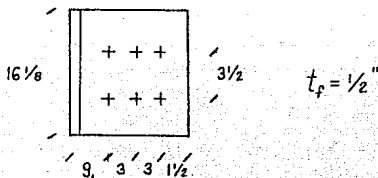
$$N = \frac{116,667}{21,100} = 5.53 \quad \text{úsen 6 tornillos}$$

#### 4) Detallado de la viga de enlace.

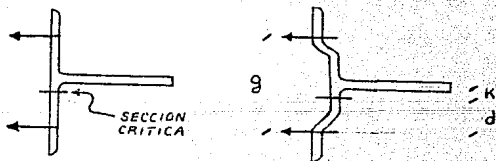
-Distancia mínima al borde =  $1\frac{1}{8} \text{ in}$

-Separación mínima entre tornillos =  $2\frac{2}{3} d$

Por tanto, se necesita un perfil que tenga una distancia libre entre patines de por lo menos 9 in. lo que se logra con un perfil W12X35. Esta sección cumple además con el requisito de resistencia, pues el espesor de su alma es  $5/16''$ .



- Cálculo del espesor del patín.



$$M = 58,333 \times d$$



$$d = \frac{g}{2} - K_1 = (3.5)(1/2) - 9/16 = 1.187 \text{ in}$$

Ref. 1  
pag.1-32

$$M = 58,333 (1.187) = 69,241 \text{ lb-in}$$

$$Z = \frac{69,241}{0.9 \times 36,000} = 2.14 \text{ in}^3$$

Ref. 1  
pag.6-45

$$Z = \frac{bt^2}{4} \quad ; \quad b = \text{ancho del patin de la columna}$$

$$\therefore t_f = \sqrt{\frac{4(2.14)}{16.125}} = 0.72 \text{ in} > 1/2$$

Se revisará ahora una W12X50 :

$$d = \frac{3.5}{2} - \frac{13}{16} = 0.937 \text{ in}$$

Ref. 1  
pag.1-32

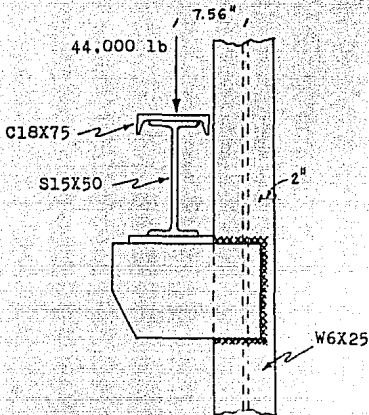
$$M = 58,333 (0.937) = 54,658 \text{ lb-in}$$

$$Z_{NEC.} = \frac{54,658}{0.9(36,000)} = 1.687 \text{ in}$$

$$t_f = \sqrt{\frac{4(1.687)}{16.125}} = 0.64 \text{ in} \doteq 0.625 \quad \text{O.K.}$$

PROBLEMA No. 5

Resolver la conexión de las placas P-2 a la columna.  
 Considérese soldadura E70-XX y acero A-36.



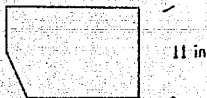
1) La carga última es:

$$P_u = 44,000 \text{ lb}$$

2) Datos geométricos.

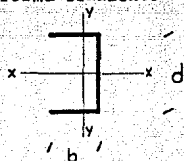
$$\begin{array}{l} \text{- Columna W6X25} \\ \left\{ \begin{array}{l} b_f = 6\frac{1}{8} \text{ in} \\ t_f = 7\frac{1}{16} \text{ in} \end{array} \right. \end{array}$$

$$\text{- Placa P-2 : } t = 5\frac{1}{16} \text{ in}$$



Ref. 1  
 pag.1-36

Por lo anterior, se propondrá un cordón de soldadura con la forma siguiente



$$b = 4 \text{ in}$$

$$d = 11 \text{ in} \Rightarrow L_T = 19 \text{ in}$$

cuyas propiedades geométricas son:

$$\bar{X} = \frac{b^2}{2b+d} = \frac{16}{8+11} = 0.84 \text{ in}$$

$$J = \frac{(2b+d)^3}{12} - \frac{b^2(b+d)^3}{2b+d} = \frac{(19)^3}{12} - \frac{16(15)^2}{19} = 382 \text{ in}^3$$

por tanto, la excentricidad vale

$$e = 7.56 + \frac{bf}{2} - \bar{X} - 2 = 7.785 \text{ in}$$

### 3) Elementos mecánicos.

$$V_u = 44,000 \text{ lb}$$

$$M_u = 44,000 \times 7.785 = 342,540 \text{ lb-in}$$

Por tratarse de dos placas, los elementos actuantes en cada una de ellas son:

$$V_{ij} = 22,000 \text{ lb}$$

$$M_u = 171,270 \text{ lb-in}$$

### 4) Esfuerzos.

$$f_v = \frac{V_u}{L} = \frac{22,000}{19} = 1158 \text{ Lb-in}$$

Ref. 1  
pag. 5-89

$$f_2 = \frac{M_u}{J} y = \frac{171,270}{382} (5.5) = 2466 \text{ lb/in}$$

$$f_3 = \frac{M_u}{J} x = \frac{171,270}{382} (4 - 0.84) = 1417 \text{ lb/in}$$

$$f_R = \sqrt{(1158 + 1417)^2 + (2466)^2} = 3565 \text{ lb/in}$$

5) Requisitos de la soldadura de filete.

Esp. placas P-2 = 5/16" → Tamaño máximo = 1/4"

Esp. patín columna = 7/16" → Tamaño mínimo = 3/16"

Si se usan filetes de 3/16":

$$R = b_{EF} \times \phi F_w$$

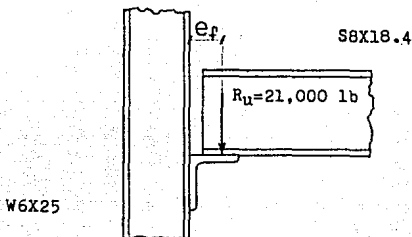
$$\phi F_w = 0.75(0.6)(70,000) = 31,500 \text{ Lb/in}^2$$

$$R = 0.7071 \times \frac{3}{16} \times 31,500 = 4176 \text{ Lb/in} > 3565$$

Ref. 1  
pag.6-62

PROBLEMA No. 6

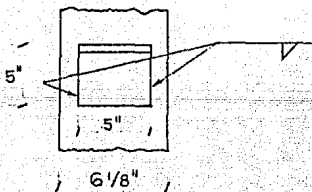
Determinar las dimensiones del ángulo de asiento y la soldadura necesaria para resistir una fuerza última de 21,000 lb. El acero es A-36 y los electrodos E70-XX.

- Geometría de la junta.

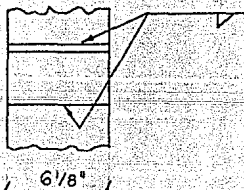
En el problema similar de remaches se vió que, dada la magnitud de la carga y las dimensiones de la viga, el valor de la entrega no está limitado.

El espesor del patín de la columna es:  $t = 7/16 \text{ in}$   
y el tamaño mínimo de las soldaduras es  $3/16 \text{ in}$ .

Se tienen dos alternativas de solución:



Alternativa 1



Alternativa 2

Ref. 1  
pag.1-36

Alternativa 1 .

Para esta solución se propondrá un ángulo de 5" X 3" Xt.

Al igual que en el problema No.2, la entrega es

$$N = 2 \frac{1}{2} \text{ in}$$

y la excentricidad:

$$e_f = a + \frac{N}{2} = 1.75 \text{ in}$$

La soldadura está sujeta a cortante directo y flexión.

Analizándola elásticamente se tiene:

$$f_y^I = \frac{21,000}{2 \times 5} = 2,100 \text{ lb/in}$$

$$f_z^II = \frac{Mx}{S_x} = \frac{21,000 \times 1.75}{8.33} = 4411 \text{ lb/in}$$

el valor de  $S_x$  puede obtenerse de tablas. y para un par de líneas verticales resulta

$$S_x = \frac{d^2}{3} = \frac{(5)^2}{3} = 8.33$$

la resultante en la garganta de la soldadura será

$$f_R = \sqrt{(2,100)^2 + (4411)^2} = 4885 \text{ lb/in}$$

Pueden usarse filetes de 1/4" :

$$\phi F_w b_e = 5568 \text{ lb/in} > 4885$$

El espesor del ángulo de asiento se calcula de la misma manera que en el problema No.2 .

Ref. 1  
pag.5-89

Ref. 1  
pag.6-64

Alternativa 2 .

Para esta solución se revisará como primer tanteo un ángulo de  $2\frac{1}{2} \times 2\frac{1}{2} \times t$  .

La entrega valdrá:  $N = 2\frac{1}{2} - \frac{1}{2} = 2 \text{ in}$

y la excentricidad:  $e_f = a + \frac{N}{2} = 1\frac{1}{2} \text{ in}$

de tablas:  $S_x = bd = 6.125 \times 2.5 = 15.31$

luego  $f_y' = \frac{21,000}{2 \times 6.125} = 1714 \text{ lb/in}$

$$f_z'' = \frac{21,000 \times 1.5}{15.31} = 2057 \text{ lb/in}$$

$$f_{\max} = \sqrt{(1714)^2 + (2057)^2} = 2677 \text{ lb/in}$$

Podría usarse filetes de  $1/8''$ , pero debido a que el tamaño mínimo es  $3/16''$ , será este el tamaño empleado:

$$\phi F_w b_e = 4176 \text{ lb/in} > 2677$$

Se supondrá que el espesor del ángulo es de  $1/2 \text{ in}$

$$e = 1.5 - 13/16 = 0.68 \text{ in}$$

$$M_u = P e = 21,000 \times 0.68 = 14,280 \text{ lb/in}$$

debe cumplirse que  $M_u \leq \phi M_n$

$$14,280 \leq 0.9 F_y Z$$

Ref. 1  
pag.1-58

$$Z_{nec} = \frac{14,280}{0.9 \times 36,000} = 0.44 \text{ in}^3$$

$$Z = \frac{bt^2}{4}$$

$$t = \sqrt{\frac{4 \times 0.44}{6.125}} = 0.53 \text{ in} \doteq 1/2$$

∴ Un ángulo de 2 1/2 X 2 1/2 X 1/2" es adecuado.

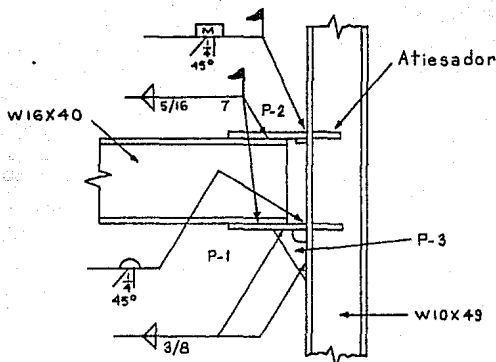


PROBLEMA No. 7

Resolver la conexión viga-columna mostrada en la figura, considerando que todas las piezas son de acero A-36 y la soldadura es E70-XX. Los elementos mecánicos factorizados son:

$$M_u = 1'400,000 \text{ lb-in}$$

$$R_u = 40,000 \text{ lb}$$

1) Datos geométricos.W 10 X 49

$t_w = 5/16''$

$k = 13/16''$

$t_f = 9/16''$

$b_f = 10''$

W 16 X 40

$t_w = 5/16''$

$k = 13/16''$

$t_f = 1/2''$

$b_f = 7''$

Ref. 1  
pags. 1-26  
y 27



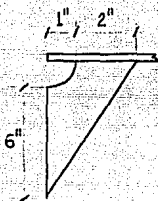
$$40,000 = (2.5 K + N) F_y t_w$$

Ref. 1  
pag. 6-77

$$N = \frac{40,000 \times 16}{36,000 \times 5} - 2.5(1.187) = 0.59 \text{ in}$$

La entrega requerida es pequeña. Se usará una longitud de placa de 3" para tomar en cuenta el recorte de la placa vertical.

$$N = 2 \text{ in} > 0.59 \quad \text{O.K.}$$



$$e_f = 3 - \frac{N}{2} = 3 - 1 = 2 \text{ in}$$

El AISC recomienda que el grueso de la placa vertical no sea menor que el espesor del alma de la viga y que sea, cuando menos, 1.33 veces el tamaño de la soldadura empleada.

Se revisará una soldadura de 6" por ambos lados.

$$f_v = \frac{40,000}{6 \times 2} = 3,333 \text{ lb/in}$$

$$f_t = \frac{40,000 \times 2}{(6^2/3)} = 6,666 \text{ lb/in}$$

$$f_{\max} = \sqrt{(3,333)^2 + (6,666)^2} = 7,453 \text{ lb/in}$$

y la resistencia de un filete de 3/8" es

$$\phi F_w b_e = 8,353 \text{ lb/in} > 7453$$

por lo que el espesor de la placa vertical será

$$1.33 \times 3/8 = 0.49 \text{ in} \quad \text{útese } t = 1/2 \text{ in}$$

6) Cálculo de atiesadores.

$$\phi R_n = (5K + t_b) F_y t_w \geq P_{bf}$$

$$\phi R_n = (5 \times 1.187 + 5/16) 36,000 \times 5/16 = 70,285 \text{ lb}$$

Ref. 1  
pag.6-77

∴ Se requieren atiesadores para los dos patines.

( Si al aplicar la fórmula anterior hubiera resultado que  $\phi R_n \geq P_{bf}$  , se requeriría verificar las fórmulas K1-1 y K1-8 del AISC para determinar si son necesarios los atiesadores ).

El área de los atiesadores deberá ser:

$$A_{st} = \frac{87500 - 70285}{36000} = 0.47 \text{ in}^2$$

- Requisitos que deben cumplir los atiesadores.

Ref. 1  
pag.6-79

$$1- \text{Ancho min.} = \frac{b_f}{3} - \frac{t_w}{2} = \frac{5.5}{3} - \frac{5}{16 \times 2} = 1.68'' \quad (P-2)$$

$$= \frac{9}{3} - \frac{5}{16 \times 2} = 2.84'' \quad (P-1)$$

$$2- \text{Grueso min.} = \frac{t_b}{2} = \frac{5}{16 \times 2} = 0.15 \text{ in} \quad (\text{P-2})$$

$$= \frac{1}{2 \times 2} = 0.25 \text{ in} \quad (\text{P-1})$$

$$\text{Grueso req.} = \frac{0.47}{2.84} = 0.17 \text{ in}$$

Se usarán atiesadores de 3" X 1/4" para cumplir con los requisitos anteriores.

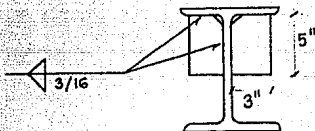
$$A_{st} = 0.75 \text{ in}^2 > 0.47 \quad \text{O.K.}$$

Además, los atiesadores deben cumplir el requisito de pandeo local:

$$\frac{b}{t} = \frac{3}{1/4} = 12 < \frac{95}{\sqrt{F_y}}$$

3- La longitud del atiesador será:

$$L_{st} = \frac{d}{2} = 5 \text{ in}$$



- Cálculo de la soldadura.

$$\text{Tamaño máximo} = 1/4 \text{ in}$$

$$\text{Tamaño mínimo} \begin{cases} \text{en el alma} = 3/16 \text{ in} \\ \text{en el patín} = 3/16 \text{ in} \end{cases}$$

Fuerza que transmiten los atiesadores:

$$P_{bf} - \phi R_n = 87,500 - 70,285 = 17,215 \text{ lb}$$

Ref. 1  
pag.6-62

Si se usa filete de 3/16":

$$\phi F_w b_e = 0.75(42,000)(0.707)(3/16) = 4,176 \text{ lb/in}$$

la longitud requerida es

$$L_{\text{sol.}} = \frac{17,215}{4,176} = 4.12 \text{ in} < 10 \quad \text{O.K.}$$

y para la unión entre patín y atiesador

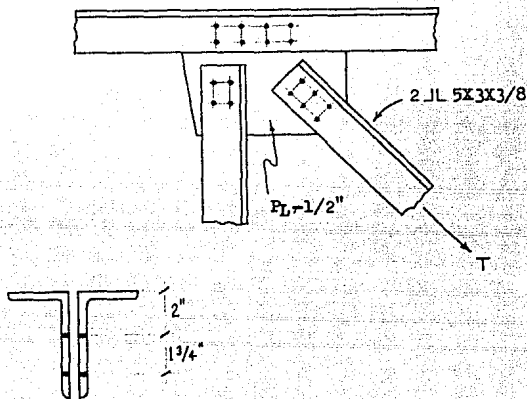
$$L_{\text{sol.}} = \frac{17,215}{4,176} = 4.12 \text{ in} < 6 \quad \text{O.K.}$$

Ref. 1  
pag. 6-65

### III.- MIEMBROS EN TENSION.

PROBLEMA No. 8

Revisar la resistencia a tensión de la diagonal formada por dos ángulos espalda con espalda, y conectada como se muestra en la figura. El acero es A-36 y los tornillos son de 1" de diámetro.



El área total del miembro es:

$$A_g = 2 \times 2.86 = 5.72 \text{ in}^2$$

- Cálculo del área neta.

$$B_{\text{TOT.}} = 5 + 3 - 3/8 = 7.625 \text{ in} \quad (\text{c/u})$$

$$B_{\text{NETO}} = 2 \left[ 7.625 - 2 \left( 1 + 1/8 \right) \right] = 10.75 \text{ in}$$

$$A_{\text{NETA}} = 10.75 \times 3/8 = 4.03 \text{ in}^2$$

Ref. 1  
pag.1-54

Ref. 1  
pag.6-29



- Cálculo de la resistencia.

Ref. 1  
pag.6-36

a) Fluencia:

$$\begin{aligned}\phi R_n &= 0.9 A_g F_y \\ &= 0.9(5.72)(36,000) = 185,328 \text{ lb}\end{aligned}$$

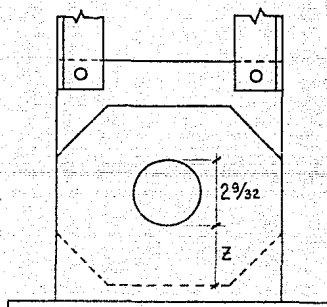
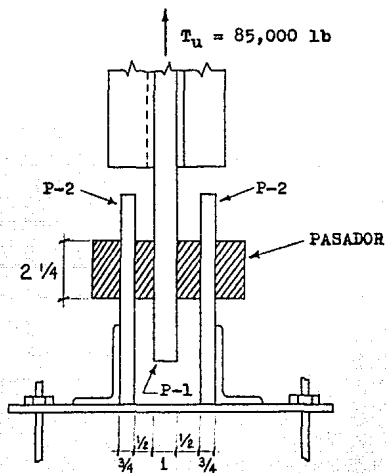
b) Ruptura:

$$\begin{aligned}\phi R_n &= 0.75 A_n F_u \\ &= 0.75(4.03)(58,000) = 175,305 \text{ lb}\end{aligned}$$

∴ La resistencia del miembro es:  $T = 175,305 \text{ lb}$

**PROBLEMA No. 9**

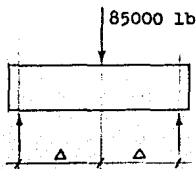
Determinar el diámetro del pasador, así como las dimensiones de las placas indicadas en la figura. Considérese acero A-36 en placas y pasador.



1) Cálculo del diámetro del pasador.

a) Por flexión.

Considerando al pasador como una viga de sección circular y con apoyos en el centro de las placas



$$\Delta = \left( \frac{1}{2} + \frac{1}{2} + \frac{3}{8} \right) = 1\frac{3}{8} \text{ in}$$

$$2\Delta = 2\frac{3}{4} \text{ in}$$

$$V = \frac{P}{2} = 42,500 \text{ lb}$$

$$M = \frac{PL}{4} = \frac{85,000 \times 2.75}{4} = 58,438 \text{ lb-in}$$

$$Z_{\text{nec.}} = \frac{M_u}{\phi F_y} = \frac{58,438}{0.9 \times 36,000} = 1.80 \text{ in}^3$$

$$\therefore d_p = \sqrt[3]{6 \times 1.80} = 2.21 \text{ in}$$

b) Por cortante.

$$V_u \leq \phi V_n$$

$$42,500 = 0.9 (0.6 \times 36,000 \times A)$$

$$A = 2.19 \text{ in}^2$$

$$d_v = \sqrt{\frac{4 \times 2.19}{\pi}} = 1.67 \text{ in}$$

c) Por aplastamiento.

$$\phi R_n = 0.75 (2 F_y A_p) = 1.5 F_y A_p$$

Ref. 1  
pag.6-45

Ref. 1  
pag.6-45

Ref. 1  
pag.6-75

en placa P-1:  $d_p = \frac{85,000}{1.5 \times 36,000 \times t} = 1.57 \text{ in}$

en placa P-2:  $d_p = \frac{42,500}{1.5 \times 36,000 \times 3/4} = 1.05 \text{ in}$

Comparando los tres incisos, se ve que rige el diámetro por flexión.

$$\therefore d = 2\frac{1}{4} \text{ in}$$

2) Revisión del área neta.

a) Diámetro del agujero:

$$D_{AGUJ} = d + 1/32 = 2\frac{1}{4} + 1/32 = 2\frac{9}{32} \text{ in}$$

Ref. 1  
pag.6-37

b) Cálculo del área neta:

$$A_n = t [ B - (D + 1/16) ]$$

Ref. 1  
pag.6-24

en placa P-1:  $A_n = [ 7 - (2\frac{9}{32} + 1/16) ] t = 4.66 \text{ in}^2$

en placas P-2:  $A_n = [ 7 - (2\frac{9}{32} + 1/16) ] 2 \times \frac{3}{4} = 6.98 \text{ in}^2$

$$\therefore A_n = 4.66 \text{ in}^2$$

c) Cálculo de la resistencia:

$$\phi P_n = 0.75 F_u A_n$$

$$\phi P_n = 0.75 (58,000) (4.66) = 202,275 \text{ lb} > 85,000$$

Ref. 1  
pag.6-36

3) Requisitos geométricos de la conexión.

Distancia al borde;

Ref. 1  
pag.6-72

a- Considerando el corte con soplete.

$$Z + \frac{d}{2} = 1.25 \times d = 1.25 \times 2.28 = 2.85 \text{ in}$$

b- Revisando  $Z + \frac{d}{2} = \frac{P}{\phi F_u t}$  ;  $\phi = 0.75$

$$\left. \begin{array}{l} \text{En P-1 : } Z + \frac{d}{2} = \frac{85,000}{0.75(58,000)(1)} = 1.95 \text{ in} \\ \text{En P-2 : } Z + \frac{d}{2} = \frac{42,500}{0.75(58,000)(3/4)} = 1.30 \text{ in} \end{array} \right\} 1.95''$$

c-  $Z t = \frac{2}{3} A_n = \frac{2 \times 4.65}{3} = 3.10 \text{ in}^2$

Ref. 1  
pag.6-37

$$\therefore Z = \frac{3.10}{1} = 3.10 \text{ in} \Rightarrow Z + \frac{d}{2} = 3.1 + \frac{2.28}{2} = 4.24 \text{ in}$$

De todos los requisitos, el más desfavorable es el último.

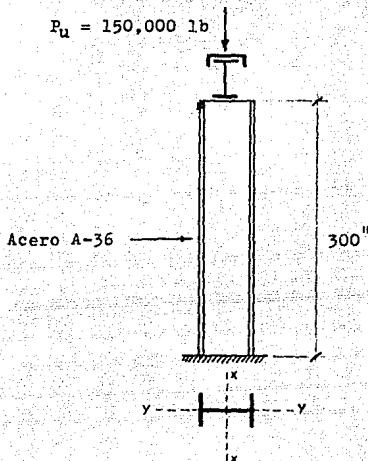
$$\therefore Z + \frac{d}{2} = 4 \frac{1}{4}''$$

IV.- MIEMBROS EN COMPRESION.

PROBLEMA No. 10

Diseñar la columna aislada, para trabe carril, trabajando únicamente a carga axial. La carga factorizada es:

$$P_u = 150,000 \text{ lb}$$

1er tanteo.

Suponiendo preliminarmente un esfuerzo de 10000 lb/in<sup>2</sup>

$$A_{req} = \frac{150,000}{10,000} = 15 \text{ in}^2$$

Se revisará un S12 X 50  $\left\{ \begin{array}{l} A = 14.7 \text{ in}^2 \\ r_x = 4.55 \text{ in} \\ r_y = 1.03 \text{ in} \end{array} \right.$

Los factores de longitud efectiva son:

$$K_x = 2.1 \quad , \quad K_y = 1.2$$

Ref. 1  
pag.1-40

por tanto:

$$\left(\frac{KL}{r}\right)_x = \frac{2.1 \times 300}{4.55} = 138.5$$

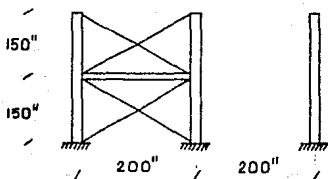
$$\left(\frac{KL}{r}\right)_y = \frac{1.2 \times 300}{1.03} = 349.5 > 200 \quad \text{No está permitido}$$

### 2º tanteo.

Buscando el  $r_y$  necesario para que la relación de esbeltez sea menor que 200 :

$$r_y = \frac{1.2 \times 300}{200} = 1.80 \text{ in}$$

No existe ningún perfil S con radio de giro igual o mayor por lo que, si ha de usarse un perfil de este tipo, será preciso disminuir la longitud efectiva de pandeo mediante puntales.



Al estar contraventeada:  $K_y = 1.0$

y en estas condiciones el radio de giro necesario es

$$r_y = \frac{1.0 \times 150}{200} = 0.75 \text{ in}$$

Ref. 1  
pag.6-35



Revisando nuevamente el perfil S12X50 :

$$\left(\frac{KL}{r}\right)_x = \frac{2.1 \times 300}{4.55} = 138.5$$

$$\left(\frac{KL}{r}\right)_y = \frac{1.0 \times 150}{1.03} = 145.6 \quad \lambda = \frac{KL}{r \pi} \sqrt{\frac{F_y}{E}} = 1.64$$

$$F_{cr} = \left[ \frac{0.877}{(1.64)^2} \right] 36,000 = 11,780 \text{ lb/in}^2$$

$$\phi P_n = \phi F_{cr} A = 0.85(11780)(14.7) = 147,190 \text{ lb} \quad \text{O.K.}$$

Revisión de pandeo local.

$$\text{- Alma: } \frac{h}{t} = \frac{9.125}{0.687} = 13.3 < \frac{253}{\sqrt{F_y}}$$

$$\text{- Patines: } \frac{b}{t} = \frac{5.5}{2 \times 0.659} = 4.17 < \frac{95}{\sqrt{F_y}}$$

∴ El perfil S12 X 50 es adecuado.

#### Cálculo de puntal y riostras.

Comunmente se supone que el puntal y la riostra toman el 2 % de la carga sobre la columna.

$$r_{min} = \frac{1.0 \times 200}{200} = 1.0 \text{ in}$$

Si se usa como puntal un ángulo de 5" X 5" X 5/16":

Ref. 1  
pag.6-39

Ref. 1  
pag.6-32

$$A = 3.03 \text{ in}^2 ; \quad r_z = 0.994 \text{ in}$$

$$\frac{KL}{r_z} = \frac{1.0 \times 200}{0.994} = 201 \doteq 200 \quad (\lambda_c = 2.24)$$

$$\phi F_{cr} = 5330 \text{ lb/in}^2$$

$$\phi F_{cr} A = 5330 \times 3.03 = 16,162 \text{ lb} \gg 3,000 \quad \text{O.K.}$$

La riostra deberá ser tal que

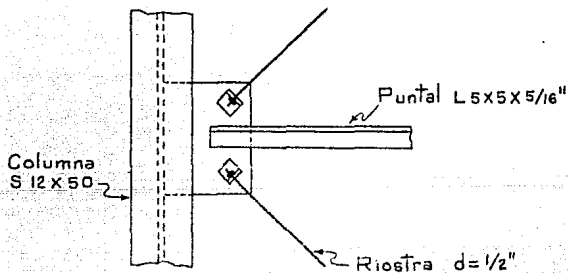
$$\phi F_t A \geq 3,000 \text{ lb}$$

$$\phi F_t = 0.75 \times 0.75 \times 58,000 = 32,600 \text{ lb/in}^2$$

∴ el área mínima necesaria es

$$A = \frac{3,000}{32,600} = 0.092 \text{ in}^2$$

Una varilla de 1/2 pulgada de diámetro tiene un área neta de 0.142 in<sup>2</sup> y, por tanto, es adecuada para usarse como riostra.



Ref. 1  
pag.6-124

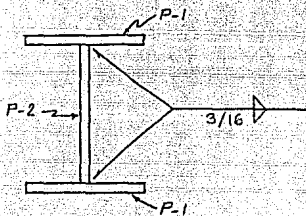
Ref. 1  
pag.5-172

PROBLEMA No. 11

Determinar la resistencia a compresión de una columna formada por tres placas de las siguientes dimensiones:

- Placas P-1 : 14" X 1/4"
- Placa P-2 : 20" X 1/4"

La pieza es de acero A-36, y tiene una longitud total de 200 in. Además, se supondrá "perfectamente articulada" en sus extremos.

1) Propiedades geométricas.

$$I_y = 2 \left( \frac{0.25 \times 14^3}{12} \right) + \frac{20 \times 0.25^3}{12} = 114.36 \text{ in}^4$$

$$A = 2 \times 0.25 \times 14 + 20 \times 0.25 = 12 \text{ in}^2$$

$$r_y = \sqrt{\frac{114.36}{12}} = 3.09 \text{ in}$$

## 2) Cálculo preliminar de la resistencia.

$$K = 1.0$$

$$\frac{KL}{r_y} = \frac{1.0 \times 200}{3.09} = 64.73 \quad (\lambda_c = 0.73)$$

$$\Rightarrow \phi F_{cr} = 24,540 \text{ Lb/in}^2$$

$$\therefore N_R = 12(24,540) = 294,480 \text{ Lb}$$

Ref. 1  
pag.6-39

Ref. 1  
pag.6-124

## 3) Revisión del pandeo local.

- En patines:  $\frac{b}{2t_f} = \frac{14}{2 \times 0.25} = 28 > \frac{95}{\sqrt{F_y}}$

- En alma:  $\frac{h}{t_w} = \frac{20 - 2 \times 3/16}{0.25} = 78.5 > \frac{253}{\sqrt{F_y}}$

Debido a que puede presentarse pandeo local, la resistencia de la columna deberá calcularse de acuerdo con el apéndice B5.3 de las normas del AISC.

Ref. 1  
pag.6-31

- Patines:

$$\frac{95}{\sqrt{F_y}} < \frac{b}{t} < \frac{176}{\sqrt{F_y}}$$

$$15.8 < 28 < 29.3$$

$$\begin{aligned} Q_s &= 1.415 - 0.00437 \left( \frac{b}{t} \right) \sqrt{F_y} \\ &= 1.415 - 0.00437 (28) \sqrt{36} = 0.68 \end{aligned}$$

Ref. 1  
pag.6-88

- Alma. Cálculo del ancho efectivo:

Dado que el ancho efectivo depende del esfuerzo de compresión en el alma, debe procederse por tanteos. En el primer tanteo se usará el esfuerzo previamente calculado ( $f=24,540 \text{ lb/in}$ ) :

$$b_e = \frac{326 t}{\sqrt{f}} \left[ 1 - \frac{57.2}{(b/t)\sqrt{f}} \right] \leq b$$

$$b_e = \frac{326 \times 0.25}{\sqrt{24,540}} \left[ 1 - \frac{57.2}{78.5\sqrt{24,540}} \right] = 14.03 \text{ in}$$

$$\frac{b_e}{t} = \frac{14.03}{0.25} = 56.12 > \frac{253}{\sqrt{F_y}}$$

$$Q_a = \frac{\text{AREA EFECTIVA}}{\text{AREA TOTAL}} = \frac{12 - (20 - 14.03) 0.25}{12} = 0.88$$

$$Q = Q_s Q_a = 0.68 \times 0.88 = 0.60$$

$$\lambda_c \sqrt{Q} = 0.73 \cdot 0.60 = 0.57 < 1.5$$

∴ El esfuerzo crítico se calcula con la siguiente fórmula:

$$F_{CR} = Q (0.658^{Q\lambda^2}) F_y$$

$$F_{CR} = 0.6 (0.658^{0.32}) 36,000 = 18,892 \text{ lb/in}^2$$

$$\phi F_{CR} = 0.85 \times 18,892 = 16,058 \text{ lb/in}^2 \neq 24,540$$

Ref. 1  
pag. 6-89

∴ Debe hacerse otro tanteo utilizando el nuevo esfuerzo obtenido.

$$b_e = \frac{326 \times 0.25}{\sqrt{16.06}} \left[ 1 - \frac{57.2}{78.5 \sqrt{16.06}} \right] = 16.64 \text{ in}$$

$$Q_a = \frac{12 - (20 - 16.64) \cdot 0.25}{12} = 0.93$$

$$Q = 0.68 \times 0.93 = 0.63$$

$$F_{CR} = 0.63 (0.658^{0.34}) 36,000 = 19,705 \text{ lb/in}^2$$

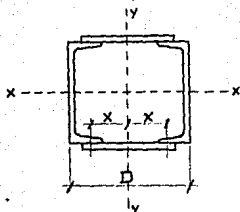
$$\phi F_{CR} = 0.85 \times 19,705 = 16,750 \text{ lb/in}^2 \doteq 16,058$$

∴ No hace falta un nuevo tanteo, y la resistencia de la columna es

$$\phi F_{CR} A = 16,750 \times 12 = 201,000 \text{ lb}$$

PROBLEMA No. 12

Calcular una columna en celosía formada por dos canales en cajón.



DATOS:

- Acero A-36
- Estructura soldada
- Carga factorizada = 300,000 lb
- Longitud = 400 in
- Extremos articulados en ambos sentidos.

El problema debe resolverse por tanteos. Además, en vista de que estará biarticulada, se buscará que la separación de los canales sea tal que el radio de giro sea igual en ambos sentidos.

r tanteo:

Suponiendo 2[C]15X40

$$I_x = I_y = 698 \text{ in}^4$$

$$I_y = 698 = 2(9.23 + 11.8 x^2)$$

$$x = \sqrt{\frac{698 - 18.46}{23.6}} = 5.37 \text{ in}$$

$$D = 2(5.37 + 0.777) = 12.29 \text{ in}$$

Calculando la resistencia de la columna:

$$\frac{Kl}{r} = \frac{1.0 \times 400}{5.44} = 73.53 \Rightarrow \phi F_{CR} = 23,020 \text{ lb/in}^2$$

Ref. 1  
pag.1-45Ref. 1  
pag.6-124

$$N_R = 23.6 (23,020) = 543,272 \text{ lb} \gg 300,000$$

∴ Está muy sobrada.

2º tanteo:

Revisando 2 [ ] 12X30

$$I_x = 324 \text{ in}^4, \quad r_x = 4.29 \text{ in}$$

$$I_y = 324 = 2 (5.14 + 8.82 X^2)$$

$$X = \sqrt{\frac{324 - 10.28}{17.64}} = 4.22 \text{ in}$$

$$D = 2 (4.22 + 0.674) = 9.79 \text{ in}$$

Cálculo de la resistencia:

$$\frac{K L}{r} = \frac{1.0 \times 400}{4.29} = 93.2 \Rightarrow \phi F_{CR} = 19,370 \text{ lb/in}^2$$

$$N_R = 17.64 (19,370) = 341,700 \text{ lb} > 300,000$$

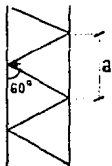
Luego, la sección propuesta es adecuada.

- Cálculo de la celosía.

Es conveniente que la inclinación de las barras de celosía con respecto al eje de la columna no sea menor de 60° .

$$\frac{a/2}{8.44} = \tan 30^\circ$$

$$a = 9.75 \text{ in}$$



Ref. 1  
pag.1-45

Ref. 1  
pag.6-124

Ref. 1  
pag.6-40



y, por construcción, la longitud de las barras de celosía es también:  $L = 9.75$  in

Debe cumplirse la condición de que la relación de esbeltez  $a/R$  del elemento entre celosías no exceda de la relación de esbeltez de la columna en conjunto:

$$\frac{a}{R} \leq \frac{l}{r}$$

$$\frac{a}{R} = \frac{9.75}{0.763} = 12.78 \ll 93.2$$

luego cumple ampliamente esta condición.

Por otra parte,  $a < 15$  in, por tanto puede usarse para la celosía cualquier perfil que satisfaga las condiciones.

La fuerza horizontal que se supone obra sobre la columna vale:

$$F = 0.02 \times 341,700 = 6,834 \text{ lb}$$

y cada barra de celosía debe soportar una fuerza de:

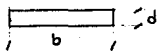
$$N = \frac{6834}{2} \cdot \frac{1}{\cos 30^\circ} = 3,946 \text{ lb}$$

-1ª solución:

Proponiendo una solera para tomar esa carga.

$$\left(\frac{L}{r}\right)_{\max} = 140 \quad \therefore r_{\min} = \frac{9.75}{140} = 0.07 \text{ in}$$

una solera tiene un radio de giro mínimo de 0.29 d



$$d = \frac{0.07}{0.29} = 0.24 \text{ in} ; \text{ implica placa de } 1/4''$$

$$\text{para } \frac{L}{r} = 140 \quad \Rightarrow \quad \phi F_{CR} = 10,890 \text{ lb/in}^2$$

Ref. 1  
pag.6-40

Ref. 1  
pag.6-124

$$A_{nec} = \frac{3946}{10,890} = 0.36 \text{ in}^2$$

$$b = 0.36 / 0.25 = 1.44 \text{ in}$$

puede usarse una solera de  $1/4" \times 1 1/2"$ .

- 2ª solución:

Usando una sección cuadrada de  $1/2" \times 1/2"$

$$r = 0.29 d = 0.29 \times 0.5 = 0.15 \text{ in}$$

$$\frac{L}{r} = \frac{9.75}{0.15} = 65 < 140 \Rightarrow \phi F_{CR} = 24,500 \text{ lb/in}^2$$

$$N_R = 24,500 (0.25) = 6,125 \text{ lb} > 3,946$$

Se optará por la segunda solución por ser más económica.

- Cálculo de la placa extrema.

Con objeto de poder soldar convenientemente, se usará una placa de ancho menor que el ancho total de la columna (9.79"), por ejemplo: una placa de  $8" \times 8"$ .

$$t_{min} = \frac{8}{50} = 0.16 \text{ in}$$

∴ el espesor de la placa será  $3/16"$

- Cálculo de las soldaduras necesarias.

a) Celosía a columnas.

La soldadura mínima recomendable en función del grueso del patín de la canal es  $3/16"$ .

$$\phi F_w b_e = 4,176 \text{ lb/in} \quad (E70-XX)$$

Ref. 1  
pag.6-124

Ref. 1  
pag.6-41

$$L_{\text{solo}} = \frac{3946}{4176} = 0.95 \text{ in}$$

Long. min. del filete =  $4 \times 3/16 = 12/16 \text{ in}$

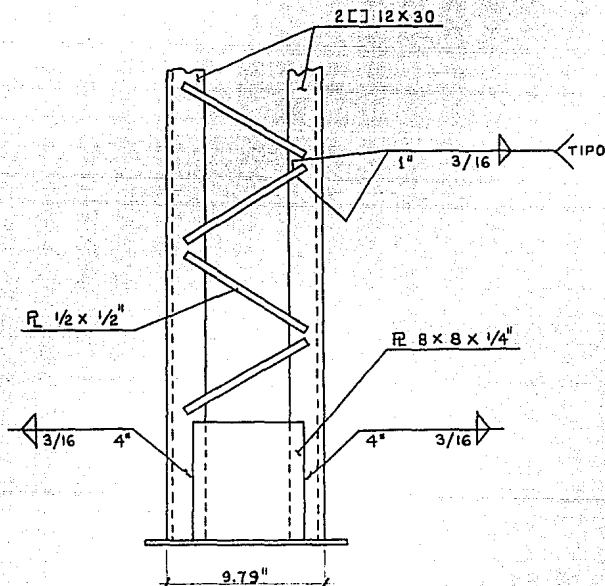
Se usará filete de  $3/16''$  con longitud de  $1''$ .

b) Placa extrema a canales.

Usando filetes de  $3/16''$ , la longitud necesaria es

$$L_{\text{solo}} = \frac{3417}{4176} + \frac{8}{3} = 3.5 \text{ in}$$

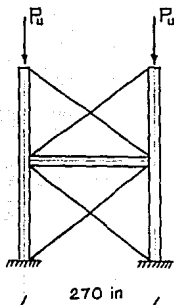
∴ Se usarán  $4''$ .



Ref. 1  
pag.6-41

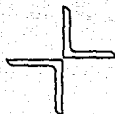
PROBLEMA No. 13

Se calculará un puntal cuya única función sea disminuir la longitud libre de pandeo de una columna. El puntal trabajará a compresión acompañado de unas riostras que formen el contraventeo de la pieza principal.



$$P_u = 140,000 \text{ lb}$$

Conviene usar un perfil compuesto por dos ángulos en estrella, debido a que tienen el máximo radio de giro con un peso mínimo.



En rigor, la carga que obra sobre el puntal no está definida con precisión, por lo que se recomienda que este se diseñe para resistir el 2 % de la carga axial que obra sobre la columna

$$0.02 P = 0.02 \times 140,000 = 2800 \text{ lb}$$

Dado que el puntal estará sujeto a compresión, su relación de esbeltez no debe exceder de 200.

Ref. 1  
pag.6-33

$$\left(\frac{L}{r}\right)_{\max} = 200 \quad \therefore r = \frac{L}{200} = \frac{270}{200} = 1.35 \text{ in}$$

Se emplearán 2  $\angle$  de  $3\frac{1}{2} \times 3\frac{1}{2} \times 1\frac{1}{4}$ ", cuyas propiedades son

$$A = 3.38 \text{ in}^2$$

$$r_{\min} = 1.38 \text{ in} > 1.35$$

Resistencia del puntal:

$$\frac{L}{r} = \frac{270}{1.38} = 195.7 \quad \phi F_{CR} = 5,570 \text{ lb/in}^2$$

Ref. 1  
pag. 6-124

$$N_R = 5570(3.38) = 18,827 \text{ lb} \gg 2800$$

La relación de esbeltez de cada ángulo no debe ser mayor que la del puntal en conjunto, por lo que es preciso colocar placas separadoras

$$\frac{l_1}{r_z} = \left(\frac{L}{r}\right)_{\angle} \quad \frac{l_1}{0.694} = 195.7$$

$$\therefore l_1 = 0.694(195.7) = 135.8 \text{ in}$$

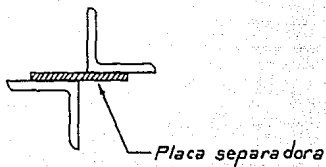
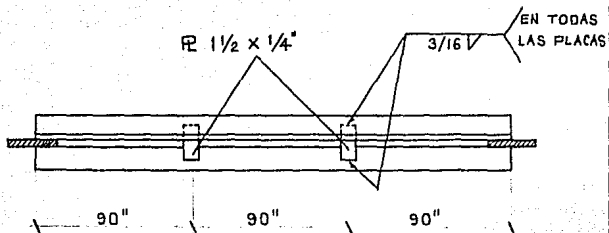
Suponiendo que solo existe fuerza normal, y despreciando la existencia de momentos adicionales en las piezas:

$$V^1 = 0.02(18,827) = 376.5 \text{ lb}$$

$$F_R \doteq 25,000 \text{ lb/in}^2$$

$$A_{\text{nec}} = \frac{376.5}{25,000} = 0.016 \text{ in}^2$$

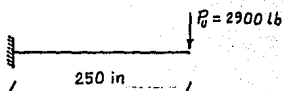
Como puede verse, el área requerida es muy pequeña, por lo que conviene que la pieza quede como se muestra:



V.- MIEMBROS EN FLEXION.

PROBLEMA No. 14

Dimensionar la viga mostrada en la figura utilizando acero A-36. La carga última es  $P_u = 2900$  lb.



$$M_u = 2900 \times 250 = 725,000 \text{ lb-in}$$



$$V_u = 2900 \text{ lb}$$

La viga en cuestión debe resolverse por tanteos.

1<sup>er</sup> tanteo.

Eligiendo preliminarmente una sección:

$$Z = \frac{M_u}{0.9 F_y} = \frac{725,000}{0.9 \times 36,000} = 22.4 \text{ in}^3$$

∴ Revisaremos un perfil S-10X25.4

- a) Verificación de la posibilidad de que la viga sea compacta. Deberán compararse las relaciones ancho/espesor del alma y de los patines con los valores especificados por el AISC.

$$\text{alma: } \frac{h}{t_w} = \frac{7.75}{0.312} = 24.8 < \lambda_p = \frac{640}{\sqrt{F_y}}$$

$$\text{patines: } \frac{b}{2 t_f} = \frac{4.625}{2 \times 0.5} = 4.63 < \lambda_p = \frac{65}{\sqrt{F_y}}$$

∴ la sección es compacta.

Ref. 1  
pag.1-40

Ref. 1  
pag.6-31



b) Debido a lo anterior, solo resta revisar la longitud no soportada lateralmente, que en este caso es:

$$L_b = 250 \text{ in}$$

y para el perfil S-10X25.4:  $L_p = 48 \text{ in}$ ,  $L_r = 193 \text{ in}$ .

Dado que  $L_b > L_r$ , la capacidad de la viga queda controlada por pandeo elástico:

$$M_n = M_{cr} = C_b \frac{\pi}{L_b} \sqrt{EI_y GJ + \left(\frac{\pi E}{L_b}\right)^2 I_y C_w}$$

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

Las constantes  $X_1$  y  $X_2$ , al igual que las demás propiedades del perfil, se encuentran tabuladas en el manual del AISC.

$$C_b = 1.75 + 1.05 \frac{M_1}{M_2} + 0.3 \left(\frac{M_1}{M_2}\right)^2 = 1.75 < 2.3$$

Luego

$$M_n = \frac{1.75(24.7)(3430)\sqrt{2}}{250/0.954} \sqrt{1 + \frac{(3430)^2(0.00122)}{2(250/0.954)^2}} = 840,880 \text{ lb-in}$$

Finalmente, el momento resistente resulta:

$$\phi M_n = 0.9 \times 840,880 = 756,790 \text{ lb-in} > 725,000$$

Ref. 1  
pag. 3-35

Ref. 1  
pag. 6-44

Ref. 1  
pag. 1-40

Ref. 1  
pag. 6-42

Ref. 1  
pag. 6-45

c) Revisión por cortante.

$$V_n = 0.6 F_y A_w$$

$$V_n = 0.6(36,000)(10)(5/16) = 67,500 \text{ lb}$$

$$\phi V_n = 0.9 \times 67,500 = 60,750 \text{ lb} \gg 2900$$

d) Revisión de deflexiones.

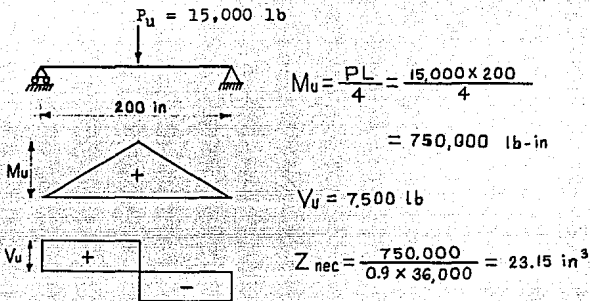
$$P_{SERVICIO} = 2000 \text{ lb}$$

$$\Delta = \frac{PL^3}{3EI} = \frac{2000(250)^3}{3(29 \times 10^6)(124)} = 2.81 \text{ in} = \frac{L}{89}$$

Aunque por resistencia el perfil S-10X25.4 es adecuado, la flecha es excesiva, por lo que sería conveniente utilizar un perfil de mayor peralte.

PROBLEMA No. 15

Diseñar la viga mostrada en la figura utilizando acero A-36. La viga se encuentra soportada lateralmente en toda su longitud, y por motivos arquitectónicos su peralte no debe exceder de 9 pulgadas.



Ref. 1  
pag. 6-45

Se revisará una viga S-8X18.4 con cubreplacas.

Momento resistente de la viga:

$$M_v = 0.9 F_y Z = 0.9(36,000)(16.5) = 534,600 \text{ lb-in}$$

Momento que deben resistir las placas:

$$M_{pL} = 750,000 - 534,600 = 215,400 \text{ lb-in}$$

Area aproximada de las cubreplacas:

$$F = \frac{215,400}{8} = 26,925 \text{ lb}$$

$$A = \frac{26,925}{0.9 \times 36,000} = 0.83 \text{ in}^2$$

Se usarán 2 placas de 3" X 5/16".

Módulo de sección plástico del perfil compuesto:

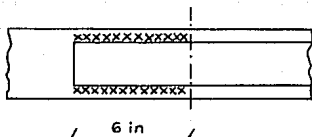
$$Z_{\text{COMP}} = 16.5 + 0.94 (8 + 5/16) = 24.31 \text{ in}^3$$

y el momento resistente es

$$M_R = 0.9(36000)(24.31) = 787,644 \text{ lb-in} > 750,000$$

El punto teórico de corte está a 71" del apoyo, pero las placas deben prolongarse más allá de ese punto, una distancia de por lo menos:

$$a' = 2b = 2 \times 3 = 6 \text{ in}$$



Se verifica ahora si la fuerza que desarrollarán las cubreplacas en el punto de corte puede ser resistida por las soldaduras propuestas.

$$F = 0.9 F_y A_{\text{PLACA}} = 0.9(36,000)(0.94) = 30,456 \text{ lb}$$

si se usa soldadura, continua de 3/16":

$$\phi F_w b_e = 4,176 \text{ lb/in} \quad (\text{E70-XX})$$

Ref. 1  
pag. 6-64

$$F_n = 2(6)(4176) = 50,112 \text{ lb} > 30,456$$

Calculando ahora la unión de la placa con la viga

$$I = 57.6 + 2(0.94)(4.156)^2 = 90.07 \text{ in}^4$$

$$\frac{VQ}{I} = \frac{(7500)(0.94)(4.156)}{90.07} = 324 \text{ lb/in}$$

usando soldadura intermitente de 3/16" :

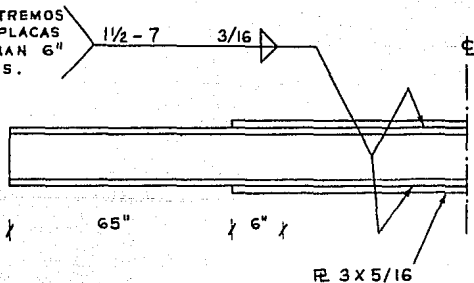
$$L_{\min} = 4 \times 3/16 = 3/4 \text{ in} \quad \text{úsese } L = 1.5 \text{ in}$$

$$\text{Fuerza resistida} = 2(4176)(1.5) = 12,528 \text{ lb}$$

$$\text{Sep.} = \frac{12,528}{324} = 38.6 \text{ in} > \begin{cases} (127/\sqrt{F_y})t = 6.62 \text{ in} \\ 12 \text{ in} \end{cases}$$

Se usará 1/2 @ 7"

EN LOS EXTREMOS  
DE CUBREPLACAS  
SE SOLDARAN 6"  
CONTINUAS.



Ref. 1  
pag.6-63

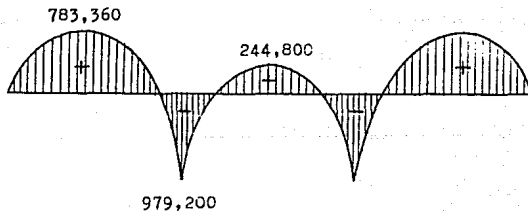
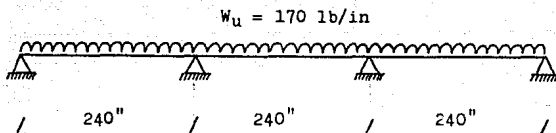
PROBLEMA No. 16

Calcular una viga continua de sección uniforme.

Considérese que únicamente en los apoyos existe restricción lateral. La viga será de acero A-36 .

Cargas Nominales	Factor de Carga	Cargas Factorizadas
C.M.= 55 lb/in	1.2	66 lb/in
C.V.= 65 lb/in	1.6	104 "
120 lb/in	1.417	170 lb/in

Ref. 1  
pag.6-25



$M \text{ (lb-in)}$

- Selección preliminar de un perfil laminado.

$$Z_{nec} = \frac{979,200}{0.9 \times 36,000} = 30.22 \text{ in}^3$$

Se revisará un perfil S10 X 35 cuyo módulo de sección plástico es

$$Z_x = 35.4 \text{ in}^3$$

Se investiga ahora si la sección es compacta:

-Patines: 
$$\frac{b}{2t_f} = \frac{5}{2 \times 0.5} = 5 < \frac{65}{\sqrt{F_y}}$$

-Alma: 
$$\frac{h}{t_w} = \frac{7.75}{5/8} = 12.4 < \frac{640}{\sqrt{F_y}}$$

∴ La sección es compacta.

- Cálculo de la resistencia.

La longitud no soportada es  $L_b = 240 \text{ in}$ ,

y para el perfil en cuestión:

$$L_p = \frac{300 F_y}{\sqrt{F_y}} = 45.6 \text{ in} \quad , \quad L_r = 251 \text{ in}$$

$$L_p < L_b < L_r \quad ( \text{pandeo inelástico} )$$

$$45.6 < 240 < 251$$

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

$$M_p = F_y Z = 36,000 (35.4) = 1,274,400 \text{ lb-in}$$

$$M_R = (F_y - F_r) S_x = (36,000 - 10,000) 29.4 = 764,400 \text{ lb-in}$$

Ref. 1  
pag.6-31

Ref. 1  
pag.3-35

Ref. 1  
pag.6-43

Para el primer tramo:  $\frac{M_1}{M_2} = 0 \Rightarrow C_b = 1.75$

Para el tramo central:  $\frac{M_1}{M_2} = 1 \Rightarrow C_b = 2.3$

La condición más desfavorable se tiene en el primer tramo.

$$M_n = 1.75 \left[ 1,274,400 - 510,000 \left( \frac{194.4}{205.2} \right) \right] = 1,384,670 > M_p$$

$$\therefore M_n = M_p = 1,274,400 \text{ lb-in}$$

finalmente, el momento resistente es :

$$\phi M_n = 0.9 (1,274,400) = 1,146,960 \text{ lb-in} > M_{ACTUANTE}$$

- Revisión por cortante.

$$V_n = 0.6 F_y A_w = 0.6 (36,000) (10) (5/8) = 135,000 \text{ lb}$$

$$\phi V_n = 0.9 (135,000) = 121,500 \text{ lb} > 24,480$$

- Revisión de deflexiones.

$$W_{SERVICIO} = 120 \text{ lb/in}$$

$$\Delta \doteq \frac{W L^4}{185 E I} < \frac{L}{360}$$

$$0.49 < 0.67$$

$\therefore$  El perfil S-10X35 es adecuado.

Ref. 1  
pag.6-43

Ref. 1  
pag.6-45



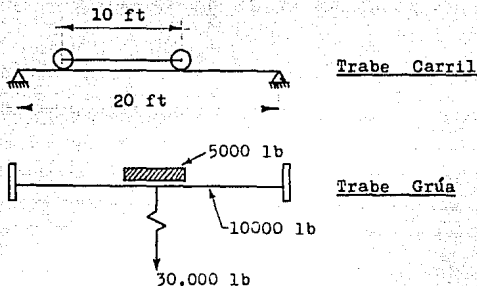
PROBLEMA No. 17

Diseñar una trabe carril con los siguientes datos :

$$F_y = 42,000 \text{ lb/in} \quad (\text{A-529})$$

$$F.C. = 1.4$$

- Peso en el gancho: 30,000 lb
- Peso propio grúa : 10,000 lb
- Peso del carrito : 5,000 lb



1) Determinación de cargas nominales.

a) Fuerza vertical en cada trabe carril.

- Por peso de la carga: 30,000 lb
  - Por peso del carrito: 5,000 "
  - Por peso de la grúa : 5,000 "
- 
- 40,000 lb
- Por impacto:  $0.25 \times 40,000 = 10,000 \text{ "}$
- 
- $F_{\text{TOT.}} = 50,000 \text{ lb}$

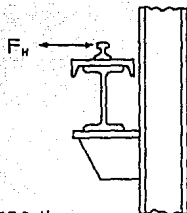
$$\therefore \text{Carga vertical por rueda} = F_{\text{TOT.}}/2 = 25,000 \text{ lb}$$

b) Fuerza horizontal (cabeceo).

$$F_H = 0.10(W_{\text{CARGA}} + W_{\text{CARRO}})$$

$$0.10(30,000 + 5,000) = 3,500 \text{ lb}$$

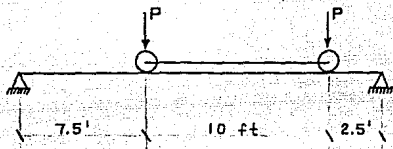
∴ Carga horizontal por rueda = 1750 lb



Ref. 1  
pag.6-26

Ref. 5  
pag.130

2) Deflexiones bajo cargas de servicio.



Por el método de área de momentos y con las cargas de servicio ( $P=25,000 \text{ lb}$ ) se obtiene:

$$\Delta_c = 165 \text{ in} \quad (\text{Para } I_x = 1.0 \text{ in}^4)$$

y la flecha máxima recomendada es

$$\Delta_{\text{max}} = L/600 = 0.4 \text{ in}$$

$$\therefore I_{\text{REQ.}} = \frac{165}{0.4} = 412.5 \text{ in}^4$$

3) Cálculo de cargas últimas y momentos.

$$\text{Carga vertical} = 1.4 \times 25,000 = 35,000 \text{ lb}$$

$$\text{Carga horizontal} = 1.4 \times 1,750 = 2,450 \text{ lb}$$

$$M_{\text{ux}} = \frac{P}{2L} \left( L - \frac{a}{2} \right)^2 = \frac{35,000}{2 \times 20} \left( 20 - \frac{10}{2} \right)^2 = 196,875 \text{ lb-ft}$$

Ref. 5  
pag.131

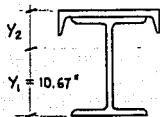
Ref. 1  
pag.3-144

$$M_{uy} = \frac{2450}{2 \times 20} \left( 20 - \frac{10}{2} \right)^2 = 13,781 \text{ lb-ft}$$

$$\therefore S_{I_{REQ}} = \frac{196,875 \times 12}{0.9 \times 42,000} = 62.5 \text{ in}^3$$

4) Diseño del perfil.

Se revisará un perfil compuesto por una W16X36 y un C12X20.7



$$I_x = 670.3 \text{ in}^4$$

$$S_1 = \frac{I_x}{Y_1} = 62.81 \text{ in}^3$$

$$S_2 = \frac{I_x}{Y_2} = 122.53 \text{ in}^3$$

$$I_y = 129 + 12.25 = 141.25 \text{ in}^4$$

$$S_y = \frac{141.25}{6} = 23.54 \text{ in}^3$$

Ref. 1  
pag.1-97

5) Cálculo de esfuerzos existentes.

(tensión)  $f_{x_1} = \frac{196,875 \times 12}{62.81} = 37,613 \text{ lb/in}^2$

(compresión)  $f_{x_2} = \frac{196,875 \times 12}{122.53} = 19,281 \text{ lb/in}^2$

$$f_y = \frac{13,781}{23.54} = 7,025 \text{ lb/in}^2$$

6) Comparación de esfuerzos.

- Patín de compresión:

$$f_{un} = 19,281 \text{ lb/in}^2 < 0.9 F_y = 37,800$$

$$f_{un} = 19,281 + 7025 = 26,306 \text{ lb/in}^2 < F_y = 42,000$$

- Patín de tensión:

$$f_{un} = 37,613 \text{ lb/in}^2 < 0.9 F_y = 37,800$$

∴ El perfil propuesto es adecuado.

7) Unión de los dos perfiles.

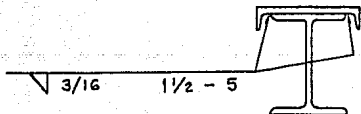
Tamaño mínimo de soldadura = 3/16" } úsese 3/16"  
Tamaño máximo de soldadura = 1/4" }

Ref. 1  
pag.6-62

$$\frac{VQ}{I} = \frac{52,500 \times 6.09 \times 4.77}{670.3} = 2277 \text{ lb/in}$$

Si se hace soldadura intermitente con filetes de 1/2 in de longitud :

$$S = \frac{2 \times 4176 \times 1.5}{2277} = 5.5 \text{ in}$$

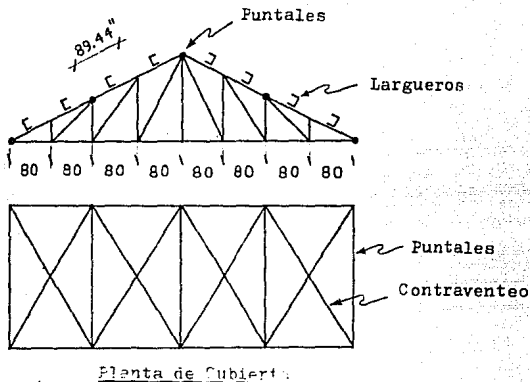


## VI.- MIEMBROS EN FLEXOCOMPRESION .

PROBLEMA No. 18

Revisar la cuerda superior de la armadura que se muestra en la figura, considerando que al centro de cada tablero se encuentra un larguero cuya descarga es de 2000 lb. La fuerza normal obtenida en un análisis previo es de 40,000 lb.

Ref. 1  
pag.6-25

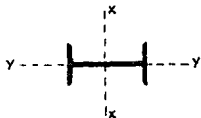


La cuerda superior de la armadura está formada por un perfil W10X17 colocado en la forma más favorable, es decir, que la longitud libre de pandeo regirá la orientación. De la figura se obtiene:

$$l_x = 89.44 \times 2 = 178.88 \text{ in}$$

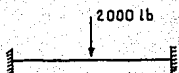
$$l_y = 89.44 \text{ in}$$

por lo que el perfil se orientará de la siguiente manera:

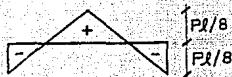


Es decir, que la pieza se flexionará alrededor de su eje de menor momento de inercia.

Analizando la cuerda superior como si estuviera doblemente empotrada:



$$M = \frac{Pl}{8} = \frac{2000 \times 89.44}{8}$$



$$M = 22,360 \text{ lb-in}$$

### 1) Cálculo de resistencias.

- A flexión:

$$\phi M_n = 0.9 F_y Z = 0.9(36,000)(2.80) = 90,720 \text{ lb-in}$$

Ref. 1  
pag.6-42

- a compresión:

$$\left(\frac{Kl}{r}\right)_y = \frac{1.0 \times 89.44}{0.844} = 106 \Rightarrow \phi F_{cr} = 16,940 \text{ lb/in}^2$$

Ref. 1  
pag.6-39  
pag.6-124

$$\left(\frac{Kl}{r}\right)_x = \frac{1.0 \times 178.88}{4.05} = 44$$

$$\phi F_n = 16,940 \times 4.99 = 84,530 \text{ lb}$$

### 2) Momento amplificado.

$$C_{my} = 1 + \psi \frac{P_u}{P_e} \quad ; \quad P_e = 127,095 \text{ lb} \quad ; \quad \frac{P_u}{P_e} = 0.315$$

Ref. 1  
pag.6-162

$$C_{my} = 1 - 0.2 \left( \frac{40,000}{127,095} \right) = 0.94$$

$$F.A. = \frac{C_m}{1 - P_u/P_e} = \frac{0.94}{1 - 0.315} = 1.37 > 1 \quad \text{O.K.}$$

Ref. 1  
pag.6-48

$$M_u = F.A. \times M = 1.37 \times 22,360 = 30,633 \text{ lb-in}$$

3) Revisión de la fórmula de interacción.

Ref. 1  
pag.6-47

$$\frac{P_u}{\phi P_n} = \frac{40,000}{84,530} = 0.47 > 0.2$$

∴ úsese fórmula H1-1.a del AISC

$$\frac{P_u}{\phi P_n} + \frac{8}{9} \left( \frac{M_u}{\phi M_n} \right) \leq 1$$

$$0.47 + \frac{8}{9} \left( \frac{30,633}{90,720} \right) = 0.80 < 1$$

Luego el perfil W10X17 es adecuado, aunque está un poco sobrado.



## VII.- CONCLUSIONES .

## VII- CONCLUSIONES.

La elección del criterio de diseño a seguir en cada proyecto estructural es una prerrogativa del diseñador.

Tanto el método de resistencia última, como el de esfuerzos admisibles, son criterios vigentes para el diseño estructural. La principal diferencia entre ellos radica en la manera de abordar el problema de la seguridad de las estructuras.

El método de estados límite aísla las variables que intervienen en el diseño y, de acuerdo con el grado de incertidumbre inherente a cada una de ellas, asigna los factores de seguridad. Esta forma de proceder conduce a una confiabilidad más uniforme en el diseño. No obstante, permanece la duda acerca de si son o no adecuados los niveles de seguridad implícitos en las especificaciones.

Por lo demás, las especificaciones AISC 1986 adoptan un formato que considera en forma ordenada y explícita los principales aspectos del diseño, y que permite identificar claramente los estados límite contra los que se pretende tener seguridad. Esto confiere a las especificaciones cierto valor didáctico.

Una ventaja importante que tiene el método de resistencia última, es la facilidad con que permite incorporar al diseño los resultados experimentales, los cuales se asimilan de una manera natural, sin necesidad de transformarlos a términos de esfuerzos.

En cuanto a su aplicación rutinaria, las especificaciones AISC 1986 presentan algunas dificultades, pues varias de las fórmulas para el cálculo de resistencias son demasiado complicadas. Además, el aplicar un factor de carga diferente para cada una de las acciones es también engorroso.

Por otro lado, a pesar del énfasis que se pone en la importancia de revisar los estados límite de servicio, las especificaciones AISC 1986 no contienen ninguna disposición concreta al respecto.

De la aplicación de las especificaciones AISC 1986 resultan generalmente diseños más económicos que los proporcionados por el criterio de esfuerzos admisibles. Sin embargo, al adoptar dicho documento, la intención del AISC parece ser la de establecer una base racional para futuros avances en el estado del arte del diseño de estructuras de acero.

## APENDICE.

### Referencias.

- 1 - "Load and Resistance Factor Design", Manual of Steel Construction, 1ª Edición, Instituto Americano de la Construcción en Acero (AISC), Chicago, Ill., 1987.
- 2 - Manual of Steel Construction, 8ª Edición, Instituto Americano de la Construcción en Acero (AISC), Chicago, Ill., 1980.
- 3 - O. de Buen, "Estructuras de Acero", 1ª Edición, Ed. Limusa, México, D.F., 1982.
- 4 - R. Meli P., "Diseño Estructural", Ed. Limusa, 1ª Edición, México, D.F., 1985.
- 5 - Manual de Construcción en Acero, Tomo 1, 1ª Edición, Instituto Mexicano de la Construcción en Acero (IMCA) - Limusa, México, D.F., 1987.
- 6 - J.A. Edner, "Introduction to the Proposed AISC Load and Resistance Factor Design Specification", AISC Engineering Journal, No. 1, 1984.
- 7 - W. McGuire, "Steel Structures", Prentice-Hall, Nueva Jersey, E.U., 1968.